

АКЦИОНЕРНОЕ ОБЩЕСТВО «НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ ЦЕНТР  
«СТРОИТЕЛЬСТВО» (АО «НИЦ «СТРОИТЕЛЬСТВО»)

ЦЕНТРАЛЬНЫЙ НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ ИНСТИТУТ  
СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ им. В. А. КУЧЕРЕНКО  
(ЦНИИСК им. В. А. КУЧЕРЕНКО)

*На правах рукописи*



Бубис Александр Александрович

**ПРОЧНОСТЬ И ДЕФОРМАТИВНОСТЬ КАМЕННО-МОНОЛИТНЫХ СТЕН  
ЗДАНИЙ ПРИ ПЛОСКОМ НАПРЯЖЕННОМ СОСТОЯНИИ,  
В ТОМ ЧИСЛЕ ПРИ СЕЙСМИЧЕСКОМ ВОЗДЕЙСТВИИ**

Специальность: 05.23.01 – Строительные конструкции, здания и сооружения

Диссертация на соискание ученой степени  
кандидата технических наук

Научный руководитель:  
доктор технических наук,  
профессор И. И. Ведяков



МОСКВА – 2020

## СОДЕРЖАНИЕ

ВВЕДЕНИЕ.....	5
ГЛАВА 1. СОСТОЯНИЕ ВОПРОСА, ЦЕЛИ И ЗАДАЧИ ИССЛЕДОВАНИЯ .....	21
1.1. Сейсмическая опасность Российской Федерации и нормативные методы оценки сейсмостойкости зданий .....	21
1.2. Обзор экспериментальных и теоретических исследований по теме работы .....	29
1.2.1. Обзор экспериментальных и теоретических исследований каменных конструкций в условиях двухосного напряженного состояния .....	29
1.2.2. Обзор экспериментальных и теоретических исследований бетонных и железобетонных конструкций в условиях двухосного напряженного состояния .....	33
1.2.3. Обзор экспериментальных и теоретических исследований комплексных каменно-монолитных конструкций в условиях двухосного напряженного состояния .....	40
1.3. Теоретические исследования работы внутреннего и наружных слоев многослойных стен при сейсмическом воздействии и существующие методы их расчета.....	45
1.4. Опыт строительства зданий с многослойными стенами .....	50
1.5. Выводы по главе 1. Обоснование цели и частных задач работы .....	59
ГЛАВА 2. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ФРАГМЕНТОВ МНОГОСЛОЙНЫХ КАМЕННО-МОНОЛИТНЫХ СТЕН ЗДАНИЙ.....	63
2.1. Цель и задачи экспериментальных исследований .....	63
2.2. Испытания фрагментов однослойных, трехслойных и четырехслойных стен на «перекос» в своей плоскости .....	63

2.3. Исследование прочности и деформативности многослойных каменно-монолитных стен со слоем кладки из керамических камней.....	71
2.3.1. Подготовка образцов для испытаний.....	73
2.3.2. Параметры нагружения образцов.....	75
2.3.3. Результаты испытаний на «перекос» фрагментов кладки из одинарного кирпича.....	77
2.3.4. Результаты испытаний на «перекос» фрагментов кладки из керамического камня.....	80
2.3.5. Результаты испытаний на «перекос» фрагментов многослойных конструкций.....	84
2.3.6. Результаты испытаний на «перекос» фрагментов кладки, усиленной железобетонными включениями.....	94
2.4. Экспериментальные исследования однослойных железобетонных стен при двухосном напряженном состоянии.....	96
2.5. Экспериментальные исследования величины межслоевого сцепления кирпичных слоев и железобетонного слоя трехслойной конструкции стен.....	100
2.6. Выводы по главе 2.....	102
ГЛАВА 3. РАЗРАБОТКА МОДЕЛИ МНОГОСЛОЙНЫХ КАМЕННО-МОНОЛИТНЫХ СТЕН ПРИ ДВУХОСНОМ НАПРЯЖЕННОМ СОСТОЯНИИ, В ТОМ ЧИСЛЕ ПРИ СЕЙСМИЧЕСКОМ ВОЗДЕЙСТВИИ.....	105
3.1. Цели и задачи главы.....	105
3.2. Модель и метод расчета многослойной стены с учетом межслоевого взаимодействия при сложном напряженном состоянии.....	106
3.3. Верификации метода расчета стен на сейсмическую нагрузку.....	129
3.4. Выводы по главе 3.....	135

ГЛАВА 4. РАСЧЕТ ПАРАМЕТРОВ, ОПРЕДЕЛЯЮЩИХ ПРЕДЕЛЬНОЕ СОСТОЯНИЕ СТЕНЫ КАМЕННО-МОНОЛИТНОГО ЗДАНИЯ КАК ЕДИНОГО КОМПОЗИТНОГО МАТЕРИАЛА.....	137
4.1. Выбор критериев перехода элементов каменно-монолитной стены в различные фазы напряженно-деформированного состояния .....	137
4.2. Определение значений коэффициента допускаемых повреждений для расчета зданий с многослойными стенами в частотной области .....	141
4.3. Результаты расчета коэффициента допускаемых повреждений $K_I$ для условного фрагмента трехслойной стены .....	144
4.4. Оценка возможности расслоения для условного фрагмента.....	149
трехслойной стены .....	149
4.5. Выводы по главе 4 .....	155
ЗАКЛЮЧЕНИЕ .....	157
СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ .....	161
ПРИЛОЖЕНИЕ А. ДАННЫЕ О ВНЕДРЕНИИ РЕЗУЛЬТАТОВ ДИССЕРТАЦИИ .....	183



## ВВЕДЕНИЕ

**Актуальность темы исследования.** Реализация Федеральной целевой программы «Повышение устойчивости жилых домов, основных объектов и систем жизнеобеспечения в сейсмических районах Российской Федерации на 2009–2018 годы» [2]<sup>1</sup>, а также постоянное освоение территорий, богатых природными ресурсами, находящихся, как правило, в регионах, отличающихся суровыми климатическими и сложными грунтовыми условиями, ставят перед инженерами-строителями ряд новых исследовательских задач. Решение этих задач должно привести к созданию новых или усовершенствованию уже существующих конструкций зданий, отвечающих предъявляемым к ним требованиям, среди которых на первом месте стоит повышение сейсмостойкости и теплостойкости.

Весьма острой представляется проблема реновации и повышения несущей способности конструкций существующего жилого фонда, размещенного в каменных и кирпичных зданиях с недостаточным уровнем сейсмостойкости, возникшая как в результате увеличения площади районов с повышенным уровнем сейсмичности, так и за счет специфики требований к каменным конструкциям сейсмостойких зданий. Анализ последствий разрушительных землетрясений [157; 164; 182] показывает, что здания с несущими стенами из каменной кладки, в том числе построенные с железобетонными включениями, не обеспечивают необходимую сейсмостойкость при землетрясении (Рисунок В.1).

Наиболее надежными при динамических, в том числе сейсмических, воздействиях считаются монолитные и панельные здания. Но в связи с высокой стоимостью энергоносителей, растущими налогами на производственные мощности, необходимостью значительных капиталовложений, ограниченностью

---

<sup>1</sup> Согласно Постановлению Правительства РФ от 12.10.2017 № 1243 реализация данной федеральной целевой программы досрочно была прекращена с 01.01.2018 г. Реализация мероприятий программы осуществляется в рамках государственной программы РФ «Обеспечение доступным и комфортным жильем и коммунальными услугами граждан Российской Федерации» [1].

планировочных возможностей панельное и объемно-блочное домостроения не являются единственными приоритетными видами строительства.



Рисунок В.1 – Разрушение многоэтажного жилого дома с несущими стенами из кирпичной кладки в результате Румынского землетрясения 1977 г. [167]

Возведение каркасных зданий в сейсмических районах целесообразно выполнять с применением выключающихся элементов или связей [16; 20; 22; 28; 83; 101; 102; 117; 141; 145]. При этом такие конструктивные решения достаточно сложны в реализации, требуют высокого уровня проектирования, могут разрушаться при афтершоках землетрясений. Расчет подобных зданий трудоемок и требует высокой точности и наличия полных исходных данных, в том числе по сейсмологической обстановке площадки строительства [19; 21; 22; 25; 26; 52; 87; 106; 125; 134; 162; 163; 168; 173; 188].

С позиций сейсмостойкости среди обычных зданий рядовой, массовой застройки наиболее надежными представляются здания с несущими стенами, диафрагмами, ядрами жесткости, здания коробчатого типа и другие жесткие здания, достаточно прочные и имеющие высокие демпфирующие свойства [45; 54; 114; 124].

Не все здания с несущими стенами одинаково надежны. Здания со стенами из кирпичной или каменной кладки при сильных землетрясениях демонстрируют недостаточную (или низкую) сейсмостойкость. Это обусловлено относительно хрупким характером разрушения элементов таких конструкций и частыми отклонениями при возведении от заложенной в проект прочности и надежности.

Более высокую надежность при сильных землетрясениях продемонстрировали крупнопанельные здания.

Одной из наиболее сложно решаемых проблем, возникающих при строительстве сейсмостойких зданий, является выбор конструкции наружных стен.

Возможным решением, удовлетворяющим требованиям повышения сейсмостойкости, а также обладающим сопротивлением теплопередаче, соответствующим высоким требованиям норм, является несущая многослойная каменно-моноклитная стена, разработанная в Центре исследований сейсмостойкости сооружений (ЦИСС) ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко для районов с высокой сейсмической опасностью (до 10 баллов).

Несущие многослойные стены состоят из трех или четырех слоев. Внутренний несущий слой выполняется из железобетона, а в некоторых случаях (при невысокой сейсмической опасности, наличии сейсмоизоляции) – из бетона. Требуемое сопротивление теплопередаче обеспечивается за счет применения во внутреннем слое наружной стены эффективного утеплителя с низким показателем теплопроводности.

Анализ, проведенный для различных конструктивных решений стен [143], показал, что многослойные каменно-моноклитные стены могут стать решением, предпочтительным для строительства в климатических условиях сейсмических районов Сибири, Забайкалья и Дальнего Востока. Подобная конструктивная система сочетает в себе высокие теплотехнические характеристики и высокую сейсмостойкость [13; 43; 187]. Высокая надежность и сейсмостойкость конструктивного решения достигается во многом за счет значительной статической неопределимости конструкции зданий и значительного рассеяния

энергии при нелинейном деформировании и взаимодействии элементов слоистой конструкции между собой [100; 151; 176].

Среди зданий с многослойными конструкциями стен с положительной стороны зарекомендовали себя здания с четырехслойными наружными и трехслойными внутренними стенами [144]. При наличии инвентарной опалубки в таких зданиях возможно также устройство однослойных внутренних стен из монолитного железобетона или кирпичных с соответствующим армированием.

Для зданий с многослойными стенами характерны следующие достоинства:

- сейсмостойкость зданий с каменно-монолитными стенами сравнима с сейсмостойкостью крупнопанельных зданий и домов со стенами из монолитного железобетона;
- выразительность и красивый внешний вид фасада;
- свобода планировочных решений, не ограниченная типоразмерами опалубки;
- высокие теплотехнические свойства;
- комфортные санитарно-гигиенические условия проживания (влажностный режим, звукоизоляция);
- в ряде регионов возможно широкое применение местных строительных материалов (кирпич керамический, силикатный, ракушечный, туфы, шлакобетонные блоки и др.);
- возможность вести строительство без тяжелых кранов и без дорогостоящей базы стройиндустрии [18; 27; 44].

Оптимальной конструкцией наружной стены по стоимости, внешнему виду, технологичности и эксплуатационным качествам является стена, возводимая в рамках единого технологического цикла, с сохранением сцепления и взаимодействия между ограждающими и железобетонным слоем.

Каменно-монолитные многослойные стены представляют собой композитную конструкцию, формирование напряженно-деформированного состояния которой при нагружении определяется как параметрами работы отдельных слоев, так и их взаимодействием, а также взаимовлиянием. Таким

образом, механические характеристики многослойной композитной конструкции существенным образом зависят как от характеристик материалов отдельных слоев, так и в значительной степени от условий их совместной работы в составе композита.

Сдерживающим фактором применения каменно-монолитных многослойных стен является то, что до настоящего времени расчет зданий с многослойными стенами выполнялся исходя из условия, что вся нагрузка (вертикальная и горизонтальная) воспринимается только монолитным железобетонным слоем. Неопределенность ключевых положений действующих норм сейсмостойкого строительства, отсутствие каких-либо указаний или требований по характеристикам предельных состояний каменно-монолитных многослойных стен, определяющим уровень сейсмостойкости таких конструкций, являются основанием того, что нормативы в области строительства зданий с несущими каменно-монолитными многослойными стенами требуют актуализации. Необходимо обосновать и сформулировать подходы к определению характеристик и особенно критериев предельных состояний, что позволит выполнять оценку прочности и формировать обоснованный прогноз пределов неупругого деформирования таких конструкций при сейсмических воздействиях.

Определение значений параметров, определяющих возможность упругопластического деформирования, характера и момента разрушения, а также обоснование характеристик предельных состояний каменно-монолитных многослойных стен сейсмостойких зданий может быть выполнено на основе экспериментально-теоретических исследований таких конструкций. Требуется определить характерные константы для конструкции и отдельных ее элементов и разработать на этой базе с проведением численных исследований модель многослойного каменно-монолитного композита, пригодную для инженерного анализа и широкого применения. Такой моделью может стать плосконапряженный однослойный изотропный элемент, для которого получены характеристики материала и зависимости «напряжение – относительная деформация» с учетом особенностей взаимодействия и взаимовлияния всех слоев.

**Степень разработанности темы диссертации.** В диссертации выполнен анализ трудов ученых в области механики каменной кладки (Т. И. Барановой, О. В. Кабанцева, В. И. Коноводченко, Д. Г. Копаницы, Р. Мели, Л. И. Онищика, В. В. Пангаева, М. Я. Пильдиша, С. В. Полякова, С. М. Сафаргалиева, С. А. Семенцова, Б. С. Соколова, Г. П. Тонких, Б. Н. Фалевича), математического моделирования каменной кладки (Г. А. Гениева, О. В. Кабанцева, Г. Г. Кашеваровой, В. В. Пангаева, Б. С. Соколова, Г. А. Тюпина, R. Sarozussa, S. Fattal, A. W. Hendry, A. W. Page), сейсмостойкого строительства (Я. М. Айзенберга, Г. А. Ашкинадзе, В. С. Беляева, Д. Ф. Борджеса, И. И. Ведякова, И. И. Гольденבלата, Т. Ж. Жунусова, В. И. Жарницкого, А. В. Забегаева, К. С. Завриева, И. Л. Корчинского, Х. Н. Мажиева, Ю. П. Назарова, Н. Ньюмарка, А. В. Перельмутера, Е. Поллнера, С. В. Полякова, Н. Н. Попова, А. Равара, Б. С. Расторгуева, Э. Розенблюета, В. И. Смирнова, А. Г. Тамразяна, А. Г. Тяпина, А. М. Уздина, Э. Е. Хачияна, А. И. Ципенюка, Г. И. Шапиро, М. А. Biot, L. R. Esteva, G. W. Housner, H. Shibata, A. S. Veletsos).

Несмотря на большой объем выполненных исследований в области сейсмостойкости комплексных конструкций с применением каменной кладки, включая многослойные, следует отметить, что вопросы взаимовлияния и взаимодействия материалов многослойных конструкций на пластическую стадию деформирования и разрушение элементов стен в условиях двухосного напряженного состояния не отражены в научных публикациях и в действующих нормах.

Внедрение предлагаемой технологии домостроения сдерживается спецификой расчетных методов, применяемых для проектирования несущих многослойных стен. В расчет прочности принимается только железобетонный слой. Кладочные слои учитываются только как нагрузка на здание. Между тем в Европе 26 научных организаций из семи европейских стран (Греция, Чехия, Болгария, Франция, Германия, Испания, Австрия), в том числе Европейский исследовательский центр в Павии (Италия), Мюнхенский технический университет, технические университеты в Касселе, Дармштадте, Афинах и др.,

с 2004 г. участвовали в научно-исследовательской работе (project № Coll – St-2003-500291) по изучению допустимых горизонтальных нагрузок при сдвиге каменной кладки из керамических изделий. Исследования Enhanced Safety and Efficient Construction of Masonry Structures in Europe (ESECMaSE) [181] показали, что существуют значительные пластические резервы у конструкций, выполненных из керамического пустотелого кирпича и камня при восприятии сейсмических нагрузок.

Таким образом, обозначенные вопросы по механике упругопластического деформирования и разрушения каменно-монолитных конструкций, оценка параметров, определяющих процесс деформирования, и определение их величины в условиях двухосного напряженного состояния, в том числе при сейсмических воздействиях, определяют целесообразность проведения соответствующего научного исследования.

**Цель работы** – выявление резерва несущей способности зданий с несущими конструкциями из многослойных каменно-монолитных стен, определение и обоснование значений характеристик предельных состояний таких конструкций на основе результатов экспериментально-теоретических исследований.

Для достижения цели, поставленной в работе, необходимо решить следующие основные **задачи**:

- провести анализ теоретических и экспериментальных исследований каменных, железобетонных, а также выполненных ранее исследований комплексных конструкций;

- выполнить анализ теоретических и экспериментальных исследований многослойных конструкций, проведенных ранее, для оценки особенностей взаимодействия слоев многослойной стены;

- выполнить экспериментальные исследования фрагментов однослойных каменных, кирпичных и железобетонных конструкций, а также многослойных конструкций на «перекос» в своей плоскости. Получить экспериментальные

зависимости и изучить характер деформирования слоев испытываемых образцов при различных параметрах отдельных слоев многослойного композита;

– разработать метод учета влияния кладочных слоев конструкции на общую работу слоистого элемента;

– разработать и верифицировать модель многослойных каменно-монолитных конструкций для условий двухосного напряженного состояния, учитывающую механические характеристики материалов отдельных слоев и позволяющую моделировать условия взаимодействия материалов композита, упругую и пластическую фазы деформирования, а также разрушение при возрастающих нагрузках;

– разработать компьютерную программу, позволяющую создавать конечные элементы с различными прочностными и деформационными параметрами, для использования в пространственных расчетных моделях;

– выполнить численные исследования процессов упругопластического деформирования и характера разрушения многослойных каменно-монолитных конструкций с различным сочетанием железобетонных и каменных слоев с определением взаимовлияния отдельных слоев;

– обосновать параметры предельных состояний многослойных каменно-монолитных конструкций стен сейсмостойких зданий.

**Научно-техническая гипотеза** состоит в предположении наличия значимой пластической фазы деформирования многослойных каменно-монолитных конструкций, величина которой определяется условиями взаимодействия и взаимовлияния слоев из каменной кладки и бетона.

**Объект исследования** – каменно-монолитные здания, в том числе предназначенные для строительства в сейсмоопасных районах, каменные и кирпичные стены зданий, которые могут быть реконструированы и сейсмоусилены с использованием торкретбетона или бетонных аппликаций.

**Предмет исследования** – предельные состояния каменно-монолитных конструкций зданий при воздействиях, создающих плосконапряженное состояние, в частности при ветровых и сейсмических нагрузках.



**Научная новизна** работы заключается в следующем:

- установлены характеристики предельных состояний каменно-монолитных конструкций сейсмостойких зданий;
- обоснованы величины коэффициента допускаемых повреждений каменно-монолитных конструкций сейсмостойких зданий;
- экспериментально обоснованы значения предельных относительных деформаций сжатых диагоналей слоев трехслойных элементов каменно-монолитных конструкций при «перекосе» в своей плоскости для упругой и пластической стадий деформирования;
- обоснован эффект влияния соотношения параметров и структуры компонентов на несущую способность и схему деформирования многослойной конструкции в целом;
- установлен и обоснован особый режим работы каменных слоев в составе каменно-монолитных конструкций, при котором отсутствует зависимость параметров напряженно-деформированного каменного слоя, включая трещинообразование, от ключевой характеристики каменной кладки сейсмостойких конструкций – величины адгезионной прочности взаимодействия кирпича и раствора, что определяется совместной работой каменных слоев и слоя из монолитного бетона (железобетона);
- разработана и верифицирована модель элемента многослойных каменно-монолитных конструкций для двухосного напряженного состояния, позволяющая выполнить расчеты в рамках стадий упругого и пластического деформирования (до стадии разрушения) при непрерывно возрастающих нагрузках. Разработанная модель отличается от известных реализаций тем, что на основе деформационных критериев учитывает взаимодействие и взаимовлияние отдельных слоев конструкции;
- проведены численные исследования напряженно-деформированного состояния каменно-монолитных конструкций при различных характеристиках материалов отдельных слоев с учетом их взаимовлияния при возрастающих нагрузках.

Путем численных исследований установлены:

- новые закономерности упругопластического деформирования и последовательность разрушения каменно-монолитных конструкций с учетом взаимодействия и взаимовлияния отдельных слоев;
- степень влияния параметров отдельных слоев каменно-монолитных конструкций на величину пластической стадии деформирования и несущую способность при двухосном напряженном состоянии;
- параметры, описывающие пластичность каменно-монолитных конструкций для условий плосконапряженного состояния;
- значения параметров, определяющих предельные состояния многослойных конструкций сейсмостойких каменно-монолитных стен зданий.

**Теоретическая значимость** работы состоит в следующем:

- установлены закономерности упругопластического деформирования и пластические характеристики многослойных каменно-монолитных конструкций с учетом взаимодействия и взаимовлияния отдельных слоев конструкции;
- обоснованы значения коэффициента допускаемых повреждений многослойных каменно-монолитных конструкций как обобщенной характеристики предельных состояний при совместном деформировании слоев в условиях сейсмических воздействий.

**Практическая значимость** работы состоит в повышении надежности и безопасности зданий с многослойными стенами, что обеспечивается установленными и обоснованными характеристиками предельных состояний таких конструкций при сейсмических воздействиях с учетом совместной работы отдельных слоев.

Разработаны и внедрены в практику проектирования рекомендации и альбомы технических решений, применяемые при проектировании реальных зданий и сооружений.

Внесены уточнения в содержание нормативного документа СП 14.13330.2014 «Свод правил. Строительство в сейсмических районах» в части снятия ограничений на этажность зданий с многослойными стенами.

Создан алгоритм распределения нагрузок и учета взаимного влияния слоев.

Разработан метод расчета, позволяющий учитывать совместную работу многослойных конструкций стен при возрастающих нагрузках и выполнить прогноз сейсмостойкости зданий на основе назначения уровня предельно допускаемых повреждений.

**Методология и методы исследования.** Основой исследования стали работы отечественных и зарубежных ученых, исследователей в области сейсмостойкости каменных и комплексных конструкций, механики каменной кладки, методов математического и физического моделирования слоистых конструкций, методов расчета, реализующих пошаговый конечно-элементный анализ, гипотезы теории упругости, теории сейсмостойкости, строительной механики, общепринятые численные методы расчетного анализа.

Экспериментальные исследования выполнены соискателем с использованием следующих приборов и оборудования:

- испытательных прессов и домкратов, позволяющих производить нагружение образцов с контролем воздействия, передаваемого на образец;
- средств измерения деформаций, перемещений (мессуры, прогибомеры).

Эксперименты и обработка их результатов выполнены в соответствии с требованиями и рекомендациями отечественных и зарубежных документов.

Теоретические исследования задач упругопластического деформирования каменно-монолитных конструкций в условиях двухосного напряженного состояния выполнены с использованием классических методов теории пластин с учетом назначаемых критериев прочности и предельных значений деформаций (метод конечных элементов, иные методы моделирования работы пластин).

**На защиту выносятся:**

- результаты экспериментальных исследований фрагментов многослойных каменно-монолитных конструкций при возрастающих нагрузках с учетом процессов упругопластического деформирования и разрушения;

- результаты численных исследований фрагментов многослойных каменно-монолитных конструкций с учетом упругопластического деформирования, разрушения, взаимодействия и взаимовлияния отдельных слоев;
- результаты исследований по определению пластических характеристик исследованных многослойных каменно-монолитных конструкций;
- модель многослойных каменно-монолитных конструкций для условий двухосного напряженного состояния, позволяющая задавать упругую и пластическую стадии деформирования, а также разрушение при возрастающих нагрузках. Разработанная модель отличается от известных реализаций тем, что учитывает взаимодействие и взаимовлияние отдельных слоев конструкции;
- метод расчета, позволяющий учитывать совместную работу слоев многослойных конструкций при возрастающих нагрузках;
- характеристики предельных состояний при упругопластическом деформировании каменно-монолитных конструкций стен сейсмостойких зданий;
- величины коэффициента допускаемых повреждений для расчетов сейсмических нагрузок для конструкций каменно-монолитных сейсмостойких зданий.

#### **Апробация результатов исследования:**

Основные результаты исследования докладывались и получили одобрение на следующих конференциях и семинарах:

- IV Российская национальная конференция по сейсмостойкому строительству и сейсмическому районированию (г. Сочи, 14–17 октября 2001 г.);
- V Российская национальная конференция по сейсмостойкому строительству и сейсмическому районированию (г. Сочи, 14–17 сентября 2003 г.);
- VIII Российская национальная конференция по сейсмостойкому строительству и сейсмическому районированию (г. Сочи, 24–29 августа 2009 г.);
- Межрегиональный пагуошский симпозиум «Наука и высшая школа в Чеченской республике» (Чеченская Республика, г. Грозный, 22–24 апреля 2010 г.);

- IX Российская национальная конференция по сейсмостойкому строительству и сейсмическому районированию (г. Сочи, 6–9 сентября 2011 г.);
- 15 World Conference on Earthquake Engineering (Lisboa, 24 to 28 September 2012);
- Международная научно-практическая конференция, посвященная 95-летию ФГБОУ ВПО «ГГНТУ им. акад. М. Д. Миллионщикова» (Чеченская Республика, г. Грозный, 24–26 марта 2015 г.);
- Научный семинар кафедр железобетонных и каменных конструкций, металлических и деревянных конструкций, строительной механики, основания фундаментов и испытания сооружений ФГБОУ ВО Томского государственного архитектурно-строительного университета (г. Томск, 19 сентября 2019 г.);
- Заседание отдела материаловедения Комплексного научно-исследовательского института им. Х. И. Ибрагимова Российской академии наук (КНИИ РАН) (Чеченская республика, г. Грозный, 11 сентября 2019 г.).

**Публикации.** Основное содержание диссертационной работы отражено в 4 статьях, опубликованных в профильных журналах, которые входят в Перечень ведущих рецензируемых научных изданий, рекомендуемых Высшей аттестационной комиссией при Министерстве науки и высшего образования Российской Федерации (ВАК при Минобрнауки России). Общий объем публикаций составляет 2,633 печатных листа, из них лично автором выполнены 2,310 печатных листа.

**Личный вклад автора состоит в:**

- проведении экспериментальных исследований многослойных каменно-монолитных конструкций при возрастающих нагрузках и анализе механизмов разрушения слоев кладки;
- проведении численных исследований упругопластического деформирования и разрушения многослойных каменно-монолитных конструкций в условиях двухосного напряженного состояния с учетом взаимодействия и взаимовлияния отдельных слоев;

- определении пластических характеристик многослойных каменно-монолитных конструкций для условий двухосного напряженного состояния;
- разработке модели многослойных каменно-монолитных конструкций для условий двухосного напряженного состояния, позволяющей выполнять расчеты с учетом упругой и пластической фаз деформирования, а также разрушений при возрастающих нагрузках, характеристик и условий взаимодействия отдельных слоев композита;
- разработке метода расчета, позволяющего на основе деформационных критериев учитывать совместную работу слоев многослойных конструкций при возрастающих нагрузках;
- обосновании характеристик предельных состояний многослойных каменно-монолитных конструкций стен сейсмостойких зданий и определении величин коэффициента допускаемых повреждений.

#### **Обоснованность и достоверность результатов исследования.**

Представленные в диссертации результаты исследования, выводы и заключение подтверждаются использованием общепризнанных моделей, методов расчета и расчетных подходов, удовлетворительным совпадением результатов численных верификационных расчетов и результатов физических экспериментов, в том числе:

- проведенными экспериментами по изучению процессов упругопластического деформирования, совместной работы слоев и разрушения образцов каменно-монолитных конструкций, в том числе в условиях двухосного напряженного состояния;
- применением при выполнении экспериментальных исследований поверенных контрольно-измерительных приборов и регистрирующего оборудования;
- соответствующим применением подходов теории твердого деформируемого тела и строительной механики;
- корректным применением верифицированных и сертифицированных расчетных программных комплексов;

– сравнительным анализом и верификацией результатов физических экспериментов и численных исследований, выполненных на основе предложенного метода моделирования деформирования каменно-монолитных конструкций.

**Реализация результатов исследования.** Основные положения исследования и их результаты использованы при разработке следующих нормативно-методических документов:

– в рамках работы совместно с АО «Краснодаргражданпроект» был разработан альбом типовых технических решений зданий с многослойными стенами;

– при участии автора разработаны практически значимые рекомендации по проектированию и технологии производства работ по возведению каменно-монолитных сейсмостойких стен зданий, в том числе в районах с особо высокой сейсмичностью (более 9 баллов) и регионах с суровыми климатическими условиями (Иркутская область, Республика Бурятия).

Подготовлены и активно используются рекомендации по применению керамических камней для стен зданий, возводимых в сейсмоопасных регионах Российской Федерации, и альбомы технических решений, содержащие разделы по проектированию многослойных стен.

**Внедрение результатов исследования.** Результаты работы, анализ проведенных теоретических и экспериментальных работ и опыта применения зданий с каменно-монолитными стенами в строительстве дали возможность снять существовавшие ограничения в таблице 8\* СНиП II-7-81\* «Строительство в сейсмических районах» на высоту и этажность зданий с каменно-монолитными стенами. С учетом предлагаемых расчетных и конструктивных положений диссертации подобные здания по уровню сейсмостойкости были отнесены к зданиям со стенами из монолитного железобетона с этажностью до 24, 20 и 16 этажей для 7, 8, 9-балльных районов соответственно.

Указанные положения использованы при разработке технического заключения, альбома технических решений, рекомендаций для применения

керамических камней различного формата производства завода АО «Славянский кирпич» для стен зданий, возводимых в сейсмоопасных регионах Российской Федерации.

#### **Соответствие диссертации паспорту научной специальности.**

1. В соответствии с формулой специальности 05.23.01 «Строительные конструкции, здания и сооружения» в диссертации выполнены научно-технические исследования и разработки в области рационального проектирования конструктивных решений сейсмостойких зданий, направленные на повышение их конструкционной безопасности. Результаты работы соответствуют пунктам 2, 3, 4 паспорта указанной научной специальности.

2. Обоснование, разработка и оптимизация объемно-планировочных и конструктивных решений зданий и сооружений с учетом протекающих в них процессов, природно-климатических условий, экономической и конструкционной безопасности на основе математического моделирования с использованием автоматизированных средств исследований и проектирования.

3. Создание и развитие эффективных методов расчета и экспериментальных исследований вновь возводимых, восстанавливаемых и усиливаемых строительных конструкций, наиболее полно учитывающих специфику воздействий на них, свойства материалов, специфику конструктивных решений и другие особенности.

4. Развитие методов оценки надежности строительных конструкций, зданий и сооружений, прогнозирование сроков их службы, безопасности при чрезвычайных ситуациях и запроектных воздействиях.

**Структура и объем диссертации.** Диссертационная работа состоит из введения, четырех глав, заключения, списка литературы, включающего 190 наименований, и приложения. Работа изложена на 184 страницах, содержит 130 рисунков, 12 таблиц.



## ГЛАВА 1. СОСТОЯНИЕ ВОПРОСА, ЦЕЛИ И ЗАДАЧИ ИССЛЕДОВАНИЯ

### 1.1. Сейсмическая опасность Российской Федерации и нормативные методы оценки сейсмостойкости зданий

Районы с сейсмичностью 7 баллов и выше составляют более 26 % территории России, около 2 млн км<sup>2</sup> площади. В районах повышенной сейсмичности расположено свыше 1300 городов и населенных пунктов. Землетрясения высокой интенсивности приводят к многочисленным жертвам и разрушениям. Вместе с тем сейсмичность территории Российской Федерации оценивается в целом как умеренная [135; 136]. Однако в отдельных районах Северного Кавказа, юга Сибири и Дальнего Востока сейсмичность достигает 8–9 и 9–10 баллов по 12-балльной макросейсмической шкале MSK–64.

В нормативных документах вплоть до 1969 г. сейсмическая опасность недооценивалась. Для ряда регионов расчетная сейсмичность была существенно ниже (по отношению к современным оценкам), в результате чего их застройка имеет недостаточную сейсмостойкость.

До 1997 г. сейсмичность территорий оценивалась по картам сейсмического районирования, основанным на детерминистском подходе. Вероятностный подход к прогнозированию землетрясений в картах СР–78 был выражен в том, что повторяемость землетрясений на конкретной территории задавалась на основе индексов 1, 2 и 3, учитывающих вероятность сейсмических сотрясений один раз в 100, 1000 и 10 000 лет. Очевидно, что оценка сейсмической опасности, выполненная на детерминистской основе, не является достаточно обоснованной [135; 136]. Подтверждением может служить недооценка сейсмической опасности на территории Северной Армении, где в 1988 г. произошло Спитакское землетрясение с разрушительными последствиями [57; 111].

В целях повышения надежности прогноза уровня сейсмической опасности в ИФЗ РАН был разработан комплект карт сейсмического районирования территории РФ – ОСР–97, а позднее ОСР–2015 [158]. В состав комплекта входят три карты: А, В, С – для периода повторяемости землетрясений в 500 лет (карта

ОСР–2015-А), в 1000 лет (карта ОСР–2015-В), в 5000 лет (карта ОСР–2015-С). Комплект карт ОСР–2015 является нормативной основой прогноза сейсмической опасности района строительства.

Для массового строительства используется карта ОСР–2015-А. Для проектирования и строительства зданий и сооружений повышенного уровня ответственности используются карта ОСР–2015-В и карта ОСР–2015-С.

Для обеспечения уровня надежности зданий и сооружений, установленного государственным стандартом [3], необходимо выполнять строительство зданий и сооружений, обладающих способностью воспринимать сейсмические воздействия. Такая постановка задачи строительства определяет необходимость оценки (прогноза) сейсмостойкости, что создает основу для проектирования и строительства зданий с заданным уровнем сейсмостойкости, то есть с требуемым уровнем надежности.

Одним из первых отечественных нормативных документов были нормы СН-8–57 [6], разработанные на основе исследований К. С. Завриева, И. Л. Корчинского, С. В. Медведева, А. Г. Назарова, М. Biot, G. Housner, посвященных исследованиям работы конструкций при динамических воздействиях. В нормах [6] сейсмическая нагрузка на сооружение определяется на основе спектральной теории М. А. Biot [171; 172] с учетом коэффициента сейсмичности  $K_C$ , равного отношению прогнозируемого ускорения основания ( $y$ ) к величине ускорения свободного падения ( $g$ ). При этом специфика реакции сооружения на ускорение основания учитывается за счет коэффициента динамичности  $\beta$ , являющегося функцией  $f(w, \psi)$ , где  $w$  – круговая частота собственных колебаний системы;  $\psi$  – затухание системы, величина, равная удвоенному значению декремента затухания.

Для многомассовых систем нормами [6] решение задач динамики предложено выполнять с разложением форм колебаний на составляющие по отдельным формам колебаний, что учитывается путем применения коэффициента  $\eta_{ik}$ .

Прогноз сейсмического воздействия (в соответствии с нормами [6]) определяется по формуле:

$$S_{ik} = K_c Q_k \beta_i \eta_{ik} \quad (1.1)$$

где  $K_c$  – коэффициент сейсмичности;  
 $Q_k$  – масса, отнесенная к точке  $k$ ;  
 $\beta_i$  – коэффициент динамичности по  $i$ -той форме колебания;  
 $\eta_{ik}$  – коэффициент, соответствующий формам колебания.

Концепция норм [6] использовалась вплоть до 1981 г., когда был введен в действие СНиП II-7–81 [8], в котором были учтены накопленный массив данных о фиксации параметров сейсмических воздействий и результаты исследований по сейсмостойкости конструкций и конструктивных систем. Оценку сейсмостойкости конструкций нормами [8] предполагалось выполнять на основе принципа предельных состояний, в рамках которого предусматривался учет системы коэффициентов надежности (по нагрузке, материалу и проч.).

В соответствии с базовыми положениями концепции предельных состояний, изложенными в [126; 160], несущая способность конструкции определяется с учетом не только упругой, но и упругопластической работы как материала, так и конструкции в целом.

Анализом последствий землетрясений установлено, что конструкции зданий и сооружений при сейсмических воздействиях могут получать некоторый объем пластических деформаций, но определенный уровень пластической работы конструкций может быть признан вполне приемлемым. Такой принцип оценки сейсмостойкости нашел отражение в нормах, которыми предусматривается учитывать пластическую фазу работы конструкции путем введения в формулу определения сейсмической нагрузки отдельного коэффициента – коэффициента допускаемых повреждений ( $K_I$ ). Значение коэффициента  $K_I$  определяется уровнем пластических деформаций, которые могут быть допущены для различных конструкций сейсмостойких зданий. С другой стороны, им определяется

способность конструкции реализовать некоторый объем пластической фазы деформирования.

Нормы Евросоюза Eurocode 8 [177], устанавливающие принципы обеспечения сейсмостойкости, также содержат коэффициент, аналогичный коэффициенту  $K_I$  отечественных норм. Чтобы избежать явного неупругого расчетного анализа при проектировании, способность структуры рассеивать энергию, главным образом пластическим поведением ее элементов и/или других механизмов, учитывается путем проведения упругого анализа на основе спектра ответа, уменьшенного по отношению к эластичному, называемому «конструктивным спектром». Это уменьшение достигается за счет введения так называемого коэффициента поведения  $q$ . Коэффициент поведения  $q$  является показателем отношения сейсмических сил, которые действовали бы на здание, если бы его отклик был полностью упругим при 5 % вязком затухании, к сейсмическим силам, которые могут быть определены для конструкции, с моделью упругого анализа, при обеспечении удовлетворительной реакции сооружения [177]. Таким образом, коэффициент  $q$  обеспечивает удовлетворительный уровень реакции конструкции при ее линейном расчете.

Нормы [8] устанавливают для зданий и сооружений, в несущих конструкциях которых пластические деформации не допускаются,  $K_I = 1,0$ ; для зданий и сооружений, в которых могут быть допущены остаточные деформации,  $K_I = 0,25$ ; для зданий и сооружений, в которых могут быть допущены значительные остаточные деформации (сооружения пониженного уровня ответственности),  $K_I = 0,12$ .

Таким образом, одним из важнейших параметров, определяющих надежность прогноза сейсмостойкости конструкций зданий и сооружений, является коэффициент допускаемых повреждений ( $K_I$ ). Уточнению и обоснованию величины коэффициента  $K_I$  посвящен большой объем исследований: наиболее широко используются данные инженерных обследований последствий землетрясений [31; 32; 53; 55; 57; 96; 111; 112], по результатам

которых устанавливаются на основе социальных, экономических и инженерных позиций «приемлемые» уровни повреждений [23; 29; 86].

Также достаточно широко проводятся исследования по теоретическому обоснованию величины коэффициента допускаемых повреждений, в рамках которых используются два основных критерия: характеристика пластичности конструкции (материала) – коэффициент пластичности  $\mu$ , а также индекс повреждаемости конструкции  $D$ .

Для наиболее распространенных железобетонных и каменных конструкций предложены различные подходы по определению коэффициента пластичности [169; 174; 175; 185; 189; 190]:

– на основе критерия кривизны железобетонных элементов:

$$\mu = \frac{k_{\max}}{k_y}, \quad (1.2)$$

где  $k_{\max}$  – максимальная кривизна сечения, при разрушающем уровне нагрузки;  
 $k_y$  – кривизна сечения, в начале текучести арматуры;

– по прогибу:

$$\mu = \frac{y_{\max}}{y_y}, \quad (1.3)$$

где  $y_{\max}$  – максимальный прогиб конструкции, соответствующий разрушающей нагрузке;

$y_y$  – прогиб, соответствующий началу текучести арматуры (для железобетонного сечения), для иных материалов – прогиб, соответствующий максимальному уровню упругих деформаций материала конструкции;

– по углу пластического поворота (для железобетонных элементов):

$$\mu = \frac{\theta_{\max}}{\theta_y}, \quad (1.4)$$

где  $\theta_{max}$  – максимальный угол поворота, соответствующий разрушающей нагрузке;

$\theta_y$  – угол поворота, соответствующий началу текучести арматуры.

Необходимо отметить, что наиболее универсальной методикой определения коэффициента пластичности, построенной на деформационных критериях (величинах относительных деформаций), является методика, предложенная Б. С. Расторгуевым и Н. Н. Поповым [118; 119]:

$$\mu = \varepsilon_{tot} / \varepsilon_{el}, \quad (1.5)$$

где  $\varepsilon_{tot}$  – полная величина упругопластических относительных деформаций;

$\varepsilon_{el}$  – величина упругих относительных деформаций.

Методика, предложенная Б. С. Расторгуевым и Н. Н. Поповым, может применяться как для железобетонных, так и для каменных конструкций и используется наиболее широко.

Для определения величины коэффициента допускаемых повреждений применяется несколько подходов [88; 130; 138]. Однако принципы, используемые в указанных работах, не позволяют получить значения коэффициента  $K_I = 0,12$ , который соответствует объему повреждений конструкций, близкому к разрушению. Такая величина коэффициента  $K_I$  соответствует предельно допустимому уровню повреждений сооружения, которое не подлежит ремонту и восстановлению после землетрясения. И отечественные, и отдельные зарубежные нормы сейсмостойкого строительства допускают величину коэффициента  $K_I = 0,12$ .

Наиболее корректная методика определения коэффициента допускаемых повреждений, соответствующая принципу равенства энергий, поглощаемых линейно-упругими и идеально упругопластическими несущими системами, в рамках которой могут быть получены и предельно низкие величины  $K_I \leq 0,12$ , предложена в работах [64; 67]:

$$K_1 = \frac{1}{2\mu - 1} \quad (1.6)$$

Графическая интерпретация зависимости (1.6) приведена на рисунке (Рисунок 1.1).

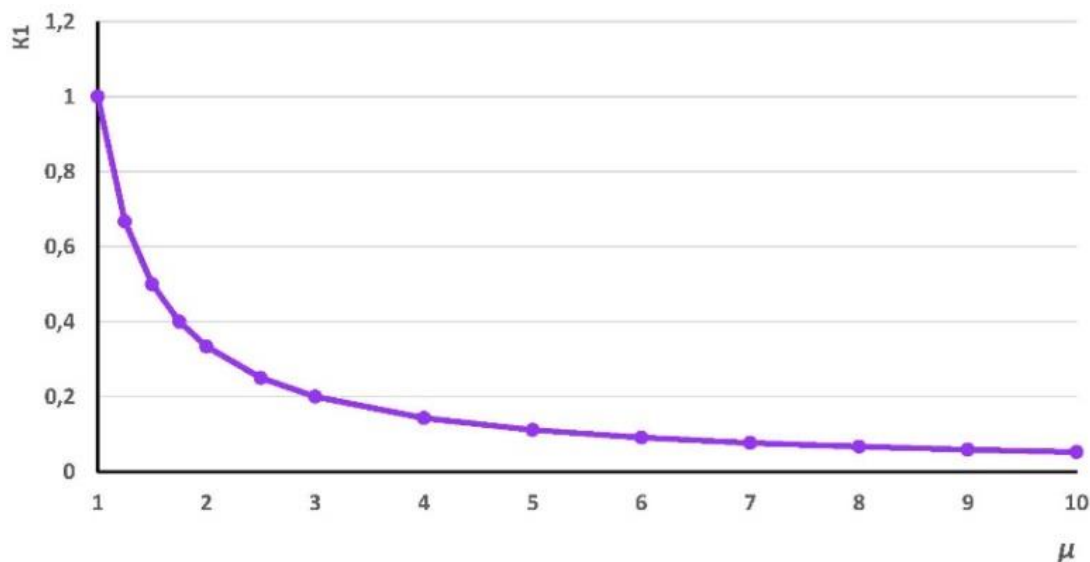


Рисунок 1.1 – Зависимость коэффициента  $K_1$  от пластичности  $\mu$

С учетом ограничения на величину предельно допустимых деформаций для анизотропных материалов (бетон, каменная кладка) предел пластического деформирования таких материалов должен быть ограничен величиной  $\mu = 0,7–0,85 \mu_{max}$ , после превышения которой развиваются во времени процессы полного разрушения материала [90; 99; 159].

Величина коэффициента допускаемых повреждений не является единожды установленной константой: по результатам исследований в нормы вносятся изменения, в отдельных случаях достаточно существенные, что приводит к значимым изменениям результатов оценки сейсмостойкости конструкций. В таблице представлено сопоставление значений коэффициентов допускаемых повреждений по нормативным документам разных лет (Таблица 1.1).

Таблица 1.1 – Значения коэффициентов  $K_I$ , учитывающих допускаемые повреждения в зданиях в нормативных документах разных лет

№ п/п	Вид здания, сооружения, конструкции	Значения $K_I$		
		СНиП II-7-81 ред. 1981 г.	СНиП II-7-81 ред. 1999 г.	СП 14.1330- 2011 (2014)
1	Сооружения, в которых остаточные деформации и локальные повреждения (осадки, трещины и др.) не допускаются*	1,0	1,0	1,0
2	Здания и сооружения, в конструкциях которых могут быть допущены остаточные деформации, трещины, повреждения отдельных элементов и т. п., затрудняющие нормальную эксплуатацию, при обеспечении безопасности людей и сохранности оборудования	0,25	–	–
	Из железобетонных крупнопанельных или монолитных конструкций		0,22	0,25
	Из железобетонных объемно-блочных и панельно-блочных конструкций		–	0,3
	Со стальным каркасом без вертикальных диафрагм и связей		0,25	0,25
	То же, с диафрагмами и связями		0,22	0,22
	С железобетонным каркасом без вертикальных диафрагм и связей		0,35	0,35
	То же, с диафрагмами и связями		0,25	0,3
	То же, с заполнением из кирпичной и каменной кладки		–	0,4
	Из кирпичной и каменной кладки		0,35	0,4
	Из деревянных конструкций		–	0,15
3	Здания и сооружения, в конструкциях которых могут быть допущены значительные остаточные деформации, трещины, повреждения отдельных элементов, их смещения и т. п., временно приостанавливающие нормальную эксплуатацию, при обеспечении безопасности людей	0,12	0,12	0,12

Анализ таблицы 1.1 показывает, что величины  $K_I$  изменяются существенным образом: так, для каменных конструкций значение  $K_I$  увеличилось на 60 %. Необходимо отметить, что в течение 30 лет в раздел норм, относящихся к определению  $K_I$ , вносятся новые виды конструкций, что определяется существенно отличающимися механизмами, формирующими пластическую фазу работы конструкций различного вида, а также возможностями реализации пластического деформирования конструкциями.

Таким образом, новые виды конструкций, например, многослойные каменно-монолитные конструкции, нуждаются в научном обосновании ключевого



параметра, определяющего достоверность и надежность прогноза уровня сейсмостойкости конструкций – величины коэффициента допускаемых повреждений, что позволит повысить надежность сейсмостойких зданий, выполненных из таких конструкций.

## **1.2. Обзор экспериментальных и теоретических исследований по теме работы**

Многослойные каменно-монолитные конструкции представляют собой композитную конструкцию и состоят из наружных слоев, выполненных из каменной кладки с применением различных видов кладочных материалов, и внутреннего слоя монолитного железобетона, что требует анализа выполненных исследований как по отдельным видам материалов, входящих в состав слоистого композита, так и по каменно-монолитным (комплексным) конструкциям.

### **1.2.1. Обзор экспериментальных и теоретических исследований каменных конструкций в условиях двухосного напряженного состояния**

Исследования каменных конструкций наиболее широко выполнялись в первой половине и середине XX в. При этом основной объем исследований осуществлен для условий, соответствующих обычным условиям эксплуатации, то есть преимущественно при действии вертикальных нагрузок. Наиболее значимые работы выполнены Л. И. Онищиком [93; 94; 95], С. А. Андреевым [33; 34], В. А. Камейко [71], И. Т. Котовым [82], В. В. Пангаевым [97; 98], С. В. Поляковым [107; 108; 109; 113], Т. И. Барановой, Н. Н. Ласьковым, Д. В. Артюшиным [39; 40; 41; 42], Б. С. Соколовым, А. Б. Антаковым [146; 147; 148] и другими авторами.

В рамках исследований каменных конструкций при действии преимущественно вертикальных нагрузок установлены фундаментальные законы прочности и деформативности каменной кладки. Так, исследованиями, выполненными под руководством Л. И. Онищика [93; 94; 95], определены этапы разрушения каменной кладки при действии кратковременной нагрузки, направленной перпендикулярно горизонтальному растворному шву:

«– 1 этап: возникают трещины вдоль оси воздействия – вертикальные, распространенные на высоту одного – двух камней; такие трещины формируются при величинах нагрузки 60–80 % от разрушающей (при кладке на цементных растворах), 50–70 % (при кладке на сложных растворах с включением цементных и известковых вяжущих), 40–60 % (при кладке на растворах с применением известковых вяжущих)» [62];

– 2 этап: при возрастании нагрузок до уровня 80–90 % от разрушающих вертикальные трещины распространяются на всю высоту конструкции;

– 3 этап: при дальнейшем нагружении происходит увеличение ширины вертикальных трещин и разрушение кладки.

При действии длительных нагрузок деформации и разрушения происходят при существенно более низком уровне нагрузок, что обосновано работами Л. И. Онищика и С. В. Полякова.

На основе исследований Л. И. Онищика [93; 95] с уточняющими работами разработана зависимость, определяющая деформационные характеристики конструкций из каменной кладки (включая нелинейную работу), входящая в состав действующих норм (СП 15.13330.2012 «Каменные и армокаменные конструкции» [12]):

$$\varepsilon = -\frac{1.1}{\alpha} \ln \left( 1 - \frac{\sigma}{1.1R_u} \right), \quad (1.7)$$

где  $R_u$  – временное сопротивление сжатию кладки, прямо пропорциональное расчетному сопротивлению сжатия кладки  $R$ ;

$\alpha$  – упругая характеристика кладки;

$\varepsilon$  – относительная деформация;

$\sigma$  – напряжение.

В целях изучения каменных конструкций при действии вертикальных нагрузок выполнен значительный объем работ по исследованию работы каменных конструкций при двухосном напряженном состоянии, в том числе в условиях

сейсмических воздействий. Наиболее значимые исследования были выполнены В. Д. Ивенко [59], О. В. Кабанцевым, Э. С. Усеиновым [61; 62; 63; 66; 68; 69; 70], В. И. Коноводченко [75; 76; 77; 78], Д. Г. Копаницей [79; 80; 81], С. В. Поляковым [113; 115; 116], С. М. Сафаргалиевым [131; 133], Г. П. Тонких, О. В. Кабанцевым, О. А. Симаковым, В. В. Кошаевым [154; 155; 156; 165; 166].

На начальных этапах исследований в рамках прочностных критериев были обоснованы принципы сейсмостойкости каменных конструкций, основанные на использовании в качестве критерия значения минимально допустимой величины нормального сцепления в каменной кладке (работы В. И. Коноводченко, С. В. Полякова, С. М. Сафаргалиева).

На основе результатов указанных исследований Г. А. Гениев предложил и обосновал критерии прочности каменной кладки как ортотропного материала [51] с использованием трех механизмов разрушения:

- 1) разрушение от раздробления, проявляющееся при сжатии (одноосном или двухосном);
- 2) разрушение от отрыва, проявляющееся при растяжении (одноосном или двухосном);
- 3) разрушение от сдвига при смешанных двухосных напряженных состояниях «сжатие – растяжение», когда главные напряжения отличаются по знаку.

Графическая интерпретация критериев прочности каменной кладки, предложенных Г. А. Гениевым [51], представлена на рисунке (Рисунок 1.2).

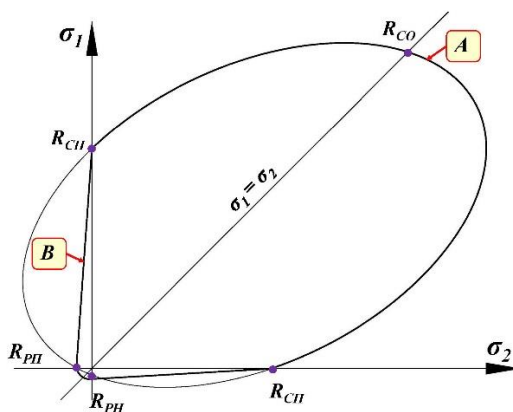


Рисунок 1.2 – Огибающая критериев прочности каменной кладки по [51]

Огибающая кривая критериев прочности каменной кладки для случая плоского напряженного состояния имеет два участка: кривая  $A$ , соответствующая критериям прочности «смятия – отрыва»; кривая  $B$ , соответствующая критериям прочности «сдвиг». По [51] гипербола  $B$  отделяет от эллипса  $A$  значительные участки смешанных напряженных состояний, для которых причиной разрушения является не раздробление или отрыв, а сдвиг по опасным плоскостям скольжения; в точках пересечения кривых  $A$  и  $B$  происходит смена механизмов разрушения: раздробление – сдвиг – отрыв – сдвиг – раздробление.

Однако сейсмостойкость конструкций зданий зависит не только от уровня несущей способности, но и в значительной степени от уровня пластичности конструкций (см. раздел 1.1), что доказано и обосновано более поздними исследованиями (О. В. Кабанцев, Д. Г. Копаница, Г. П. Тонких). В работах [61; 62; 63; 66; 68; 79; 81; 155] установлено, что уровень пластичности каменных конструкций при плоском напряженном состоянии обратно пропорционален величине адгезионной прочности взаимодействия кирпича и раствора в горизонтальном шве  $R_{adh}$  (соответствует ранее принятому понятию нормального сцепления). Графическая интерпретация зависимости коэффициентов пластичности кладки от величины сцепления с раствором представлена на рисунке (Рисунок 1.3).

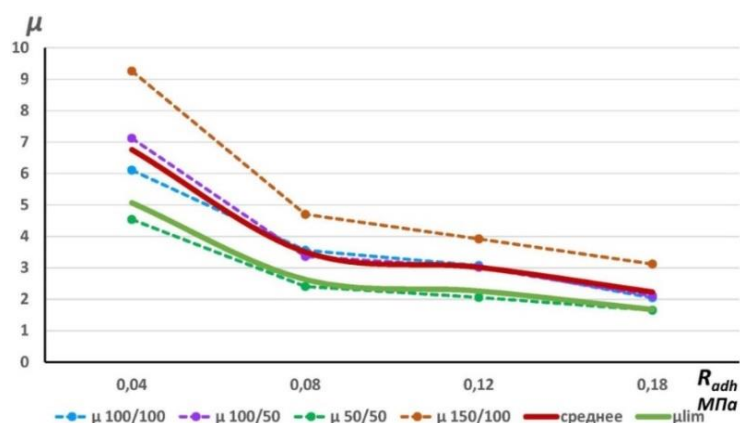


Рисунок 1.3 – Графики коэффициентов пластичности ( $\mu$ ) каменных конструкций в условиях двухосного напряженного состояния в зависимости от сцепления кирпича и раствора в горизонтальном кладочном шве  $R_{adh}$

Исследованиями О. В. Кабанцева, Д. Г. Копаницы, Г. П. Тонких также определены и обоснованы предельно допустимые величины относительных

деформаций каменной кладки в условиях двухосного напряженного состояния для сжатой диагонали –  $0,00075 \leq \varepsilon_{lim} \leq 0,00125$ . Таким образом, принцип использования деформационных критериев наряду с критериями прочности для каменной кладки в условиях двухосного напряженного состояния получил корректное научное обоснование.

Анализ результатов исследований О. В. Кабанцева, Д. Г. Копаницы, Г. П. Тонких показывает, что при использовании прочностного критерия для кладки, основанного на адгезионной прочности контакта кирпича и раствора, могут быть получены весьма различные величины несущей способности каменной конструкции. При этом величина предельной относительной деформации каменной конструкции для условий двухосного напряженного состояния изменяется незначительно.

Таким образом, использование деформационных критериев является единственно возможным для конструкций из слоев каменной кладки, которые находятся во взаимодействии с железобетонными элементами, оказывающими влияние на работу кладочной части конструкции и ее монолитность [155; 165; 166].

### **1.2.2. Обзор экспериментальных и теоретических исследований бетонных и железобетонных конструкций в условиях двухосного напряженного состояния**

Исследования бетонных и железобетонных конструкций в условиях двухосного напряженного состояния, включая условия динамического (сейсмического) воздействия, выполнялись в больших объемах, начиная с 1930-х гг.

В отечественной и зарубежной печати имеется значительное количество результатов испытаний железобетонных конструктивных элементов. В работах [92; 183] приведены результаты статических испытаний железобетонных стен-диафрагм. Результаты показали, что зависимость «сила – смещение» для этих элементов может быть с приемлемой точностью аппроксимирована двумя прямыми линиями. Те же испытания указывают на большую эффективность

в восприятии сдвигающих сил продольного армирования по сравнению с поперечным.

В работе [60] приведен обзор результатов испытаний фрагментов бетонных и железобетонных стен с целью изучения механизма формирования их прочности, трещиностойкости, деформативности при действии горизонтальных нагрузок. Получены зависимости предельных горизонтальных усилий от интенсивности вертикальных нагрузок.

В работе [56] показано, что вертикальное армирование существенно повышает несущую способность конструкций на сдвиг, что обычно не учитывается в расчетах железобетонных сечений. Получены данные о предельных уровнях пластических деформаций для некоторых образцов.

В ЦНИИЭП жилища [15; 149] проведены испытания прямоугольных перемычек кососимметричным нагружением. Были получены эмпирические формулы определения предельных усилий по изгибу и сдвигу.

Г. К. Ашкинадзе и А. Скарпас в работе [56] указывают, что диагонально армированные перемычки гораздо лучше сохраняют жесткость и несущую способность при циклическом нагружении.

В КПИ им. С. Лазо [60] исследовано поведение стеновых панелей при двухосном НДС. Варьировались величина вертикальной нагрузки, условия загрузения, прочность бетона, интенсивность полевого и контурного армирования. Получены данные о предельных коэффициентах податливости.

В работе [186] была представлена двумерная конечно-элементная модель поведения железобетонных сооружений. Учитываются возникновение трещин от растягивающих напряжений, нелинейное деформирование железобетона при многоосном сжатии, пластическое деформирование арматурной стали. Модель позволяет получить кривую «нагрузка – смещение» для всего сооружения, распределение напряжений и деформаций по полю стен.

Математическая модель поведения железобетона при плоском напряженно-деформированном состоянии предложена в КПИ им. С. Лазо. Железобетон представлен в виде физически нелинейного, анизотропного, сплошного

материала, состоящего из бетона и растворенной в нем арматуры. Установлена гораздо большая эффективность контурного армирования по сравнению с долевым.

Алгоритм расчета железобетонных элементов на основе МКЭ (Феникс-2) разработан в Киевском НИИАСС. Был использован критерий Г. А. Гениева разрушения бетона при двухосном НДС [51]. После образования трещин матрица жесткости в алгоритме строится на основе предложений Н. И. Карпенко [73]. Зависимость «напряжение – деформация» для бетона принимается в экспоненциальной форме, асимптотически приближающейся с увеличением деформаций к горизонтальной прямой. Считается, что ниспадающий участок отсутствует, а разгрузка ведется с исходным модулем упругости. Отмечается, что в проемной диафрагме процесс трещинообразования более интенсивно проходит в растянутом простенке. Построенный алгоритм позволяет исследовать поведение сооружений при статических циклических и односторонних нагрузках.

Аналогичный по назначению алгоритм построен М. Я. Розенбергом [73]. Важное отличие состоит в учете ниспадающего участка диаграммы «напряжение – деформация» для железобетона. Предполагается, что отдельный элемент конструкции (расчет ведется с помощью МКЭ) может находиться в трех состояниях:

- 1) отсутствие трещин;
- 2) образование одной диагональной трещины по одному из двух возможных направлений в зависимости от напряженно-деформированного состояния;
- 3) образование двух диагональных пересекающихся трещин.

Кроме трещин в бетоне, учтены также пластические деформации в арматуре. Алгоритм позволяет получить кривую «нагрузка – смещение» для сооружения в целом, уровни напряжений и пластических деформаций при статических односторонних нагрузках.

В работе [56] приведены данные испытаний двух семиэтажных железобетонных диафрагм с проемами (масштаб 1 : 4), проведенных в Кентерберийском университете, отличавшихся армированием перемычек

(ортогональное и диагональное). Сравнение конструкций основывалось на сопоставлении характеристик «нагрузка – смещение». Для диафрагмы с диагональным армированием получены более стабильные петли гистерезиса. У диафрагмы с ортогональным армированием перемычек наблюдалось существенное падение жесткости и предела пластичности от цикла к циклу, а также сужение петель гистерезиса, характерное для нарушения механизма сопротивления сдвигу. Отмечается, что максимумы углов поворота опорных сечений перемычек располагались в пределах второго – третьего этажей.

В. Бертеро с соавт. [170] проведено сравнение двух 4-этажных спаренных диафрагм с различным армированием стен и перемычек (модели 1 и 2). Модель 2 имела уменьшенное армирование перемычек. Нагружение носило сложный циклический характер. Обе модели разрушились в уровне первого этажа (раскалывание стен при нарастающем сжатии). Вклад растянутого столба в суммарную перерезывающую силу составил лишь 10 % для модели 1 и 30 % для модели 2, что свидетельствует о возрастании осевых усилий при более прочных перемычках. Авторы указывают на преобладание изгиба над сдвигом в критической зоне модели 2 перед разрушением и на более высокие диссипативные свойства этой модели. В результате чего авторы приходят к выводу о том, что повышение прочности соединительных элементов свыше определенной величины негативно отражается на деформативности и диссипативных свойствах сооружения при сильном землетрясении.

В работе [179] приводятся результаты исследования нелинейной реакции и механизма разрушения диафрагменных систем под действием статических и динамических нагрузок. В качестве расчетной схемы принята 10-этажная однопролетная рама, жестко защемленная в основании. Характеристика «восстанавливающая сила – смещение» для элементов диафрагмы принята в соответствии с модифицированной моделью Такеды. Упругая перемычка соединяется с диафрагмой жесткой связью и пластическим шарниром, в котором сосредотачиваются все неупругие деформации. Контрольным параметром наступления пластичности являются результирующие напряжения. Для заданной



диафрагмы (с относительно слабыми перемычками и постоянной по высоте жесткостью и прочностью элементов) установлена последовательность развития трещинообразования и пластических явлений в стенах и перемычках. Отмечено, что для приближения к экспериментальным данным необходим учет осевой неупругости стен. Также отмечено перераспределение сдвигающих нагрузок от растянутой стены к сжатой. Указано, что учет эффекта «прищемления» жесткостной характеристики и деградации жесткости вызывает значительное увеличение деформативности сооружения. Отмечается важная роль неупругих явлений в перемычках, чья прочность определяет максимальные уровни осевых сил в стенах.

Методика неупругого расчета спаренных диафрагм на сейсмические воздействия представлена в работе [178]. Рассматривается рассеивание энергии при упругопластической работе перемычек как средство повышения сейсмостойкости диафрагм в целом. Также анализируются различные гистерезисные модели поведения элементов сооружения при циклической нагрузке.

В работе [180] исследуется нелинейная сейсмическая реакция железобетонных сооружений с учетом влияния изменения скорости деформаций на свойства конструкций. Исследования показали, что прочность железобетонных элементов при действии динамической нагрузки примерно на 20 % выше, чем при действии статической нагрузки. В расчетах учитывалось эквивалентное вязкое трение и гистерезисное рассеивание энергии. Получено, что в железобетонных элементах, работающих в упругопластической стадии, демпфирование вызывается в основном гистерезисным затуханием, а не вязким трением. Отмечается также более существенный рост предела прочности на сдвиг по сравнению с пределом прочности на изгиб, с ростом скорости нагружения.

В работах [35; 37] рассмотрены резонансные режимы многомассовых систем в линейной и нелинейной стадиях на примере 4-этажной рамы с абсолютно жесткими ригелями. Для стен принята билинейная диаграмма

«восстанавливающая сила – смещение». Указывается на независимость формы реакции от расположения источника возбуждения.

В работе [38] рассматриваются колебания многомассовых нелинейных систем гистерезисного типа. Рассмотрены упругопластическая и упругохрупкая гистерезисные системы. Отмечается накопление погрешности при неучете точки разрыва производной характеристики «горизонтальная сила – перемещение» (Р-х).

В работе [36] представлена гистерезисная модель поведения железобетона, основанная на концепции накопления повреждений. Указывается, что зависимость степени падения жесткости только от максимального значения деформации за весь предыдущий отрезок времени не подтверждается экспериментами, а энергетические подходы весьма трудоемки. Авторы предлагают учитывать поведение жесткостной характеристики в зависимости от суммы относительных неупругих деформаций за все предыдущие циклы.

В работе [36] исследовано нелинейное деформирование крупнопанельных зданий при интенсивных колебаниях. Установлена важность учета необратимого изменения жесткости конструкций, нелинейных процессов в стыках и грунте.

Д. Кнуттунен исследовал роль податливости и способности работать за пределом упругости конструкций сейсмостойких зданий. Указывается, что, поскольку обычно сейсмические нагрузки превышают предел пластичности конструкций, величина последнего должна подбираться из соображений ограничения пластических деформаций. Для правильно сконструированных железобетонных конструкций коэффициент податливости (отношение максимальных деформаций к предельным упругим) по изгибу подразумевается равным 4–6. Отмечено, что неупругий расчет целесообразен и при невысокой расчетной сейсмичности для компенсации неопределенности уровня воздействий, так как здания с предусмотренными пластическими свойствами в большей мере способны к перераспределению усилий, чем рассчитанные упруго [184].

В работе [30] предлагается вводить дифференцированные коэффициенты к расчетным усилиям в элементах здания, разделенных на три группы:

1) элементы, в которых пластические деформации развиваются в первую очередь;

2) элементы, в которых пластические деформации развиваются во вторую очередь;

3) элементы, работающие упруго.

Отмечается, что возможны два общих случая развития процесса разрушения:

– общий механизм (упруго работают вертикальные элементы здания; элементы, не несущие значительной вертикальной нагрузки, работают в упругопластической стадии);

– локальный механизм (упругими остаются ригели, перемычки, а вертикальные элементы работают в упругопластической стадии).

В случае общего механизма упругие восстанавливающие силы уменьшают остаточные деформации, ограничивают максимальные смещения и дополнительные моменты от вертикальных нагрузок.

Анализ большого объема исследований бетонных и железобетонных конструкций, находящихся в условиях двухосного напряженного состояния, включая динамические (сейсмические) воздействия, показывает:

– для прогноза и оценки несущей способности таких конструкций могут использоваться как критерии прочности, так и деформационные критерии;

– использование деформационных критериев наиболее обосновано для случаев анализа конструктивных систем из элементов с различной жесткостью, что позволяет учесть вклад каждой составляющей и их взаимовлияние в результирующую (интегральную) оценку несущей способности и деформативности таких конструкций.

### 1.2.3. Обзор экспериментальных и теоретических исследований комплексных каменно-монолитных конструкций в условиях двухосного напряженного состояния

Полная теория расчета комплексных каменно-монолитных конструкций была разработана профессором П. Л. Пастернаком [103]. Рассматривалась работа комплексных конструкций в условиях нагрузок, прикладываемых в направлении преимущественно перпендикулярно горизонтальным кладочным швам. В 1946 г. в лаборатории каменных конструкций ЦНИИПС С. В. Поляковым были начаты экспериментальные исследования по проверке основных предпосылок предложенного метода расчета и его совершенствования. В результате опытов с образцами, в которых кладка выполнялась из обыкновенного глиняного кирпича, были сделаны следующие выводы:

- 1) кладка и бетон в комплексных сечениях вплоть до разрушения всего сечения работают совместно;
- 2) арматура в комплексных сечениях работает совместно с кладкой и бетоном вплоть до разрушения всего сечения и достигает предела текучести  $R$ ;
- 3) коэффициент использования кладки при равномерном нагружении всего сечения колеблется в пределах 0,8–1,0;
- 4) несущая способность коротких, центрально сжатых комплексных сечений с внутренним и наружным расположением железобетонной части сечения одинакова при условии равенства площадки сечения;
- 5) при проектировании комплексных конструкций необходимо предусматривать распределительные плиты, обеспечивающие равномерное нагружение всего сечения;
- 6) несущая способность центрально-сжатого комплексного сечения может определяться по формуле:

$$N_{\text{КС}} = N_{\text{ЖБ}} + 0.8N_{\text{КЛ}}, \quad (1.8)$$

где

$$N_{\text{ЖБ}} = \varphi_{\text{КС}} [F_{\text{б}} \cdot R_{\text{пр.б}} + f'_a \cdot G_{\text{к}}]. \quad (1.9)$$

Если кладка не имеет поперечной арматуры, то

$$N_{\text{кл}} = \varphi_{\text{КС}} \cdot F_{\text{кл}} \cdot R_{\text{кл}}. \quad (1.10)$$

В формулах (1.8–1.10):

0,8 – коэффициент использования кладки;

$N_{\text{жб}}, N_{\text{кл}}$  – несущая способность железобетона и кладки, соответственно;

$F_{\text{жб}}, F_{\text{кл}}$  – площадь поперечного сечения железобетона и кладки;

$R_{\text{пр.б}}, R_{\text{кл}}$  – прочность при сжатии бетона и кладки;

$f_a$  – площадь сечения сжатой арматуры;

$G_k$  – предел текучести арматуры;

$\varphi_{\text{КС}}$  – коэффициент продольного изгиба комплексного сечения, который может быть определен по приведенным в нормах проектирования каменных конструкций данным, принимая при этом упругую характеристику  $\alpha = E_{\text{КС0}}/R_{\text{КС}}$  по начальному модулю упругости:

$$E_{\text{КС0}} = \frac{E_{\text{б0}} \cdot I_{\text{б}} + E_{\text{кл0}} \cdot I_{\text{кл}}}{I_{\text{б}} + I_{\text{кл}}}, \quad (1.11)$$

и приведенному пределу прочности

$$R_{\text{КС}} = \frac{R_{\text{кл}} \cdot F_{\text{кл}} + R_{\text{б}} \cdot F_{\text{б}}}{F_{\text{б}} + F_{\text{кл}}}, \quad (1.12)$$

где  $E_{\text{б0}}, E_{\text{кл}}$  – начальные модули упругости бетона и кладки;

$I_{\text{б}}, I_{\text{кл}}$  – моменты инерции железобетона и кладки относительно центра тяжести сечения.

В более поздних работах других исследователей [132] была подтверждена величина коэффициента в формуле (1.8).

Приведенная в [121] формула для расчета комплексных конструкций имеет следующий вид:

$$N \leq \varphi_{\text{КС}} [0.85 \cdot m_g (R \cdot A + R_{\text{б}} \cdot A_{\text{б}}) + R_{\text{КС}} \cdot A'_s]. \quad (1.13)$$

В данной формуле влияние снижающего коэффициента 0,85 распространено и на прочность бетона.

Условия работы комплексных каменно-монолитных конструкций при двухосном напряженном состоянии имеют существенные отличия от условий осевого нагружения, что требует проведения специальных научных исследований. Исследования комплексных каменно-монолитных конструкций в условиях двухосного напряженного состояния выполнены Г. П. Тонких, О. В. Кабанцевым, В. В. Кошаевым, А. В. Грановским [154; 155; 156; 165; 166,], Д. Г. Копаницей [79; 81] и другими авторами. В указанных работах исследованы образцы из каменной кладки толщиной 250 мм размером 1030 × 1140 мм с приблизительно равными прочностями нормального сцепления, которые усилены слоем монолитного железобетона с различным типом взаимного крепления (Таблица 1.2). Такие образцы представляют собой двухслойную каменно-монолитную композитную конструкцию, напряженно-деформированное состояние которой при плоском напряженном состоянии представляет интерес с позиции темы диссертационного исследования.

Таблица 1.2 – Образцы, испытанные в рамках исследований Г. П. Тонких, О. В. Кабанцева, Д. Г. Копаницы и др.

№ п/п	Марка образца	Характеристика образца	Кол-во образцов, шт.
1	ОК-1с	Образцы (эталон) выполнены без усиления	2
2	ОК-2Ус	Крепление ж/б аппликации к кладке без предварительной конструктивной подготовки поверхности, на которую был уложен бетон	2
3	ОК-3Ус	Крепление ж/б аппликации к кладке микрошпонками, образованными в углубленных горизонтальных швах (через один шов) при бетонировании: $A_s = 865,2 \text{ см}^2$	2
4	ОК-4Ус	Крепление ж/б аппликации к кладке микрошпонками, образованными в углубленных горизонтальных швах (100 %) при бетонировании: $A_s = 1606,8 \text{ см}^2$	2
5	ОК-5Ус	Крепление аппликации к кладке. Усиление ж/б аппликацией с устройством бетонных шпонок размером 130 × 89 мм: $A_s = 2750 \text{ см}^2$	2
6	ОК-6Ус	Крепление аппликации к кладке арматурными анкерами: $9\text{Ø}8 \text{ A}400 \text{ A}^{sw} = 4,53 \text{ см}^2$	2
7	ОК-7Ус	Крепление аппликации к кладке арматурными анкерами: $9\text{Ø}10 \text{ A}400 \text{ A}^{sw} = 7,07 \text{ см}^2$	2

Исследованиями установлено, что разрушение кладки в двухслойных каменно-монолитных образцах происходит в несколько этапов: от первой трещины вдоль сжатой диагонали до множественных трещин по площади кладочного слоя с последующим отделением слоя кладки от слоя бетона при полном разрушении образца. Установлены механизмы локальных разрушений кладочного слоя: срез кладки по горизонтальным швам, осевое растяжение по перевязанному сечению при прохождении трещины по раствору, растяжение по неперевязанному сечению при прохождении трещины по раствору и растяжение по перевязанному сечению при прохождении трещины по кирпичу.

Важнейшей особенностью работы двухслойных каменно-монолитных образцов, установленной исследованиями [154; 155; 156; 165; 166], является факт совместной работы слоя кладки в составе двухслойного композита вплоть до разрушения образца в целом. При этом слой кладки после формирования одиночных и магистральных трещин продолжает находиться в контакте с бетонным слоем, но не оказывает влияния на общую работу двухслойного композита.

Авторами указанных выше исследований экспериментально определено, что работа слоя кладки в составе двухслойного композита не соответствует базовым критериям прочности, установленным для чистой кладки в условиях двухосного напряженного состояния. Любые механизмы локальных разрушений формируются вне прямой зависимости от уровня нормального сцепления в кладочном слое. При этом контрольным образцом подтверждена величина предельной относительной деформации чистой кладки, но в условиях работы кладки совместно с бетоном (то есть в условиях двухслойного каменно-монолитного композита) предельная величина относительной деформации слоя кладки  $\varepsilon = 0,002$ , после чего слой кладки деградирует вследствие формирования и накопления локальных разрушений.

Графически схема напряженно-деформированного состояния двухслойных каменно-монолитных композитов представлена на рисунке (Рисунок 1.4).

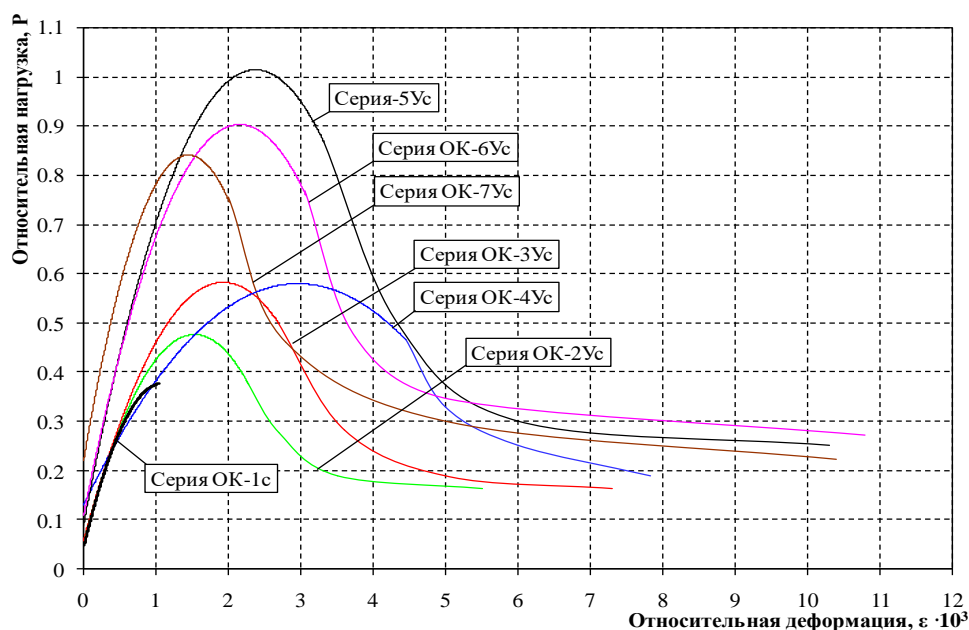


Рисунок 1.4 – Диаграммы деформирования каменной кладки вдоль сжатой диагонали

В указанных исследованиях получены зависимости, позволяющие оценить уровень несущей способности двухслойных каменно-монолитных композитов на основе учета вида связей между слоями кладки и бетона. Однако более общие параметры, характеризующие схемы упругопластического деформирования и разрушения таких слоистых композитов с учетом взаимного влияния слоев, получены не были.

Анализ результатов исследований [154; 155; 156; 165; 166] показывает, что слоистые композиты работают в условиях двухосного напряженного состояния в режиме взаимного влияния слоев. На начальном этапе слой кладки вносит значимую составляющую в общую схему работы образца. Критерием совместной работы слоев кладки и бетона может служить экспериментально установленная величина предельной деформации слоя кладки вдоль сжатой диагонали. Прочностные критерии не позволяют получить корректный прогноз работы двухслойных композитов при двухосном напряженном состоянии.



### 1.3. Теоретические исследования работы внутреннего и наружных слоев многослойных стен при сейсмическом воздействии и существующие методы их расчета

При разработке проектов каменно-монолитных зданий в ГПИ «Кишиневгорпроект» первоначально исходили из условия, что все горизонтальные и вертикальные нагрузки воспринимаются железобетонными диафрагмами стен. Такой подход был продиктован осторожностью, поскольку методика расчета трехслойных стен фактически отсутствовала. Первые же попытки рассчитать стены как монолитные, учитывая кладку только как массивную опалубку, показали, что относительно тонкие железобетонные диафрагмы нуждаются в довольно ощутимом армировании. Поэтому было принято решение в прочностных расчетах попытаться учесть работу кладочных слоев стен.

Известно, что при расчете сечение комплексной конструкции заменяется на приведенное сечение с условным расчетным сопротивлением сжатию  $R_{прив}$ , определяемым по формуле:

$$R_{прив} = \frac{m_b R_b F_b + \lambda_{кл} K_{кл} F_{кл} m_{кл}}{F_b + F_{кл}}, \quad (1.14)$$

где  $F_b, F_{кл}$  – площадь поперечного сечения соответственно бетона и кладок стен;  
 $R_b, R_{кл}$  – расчетное сопротивление соответственно сжатого бетона и кладки;  
 $\lambda_{кл}$  – коэффициент использования кладки.

По результатам расчетов было выявлено, что, несмотря на использование несущей способности каменных стен, в нижних сечениях 9-этажных зданий при учете сейсмического воздействия требовалась расчетная арматура, причем для восприятия сжимающих напряжений. Этот результат настораживает, поскольку указывает на предельное использование несущей способности несущих стен. Для сравнения: в аналогичных 9-этажных монолитных зданиях расчетная арматура, как правило, не требуется.

Сложность задачи расчета систем с трехслойными стенами заключается в отсутствии методики учета совместной работы всех слоев и внутреннего трения между ними при интенсивных горизонтальных нагрузках типа сейсмических.

В ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко выполнялись исследования путей теоретического анализа динамической системы со многими степенями свободы [17; 24; 47; 50; 128; 139; 140; 142; 145; 150]. Эти исследования дали только значения максимальных перемещений и остаточных деформаций на разных уровнях конструкций. Вопрос увязки значений максимальных перемещений и остаточных деформаций с характером и степенью локальных повреждений, а также определения их предельных величин (то есть коэффициента допускаемых повреждений  $K_I$ ) остается открытым.

В качестве расчетной схемы сооружения была принята плоская стержневая рамная система с массами, сосредоточенными в уровне каждого этажа. Для столбов (простенков) диафрагм учитываются деформации изгиба и сдвига.

Защемление в опорных точках считалось абсолютно жестким. Сейсмические силы действуют в узлах синхронно, волновые явления не учитываются. Характеристика «реакция – перемещение» моделируется билинейной зависимостью без учета деградаций жесткости и прочности. Осевая жесткость элементов сооружения считалась постоянной, эффект  $P-\delta$  не учтен. Предполагалось, что отдельные слои несущих стен имеют одинаковые перемещения.

Матрица жесткости сооружения  $R'$  с трехслойными стенами строилась на основе метода перемещений. Конечным элементом считается конструктивный элемент-простенок. Реактивный момент и поперечная сила в узле каждого элемента будут равны:

$$\begin{aligned} M &= \frac{6EI}{l^2} \left( \frac{1}{1+k} \right) \\ Q &= \frac{12EI}{l^3} \left( \frac{1}{1+k} \right) \\ k &= \frac{12\mu EI}{l^2 GA}, \end{aligned} \quad (1.15)$$

где  $E$  – модуль упругости;

$I$  – момент инерции сечения;

$A$  – площадь сечения;

$G$  – модуль сдвига;

$l$  – длина элемента;

$\mu$  – коэффициент, зависящий от формы сечения.

Матрица жесткости  $R'$  совокупности элементов получена суммированием компонентов матриц жесткости  $R'_m$  всех элементов системы по формуле ( $m$  принимает значения от 1 до  $n$ , где  $n$  – количество элементов):

$$R' = \sum_{m=1}^n R'_m \quad (1.16)$$

Прочностные характеристики элементов здания (простенков и перемычек) определяются в соответствии с СП 63.13330.2012 «Бетонные и железобетонные конструкции» [14]. Для монолитного слоя вычисляются следующие параметры:

1) предельный изгибающий момент по прочности сечения, нормального к продольной оси элемента:

$$M = \sum R_{si} A_{si} (h_0 - a_i), \quad (1.17)$$

где  $A_{si}$  – площадь растянутой арматуры;

$R_{si}$  – расчетное сопротивление арматуры для предельных состояний 1-й группы;

$h_0$  – рабочая высота сечения;

$a_i$  – расстояние до сжатой арматуры;

2) предельная поперечная сила по прочности сечения, наклонного к продольной оси элемента:

$$Q = Q_b + Q_{sw}, \quad (1.18)$$

где  $Q_b$  – поперечная сила, воспринимаемая бетоном;

$Q_{sw}$  – поперечная сила, воспринимаемая хомутами.

Поперечная сила, воспринимаемая бетоном, равна:

$$Q_b = \varphi_{b2} R_{bt} + bh_0^2/c_0, \quad (1.19)$$

где  $\varphi_{b2} = 2,0$  (для тяжелого бетона);

$R_{bt}$  – расчетное сопротивление бетона осевому растяжению;

$b$  – толщина элемента;

$c_0 = \sqrt{\varphi_{b2} R_{bt} bh_0^2 / g_{sw}}$  – длина проекции опасной наклонной трещины на продольную ось элемента;

$g_{sw} = R_{sw} * A_{sw} / s$  – усилие в хомутах на единицу длины элемента;

$R_{sw}$  – расчетное сопротивление поперечной арматуры растяжению;

$A_{sw}$  – площадь поперечной арматуры;

$s$  – расстояние между хомутами.

Поперечная сила, воспринимается хомутами:

$$Q_{sw} = g_{sw} * c_0. \quad (1.20)$$

Для слоев каменной кладки определяются следующие параметры:

1) предельный изгибающий момент для неармированных элементов:

$$M = R_{bt} * W, \quad (1.21)$$

где  $R_{bt}$  – расчетное сопротивление кладки растяжению при изгибе по перевязанному сечению;

$W$  – момент сопротивления сечения кладки при упругой работе;

2) предельная поперечная сила:

$$Q = R_{tw} * bz, \quad (1.22)$$

где  $R_{tw}$  – расчетное сопротивление кладки главным растягивающим напряжениям при изгибе;

$z$  – плечо внутренней пары сил.

Для анализа используются дифференциальные уравнения движения в приращениях:

$$M\nabla\ddot{Y} + B\nabla\dot{Y} + R'\nabla Y = YP, \quad (1.23)$$

где  $\nabla Y, \dot{Y}, \ddot{Y}$  – соответственно вектора приращений перемещения, скорости и ускорения;

$M$  – матрица масс;

$B$  – матрица демпфирования;

$R' = \partial R / \partial Y$  – касательная или мгновенная матрица жесткости системы в момент движения  $t$ :

$$R' = \begin{vmatrix} \frac{\partial R_1}{\partial Y_1} & \dots & \frac{\partial R_1}{\partial Y_n} \\ \dots & \dots & \dots \\ \frac{\partial R_n}{\partial Y_1} & \dots & \frac{\partial R_n}{\partial Y_n} \end{vmatrix}. \quad (1.24)$$

Для решения дифференциального уравнения использовался численный метод Вилсона (при этом ускорение на шаге интегрирования изменяется линейно).

В результате этого система дифференциальных уравнений приводится к системе алгебраических уравнений:

$$[\bar{\mathbf{R}}]\nabla Y = \nabla \bar{\mathbf{P}} \quad (1.25)$$

$$[\bar{\mathbf{R}}] = R' + \frac{6}{\tau^2} M + \frac{3}{\tau} B, \quad (1.26)$$

$$\nabla \bar{\mathbf{P}} = \nabla \mathbf{P} + \left[ \frac{6}{\tau} \mathbf{M} + 3\mathbf{B} \right] \dot{Y}_k + \left[ 3\mathbf{M} + \frac{\tau}{2} \mathbf{B} \right] \ddot{Y}_k \quad (1.27)$$

Для использования алгоритма необходимо знать векторы обобщенных перемещений, скоростей и ускорений при  $t = 0$ .

Приведенная методика, разработанная в Молдавии под руководством профессора Т. А. Балана, основана на использовании прочностных критериев, что,

как показывают более поздние исследования, принципиально не позволяет учесть важнейшие аспекты совместной работы слоев многослойных композитных конструкций с учетом их взаимовлияния.

Необходимо подчеркнуть, что строительство зданий с несущими стенами из многослойных и комплексных каменно-монолитных конструкций в сейсмических районах ведется в течение многих десятилетий (а в отдельных случаях – и столетий), однако до настоящего времени отсутствует достаточно обоснованная методика учета совместной работы разнородных слоев из бетона и каменной кладки. Выполненные исследования, посвященные анализу механизмов разрушения каменно-монолитных стен при интенсивных сейсмических воздействиях, носят единичный характер, и, как правило, расчеты ведутся на простейших моделях.

#### **1.4. Опыт строительства зданий с многослойными стенами**

Многослойные конструкции, состоящие из двух опалубочных слоев каменной кладки и несущего промежуточного слоя, известны людям с древнейших времен. В третьем тысячелетии до нашей эры шумеры использовали при строительстве систему, состоящую из двух ограждающих слоев кладки с заполнением промежутка известковым раствором [74]. В Армении такие системы применялись уже тысячу лет назад [153]. На основе этого решения в начале прошлого века была разработана кладка «Мидис», которая показала высокую сейсмостойкость при правильном возведении.

В начале 1980-х гг. в г. Кишиневе были построены экспериментальные здания с трехслойными несущими стенами: два наружных слоя были выполнены из пильного известняка, внутренний слой – из монолитного железобетона толщиной 0,12–0,15 м. Проекты этих зданий были разработаны под руководством Ю. М. Скринского. После Карпатского землетрясения 1986 г. все здания с многослойными стенами были обследованы, и ни в одном из них не было обнаружено ни малейших повреждений. В то же время построенные рядом 9-этажные сейсмостойкие крупнопанельные дома имели повреждения несущих

элементов первой – второй степени [72]. Стены этих зданий состоят из двух наружных слоев ложковой кладки из блоков пильного известняка и среднего слоя толщиной 0,12–0,15 м из тяжелого бетона класса В20 (Рисунок 1.5).

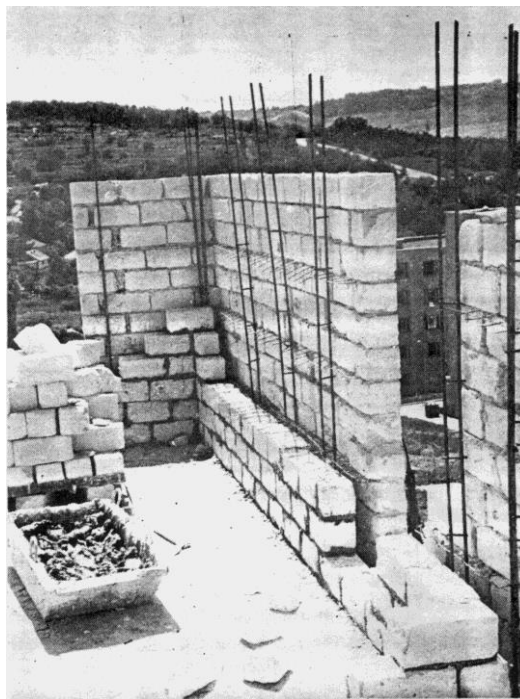


Рисунок 1.5 – Фрагмент трехслойной стены высотного дома в г. Кишиневе

Для всех проектов характерно постоянство во взятом за основу конструктивно-технологическом решении. Здания проектировались высотой 9–10 этажей двух типов: протяженные в плане и точечные. Поскольку все эти здания проектировались как экспериментальные, проектировщики не были ограничены довольно жесткими требованиями СНиП в отношении размеров и планировки квартир. Поэтому планировочные решения этих зданий отличаются повышенной комфортабельностью.

В конструктивном отношении каменно-монолитные здания представляют собой сочетания трехслойных стен и железобетонных перекрытий из сборных круглопустотных плит. В уровнях всех перекрытий и покрытий в стенах предусматриваются непрерывные монолитные пояса. Помимо этого, в данных проектах предусмотрены горизонтальные балки в уровнях всех лестничных площадок.

К особенностям конструктивного решения относится армирование монолитных слоев стен на всю высоту по всему периметру арматурными каркасами с шагом 0,8–1 м. В некоторых проектах в сопряжениях стен и из граней проемов предусмотрена постановка усиленных каркасов. Через каждые 60 см по высоте стены армируются горизонтальными сетками.

Поскольку в Молдове наиболее распространенным каменным материалом являлся пильный известняк, то все проекты предусматривают выполнение опалубочных слоев стен из блоков размером  $0,39 \times 0,19 \times 0,19$  м. Кладка этих слоев ложковая; размеры блоков определяли толщину слоев (0,19 м). Фасады зданий выполнялись из чистой кладки с расшивкой швов, а внутренние поверхности стен оштукатуривали.

Каменная кладка укладывалась только как оставляемая опалубка для железобетонного слоя стен, поэтому камень может быть низкомарочным. Кроме того, каменная кладка играет роль теплоизоляции в наружных стенах и в стенах лестничных клеток зданий и шумозащиты – во внутренних межквартирных стенах и в стенах лестничных клеток.

При строительстве первых каменно-монолитных зданий один ряд кладки каждой стены возводили на всю высоту этажа, с укладкой горизонтальной арматурной сетки в швах по высоте через каждые три ряда кладки по всем наружным и внутренним стенам так, чтобы впоследствии в теле бетона находилось по два продольных стержня всех сеток. После этого устанавливались вертикальные арматурные каркасы, которые прикреплялись к выпускам арматуры каркасов из нижнего этажа, а для обеспечения вертикальности крепились к стенам скобами. Второй ряд кладки каждой стены выполняли поэтапно высотой только по три ряда камня.

К 1986 г., когда произошло Карпатское землетрясение в Кишиневе, было построено несколько 9-этажных каменно-монолитных зданий с трехслойными стенами. Они представляли собой здания из монолитного железобетона с несъемной опалубкой, где роль опалубки выполняли известковые блоки. После землетрясения 1986 г. было обследовано 8-этажное здание с проходным чердаком



высотой 2,1 м и подвалом с высотой помещения 3 м, прямоугольное в плане с размерами 15,6 × 73 м, с высотой типового этажа 3,9 м. Проект разработан в 1985 г. институтом «Кишиневгорпроект» [72]. Сейсмичность площадки строительства – 7 баллов, расчетная сейсмичность здания – 7 баллов. Основанием фундамента здания служили суглинки и супеси общей мощностью 20 м, подстилаемые слабой скалой. Грунтовые воды отсутствовали. Здание каменно-монолитной конструкции, внешний слой стен выполнен из силикатного кирпича М-75 на растворе М50, внутренний слой из армированного бетона толщиной 14 см марки 200 с симметричным расположением арматуры. Процент армирования внутреннего слоя по проекту составляет 4 %. В ходе строительства местами армирование было увеличено. Толщина внешних слоев из силикатного кирпича для наружных стен составляла 25 см, для внутренних – 12 см. Связь между слоями обеспечивалась конструктивными поперечными сетками. Фундаменты здания – ленточные. Под фундаментами выполнена бетонная подготовка толщиной 0,10 м. Плиты перекрытия и покрытия сборные железобетонные. Перегородки в здании кирпичные. Конструкциями, воспринимающими вертикальные нагрузки от перекрытий и покрытия, являлись продольные внутренние и наружные стены. Вертикальные нагрузки в лестнично-лифтовом холле воспринимались наружными стенами и внутренними продольными монолитными рамами. Поперечные стены являлись диафрагмами жесткости.

Направление сейсмического воздействия практически соответствовало ориентации поперечных стен. Сейсмическая нагрузка соответствовала 7 баллам.

Анализ результатов дает основание считать здание достаточно сейсмостойким, хотя по выявленным дефектам было отмечено, что при освоении этого вида строительства должны быть решены некоторые технологические вопросы, в первую очередь – обеспечение возможности контроля скрытых работ и гарантирование качественного заполнения межслоевого пространства.

После землетрясения 31 августа 1986 г. все каменно-монолитные здания были тщательно обследованы. Не было обнаружено повреждений несущих конструкций, трещин или отслоений на штукатурке внутренних и наружных стен

зданий. В то же время построенные рядом 9-этажные сейсмостойкие крупнопанельные здания имели повреждения несущих элементов 1–3 степени. Таким образом, каменно-монолитные здания показали более высокую сейсмостойкость, чем крупнопанельные здания [72; 74].

Три здания с трехслойными стенами возведены на Камчатке. Проектирование зданий вел институт «Камчатскгражданпроект». Здания рассчитаны и законструированы на расчетное сейсмическое воздействие 9 баллов по СНИП. Все здания – пятиэтажные, с подвалом и чердаком. Расчет и конструирование производились как для монолитных зданий [127] с учетом опыта проектирования и строительства подобных зданий в Молдавии.

Каменная кладка учитывалась только при определении жесткости стен и распределении сейсмических нагрузок между стенами и простенками. Расчет по прочности велся с учетом работы только железобетонного слоя. При этом, учитывая неоднородности прочности бетона в железобетонном слое, его несущая способность на перерезывающую силу несколько понижалась введением коэффициента порядка 0,85–0,9.

При расчете стен на внецентренное сжатие понижающий коэффициент не вводился, так как полагали, что в этом случае неоднородность бетона компенсировалась участием кладки. Кладка стен выполнялась из полнотелых или пустотелых бетонных блоков размером  $0,19 \times 0,19 \times 0,39$  м или полублоков размером  $0,19 \times 0,09 \times 0,39$  м. Блоки – шлакобетонные М50-75 на вулканическом шлакобетоне – материале, типичном для Камчатки. Объемный вес шлакобетона – 1750–1800 кг/м<sup>3</sup>. Раствор – М25-50, категория кладки по сейсмостойкости, принятая в проекте, – II. Пространство между кладочными слоями толщиной 0,12–0,16 м заполнялось шлакобетоном В15. Бетонирование велось с помощью обычной бадьи, без каких-либо дополнительных насадок. Вначале выставлялся наружный слой кладки на высоту этажа. Затем устанавливались вертикальные каркасы и укладывался внутренний слой кладки на высоту 4 блоков, ~80 см. Кладка выдерживалась 1,5–2 суток, после чего производилось бетонирование любым бетоном (с осадкой конуса ~0,16 м) и вибрированием с помощью

глубинного вибратора с приваренной к нему арматурой. При такой технологии кладку не распирало. Попытка укладывать более высокий слой бетона оказалась неудачной. Связь между наружным и внутренним слоями кладки осуществлялась посредством Z-образных стержней, привязываемых вязальной проволокой к горизонтальным сеткам, укладываемым в слой раствора между блоками с шагом 0,4 м по высоте. Попытка укладывать единую для обоих слоев горизонтальную сетку, надеваемую на вертикальные каркасы, оказалась сложной как по армированию, так и по бетонированию.

Фундаменты дома выполнялись из сборных бетонных блоков с монолитными сердечниками или из сплошной железобетонной плиты. Из монолитного пояса или плиты выпускались анкера, к которым в процессе возведения кладок привязывались арматурные каркасы. Согласно расчетам, только на первом – втором этажах в 5-этажном здании арматура расчетная диаметром 12–14АIII (А400), выше – конструктивная диаметром 8–10АIII мм. Каркасы ставились с шагом ~0,8–0,6 м, в углах пересечения стен и по граням проемов. Стык – внахлестку на длину анкеровки, всегда в уровне верха перекрытия.

Перекрытия – сборные круглопустотные плиты различной длины, в зависимости от архитектурного решения. Балконы выполнялись из сборных плоских железобетонных плит, опертых по двум сторонам.

Проектом предусматривался визуальный контроль укладки и качества бетона, для чего в первом ряду кладки оставляются отверстия 0,2 × 0,2 м, шаг 2 м, через которые проверяется очистка щели между блоками от мусора и полнота наполнения бетоном.

Следует отметить, что потенциальные архитектурные возможности дома и возможность ведения строительства без дорогостоящей металлической опалубки привлекают заказчиков.

В последние годы при строительстве зданий в г. Краснодаре достаточно широко внедряется конструктивная система с многослойными стенами, разработанная в центре исследований сейсмостойкости сооружений ЦНИИСК.

Многослойные стены позволяют решить вопросы как теплоизоляции (применение высокоэффективных утеплителей), так и сейсмостойкости (восприятие всех нагрузок слоем монолитного железобетона).

Конструкция наружной стены 12-этажного жилого дома по ул. Калинина-Тургенева в г. Краснодаре представляет собой: силикатный кирпич толщиной 0,25 м; пенополистирол 0,05 м; монолитный железобетон 0,16 м; красный глиняный кирпич 0,12 м (Рисунки 1.6–1.9).

Конструкция наружной стены 9–14-этажного жилого дома литер 1 в Западном жилом районе, блок «Д» представляет собой: силикатный кирпич 0,12 м; пенополистирол 0,14 м; монолитный железобетон 0,16 м; красный глиняный кирпич 0,12 м.

Подача бетона производилась вручную, с послойным вибрированием.

В местах устройства вентканалов выполняется уширение слоя железобетона на 0,12 м (вместо слоя кирпича). На этих участках применяется инвентарная щитовая металлическая опалубка.

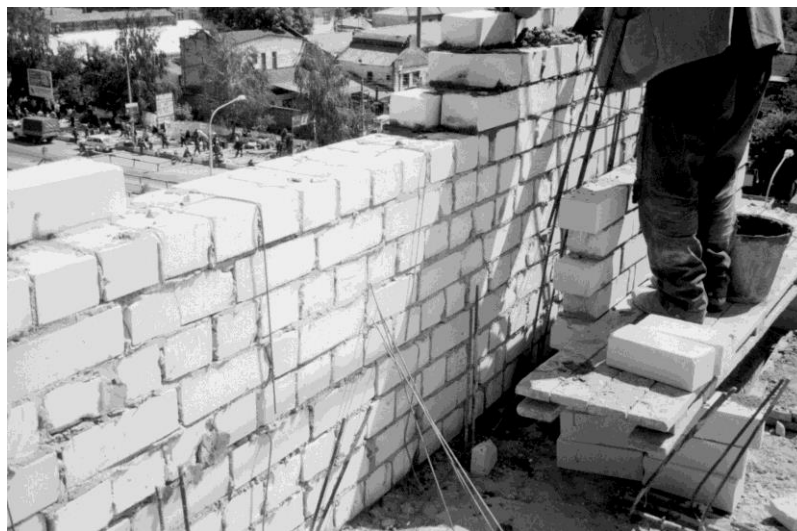


Рисунок 1.6 – Наружная стена 12-этажного жилого здания в г. Краснодаре



Рисунок 1.7 – Наружная стена 12-этажного жилого здания в г. Краснодаре



Рисунок 1.8 – Возведение 9–14-этажного дома в г. Краснодаре



Рисунок 1.9 – Фрагмент многослойной стены 12-этажного дома в г. Краснодаре

Архитектурные решения и конструктивная часть проекта 9-этажного жилого дома литер 6 со встроенно-пристроенными помещениями по ул. Шоссе Нефтяников, кв. 901 в г. Краснодаре разработаны в 2005 г. ООО «ВЕСТ-Стройсервис», г. Краснодар.

Сейсмичность г. Краснодара и площадки на момент строительства по СНиП II-7-81\* «Строительство в сейсмических районах» [9] оценивалась в 7 баллов по картам «А» ОСР–97 для грунтов 2 категории по сейсмическим свойствам.

Здание двухсекционное, имеет размеры в плане  $13,8 \times 53,7$  м. Секции длиной 20,2 и 30,5 м сблокированы под углом  $15\text{--}20^\circ$  через общую торцевую стену.

Высота жилого дома – 36,6 м, высота этажей: цокольного – 2,8 м, девятого – 3,0 м, остальных этажей – 3,3 м.

В плане здание несимметричное, с неравномерным распределением масс и жесткостей. Контуры наружных стен ломаные, продольная ось здания изогнута под углом  $15\text{--}20^\circ$ .

Фундаменты здания – монолитная железобетонная плита, толщиной 600 мм, из бетона В20.

Конструктивная схема здания: наружные стены четырехслойные кирпично-монолитные, состоящие из двух слоев кирпичной кладки толщиной: внутренний слой – 120 мм, наружный слой кладки – 250 мм; толщина железобетонного несущего слоя – 140 мм, толщина утеплителя – 50 мм; внутренние стены – трехслойные, кирпично-монолитные, толщиной  $120 + 140 + 120 = 400$  мм. По продольной оси Г и поперечным осям 2, 5, 8, 11, 12 устроены железобетонные монолитные рамы пролетом 4,8 и 6,4 м. Сечение стоек рам –  $380 \times 400$  мм, сечение ригелей рам –  $400 \times 400$  мм.

Первым примером возведения зданий с многослойными стенами в условиях резко континентального сурового климата является группа жилых домов в г. Иркутске. Сейсмичность района строительства по карте сейсмического районирования и с учетом грунтовых условий – 8 баллов.

Пятиэтажный жилой дом с многослойными стенами в плане был запроектирован крестообразной формы с размерами  $29,4 \times 29,4$  м. Шаг несущих стен – 3,6, 4,8, 6,3 и 9,6 м. Здание имеет пять надземных этажей, мансардный этаж и подвал. Высота этажей – 3,0 м, высота подвала – 3,3 м.

Конструктивная система здания – четырехслойные продольные и трехслойные поперечные несущие стены: внутренний слой – монолитный железобетонный, слой утеплителя (пенополистирол) и два слоя (наружный и внутренний) из кирпича.

Плиты перекрытия – многопустотные железобетонные толщиной 0,220 м.

Фундаменты – ленточные, сборные, железобетонные с монолитной обвязкой поверху.

## **1.5. Выводы по главе 1. Обоснование цели и частных задач работы**

**1.5.1. Анализ сейсмической опасности и методов оценки сейсмостойкости зданий** позволяет сделать следующие выводы:

– сейсмическая опасность на территории РФ достаточно широко распространена. В южных районах страны (с наибольшей плотностью населения) сейсмоопасные районы составляют преобладающую часть территории;

– современные методы оценки и прогноза сейсмостойкости несущих конструкций зданий и сооружений основаны на свойствах конструкций различного типа реализовывать при сейсмических воздействиях пластическую фазу деформирования, величина которой определяется устанавливаемым нормами коэффициентом допускаемых повреждений  $K_I$ . Для отдельных видов конструкций величины  $K_I$  имеют надежное научное обоснование (например, для крупнопанельных и монолитных железобетонных стеновых зданий); для ряда конструкций величины  $K_I$  корректируются в ходе совершенствования норм (например, для конструкций из каменной кладки), а для новых или немассовых видов конструкций величины  $K_I$  нормами не установлены. Это является следствием отсутствия научного обоснования величины допустимого уровня пластической фазы деформирования таких конструкций. К новым и немассовым

относятся многослойные каменно-монолитные конструкции, которые, с одной стороны, имеют большую историю применения в сейсмоопасных районах (кладка типа «Мидис»), с другой – практика массового строительства предлагает новые конструктивные решения многослойных стеновых композитов. Указанные причины свидетельствуют о необходимости экспериментальных и теоретических исследований процессов деформирования, включая пластическую фазу, и разрушения многослойных каменно-монолитных конструкций в условиях двухосного напряженного состояния, что позволит сформировать научно обоснованные параметры, в том числе предельные допустимые величины относительных деформаций, упругопластических свойств таких конструкций. Результаты исследований будут являться основой для повышения надежности сейсмостойких многослойных каменно-монолитных конструкций зданий и сооружений.

**1.5.2 Анализ экспериментальных и теоретических исследований каменных, бетонных, железобетонных и комплексных каменно-монолитных конструкций в условиях двухосного напряженного состояния** позволяет сделать следующие выводы:

– схемы работы, критерии прочности и деформативности каменных, бетонных и железобетонных конструкций имеют надежное научное обоснование. Для указанных конструкций определены предельные величины допускаемых повреждений (коэффициентов  $K_I$ ), что обеспечило приемлемый уровень надежности и сейсмостойкости таких конструкций;

– экспериментально установлено, что многослойные каменно-монолитные конструкции обладают рядом существенных особенностей при работе в условиях двухосного напряженного состояния. Однако использование ранее применявшихся прочностных критериев для оценки и прогноза сейсмостойкости слоистых конструкций не позволяет установить важнейшие характеристики таких конструкций – величину пластической фазы деформирования, условия совместной работы слоев в составе слоистой конструкции, параметры взаимодействия взаимовлияния слоев. Исследованиями, выполненными



в предыдущие годы, обосновано использование деформационных критериев (величины предельно допустимой относительной деформации в направлении сжатой диагонали) для прогноза не только деформирования и разрушения отдельного слоя кладки, но и работы слоистого образца в целом в упругой и пластической фазах.

**1.5.3 Анализ практики строительства зданий с многослойными каменно-монолитными стенами в сейсмоопасных районах** показывает, что такие здания имеют широкое распространение, но при этом отсутствует необходимое нормативное обоснование: действующие нормы сейсмостойкого строительства не содержат ни важнейших расчетных параметров (коэффициентов допускаемых повреждений  $K_I$ ), ни указаний по методам расчета таких конструкций, ни конструктивных требований. Следовательно, надежность сейсмостойких зданий с многослойными каменно-монолитными стенами не может быть достоверно оценена.

Таким образом, цель диссертационного исследования заключается в повышении надежности и выявлении резерва несущей способности сейсмостойких зданий с несущими конструкциями из многослойных каменно-монолитных стен за счет определения и обоснования значений характеристик предельных состояний таких конструкций на основе результатов экспериментально-теоретических исследований.

Для достижения целей, заявленных в работе, необходимо решить следующие задачи:

– выполнить экспериментальные исследования фрагментов однослойных каменных, кирпичных и железобетонных конструкций, а также многослойных конструкций на «перекос» в своей плоскости с получением экспериментальных зависимостей деформирования слоев при различных параметрах отдельных слоев многослойного композита;

– разработать метод учета влияния кладочных слоев конструкции на общую работу слоистого элемента;

– разработать и верифицировать модель многослойных каменно-монолитных конструкций для условий двухосного напряженного состояния, учитывающую механические характеристики материалов отдельных слоев, условия взаимодействия материалов композита, разрушение при возрастающих нагрузках и позволяющую выполнить моделирование упругой и пластической фаз деформирования;

– разработать компьютерную программу, позволяющую создавать конечные элементы с различными прочностными и деформационными параметрами для использования в пространственных расчетных моделях;

– выполнить численные исследования упругопластического деформирования и разрушения многослойных каменно-монолитных конструкций с различным сочетанием железобетонных и каменных слоев с определением взаимовлияния отдельных слоев на степень реализации пластической фазы деформирования и уровень прочности;

– определить пластические характеристики многослойных каменно-монолитных конструкций в условиях двухосного напряженного состояния;

– обосновать параметры предельных состояний многослойных каменно-монолитных конструкций стен сейсмостойких зданий.

## **ГЛАВА 2. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ФРАГМЕНТОВ МНОГОСЛОЙНЫХ КАМЕННО-МОНОЛИТНЫХ СТЕН ЗДАНИЙ**

### **2.1. Цель и задачи экспериментальных исследований**

Экспериментальные исследования многослойных каменно-монолитных стеновых конструкций выполняются с целью определения параметров, соответствующих процессу деформирования, включая упругую и пластическую фазы, и разрушения таких конструкций в условиях двухосного напряженного состояния.

В рамках экспериментальных исследований решались следующие задачи:

- разработка методики проведения экспериментов по исследованию процессов деформирования, включая упругую и пластическую фазы, и разрушения однослойных каменных, железобетонных при двухосном напряженном состоянии и многослойных каменно-монолитных стеновых конструкций при «перекосе» в своей плоскости;
- определение базовых констант материалов, формирующих отдельные слои многослойных композитов;
- определение условий и механизмов, обеспечивающих совместную работу отдельных слоев многослойных каменно-монолитных стеновых конструкций;
- построение зависимостей «нагрузка – деформация» при различных характеристиках каменных и монолитных железобетонных конструкций под возрастающей нагрузкой;
- анализ результатов экспериментальных исследований и определение базовых констант многослойных каменно-монолитных стеновых конструкций.

### **2.2. Испытания фрагментов однослойных, трехслойных и четырехслойных стен на «перекос» в своей плоскости**

В развитие испытаний фрагментов трехслойных стен, выполненных ранее, в настоящей работе были проведены статические и псевдодинамические испытания фрагментов трех- и четырехслойных стен с целью определения

основных характеристик, в частности, для оценки совместности работы кирпичных и монолитных слоев.

Программой статических испытаний предусматривалось:

– испытание фрагментов несущих стен размером  $150 \times 160$  см с конструктивным армированием на одностороннее статическое действие нагрузки;

– испытание фрагментов несущих стен размером  $150 \times 160$  см с конструктивным армированием на двухстороннее статическое действие нагрузки.

Эксперимент был проведен в ноябре 2002 г. в г. Иркутске.

В результате получены зависимости «горизонтальная сила – перемещение», по которым можно оценить вклад слоев в работу многослойной конструкции и деформативные характеристики.

В качестве упора применялась металлическая сварная рама из швеллера № 32. Для передачи усилия на фрагмент стены был применен домкрат гидравлический одностороннего действия, устанавливаемый таким образом, чтобы усилие передавалось по диагональному сечению образца (Рисунки 2.1, 2.3, 2.4). Нагрузка подавалась и снималась ступенями: 120 кН, 150 кН, 250 кН, 360 кН, 430 кН и 500 кН. Перемещения верха образца в горизонтальной плоскости замерялись прогибомерами (однослойные образцы – одним, трех- и четырехслойные – тремя прогибомерами) (Рисунки 2.5, 2.6).

Для проведения испытаний было изготовлено девять образцов: по три образца железобетонной, трехслойной и четырехслойной стены (Рисунок 2.2). В качестве опалубочных слоев трех- и четырехслойных фрагментов использовался кирпич стандартный глиняный М150. Толщина опалубочных кирпичных слоев – 0,12 м, толщина монолитного железобетонного слоя и однослойного фрагмента – 0,20 м.

Проектный класс бетона – В20. По результатам исследований бетона неразрушающими методами марка бетона оценена как М170.



Рисунок 2.1 – Установка домкрата в рабочее положение



Рисунок 2.2 – Фрагменты трех- и четырехслойных стен перед испытаниями



Рисунок 2.3 – Образец однослойной стены на испытательном стенде



Рисунок 2.4 – Образец четырехслойной стены на испытательном стенде



Рисунок 2.5 – Установка прогибомера при испытании однослойного фрагмента



Рисунок 2.6 – Установка прогибомеров при испытании многослойных фрагментов

В результате проведенных экспериментальных исследований для фрагментов (Рисунки 2.7, 2.15, 2.16) получены зависимости «сила – перемещение» для испытываемых фрагментов стен (Рисунки 2.8–2.14).



Рисунок 2.7 – Однослойный фрагмент стены после испытаний

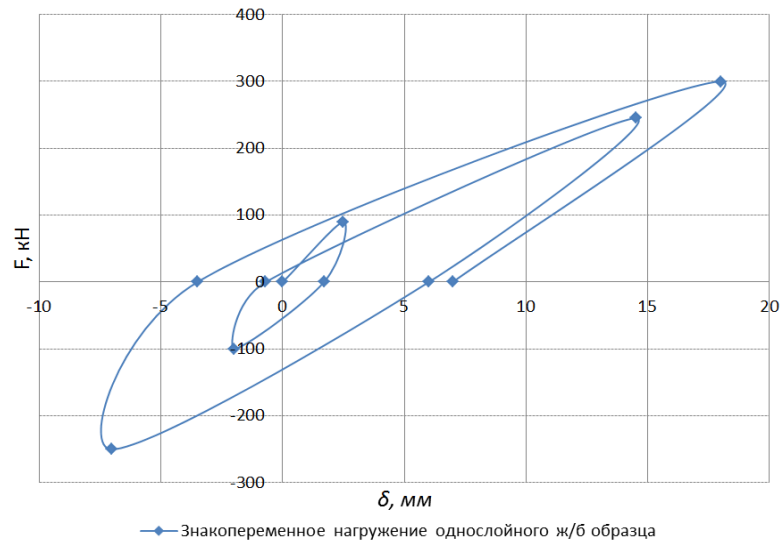


Рисунок 2.8 – Диаграмма «Сила – горизонтальное перемещение» при знакопеременном нагружении однослойного фрагмента

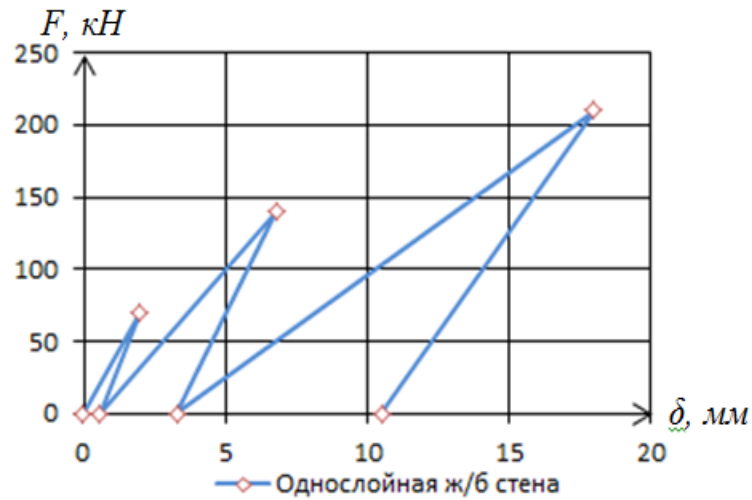


Рисунок 2.9 – Диаграмма «Сила – горизонтальное перемещение» при одностороннем нагружении однослойного фрагмента

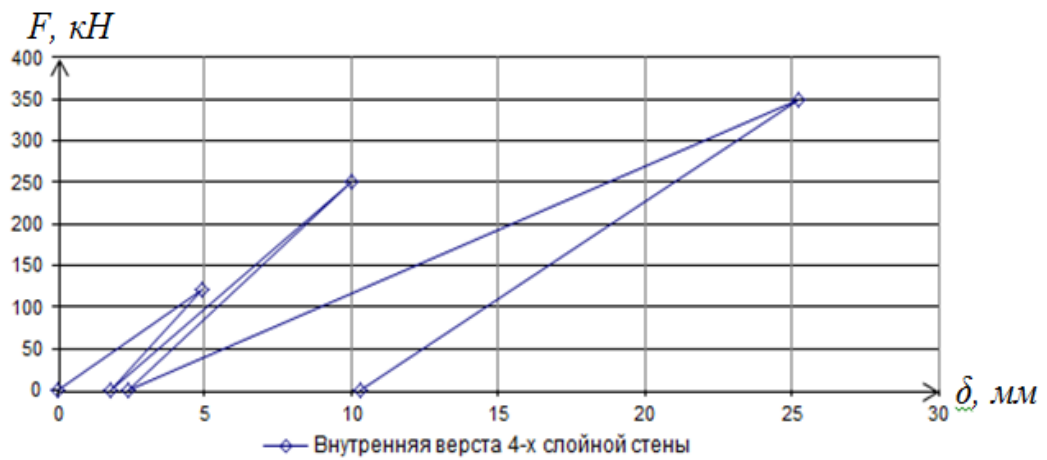


Рисунок 2.10 – Диаграмма «Горизонтальная сила – горизонтальное перемещение» при одностороннем нагружении четырехслойного фрагмента (внутренняя кирпичная верста)



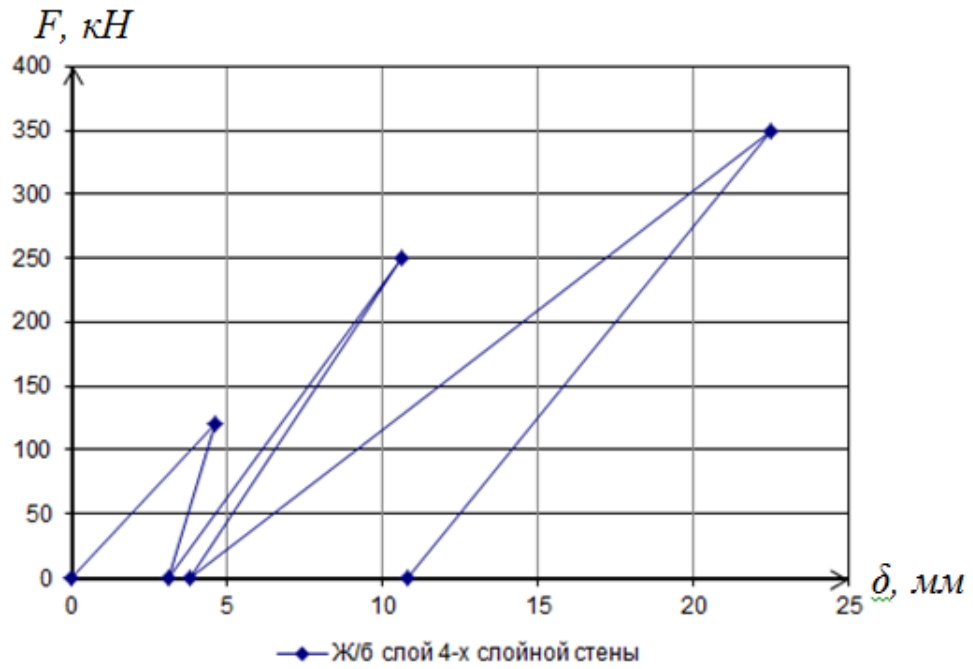


Рисунок 2.11 – Диаграмма «Сила – горизонтальное перемещение» при одностороннем нагружении четырехслойного фрагмента (внутренний железобетонный слой)

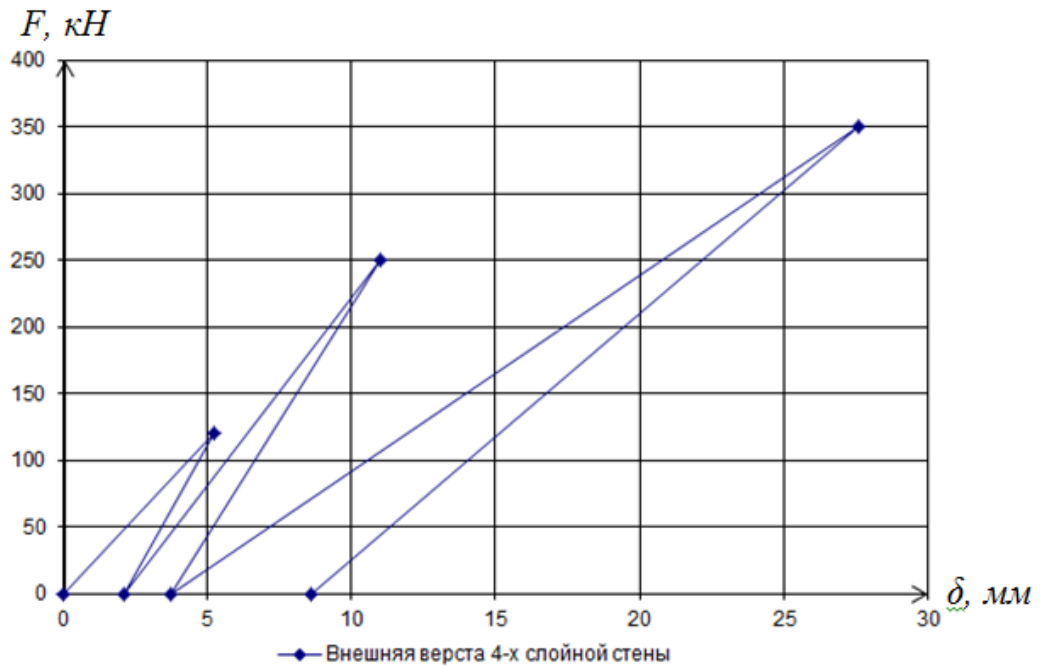


Рисунок 2.12 – Диаграмма «Сила – горизонтальное перемещение» при одностороннем нагружении четырехслойного фрагмента (внешняя кирпичная верста)



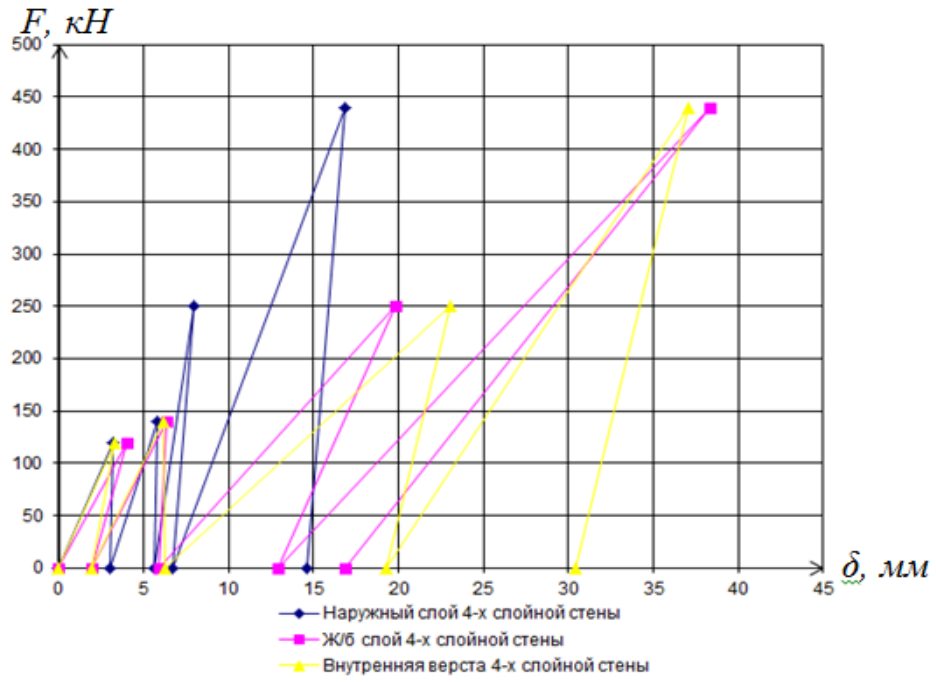


Рисунок 2.13 – Диаграмма «Нагрузка – горизонтальное перемещение» при одностороннем нагружении четырехслойного фрагмента

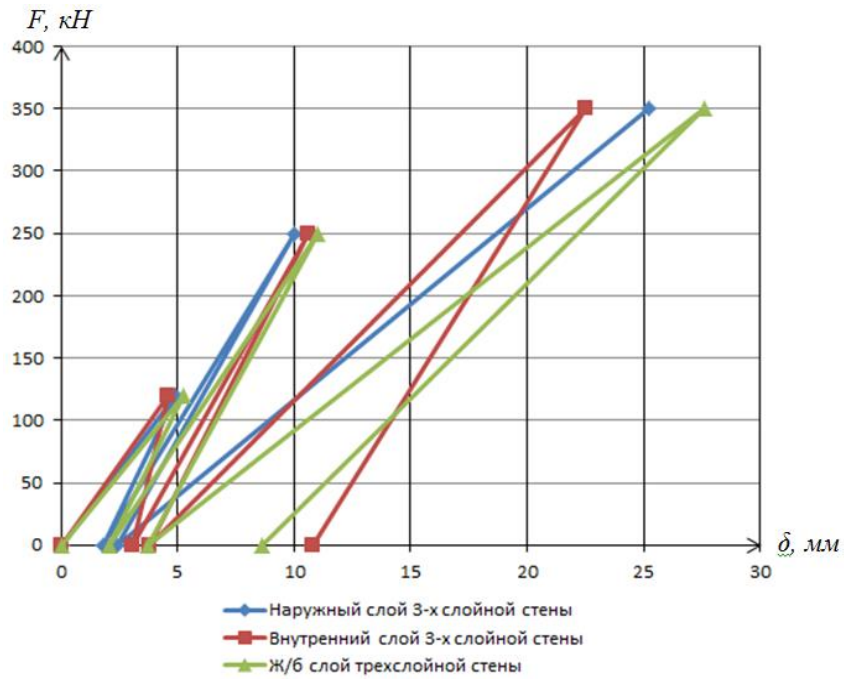


Рисунок 2.14 – Диаграмма «Нагрузка – горизонтальное перемещение» при одностороннем нагружении трехслойного фрагмента



Рисунок 2.15 – Повреждения при одностороннем нагружении четырехслойного фрагмента (наружная кирпичная верста)



Рисунок 2.16 – Повреждения упорной части при одностороннем нагружении однослойного фрагмента

По результатам проведенных испытаний были сделаны следующие выводы:

- совместность деформирования слоев кладки и железобетонного слоя обеспечивается в основном за счет сцепления по боковой поверхности бетона и кладки. При этом характер возрастания относительных деформаций слоев, определяемых на различных стадиях нагружения, показывает, что уровень деформаций кладки существенно зависит от наличия или отсутствия сцепления между слоями;

- слой кладки, не имеющий сцепления с железобетонным слоем, деформируется значительно слабее, нежели слой, имеющий надежное сцепление с бетоном. Величины остаточных деформаций свидетельствуют о накоплении большого уровня повреждений в кирпичном и железобетонном слое, однако расслоения кладки внутреннего слоя и бетонного слоя выявлено не было;

- появление в кладочном слое вертикальных трещин, параллельных возникшей вдоль главной диагонали трещины, свидетельствует о способности кладки воспринимать воздействие на последующих стадиях деформирования железобетонного слоя.

### 2.3. Исследование прочности и деформативности многослойных каменно-монолитных стен со слоем кладки из керамических камней

В 2011–2012 гг. в Центре исследований сейсмостойкости сооружений ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко был проведен ряд работ по оценке прочности и деформативности кладки стен из керамического пустотелого поризованного кирпича и камня. Это позволило установить нормативные и расчетные характеристики кладки из крупноформатных камней при проектировании и расчете зданий.

Для проведения испытаний были использованы несколько видов изделий, выпускаемых ОАО «Славянский кирпич»: кирпич керамический рядовой пустотелый одинарный Poronorm–1 пустотностью 41,1 %, камень керамический рядовой пустотелый формата 2,1НФ Poronorm–2 пустотностью 42,9 %, а также камень керамический крупноформатный рядовой пустотелый формата 11,2НФ Poromax–250 пустотностью 50,4 %. С целью определения марки (предела прочности) предоставленных кирпича и камней были отобраны образцы и испытаны на сжатие согласно ГОСТ 8462–85 «Материалы стеновые. Методы определения пределов прочности при сжатии и изгибе» [5].

Грани изделий имели ровную поверхность, отсутствовали искривления граней и ребер. Отклонения размеров не превышали допускаемых по ГОСТ 530–2007 [4]. Результаты испытаний приведены в таблице (Таблица 2.1).

Таблица 2.1 – Прочность на сжатие кирпича Poronorm–1 и керамического камня Poromax–250

№ п. п.	Предел прочности при сжатии, $R_1$ , кг/см <sup>2</sup>	Отклонение от среднего значения, %
Poronorm–1		
1	170	4,3
2	186	14,1
3	189	16
4	200	22
5	185	13,5
6	143	-12,3
7	105	-35,6
8	160	-1,8
9	175	7,4
10	121	-25,8

Среднее: 163		
Марка кирпича: «100»		
Poromax-250		
1	66,8	-18,9
2	82,3	0
3	88,9	8
4	76,4	-7,2
5	97,2	18,1
Среднее: 82,3		
Марка камня: «75»		

Для изготовления раствора всех образцов применялся портландцемент ССПЦ 500 Д20. Одновременно с кладкой образцов изготавливались контрольные кубы из бетона (Б) и раствора (Р) размером  $77 \times 77 \times 77$  мм. Результаты испытаний кубов приведены в таблице (Таблица 2.2).

Таблица 2.2 – Результаты испытаний на сжатие контрольных кубов

Метка образца	Дата изготовления	Дата испытания	Предел прочности при сжатии, МПа	Среднее значение предела прочности, МПа
1	11.07.2011	20.10.2011	19,6	18,13 (Б)
2			17,6	
3			17,2	
1	07.09.2011	20.10.2011	9,0	9,36 (Р)
2			9,5	
3			9,6	
1	05.10.2011	28.03.2012	9,4	9,5 (Р)
2			9,6	
3			9,4	
1	14.10.2011	28.03.2012	7,0	6,8 (Р)
2			6,2	
3			7,2	
1	17.10.2011	28.03.2012	15,8	15,6 (Б)
2			14,4	
3			16,6	
1	18.10.2011	28.03.2012	7,6	7,3 (Р)
2			7,4	
3			6,8	
1	19.10.2011	28.03.2012	17,4	16,6 (Б)
2			15,2	
3			17,2	
1	21.10.2011	28.03.2012	7,2	7,3 (Р)
2			7,0	
3			7,6	

Класс бетона конструкций, измеренный неразрушающими методами, составил В15.

Измерительная система была представлена следующими компонентами: индикаторы часового типа с ценой деления 0,01 мм, прогибомеры с ценой делений 0,1 мм, рулетка измерительная.

Оборудование: пресс П-500, пресс П-1000, измеритель прочности сцепления кирпича Оникс-ОС.

В ходе работ были подготовлены и проведены несколько серий испытаний, позволяющих дать оценку прочности и деформативности конструкций, выполненных из керамических изделий производства завода «Славянский кирпич», при статическом действии нагрузок, моделирующих сейсмические.

На *первом этапе* проведены испытания по определению физико-механических характеристик керамического кирпича (камней) и раствора, определена величина нормального сцепления по неперевязанному сечению при осевом растяжении и сдвиге.

*Второй этап* работ – исследование касательного сцепления кладки по перевязанному сечению при срезе для фрагментов кладки стен, выполненных из керамического пустотного поризованного кирпича Poronorm-1, керамического поризованного пустотного камня Poromax-250 и фрагментов стен комплексной конструкции.

Испытания на «перекос» проведены для четырех серий образцов. Первые две серии были выполнены из керамического кирпича и камня, вторые две представляли собой фрагменты комплексных конструкций с железобетонными включениями. Все испытания проводились на базе Испытательного центра ОАО «НИЦ «Строительство».

В работе представлены результаты испытаний образцов на «перекос».

### **2.3.1. Подготовка образцов для испытаний**

Испытания на «перекос» были проведены для четырех серий образцов. Каждая серия состояла из трех образцов.

Первая серия – фрагменты кладки стен из одинарного кирпича Poronorm-1. Образцы размером  $1030 \times 1040 \times 120$  мм выполнены без армирования.

Вторая серия – фрагменты кладки стен из крупноформатного керамического камня Rogomax-250 размером  $1190 \times 1140 \times 25$  мм. Образцы армированы горизонтальными сетками через каждые два ряда по высоте.

Схемы фрагментов первой и второй серий приведены на рисунке (Рисунок 2.17).

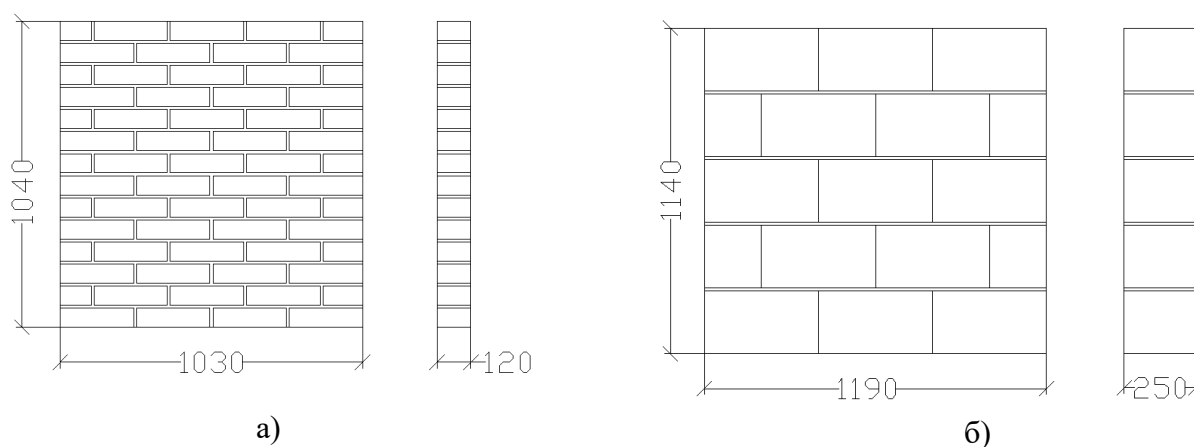


Рисунок 2.17 – Фрагменты кладки стен для испытаний на «перекос»:  
а) фрагмент стены из кирпича Poronorm-1; б) фрагмент стены из кирпича Rogomax-250

Третья серия – фрагмент стены с железобетонным включением и каменной кладкой из керамического камня Rogomax-250. Размеры образца  $1790 \times 1680 \times 250$  мм. Верхний и нижний железобетонный пояс, а также вертикальное железобетонное включение армированы четырьмя стержнями А500 диаметром 10 мм. Кладка армирована горизонтальными сетками с ячейкой  $100 \times 100$  мм через каждые два ряда по высоте. Выпуски арматурной сетки забетонированы.

Четвертая серия – фрагмент трехслойной конструкции стены размером  $1590 \times 1680 \times 530$  мм. Наружные слои выполнены из кирпича Poronorm-1 и керамического камня Rogomax-250, внутренний слой и пояса – железобетон. Железобетонный внутренний слой, а также верхний и нижний пояса армированы стержнями А500 диаметром 10. Наружные кирпичные слои связаны горизонтальными арматурными сетками с ячейкой  $100 \times 100$  мм через каждые два ряда по высоте керамического камня (через 6 рядов одинарного кирпича). При

заливке железобетонного внутреннего слоя кирпичные слои выступают в роли несъемной опалубки.

Схемы фрагментов третьей и четвертой серий приведены на рисунке (Рисунок 2.18).

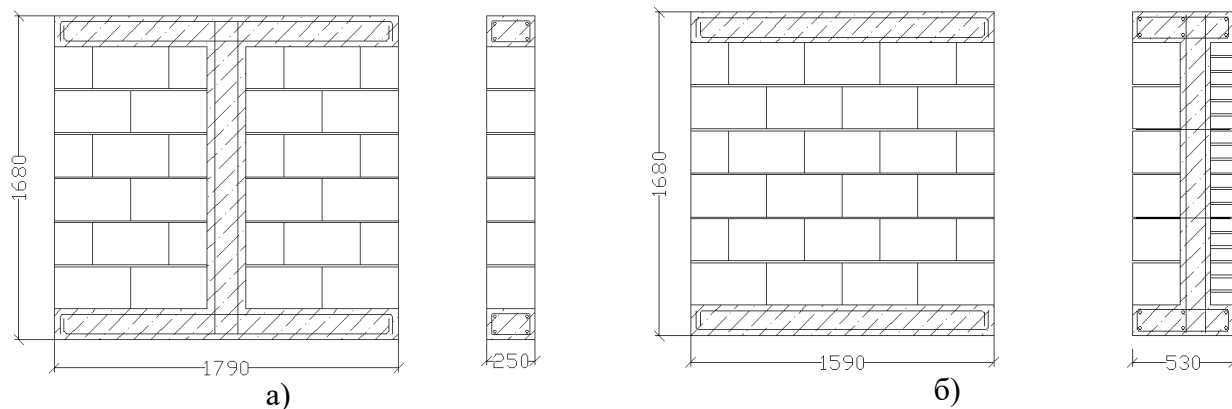


Рисунок 2.18 – Фрагменты кладки стен для испытаний на «перекос»:  
а) фрагмент стены с железобетонным включением; б) фрагмент трехслойной стены

### 2.3.2. Параметры нагружения образцов

В ходе испытаний на «перекос» фрагменты кладки стен устанавливались в опорную конструкцию таким образом, что одна диагональ принимала вертикальное положение, нагрузка прикладывалась вдоль этой диагонали (для равномерной передачи нагрузки между образцом и оголовками укладывался технический войлок). При нагружении образца вдоль диагонали в кирпичной кладке возникают главные растягивающие напряжения, которые направлены перпендикулярно действию нагрузки. Аналогичное напряженно-деформированное состояние возникает в простенках каменных зданий при горизонтальной сейсмической нагрузке [76]. Статическая нагрузка подавалась с помощью гидравлического пресса П–1000. Нагрузка прикладывалась ступенями примерно по 10 % от ожидаемой разрушающей нагрузки. Усилие выдерживалось в течение времени, необходимого для снятия показаний с измерительных приборов. В ходе испытаний деформации измерялись на двух гранях образца.

Общая схема нагружения образцов и расстановки измерительных приборов для первой – третьей серий приведена на рисунке (Рисунок 2.19). Цена деления измерительных приборов с маркировкой «И», «М» – 0,01 мм, с маркировкой

«П» – 0,1 мм. При испытаниях третьей серии образцов на каждой грани устанавливается по 8 индикаторов.

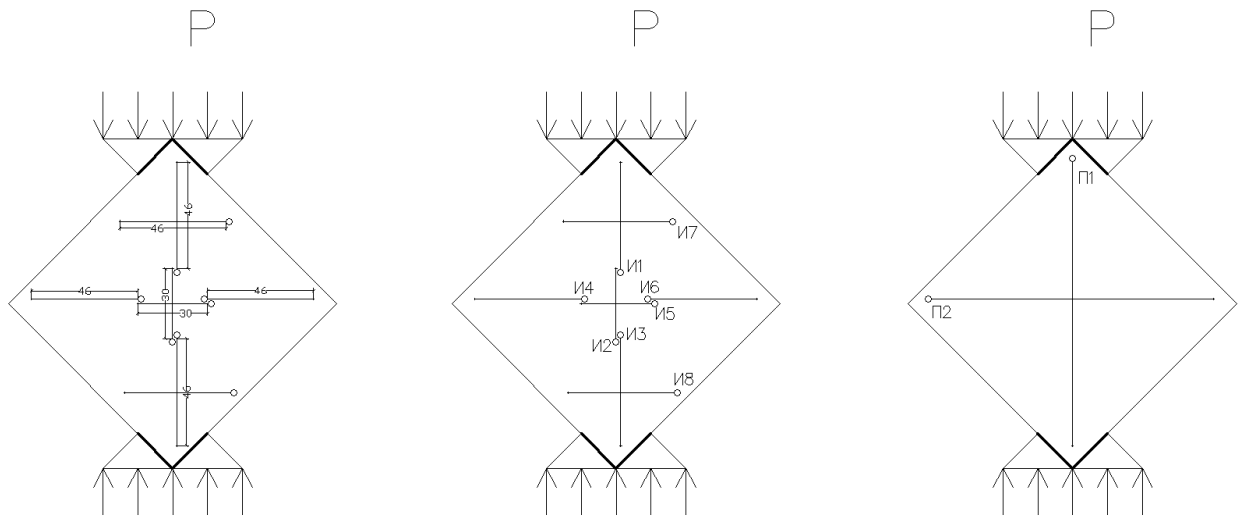


Рисунок 2.19 – Общая схема испытаний образцов первой-третьей серий на «перекос»:  
 1 – приборы И1 – И8 устанавливались на поверхность керамического камня Porolith-250;  
 2 – приборы М9 – М10 устанавливались на бетонный слой. Для этого были проделаны отверстия в слое одинарного кирпича;  
 3 – приборы устанавливались на поверхность одинарного кирпича Poronorm-1

Схема расстановки приборов для образцов четвертой серии приведена на рисунке (Рисунок 2.20). Центром пересечения линий, по которым устанавливаются приборы, является центр пересечения диагоналей образца. Базы измерений приняты как для образцов первой серии.

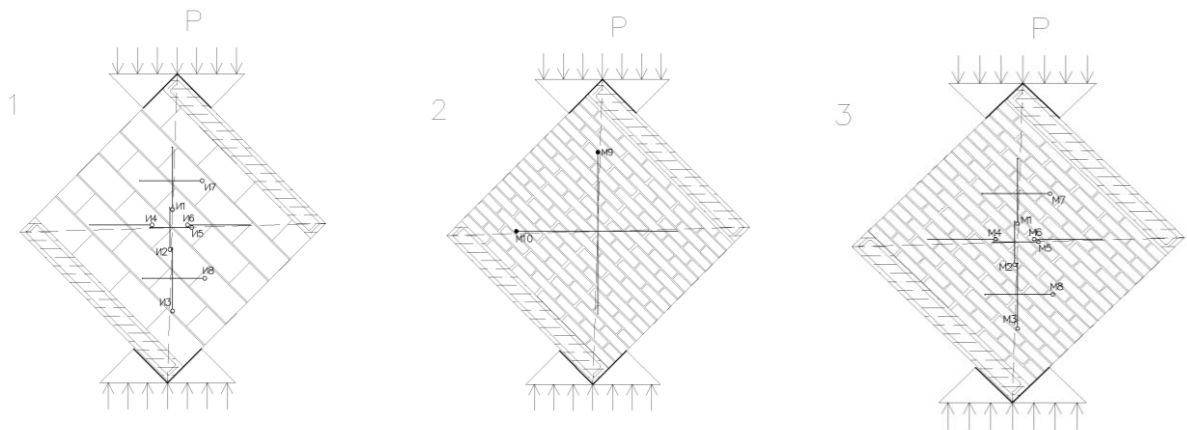


Рисунок 2.20 – Схема нагружения и расстановки измерительных приборов на трехслойном образце



### 2.3.3. Результаты испытаний на «перекос» фрагментов кладки из одинарного кирпича

Результаты испытаний фрагментов стен из кирпича приведены на рисунках (Рисунки 2.21–2.25) и в таблице (Таблица 2.3).

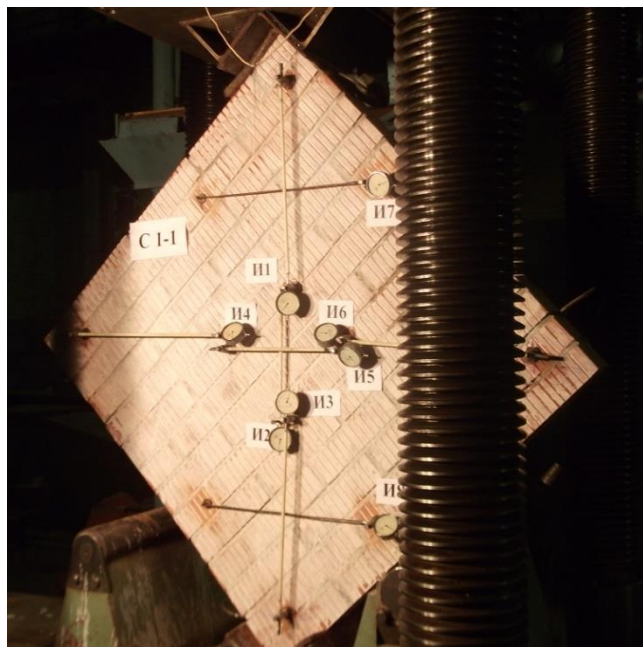


Рисунок 2.21 – Общий вид образца из одинарного кирпича в прессе при испытаниях на «перекос»

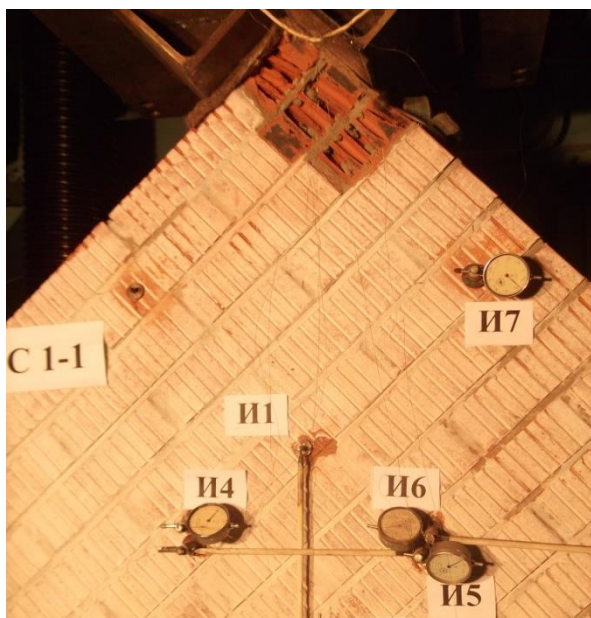


Рисунок 2.22 – Разрушение образца С1-1 – смятие кирпича в верхней части образца в месте приложения нагрузки



Рисунок 2.23 – Разрушение образца С2-1 – смятие кирпича в опорной части образца



Рисунок 2.24 – Образец С2-1 после снятия с испытательной установки

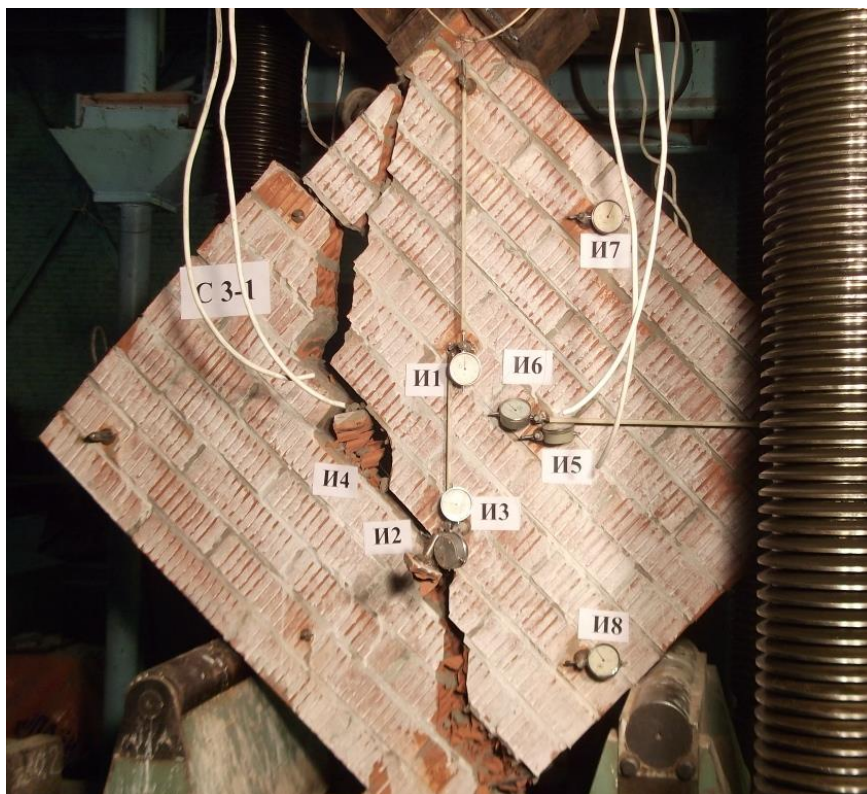


Рисунок 2.25 – Разрушение образца СЗ–1

Таблица 2.3 – Результаты испытаний опытных образцов из кирпича на «перекос»

Образец	Разрушающая нагрузка $N_p$ (кН)	Комментарий
С1–1	204	Разрушение в результате смятия в зоне приложения нагрузки
С2–1	216	Разрушение в результате смятия в опорной зоне
СЗ–1	192	Образование диагональной трещины

Серия фрагментов стен из одинарного кирпича состояла из трех образцов. При испытаниях двух образцов произошло смятие угла в месте приложения нагрузки либо в опорной зоне (см. Рисунки 2.22–2.24) без раскрытия диагональной трещины. Разрушение третьего образца произошло в результате образования диагональной трещины, что показано на рисунке (Рисунок 2.25). При этом нагрузка, при которой произошло раскрытие трещины в третьем образце, была несколько меньшей, чем нагрузка при смятии для первых двух образцов.

Диагональная трещина в третьем образце проходит по кирпичу и раствору. Общий характер разрушения образцов говорит о том, что в работе образца при



«перекосе» активное участие принимают как горизонтальные, так и вертикальные швы, заполненные раствором.

При нагружении, перед разрушением образцов, деформации растянутой диагонали были несколько больше, чем растяжения на линиях, расположенных параллельно растянутой диагонали и отстоящих от нее на 350 мм. Можно сделать вывод о том, что развитие диагональной трещины происходит от центра образца к краям и сопротивление кладки главным растягивающим напряжениям является основным критерием при оценке ее несущей способности.

По результатам испытаний построены диаграммы деформирования образцов по растянутой диагонали (Рисунок 2.26). Деформации отнесены к базе измерения равной 300 мм, нагрузки – к максимальной за испытания серии образцов. На графике отчетливо видно нарастание деформаций в 3 образце, что соответствует раскрытию трещины.

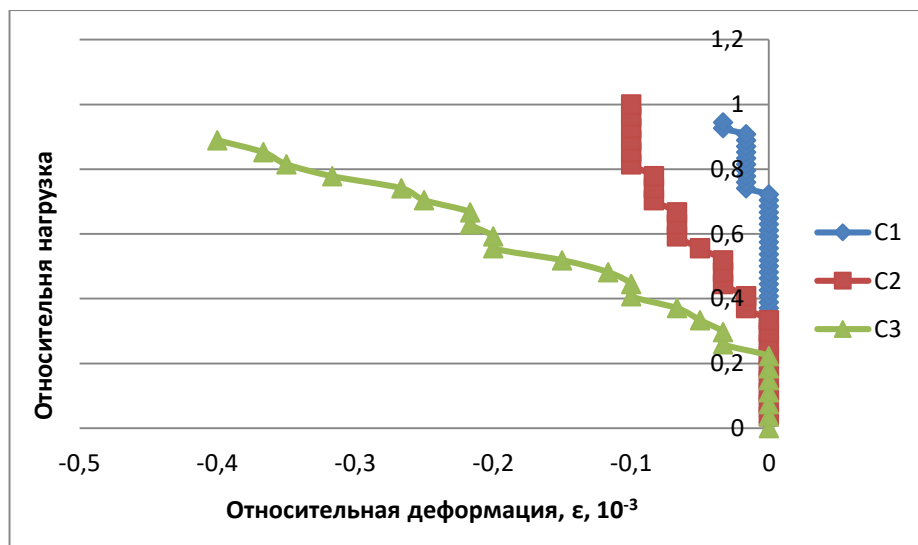


Рисунок 2.26 – График деформирования центральной части растянутой диагонали образцов

#### 2.3.4. Результаты испытаний на «перекос» фрагментов кладки из керамического камня

Результаты, полученные в ходе испытаний фрагментов кладки стен из крупноформатного керамического камня, приведены в таблице (Таблица 2.4).

Таблица 2.4 – Результаты испытаний фрагментов стен из крупноформатного керамического камня на «перекос»

Образец	Разрушающая нагрузка $N_p$ (кН)	Комментарий
C1–250	108	Потеря несущей способности в результате местного смятия камней
C2–250	136	
C3–250	156	

На рисунке (Рисунок 2.27) показан общий вид образцов этой серии при подготовке к испытаниям. На рисунках (Рисунки 2.28–2.31) показан характер разрушения образцов.

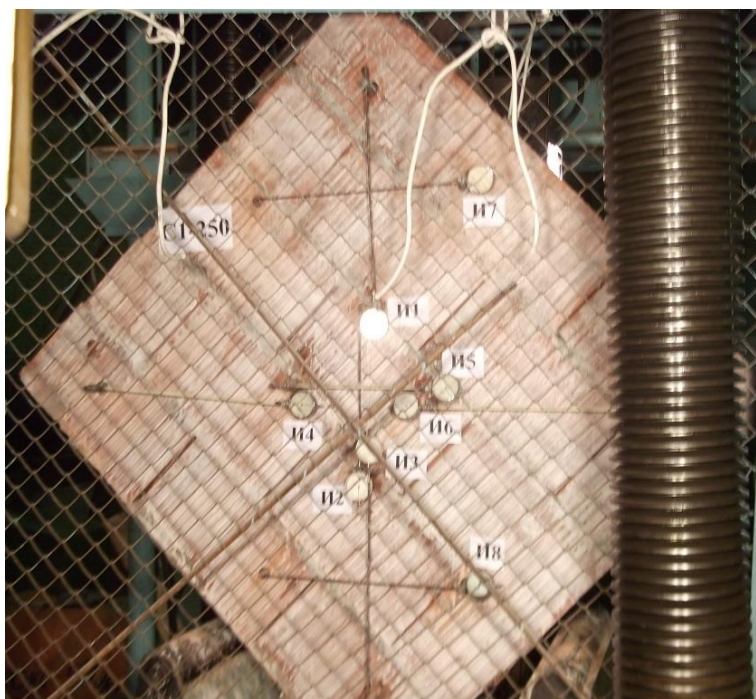


Рисунок 2.27 – Образец из крупноформатного керамического камня в прессе



Рисунок 2.28 – Разрушение образца С1–250

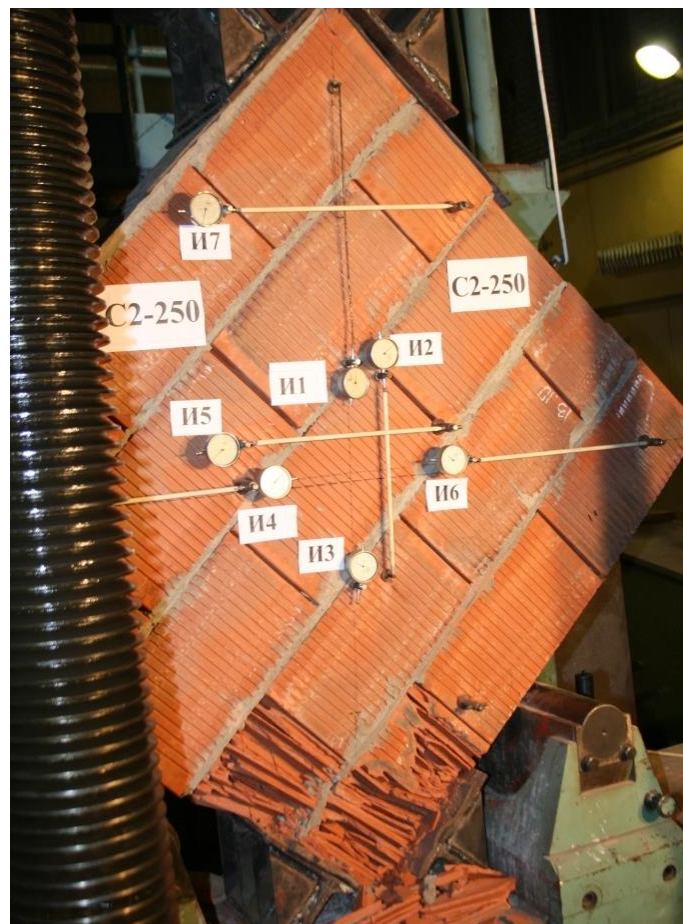


Рисунок 2.29 – Разрушение образца С2–250. Общий вид в прессе



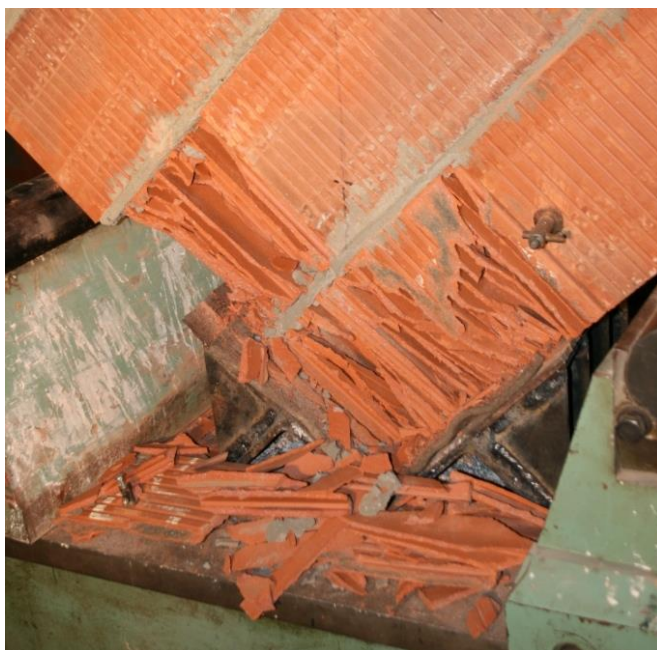


Рисунок 2.30 – Разрушение опорной зоны образца С2–250



Рисунок 2.31 – Разрушение опорной зоны образца С3–250

При испытаниях фрагментов стен из крупноформатного камня Роготах–250 разрушение всех образцов произошло в результате смятия кирпича в опорной зоне. Характер разрушений – сколы по направлению пустот в камне. Такой вид разрушения вызван, очевидно, тем, что в продольном направлении камня нагрузку воспринимают лишь внешние его грани. При нагружении камня с торца

расположение пустот оказывается перпендикулярным к направлению нагрузки. Отсутствие внутренних непрерывных продольных перегородок в камне не позволяет ему воспринимать большие нагрузки в продольном направлении.

Опыт прошедших землетрясений и экспериментальных исследований показывает, что монолитность кладки играет большую роль при сейсмических воздействиях. Отсутствие раствора в пазогребневых соединениях камней также отрицательно сказывается на несущей способности, поскольку снижает монолитность кладки.

### 2.3.5. Результаты испытаний на «перекос» фрагментов многослойных конструкций

На рисунке (Рисунок 2.32) показан общий вид расстановки приборов и закрепления образцов данной серии в испытательном прессе. Приборы с маркировкой «И» устанавливались на слой  $R_{оготм}$ , приборы с маркировкой «М» устанавливались на слой  $R_{оготг}$ , Приборы М9 и М10 измеряли, соответственно, деформации железобетонного слоя по сжатой и растянутой диагоналям.

Результаты испытаний приведены в таблице (Таблица 2.5).

Таблица 2.5 – Результаты испытаний фрагментов многослойных стен на «перекос»

Образец	Нагрузка при первой трещине $N_{1гр}, кН$	Разрушающая нагрузка, кН	Комментарий
МС–1	1600	1950	Образование вертикальной диагональной трещины по всей толщине образца
МС–2	1200	1850	Образование вертикальной диагональной трещины по всей толщине образца
МС–3	1000	1500	Образование вертикальной диагональной трещины по всей толщине образца

Характер разрушения образцов приведен на рисунках (Рисунки 2.33–2.35), на рисунке (Рисунок 2.36) показана диагональная трещина в бетонном слое в образцах МС–1 и МС–2.



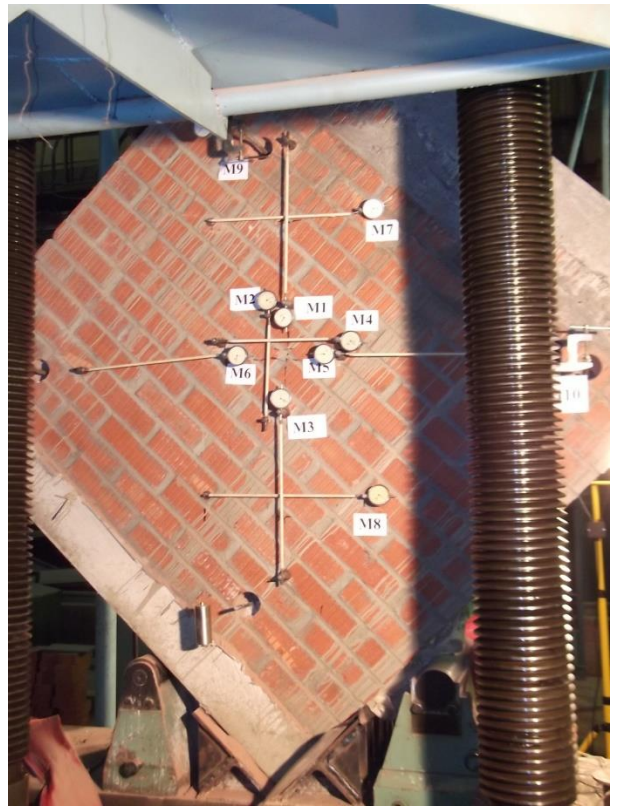
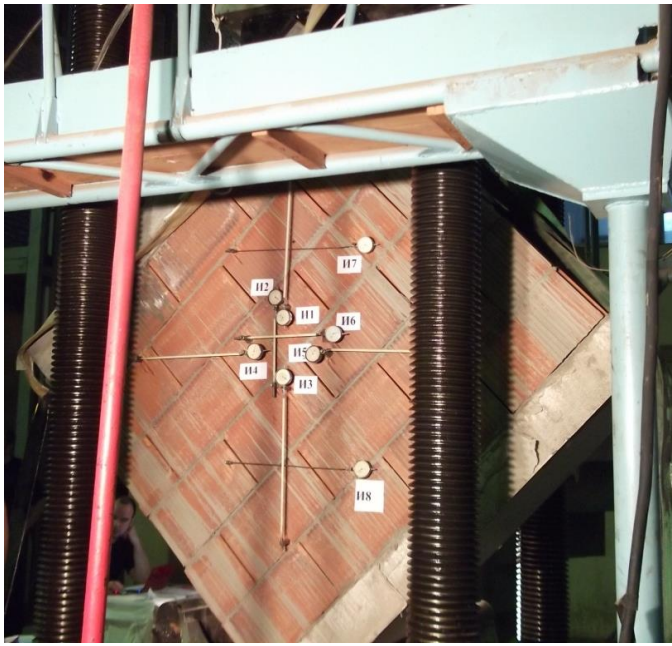


Рисунок 2.32 – Общий вид образца серии МС в испытательном прессе

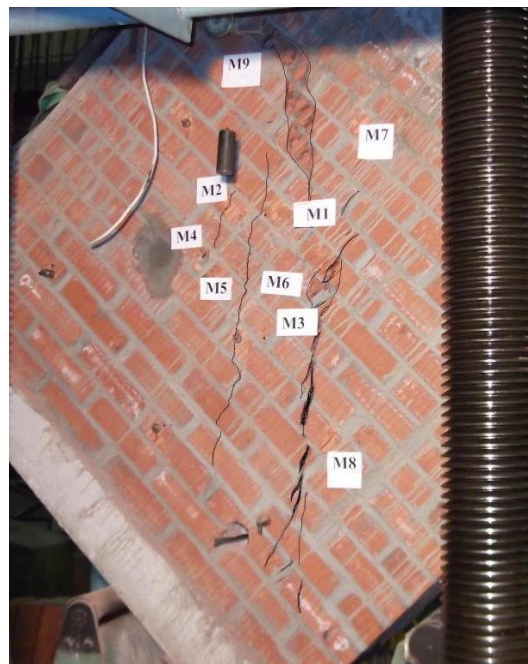
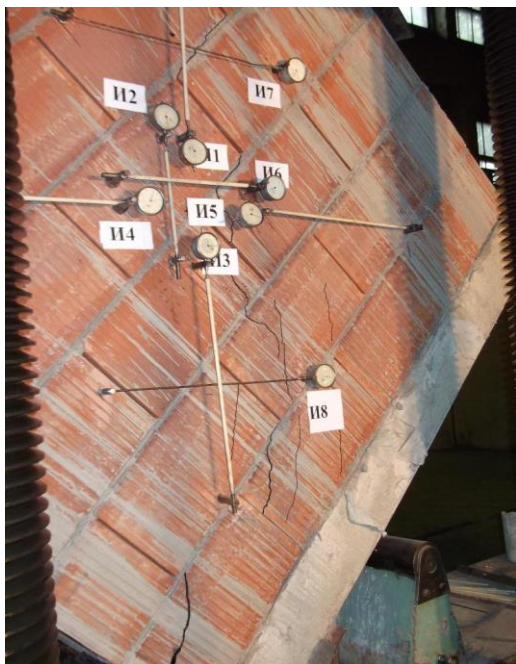


Рисунок 2.33 – Образец МС–1 после снятия нагрузки.  $N_p = 1950$  кН



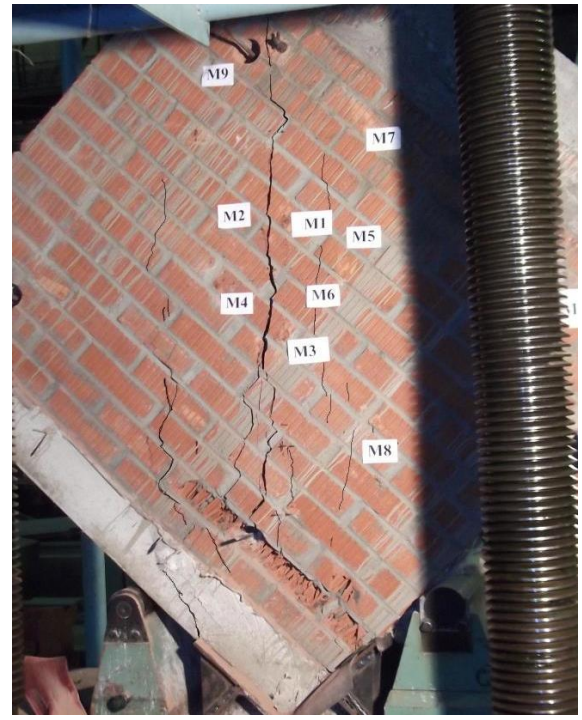
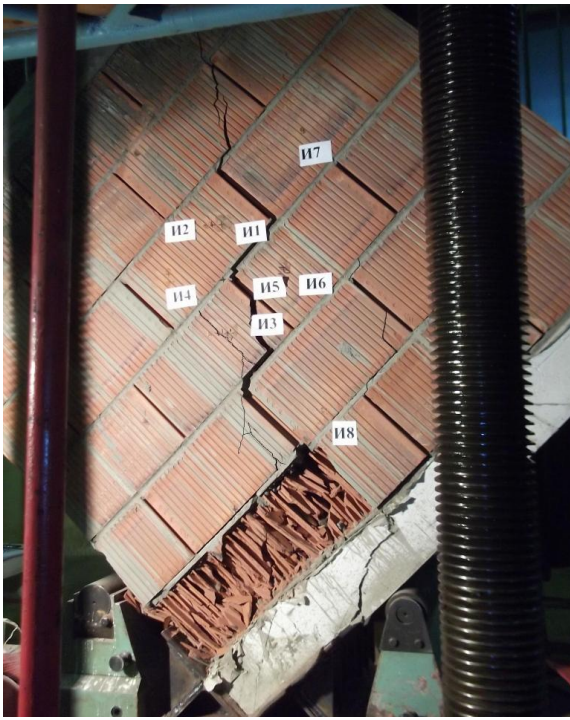


Рисунок 2.34 – Образец МС–2 после снятия нагрузки.  $N_p = 1850$  кН

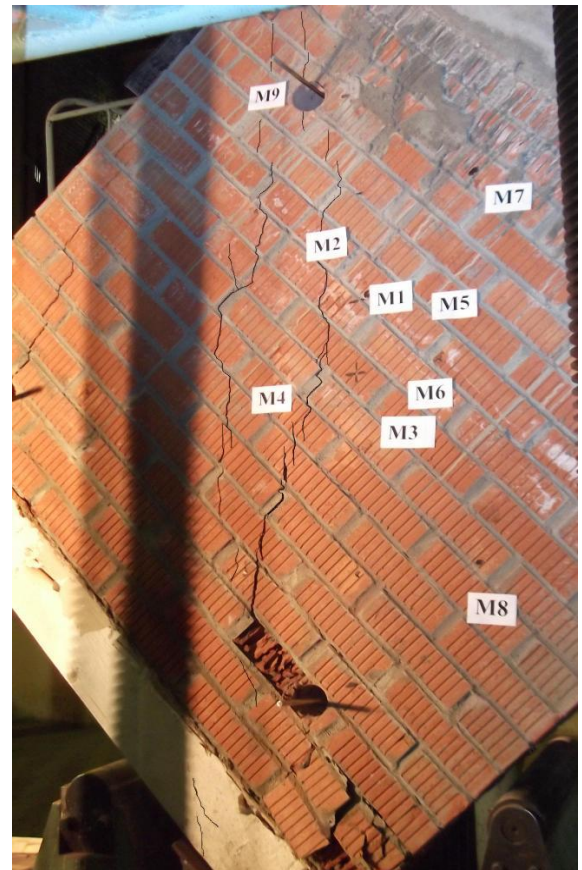
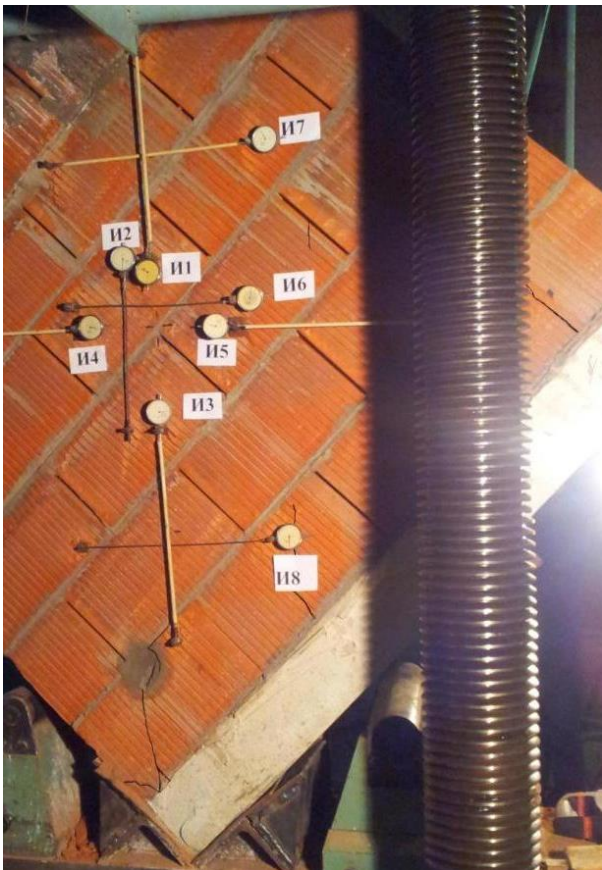


Рисунок 2.35 – Образец МС–3 после снятия нагрузки.  $N_p = 1550$  кН





а)



б)

Рисунок 2.36 – Диагональная трещина внутреннего железобетонного слоя:  
а) образец МС-1; б) образец МС-2

Разрушение всех образцов шло по одинаковому сценарию. При достижении образцом нагрузки  $N_{1тр}$  происходило образование трещин в кладке с обеих сторон образца, при дальнейшем увеличении наблюдался рост трещин. Трещины образовывались вдоль сжатой диагонали образца и параллельно ей. В образце МС-3 при нагрузке 1350 кН произошло раскрытие трещины в углу образца в растянутой части по всей толщине образца (Рисунок 2.35).

На рисунках представлены графики относительных деформаций для различных слоев образцов (Рисунки 2.37–2.51).

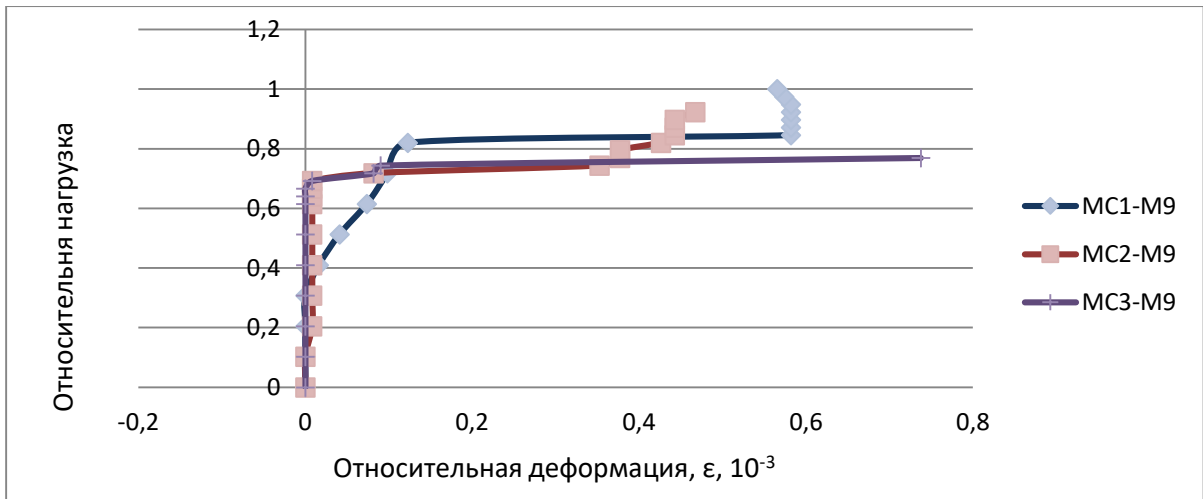


Рисунок 2.37 – Относительные деформации сжатой диагонали бетонного слоя образцов MC-1 – MC-3 при относительных нагрузках

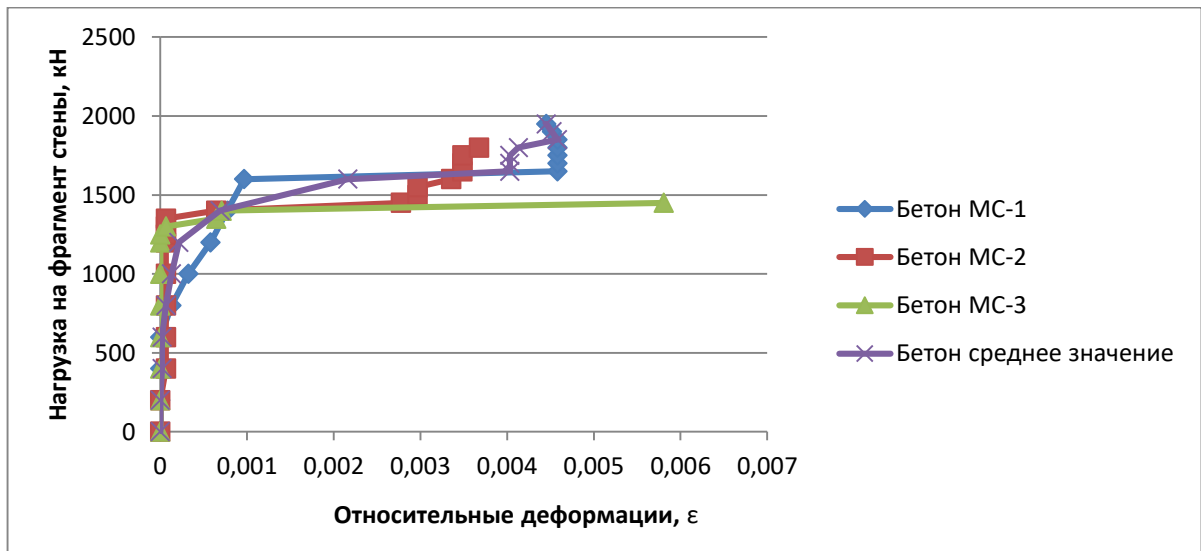


Рисунок 2.38 – Относительные деформации сжатой диагонали железобетонного слоя образцов MC-1 – MC-3

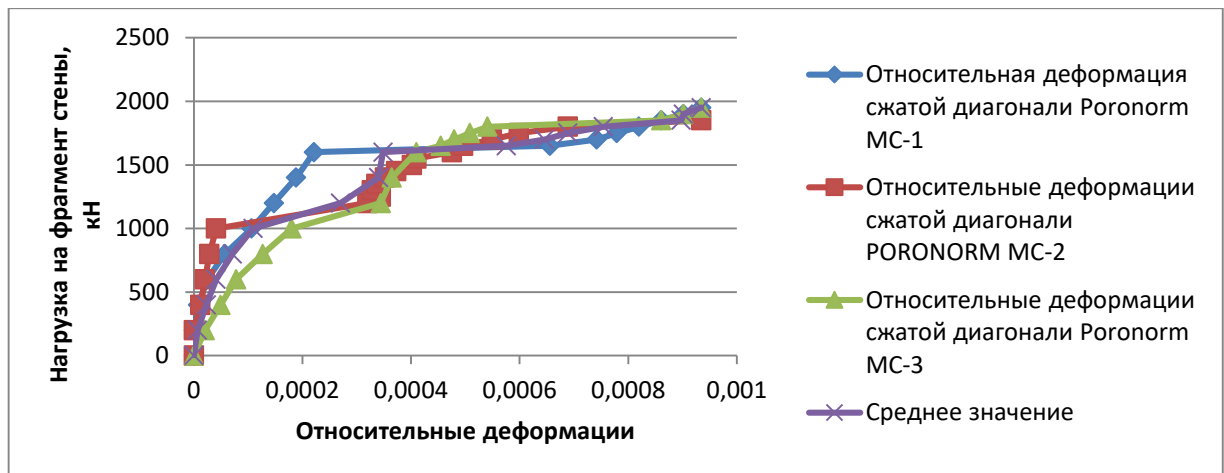


Рисунок 2.39 – Относительные деформации сжатой диагонали слоя из камня Poronorm образцов MC-1 – MC-3

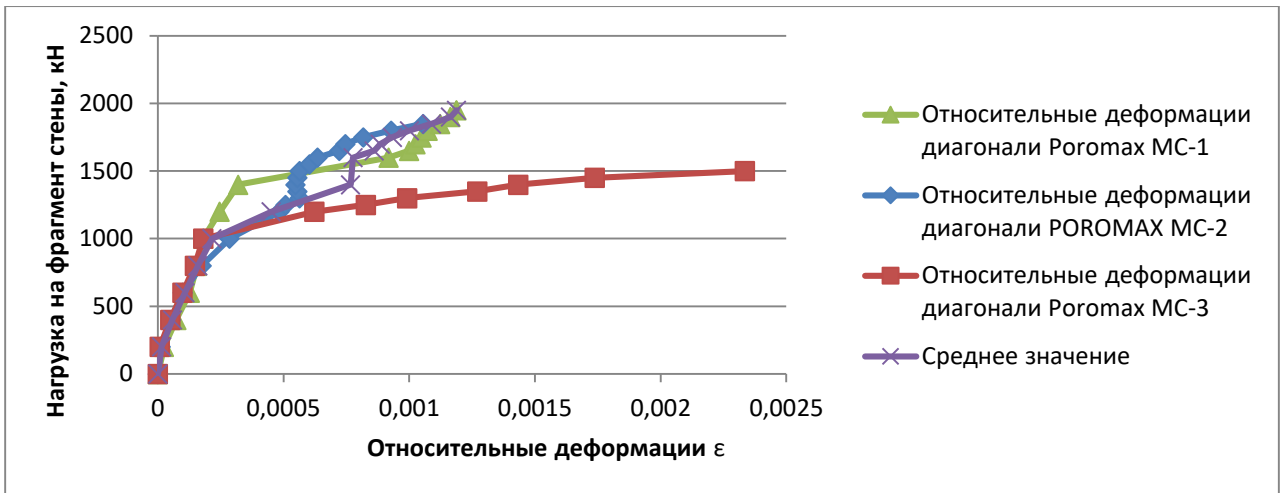


Рисунок 2.40 – Относительные деформации сжатой диагонали слоя из камня Rogomax образцов

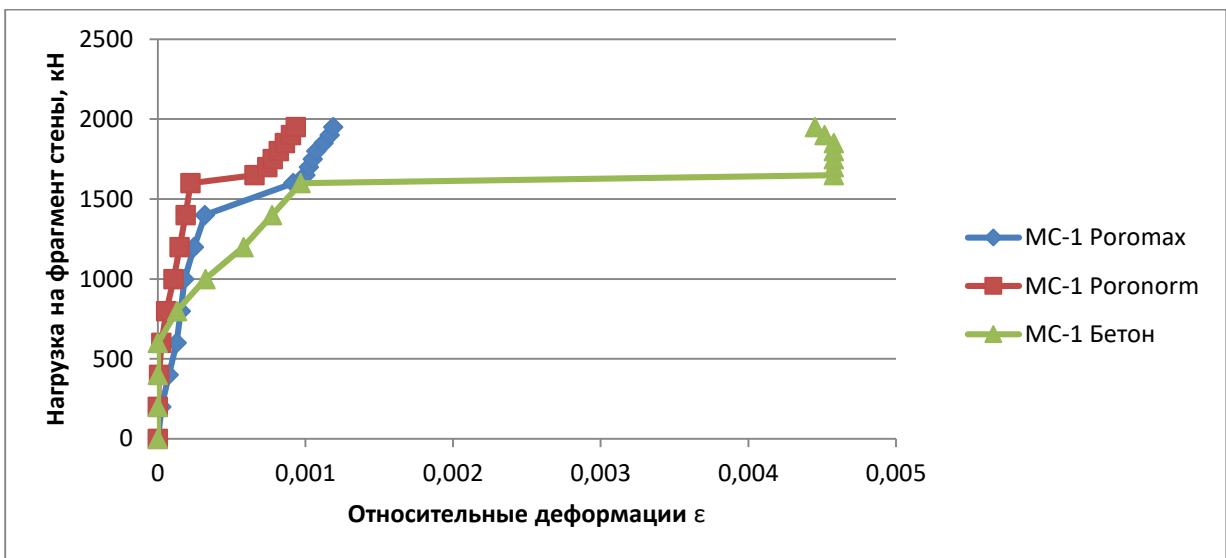


Рисунок 2.41 – Относительные деформации сжатых диагоналей слоев образца MC-1

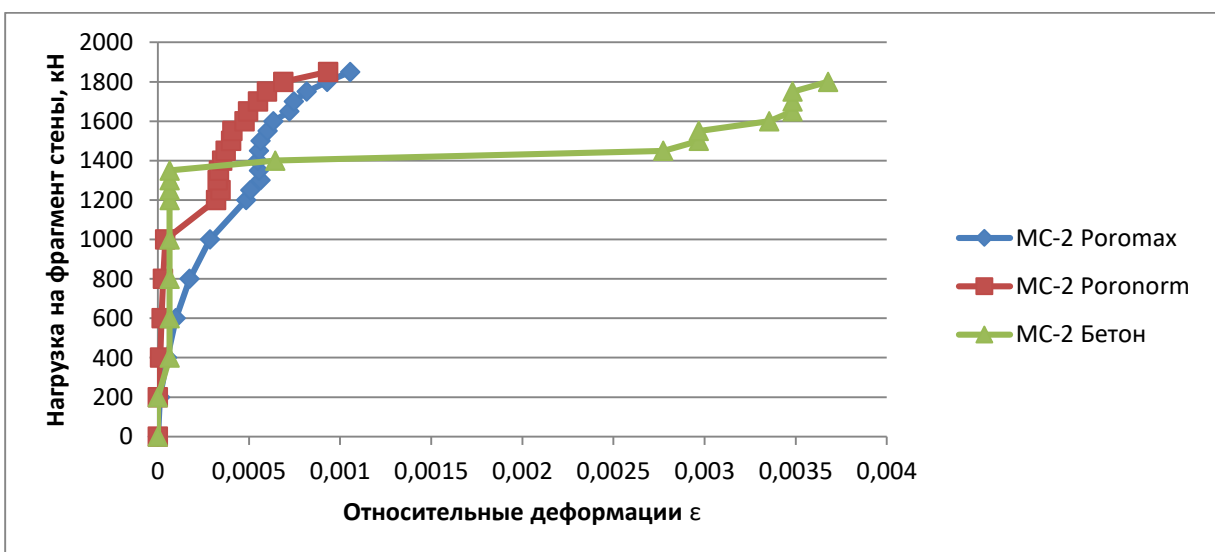


Рисунок 2.42 – Относительные деформации сжатых диагоналей слоев образца MC-2

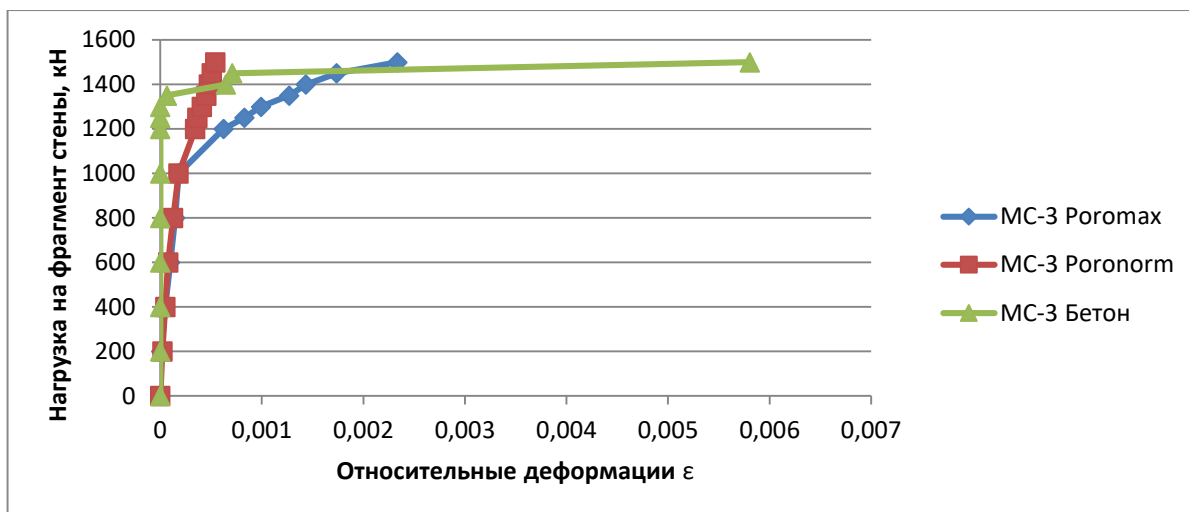


Рисунок 2.43 – Относительные деформации сжатых диагоналей слоев образца МС-3

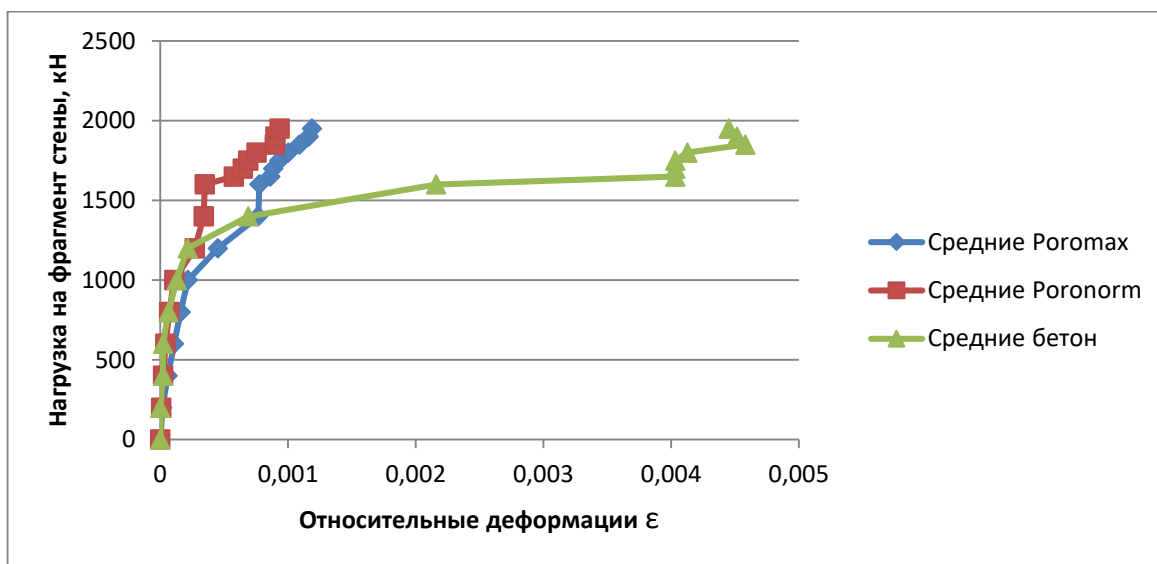


Рисунок 2.44 – Средние значения относительных деформаций сжатых диагоналей слоев образцов МС-1 – МС-3

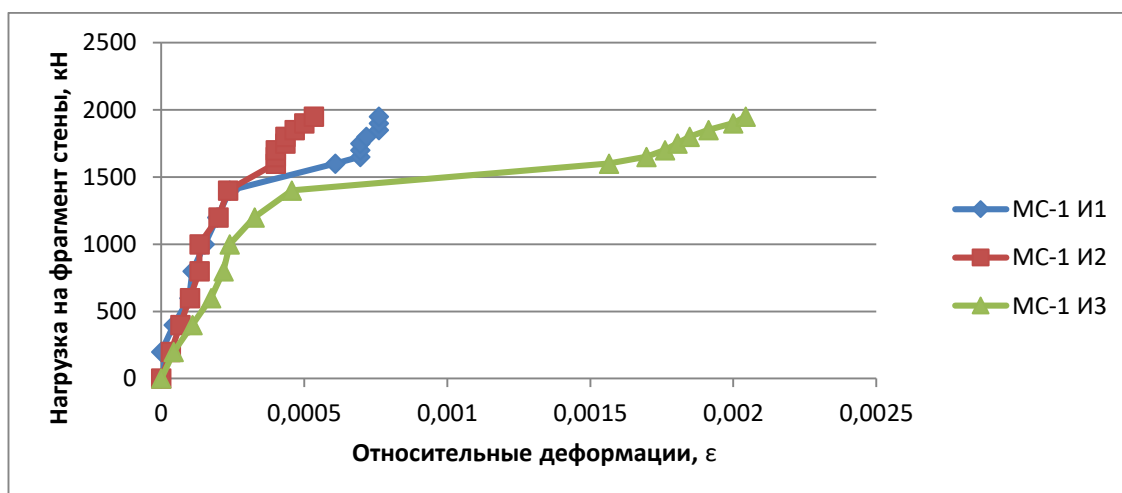


Рисунок 2.45 – Относительные деформации сжатой диагонали слоя кладки Poromax образца МС-1, измеренные датчиками И1, И2, И3

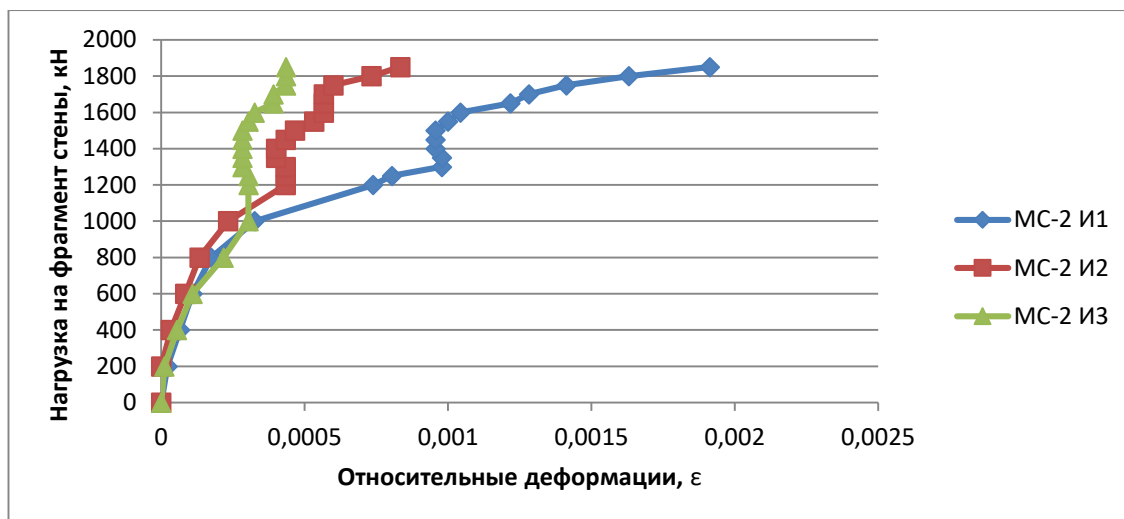


Рисунок 2.46 – Относительные деформации сжатой диагонали слоя кладки Рогомах образца МС-2, измеренные датчиками И1, И2, И3

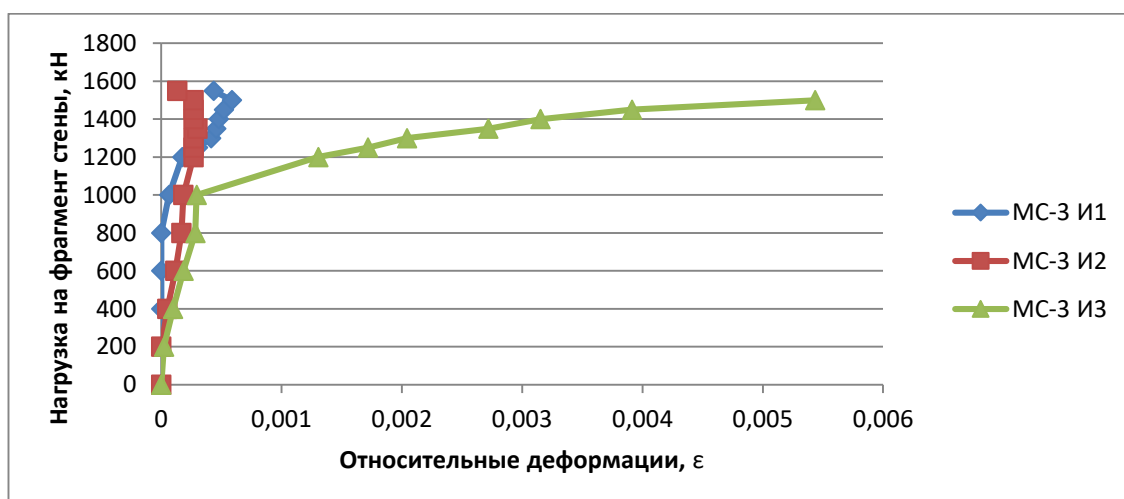


Рисунок 2.47 – Относительные деформации сжатой диагонали слоя кладки Рогомах образца МС-3, измеренные датчиками И1, И2, И3

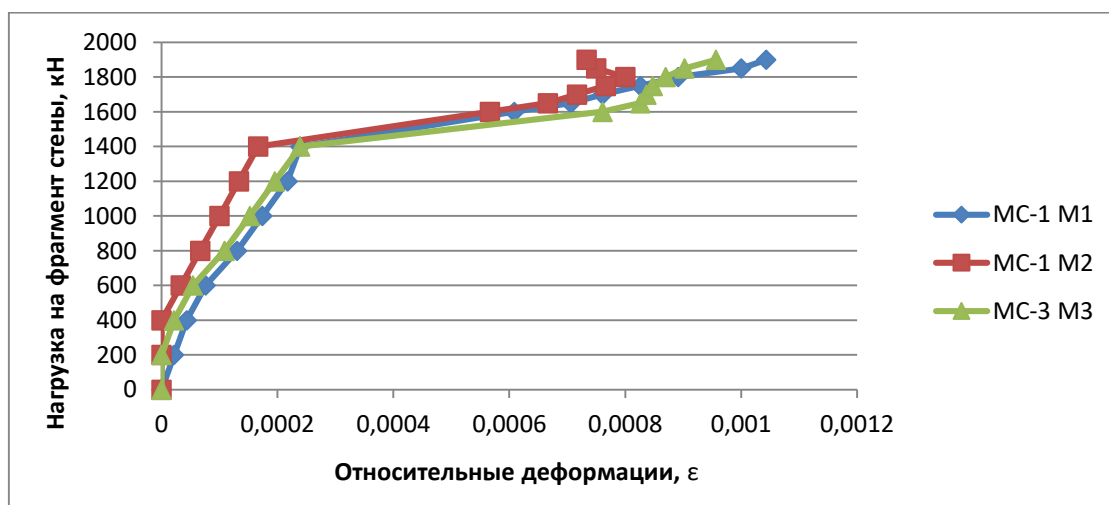


Рисунок 2.48 – Относительные деформации сжатых диагоналей слоя кладки Рогомах образца МС-1, измеренные датчиками М1, М2, М3

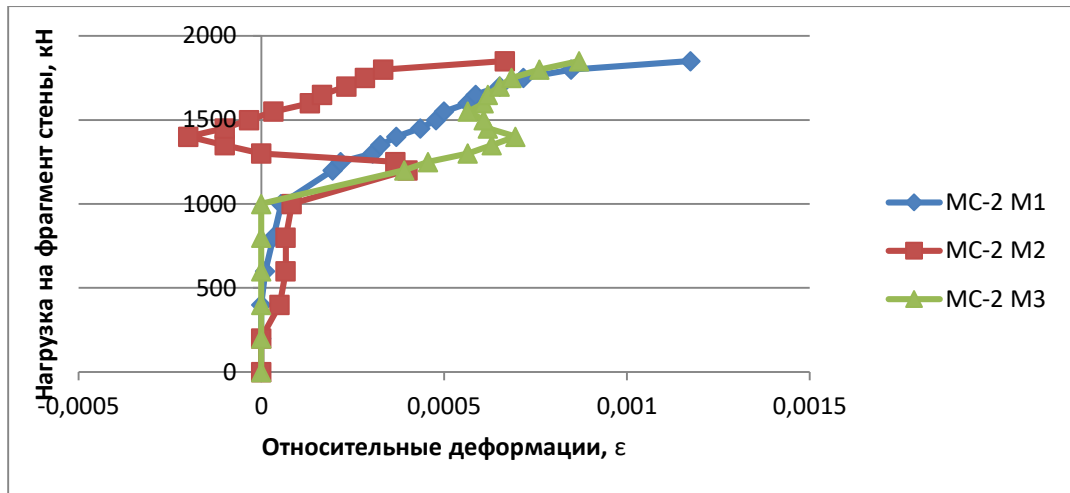


Рисунок 2.49 – Относительные деформации сжатых диагоналей слоя кладки Рогопорт образца МС-2, измеренные датчиками М1, М2, М3

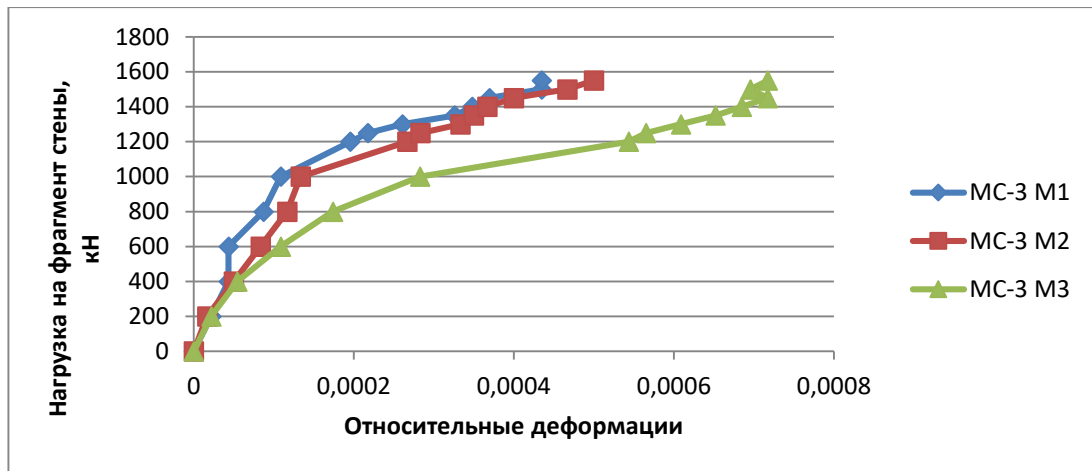
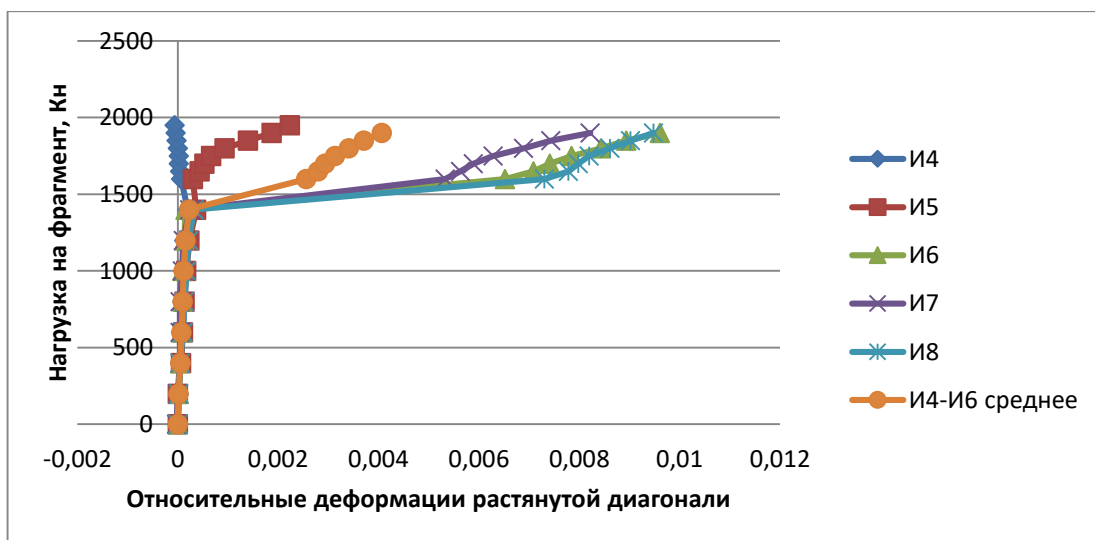


Рисунок 2.50 – Относительные деформации сжатых диагоналей слоя кладки Рогопорт образца МС-3, измеренные датчиками М1, М2, М3





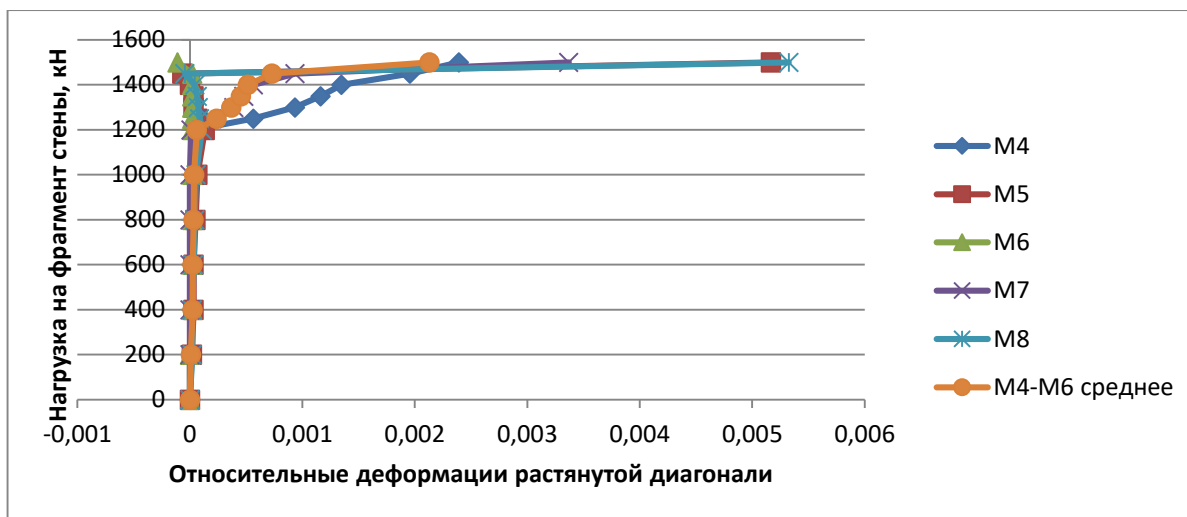


Рисунок 2.51 – Относительные деформации растянутых диагоналей слоев кладки образца МС–1 RogoMax (вверху) и МС-3 RogoNorm (внизу), измеренные датчиками М4 – М8, И4 – И8

Результаты испытаний показывают, что для условий деформирования многослойной каменно-монолитной стены разрушение конструкции происходит при значительных уровнях относительных деформаций бетонных слоев в области вертикальной диагонали (порядка 0,0035–0,006). При этом средние значения относительной деформации растянутой диагонали близки аналогичным значениям для сжатой. Значения относительных деформаций сжатой диагонали, соответствующие окончанию упругой и началу пластической стадии кирпичной кладки, составили 0,0007–0,0012, а для каменной кладки – 0,001–0,002. Значения предельных относительных деформаций сжатой диагонали, соответствующие разрушению конструктивного элемента для кирпичной кладки, составили 0,00075–0,0018, а для каменной кладки – 0,001–0,002. При этом восприятие нагрузок каменными и кирпичными слоями продолжалось вплоть до разрушения фрагмента.

Диаграмма деформирования растянутой диагонали фрагмента носит явно выраженный нелинейный характер и дает возможность установить величину нагрузки, при которой образовались трещины, параллельные сжатым диагоналям фрагментов. Для образца МС–1 эта величина составила 1450 кН, для фрагмента МС–2 и МС–3, соответственно, 1350 кН и 1400 кН.

Относительные деформации, соответствующие стадиям разрушения, для разных участков растянутой диагонали при этом составили от минус 0,005 до 0,02. Учитывая значительный разброс данных, связанных с неоднородностью

состава кладки, критерии предельных состояний по деформированию растянутой диагонали фрагмента не устанавливались.

### 2.3.6. Результаты испытаний на «перекос» фрагментов кладки, усиленной железобетонными включениями

В таблице приведены сводные данные, полученные в ходе испытаний серии образцов (Таблица 2.6).

Таблица 2.6 – Результаты испытаний на «перекос» фрагментов, усиленных железобетонным включением.

Образец	Нагрузка при первой трещине $N_{1тр}$ , кН	Разрушающая нагрузка, кН	Комментарий
ВК-1	200	300	
ВК-2	200	280	
ВК-3		320	Образования видимых трещин в ж/б при нагружении не выявлено

На рисунке показан общий вид образца в испытательном прессе и расстановка приборов на одной из граней (Рисунок 2.52). Характер разрушения образцов приведен на рисунках (Рисунки 2.53–2.55).

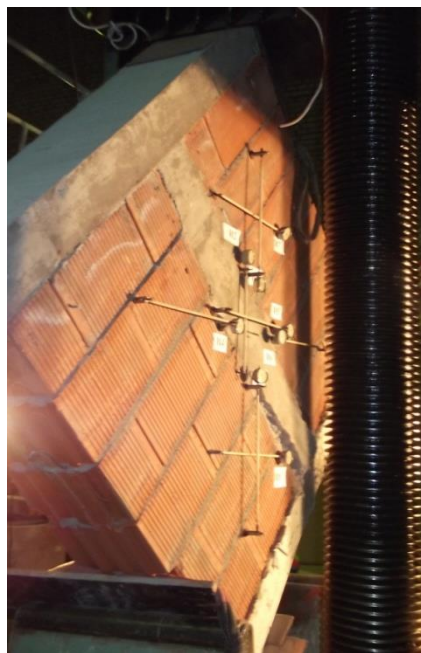


Рисунок 2.52 – Образец третьей серии перед испытаниями

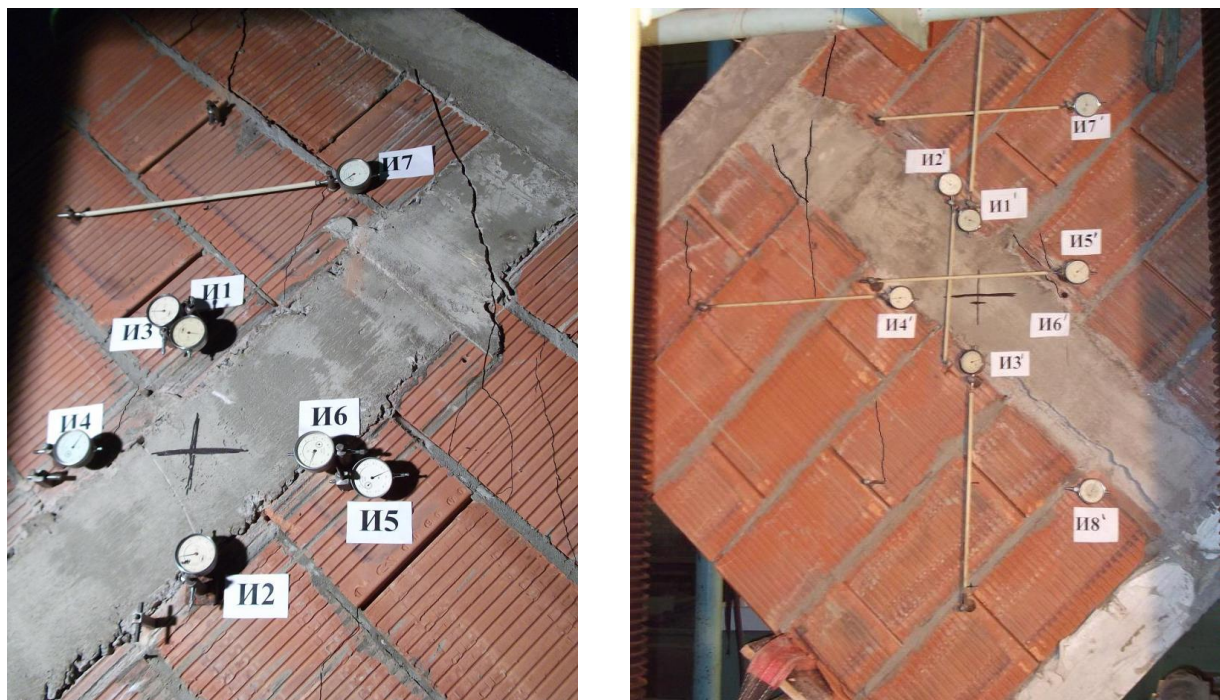


Рисунок 2.53 – Образец ВК–1 после снятия нагрузки.  $N_p = 280$  кН

При достижении нагрузки  $N_{Imp}$  в образцах происходило образование отдельных трещин в камнях. Увеличение нагрузки приводило к появлению новых и раскрытию старых трещин. Потеря несущей способности образцов происходила в результате растрескивания кладки и образования трещин в теле железобетона.



Рисунок 2.54 – Раскрытие трещин в образце ВК–2.  $N_p = 280$  кН



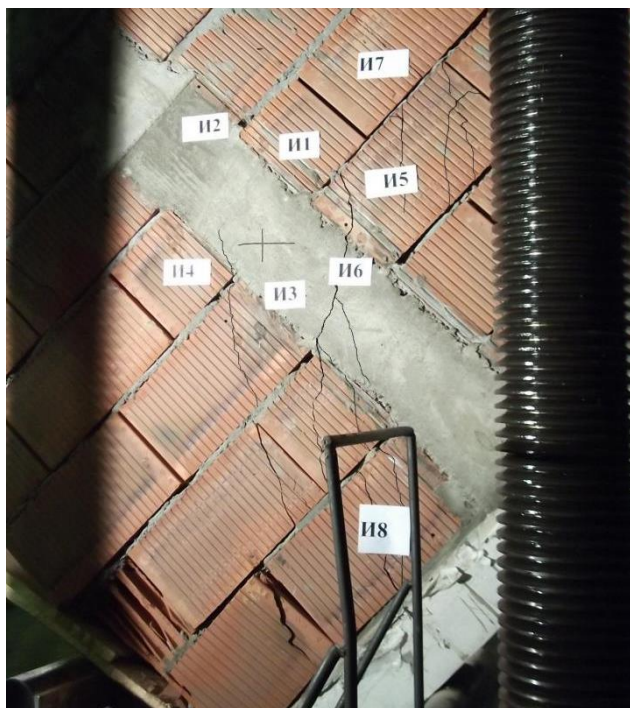


Рисунок 2.55 – Образец ВК–3 после снятия нагрузки. № = 1550 кН

Результаты, полученные для данной серии образцов, позволяют сделать вывод о том, что наличие железобетонных включений повышает сопротивляемость кладки сейсмическим нагрузкам. Кроме того, по результатам работы можно подтвердить ранее сделанный вывод о совместности деформирования железобетонного и каменных слоев до момента разрушения железобетонного слоя.

#### **2.4. Экспериментальные исследования однослойных железобетонных стен при двухосном напряженном состоянии**

В 2014 г. в ЦИСС ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко были проведены экспериментальные исследования фрагментов железобетонных стен при действии статических и динамических нагрузок, моделирующих характер сейсмического воздействия. Моделирование плосконапряженного состояния осуществлено исходя из условий, в которых оказываются конструкции при сейсмическом воздействии. Для фрагментов стен – это «перекос» в плоскости стены.

Все испытания были проведены на базе Испытательного центра АО «НИЦ «Строительство».

Для моделей железобетонных стен двух типов: СБМ (стена без муфты) и ССМ (стена с муфтой) были проведены экспериментальные исследования на «перекос» в плоскости элемента. Изучалось влияние механических муфтовых соединений арматуры на несущую способность и деформативность фрагментов стен. Фрагменты железобетонных стен были приняты размерами  $1000 \times 1000 \times 100$  мм и были армированы одной сеткой из стержней  $\varnothing 16$  мм без муфтовых соединений. Фрагменты железобетонных стен типа ССМ были армированы одной сеткой стержней  $\varnothing 16$  мм с муфтовым соединением резьбового типа А12 (Рисунок 2.56).

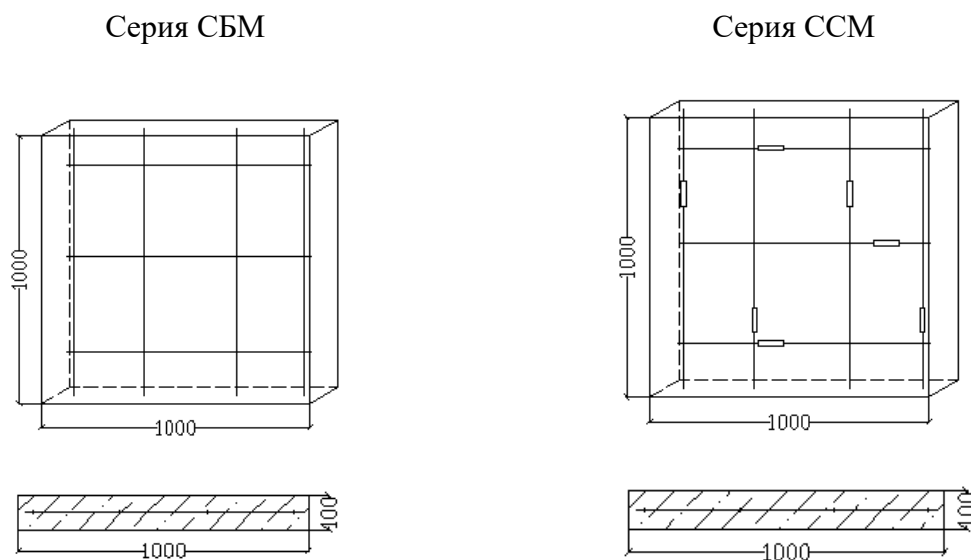


Рисунок 2.56 – Схема экспериментальной модели

В ходе испытаний на «перекос» образцы фрагментов стен устанавливались в опорную конструкцию таким образом, чтобы одна диагональ принимала вертикальное положение, нагрузка прикладывалась вдоль этой диагонали (для равномерной передачи нагрузки между образцом и оголовками укладывался технический войлок). Статическая нагрузка подавалась с помощью гидравлического прессы П–1000. Нагрузка прикладывалась ступенями примерно по 10 % от ожидаемой разрушающей нагрузки. Усилие выдерживалось в течение времени, необходимого для снятия показаний с измерительных приборов. Схема нагружения образцов и расстановки измерительных приборов приведена на

рисунке (Рисунок 2.57). Цена деления измерительных приборов с маркировкой «И» – 0,01 мм, с маркировкой «П» – 0,1 мм.

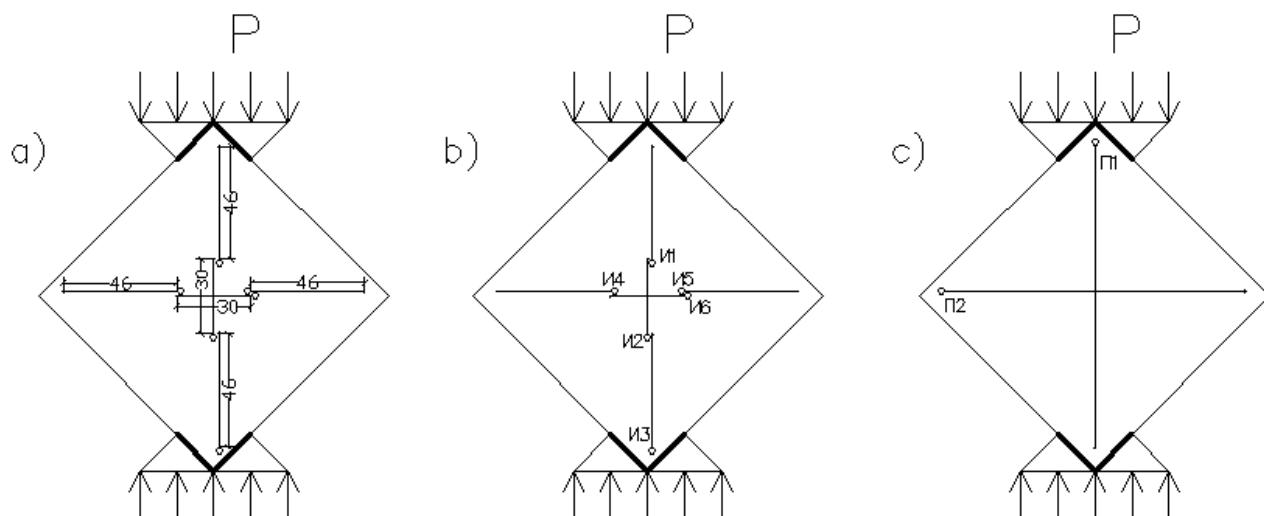


Рисунок 2.57 – Схема испытаний образцов на «перекос»

Всего были испытаны 6 образцов. Деформации измерялись индикаторами часового типа с ценой деления 0,01 мм на базе 300 и 460 мм. Деформации диагоналей по второй стороне образца измерялись прогибомерами с ценой деления 0,1 мм на базе 1220 мм. На рисунках (Рисунки 2.58, 2.59) показано раскрепление образцов в прессе, а также характерные для образцов разрушения во время испытаний. На рисунках (Рисунки 2.60, 2.61) приведены зависимости изменения растянутой и сжатой диагонали образцов от внешней нагрузки.

В таблице приведены сводные данные по испытаниям панелей на «перекос» (Таблица 2.7).

Таблица 2.7 – Сводные данные по испытаниям простенков на «перекос»

Образец	Нагрузка при первой трещине N1 гр. (кН)	Разрушающая нагрузка Nr. (кН)	Среднее значение Nr. ср. (кН)	Горизонтальная разрушающая нагрузка Nг (кН)
ССМ-1	200	280	293	207,2
ССМ-2	200	280		
ССМ-3	220	320		
СБМ-1	220	300	316	223,5
СБМ-2	200	290		
СБМ-3	200	360		

При испытаниях на «перекос» нагрузка при первой диагональной трещине составила 200–220 кН. Дальнейшее нагружение приводило к раскрытию трещин и последующему отказу конструкции. Все образцы разрушились по одинаковой схеме – вдоль сжатой диагонали.



Рисунок 2.58 – Образец СБМ–1 после испытаний. Максимальная нагрузка 310 кН (слева).  
Испытание образца СБМ–3 на «перекос». Общий вид образца в прессе (справа)

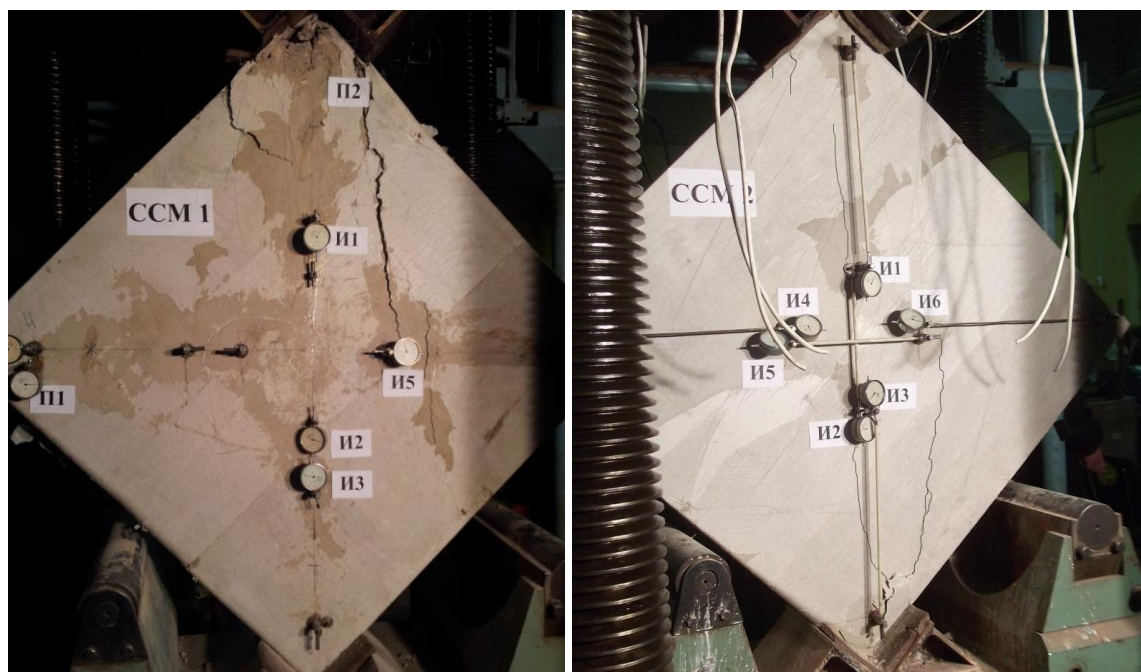


Рисунок 2.59 – Образец ССМ–1 после испытаний. Максимальная нагрузка 280 кН (слева)  
Образец ССМ–2 после испытаний. Максимальная нагрузка 280 кН (справа)

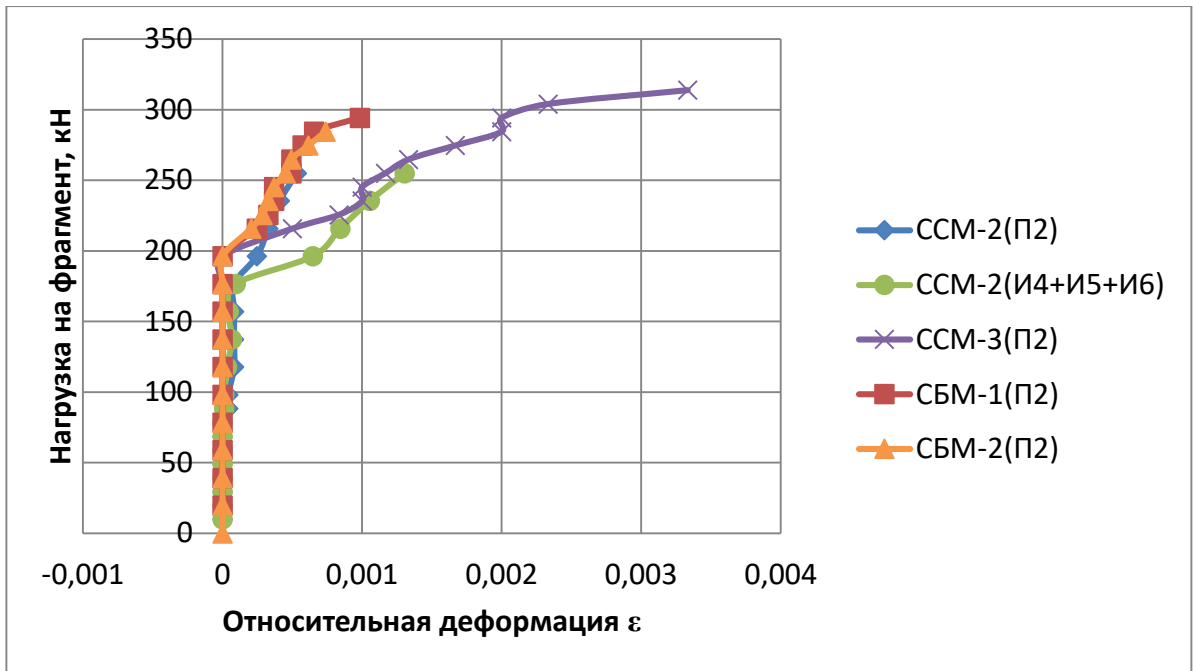


Рисунок 2.60 – Графики деформирования испытанных образцов вдоль растянутой диагонали

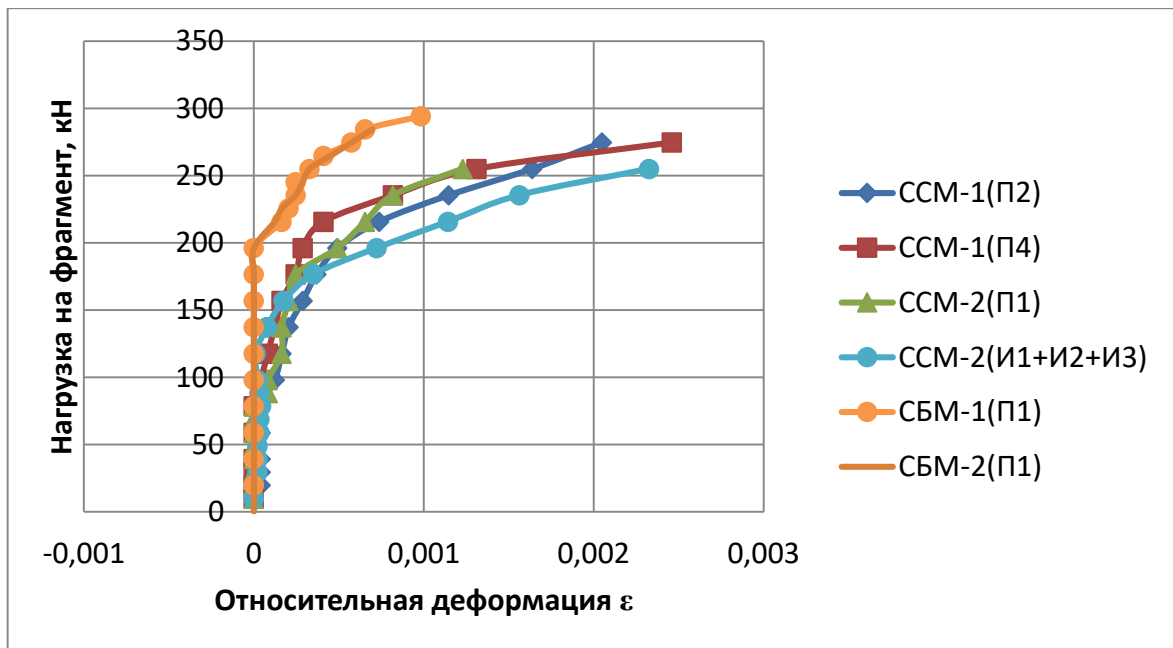


Рисунок 2.61 – Графики деформирования испытанных образцов вдоль сжатой диагонали

## 2.5. Экспериментальные исследования величины межслоевого сцепления кирпичных слоев и железобетонного слоя трехслойной конструкции стен

В 2007 г. в ЦИСС ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко соискателем были проведены экспериментальные исследования величины межслоевого сцепления кирпичных слоев и железобетонного слоя трехслойной конструкции стен. Моделирование нагрузок осуществлено исходя из условий, в которых



оказываются конструкции при сейсмическом воздействии. Были изготовлены шесть фрагментов (Рисунки 2.62–2.64), отличающиеся наличием или отсутствием связей и армирования между слоями.



Рисунок 2.62 – Фрагмент для испытаний межслоевого касательного сцепления кирпичных и железобетонного слоев перед испытаниями



Рисунок 2.63 – Экспериментальный образец после испытаний



Рисунок 2.64 – Экспериментальные образцы после испытаний

В результате испытаний было определено, что разрушение всех образцов произошло по контакту бетонного слоя и кирпича независимо от наличия или отсутствия армирования в слое (Рисунки 2.63–2.64). Величина межслоевого сцепления в среднем по группам образцов составила 1 Мпа.

## 2.6. Выводы по главе 2

В главе 2 представлены результаты экспериментальных исследований фрагментов однослойных каменных, кирпичных и железобетонных конструкций, а также многослойных конструкций на «перекос» в своей плоскости. Получены экспериментальные зависимости деформирования слоев испытываемых образцов при различных параметрах отдельных слоев многослойного композита.

Результаты выполненных экспериментальных исследований позволяют сделать следующие выводы:

1. Общая схема нагружения образцов типов МС, ВК, ССБ диагональной нагрузкой позволила создать условия двухосного напряженного состояния, разрушение происходит по схеме с формированием диагональной вертикальной трещины или группы параллельных вертикальных трещин.

2. Процесс деформирования и разрушения многослойных каменно-монолитных стен в условиях двухосного напряженного состояния состоит из следующих этапов:

- упругое деформирование;
- формирование повреждений опорных частей;
- формирование трещины в кирпичном слое элемента;
- начало пластических деформаций железобетонных элементов, трещины в бетоне;
- нарастание деформирования образца;
- повреждения элемента, говорящие о потере функциональных свойств конструкцией;
- разрушение железобетонных элементов конструкции;

– слои каменной кладки после получения локальных и магистральных повреждений не отделяются от слоя бетона (железобетона) вплоть до разрушения последнего.

3. Сопоставление предельных относительных деформаций однослойных и многослойных фрагментов позволяет сделать вывод об увеличении этих величин для соответствующих стадий деформирования у многослойного фрагмента. В частности, для образцов МС–1 и МС–2 конец упругой стадии нарастания деформирования для бетонного слоя и крупноформатных камней соответствует относительным деформациям, равным 0,001, предельное значение относительных деформаций составит 0,002–0,003. Для однослойных бетонных стен со сплошным армированием и однослойных кирпичных стен при значениях относительных деформаций 0,001 наступило разрушение элемента.

4. Установлен факт перераспределения нагрузки между слоями многослойной стены, даже при отсутствии контакта по боковой плоскости, через обвязочные балки и связи. При этом фактов расслоения конструкций фрагментов не установлено ни в одном испытании. Каменная кладка продолжает участвовать в работе слоистого образца даже после формирования вертикальной трещины, что приводит к появлению групп параллельных трещин вдоль сжатой диагонали образца.

5. Установлена величина касательного сцепления бетонного слоя и кирпичного слоя при различных схемах армирования кирпичных слоев.

6. Установлено, что упругая стадия работы многослойной стены приходится на диапазон до 0,6–0,8 от предельного значения разрушающих нагрузок. Данный вывод подтвержден результатами ранее выполненных исследований [61; 62; 64; 67; 94; 95; 154; 156; 165; 166].

7. Установлено, что расслоение трех- и четырехслойных каменно-монолитных стен не реализовано ни в одном из испытываемых образцов вплоть до их разрушения.

8. Результаты, полученные в главе 2, позволяют:

- установить предельные значения параметров, определяющих упругие и пластические свойства многослойной стены;
- выполнить верификацию предлагаемых расчетных методов и программных средств, необходимость разработки которых обусловлена особенностями взаимодействия слоев между собой.

## **ГЛАВА 3. РАЗРАБОТКА МОДЕЛИ МНОГОСЛОЙНЫХ КАМЕННО-МОНОЛИТНЫХ СТЕН ПРИ ДВУХОСНОМ НАПРЯЖЕННОМ СОСТОЯНИИ, В ТОМ ЧИСЛЕ ПРИ СЕЙСМИЧЕСКОМ ВОЗДЕЙСТВИИ**

### **3.1. Цели и задачи главы**

Основной целью настоящей главы является разработка математической модели многослойных каменно-монолитных стен, что позволит разработать метод расчета на сейсмические нагрузки зданий и сооружений с такими конструкциями для сейсмоопасных районов Российской Федерации.

Комбинирование различных материалов позволяет создавать новые строительные конструкции. Многие современные конструкционные материалы являются композитами, которые позволяют техническим изделиям обладать определенным сочетанием эксплуатационных свойств, например, железобетон, трехслойные стены и т. д. Каждая из составляющих системы разных материалов имеет свое конкретное назначение применительно к рассматриваемому готовому изделию. Совместная работа разнородных материалов (кирпич, железобетон) дает равносильный созданию нового материала эффект: свойства композита и количественно, и качественно отличаются от свойств каждого из составляющих (появление на границе между слоями значительного демпфирующего эффекта при сейсмическом воздействии).

Рассматриваемые многослойные каменно-монолитные стены обладают не только широким спектром механических и физических свойств, но и способностью к направленному их изменению в соответствии с назначением конструкции. Идея соединения двух компонентов (кирпич, бетон или железобетон) с целью получения конструкции, обладающей свойствами, не присущими отдельно взятым компонентам, используется строителями давно. Принцип комбинирования различных свойств материалов композита направлен на улучшение восприятия гравитационных, ветровых, статических, а в сейсмических районах – на восприятие динамических нагрузок по отношению к аналогичным конструкциям из гомогенного материала.

Интенсивное внедрение в практику сейсмического строительства зданий различного назначения с многослойными стенами требует разработки расчетных моделей, алгоритмов и компьютерных программ, учитывающих особенности структуры конструкции и поведения этих материалов.

### **3.2. Модель и метод расчета многослойной стены с учетом межслоевого взаимодействия при сложном напряженном состоянии**

В настоящем разделе представлен метод оценки совместной работы всех слоев, наружных и внутренних, и учета их реальных жесткостных характеристик. Автором работы предлагается метод расчета многослойных стен, в результате которого будет получена диаграмма зависимости «горизонтальная сила – перемещение (деформация сжатой диагонали)» слоистого конструктивного элемента. Такой элемент может быть использован в качестве конечного элемента пространственной конечноэлементной задачи и использоваться в дальнейшем стандартным расчетным комплексом.

Исходными данными для описания модели элемента являются:

- диаграммы зависимости «напряжения – деформации» для железобетона и кирпичной кладки;
- геометрические параметры и соотношения размеров фрагмента стены;
- информация о нагрузке (напряжении) на фрагмент стены.

С учетом выводов, приведенных в главе 1, слой каменной кладки должен оцениваться на основе деформационных критериев, а именно – на основе величины относительной деформации сжатой диагонали. Параметр относительной деформации кладки сжатой диагонали (наиболее консервативная оценка) определяется по формуле:

$$\varepsilon_{\text{ло}} \frac{1.1}{\alpha} \ln \left( 1 + n \frac{\sigma}{1.1 R_u} \right), \quad (3.33)$$

где  $R_u$  – временное сопротивление сжатию кладки, прямо пропорциональное расчетному сопротивлению сжатия кладки  $R$ ;

$\alpha$  – упругая характеристика кладки;

$\varepsilon$  – относительная деформация;

$\sigma$  – напряжения.

При этом (на основе ранее выполненных исследований) необходимо ввести предельную величину относительной деформации кладки на любом участке вдоль сжатой диагонали:  $\varepsilon \leq 0,002$ .

Указания по использованию криволинейной диаграммы деформирования железобетона были приняты по EN 1992 (Еврокод-2) «Design of concrete structures» [176]. При этом метод позволяет использовать любую нелинейную диаграмму деформирования, имеющую соответствующее научное обоснование.

Криволинейная диаграмма работы материала заменяется на кусочно-линейную, с количеством участков от 10 до 20. При этом обязательным условием является разбиение диаграмм каждого из слоев многослойного элемента на равное количество участков.

Исходные данные формируются таким образом, что каждому линейному участку диаграммы соответствует определенный тип материала. Каждому типу материала установлено соответствующее значение касательного модуля деформации. На первом шаге всем элементам конструкции задан первый тип материала. При решении цикла последовательных задач, если при нагрузке  $F_j = j \cdot \Delta F$  (где  $0 < j \leq N$ ) деформация в элементе слоя превысила  $m$ -е предельное значение, материал этого элемента для следующей задачи становится  $m + 1$ -м (диапазон  $m$  соответствует количеству линейных участков). В результате таких преобразований значения коэффициентов  $k_{si}$ , отвечающих за долю нагрузки, приходящейся на каждый слой, изменяются.

При численном расчете приняты следующие граничные условия:

1. Анализ напряженно-деформированного состояния каждого слоя многослойной конструкции выполняется на основе деформационных критериев. Условием разрушения слоя считается достижение деформации сжатой диагонали слоя предельных значений. Предельные значения задаются в соответствии с [12; 14] с учетом положений, приведенных в главе 4.

2. Предполагается, что на начальной стадии нагружения все слои работают совместно.

3. В случае, если разница между деформациями диагонали соседних слоев достигает предельного значения, предполагается, что произошло расслоение слоев. В этом случае в дальнейшей работе элемента рассматривается только деформирование более прочного слоя. Однако вплоть до разрушения или расслоения образца менее прочный слой воспринимает нагрузку, соответствующую предельному значению относительной деформации.

4. В диаграмме «напряжения – деформации» для бетона не учитывается ниспадающая ветвь.

Для построения графика зависимости перемещения (деформации) от нагрузки задается последовательно серия нагружений. Расчеты проводились методом конечных элементов в плосконапряженной постановке (функции формы элементов – линейные) с помощью программного кода, написанного на языке Fortran. Реализация кода выглядит следующим образом:

- 1) задается заведомо большая нагрузка  $F$ . Относительные деформации не ограничены предельными значениями;
- 2) значения массива, хранящего нагрузку на узлы, делятся на  $N$  частей, и таким образом находится шаг по нагружению  $\Delta F$  на фрагмент стены;
- 3) расчет ведется последовательно для  $N$  задач, с нагрузкой от 0 до  $F$  с шагом  $\Delta F$ . На каждый слой приходится часть нагрузки от  $\Delta F$  в зависимости от жесткостных свойств.

Например, на первый слой приходится нагрузка  $\Delta F_1 = k_{s1} * \Delta F$ , где

$$k_{s1} = \frac{E_1 * H_1}{\sum_{i=1}^3 E_i * H_i} \quad (3.34)$$

$E_i$  – модуль Юнга  $i$ -го слоя

$H_i$  – толщина  $i$ -го слоя

Для случая трехслойной стены с кладочными слоями толщиной 120 и 240 мм прочностью 1,5 Мпа, работающих совместно с железобетонным слоем



из бетона В25 толщиной 150 мм, распределение коэффициента нагрузок на слой по стадиям нагружения приведено на рисунке (Рисунок 3.1).

Как видно из графика, в области от 0,4 до 0,8 от разрушающей нагрузки доля внешнего воздействия, воспринимаемого кирпичными слоями, составляет от 30 до 60 %. Этот факт позволяет говорить о высоких резервах конструкции, в том числе при кратковременных, ударных, знакопеременных воздействиях, при сейсмических нагрузках.

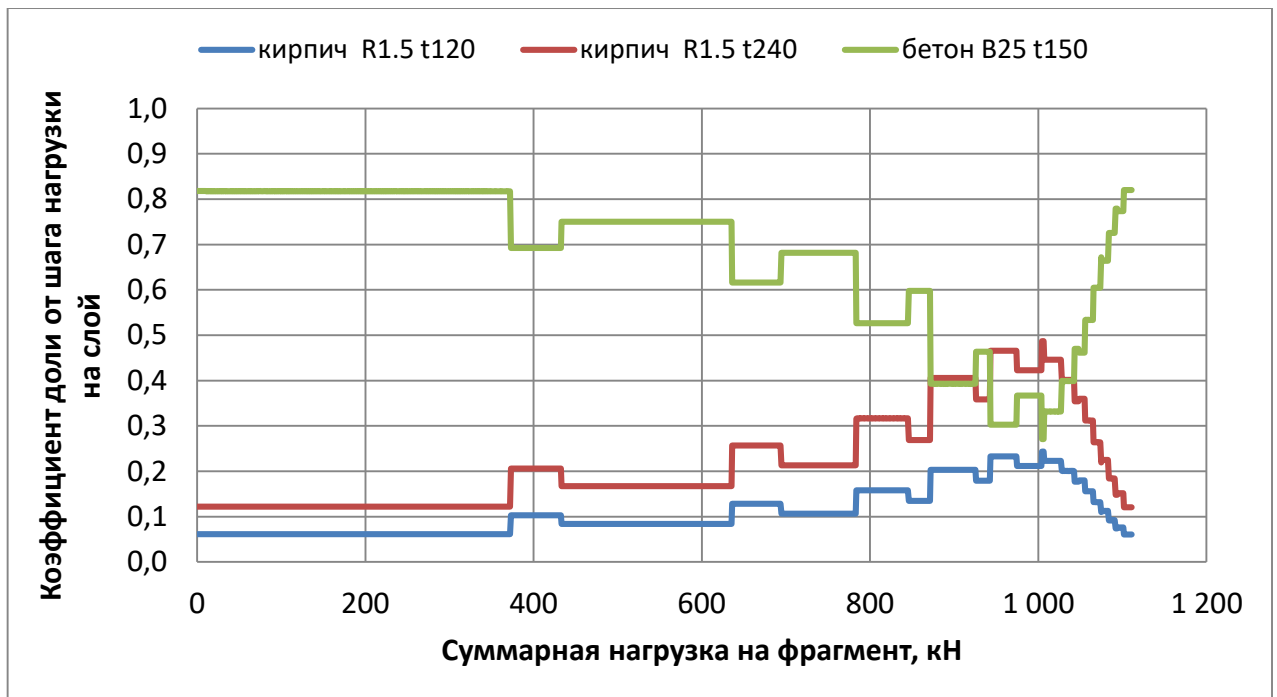


Рисунок 3.1 – Распределение доли приращения нагрузки по каждому слою от суммарной нагрузки на фрагмент. Синий цвет – доля нагрузки на слой кирпича толщиной 120 мм; красный цвет – доля нагрузки на слой кирпича толщиной 240 мм; зеленый цвет – доля нагрузки на слой бетона толщиной 150 мм

Схема КЭ-сетки (Рисунок 3.2) создавалась в ПК MATLAB с запоминанием номеров узлов и элементов, которые записываются в текстовый файл. Номера узлов присваивались с учетом координат. Текстовый файл с номерами (и координатами) узлов и элементов использовался как исходные данные для основной расчетной программы.

Для работы программы, реализующей метод конечных элементов, дополнительно требуются четыре основные системы исходных данных, определяемых, в частности, по [58]:

- а) координаты и характеристики элементов;
- б) свойства материала каждого элемента;
- в) граничные условия;
- г) нагрузки.

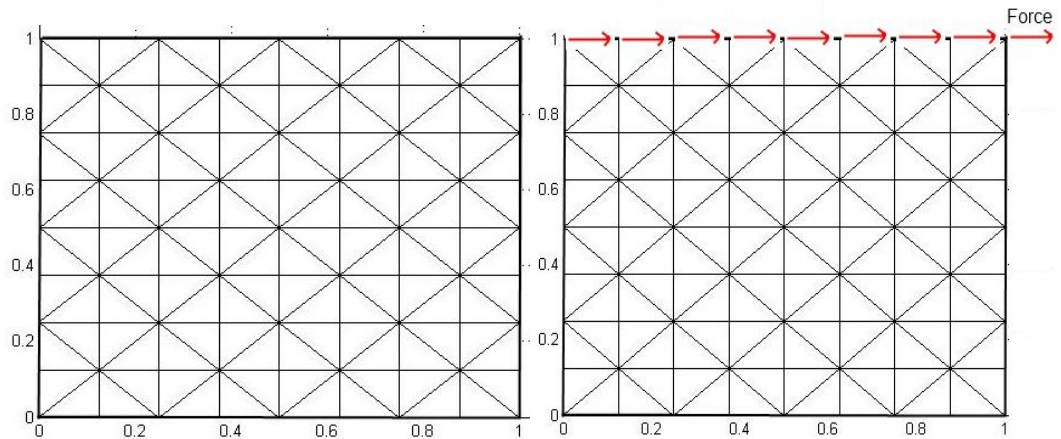


Рисунок 3.2 – Конечно-элементная сетка для расчетной модели размерами  $1 \times 1$  м и пример приложения горизонтальной нагрузки

**Координаты и характеристики элементов.** Используемые координаты – это координаты всех узловых точек (например, координаты  $x_i$  и  $y_i$  узла  $i$  в задаче о плоском напряженном состоянии), расположенные в определенном порядке. В большинстве случаев матрицы жесткости не зависят от положения начала координат, которое обычно выбирается произвольно.

К характеристикам элементов относятся информация о связи между элементами, содержащая номера всех узлов элемента, а также число, характеризующее свойства материала элемента. Эти характеристики тоже перечислены последовательно [58].

**Свойства материала.** В большинстве приложений свойства материала одинаковы для больших групп элементов. Поэтому удобно присвоить каждому элементу номер, определяющий материал элемента, и информацию о свойствах материала считывать отдельно.

**Нагрузки.** Для обеспечения максимальной простоты и гибкости программы нагрузки можно задавать в виде одного вектора, который затем непосредственно используется в программе. Во многих случаях, когда число точек, в которых

задана нагрузка, составляет лишь небольшой процент от общего числа узлов системы, бывает предпочтительнее считать только ненулевые значения нагрузки и номера соответствующих узлов. Вектор нагрузки должен быть, безусловно, задан нулевым, чтобы его компоненты, соответствующие ненагруженным узлам, были нулевыми.

**Граничные условия.** В приведенной программе граничное условие для узла считывается в виде комбинации цифр 0 и 1, причем 0 означает отсутствие ограничений на данную степень свободы, а 1 – наличие ограничений. Таким образом,

01 означает свободу в направлении X и отсутствие перемещений в направлении Y;

10 означает отсутствие перемещения в направлении X и свободу в направлении Y;

11 означает отсутствие перемещений в обоих направлениях.

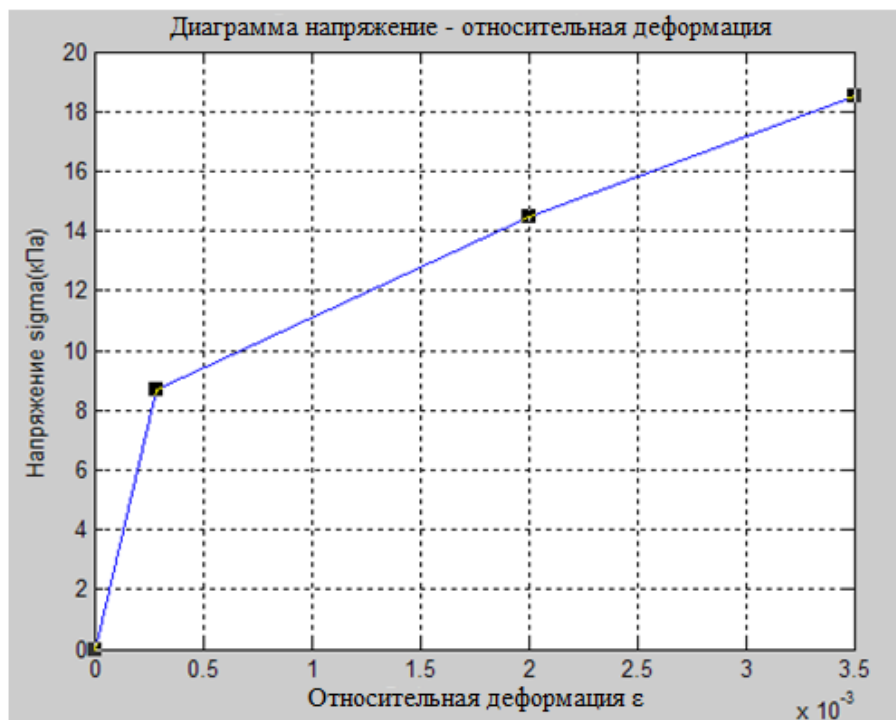


Рисунок 3.3 – Пример исходной диаграммы работы бетона по СП 63.13330.2012

На рисунке (Рисунок 3.5) приведен пример расчета железобетонного фрагмента, условного конечного элемента размером  $1 \times 1$  м, толщиной 0,1 м с учетом диаграммы работы бетона В25, приведенной на рисунке (Рисунок 3.3).

Блок-схема работы программы приведена на рисунке (Рисунок 3.4).

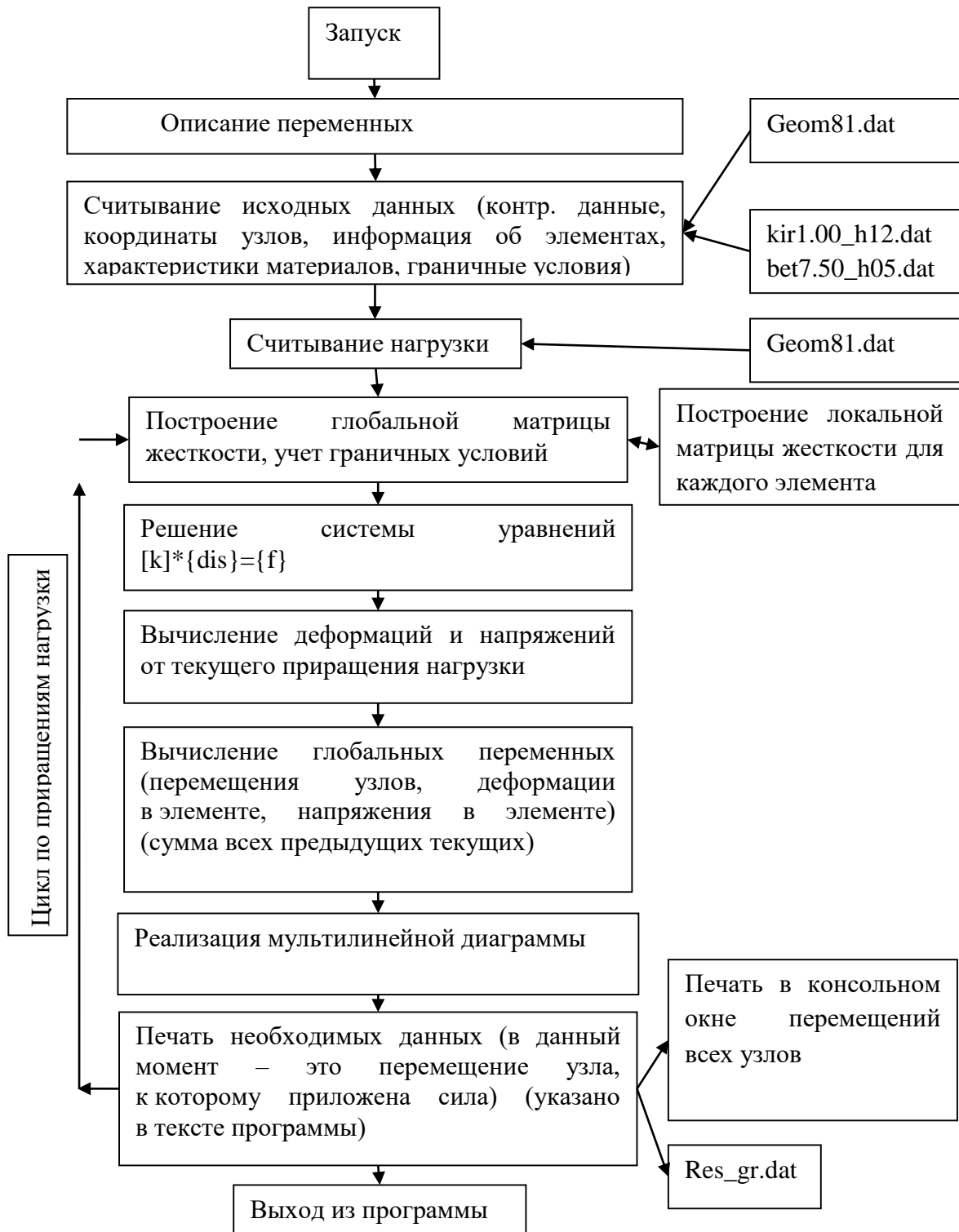


Рисунок 3.4 – Блок-схема работы программы



При построении диаграмм деформирования кладки значения относительных деформаций заведомо не ограничивались и отличались от предельных значений, получаемых при изучении независимой работы кирпичных и каменных слоев. Этот подход связан с необходимостью изучения потенциального расслоения многослойного элемента, которое может не произойти в области допускаемых относительных деформаций. Кроме того, при некоторых обстоятельствах, например, при насыщении кладки армированием, применении пластифицирующих добавок, усилении металлическими элементами, предельные относительные деформации могут превышать значения, определенные в главе 4 настоящей работы как предельные.

Рассмотрено взаимодействие двадцати комбинаций слоев бетона с 35 комбинациями кирпичной кладки. Таким образом, общее количество комбинаций составило 700.

Например, бетонный слой толщиной 0,10 м может быть как единым, так и разделенным на два слоя по 0,05 м толщиной. Такие случаи в расчете принимаются эквивалентными.

Приняты следующие обозначения:

- kR1.0 h12 – означает слой кирпичной кладки с расчетным значением сопротивления сжатию  $R = 1$  МПа и толщиной  $h = 0,12$  м;
- b10 h5 – означает бетонный слой марки В10 и толщиной  $h = 0,05$  м.

На рисунках (Рисунки 3.6–3.32) представлены графики зависимости деформации главной диагонали от величины горизонтальной нагрузки.

На рисунках (Рисунки 3.6–3.20) приведены результирующие графики зависимости деформации диагонали кирпичного слоя от нагрузки при совместной работе с бетонными слоями различных марок и толщин. Из анализа представленных графиков следует, что кирпичный слой работает наиболее эффективно при совместной работе с менее жестким бетонным слоем.

На рисунках (Рисунки 3.21–3.24) приведены результирующие графики зависимости деформации диагонали бетонного слоя от нагрузки при совместной работе с кирпичными слоями различных марок и толщин.

Значения относительных деформаций на диаграммах деформирования диагоналей фрагментов каменной кладки заведомо завышены сверх предельных значений для оценки момента расслаивания, если оно может возникнуть для слоев с приведенными характеристиками.

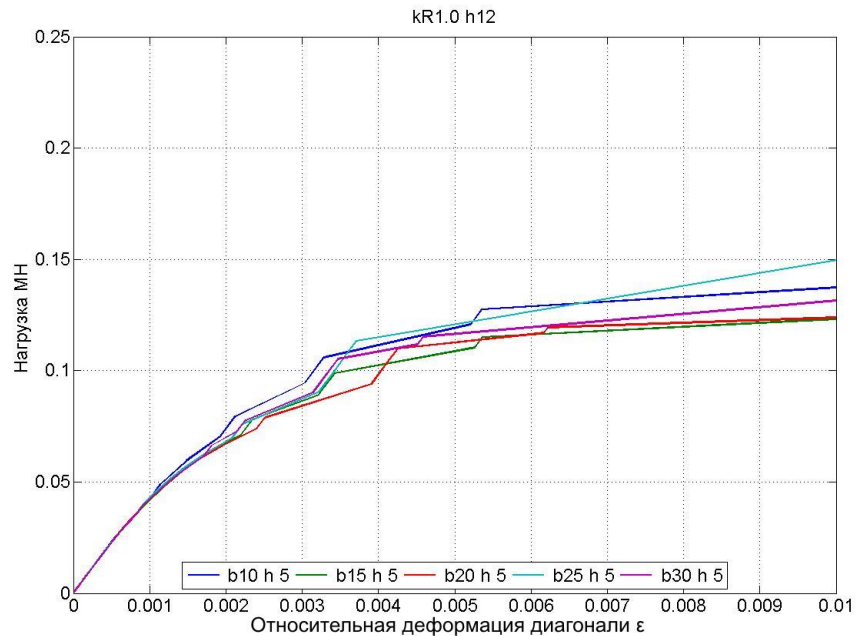


Рисунок 3.6 – График зависимости деформации диагонали кирпичного слоя (с расчетным сопротивлением сжатию кладки 1 МПа и толщиной 0,12 м) от нагрузки при совместной работе с бетонным слоем различных марок толщиной 0,05 м

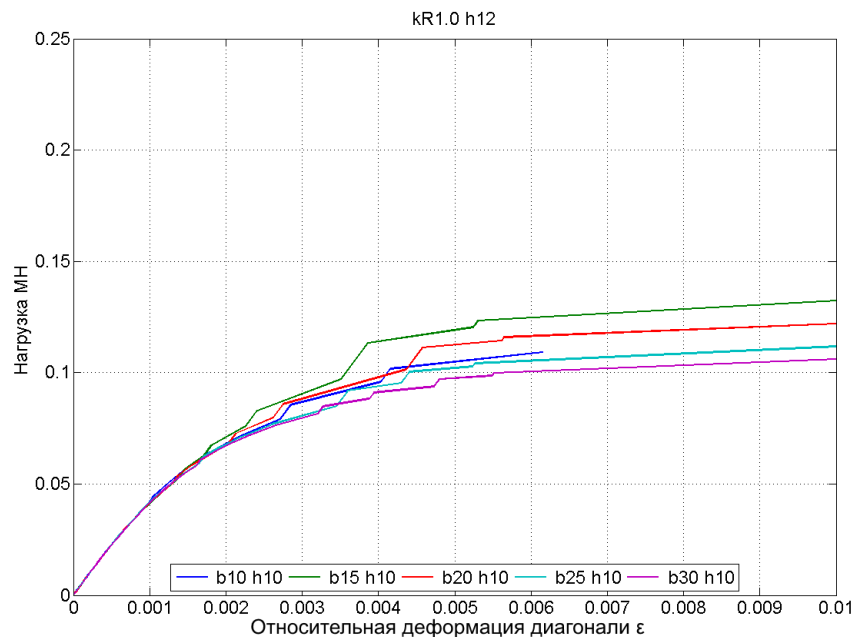


Рисунок 3.7 – График зависимости деформации диагонали кирпичного слоя (с расчетным сопротивлением сжатию кладки 1 МПа и толщиной 0,12 м) от нагрузки при совместной работе с бетонным слоем различных марок толщиной 0,10 м

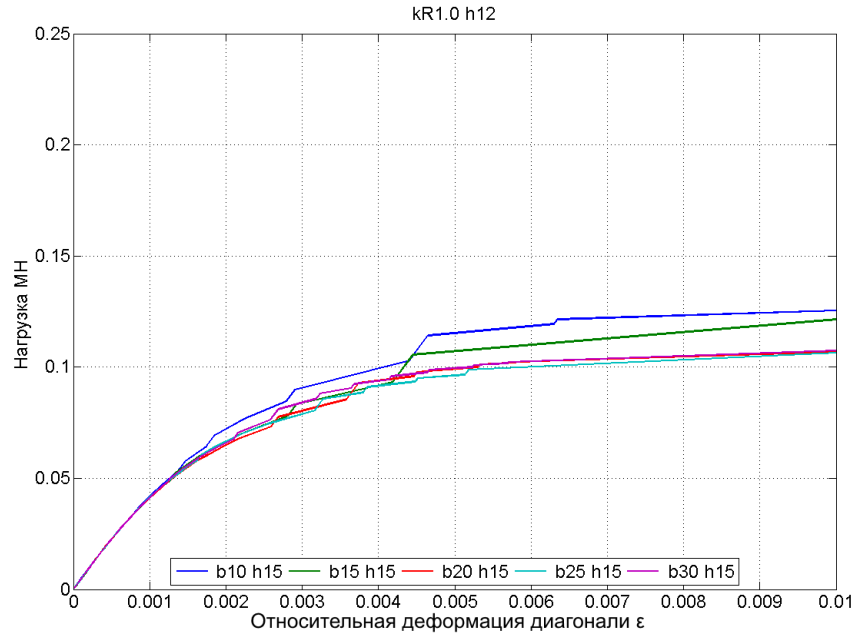


Рисунок 3.8 – График зависимости деформации диагонали кирпичного слоя (с расчетным сопротивлением сжатию кладки 1 МПа и толщиной 0,12 м) от нагрузки при совместной работе с бетонным слоем различных марок толщиной 0,15 м

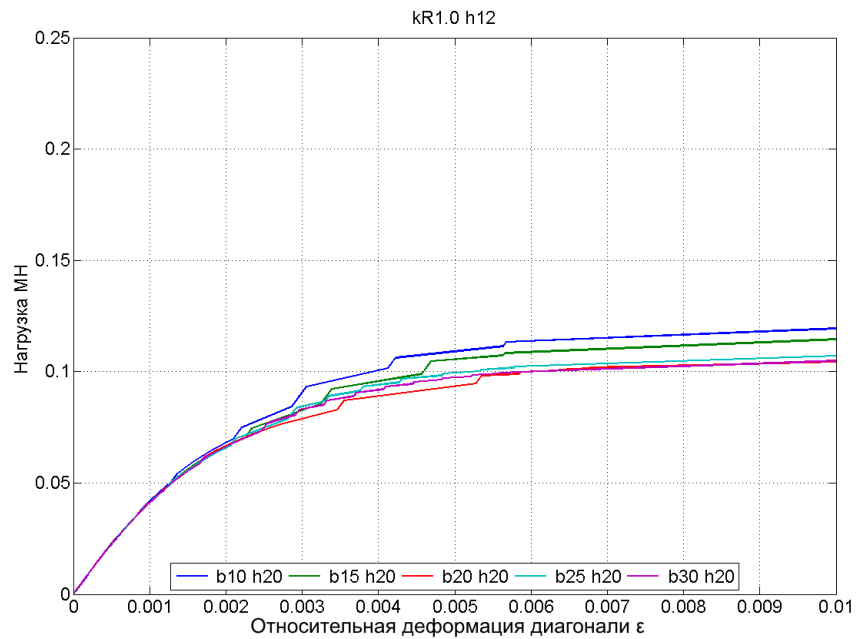


Рисунок 3.9 – График зависимости деформации диагонали кирпичного слоя (с расчетным сопротивлением сжатию кладки 1 МПа и толщиной 0,12 м) от нагрузки при совместной работе с бетонным слоем различных марок толщиной 0,20 м



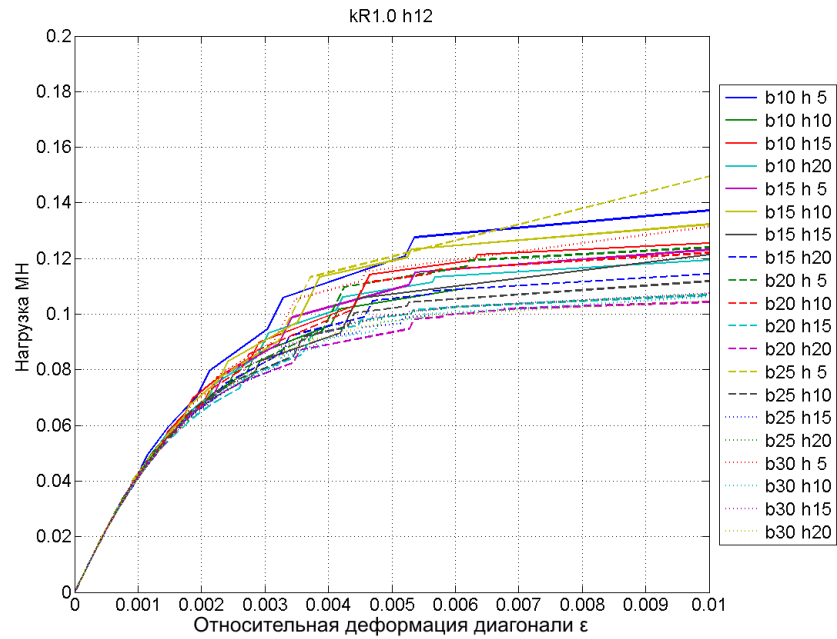


Рисунок 3.10 – График зависимости деформации диагонали кирпичного слоя (с расчетным сопротивлением сжатию кладки 1 МПа и толщиной 0,12 м) от нагрузки при совместной работе с бетонным слоем различных марок и толщин

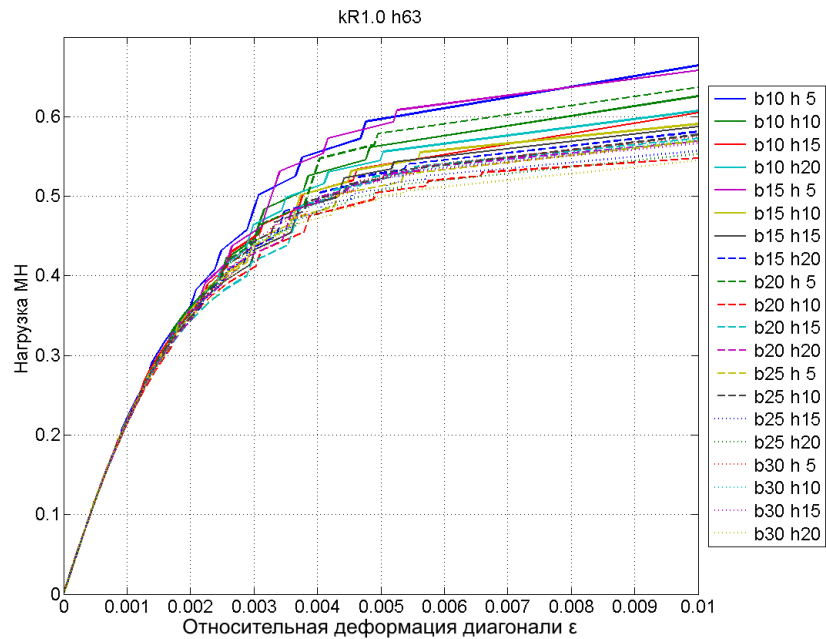


Рисунок 3.11 – График зависимости деформации диагонали кирпичного слоя (с расчетным сопротивлением сжатию кладки 1 МПа и толщиной 0,63 м) от нагрузки при совместной работе с бетонным слоем различных марок и толщин

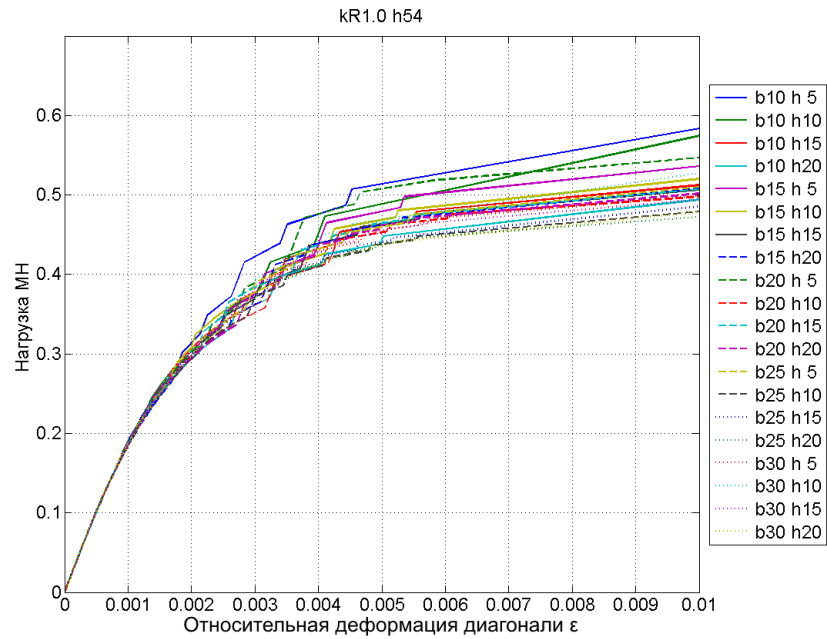


Рисунок 3.12 – График зависимости деформации диагонали кирпичного слоя (с расчетным сопротивлением сжатию кладки 1 МПа и толщиной 0,54 м) от нагрузки при совместной работе с бетонным слоем различных марок и толщин

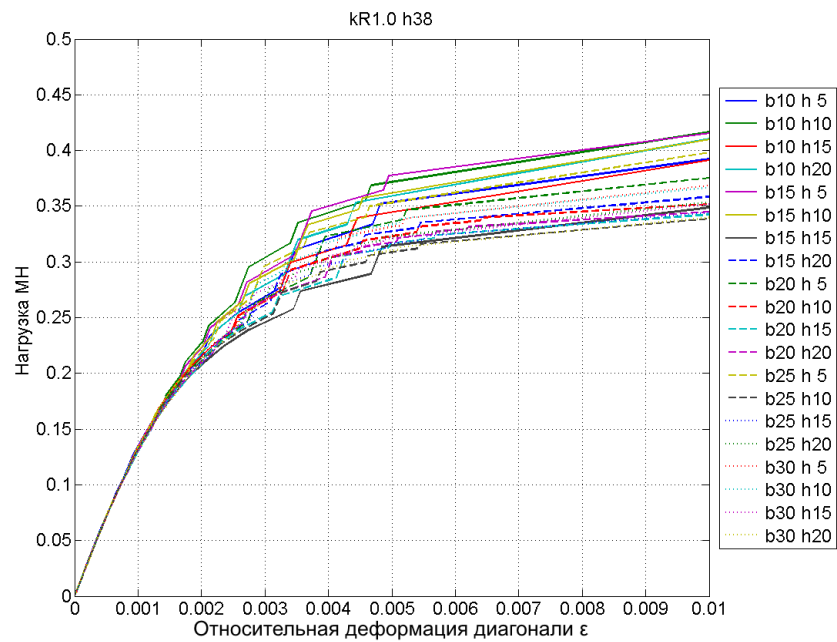


Рисунок 3.13 – График зависимости деформации диагонали кирпичного слоя (с расчетным сопротивлением сжатию кладки 1 МПа и толщиной 0,38 м) от нагрузки при совместной работе с бетонным слоем различных марок и толщин

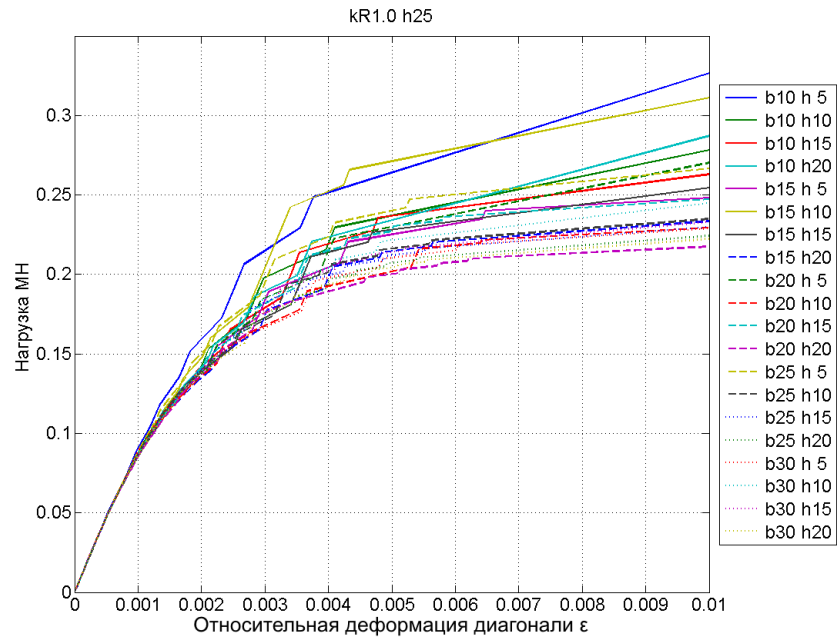


Рисунок 3.14 – График зависимости деформации диагонали кирпичного слоя (с расчетным сопротивлением сжатию кладки 1 МПа и толщиной 0,25 м) от нагрузки при совместной работе с бетонным слоем различных марок и толщин

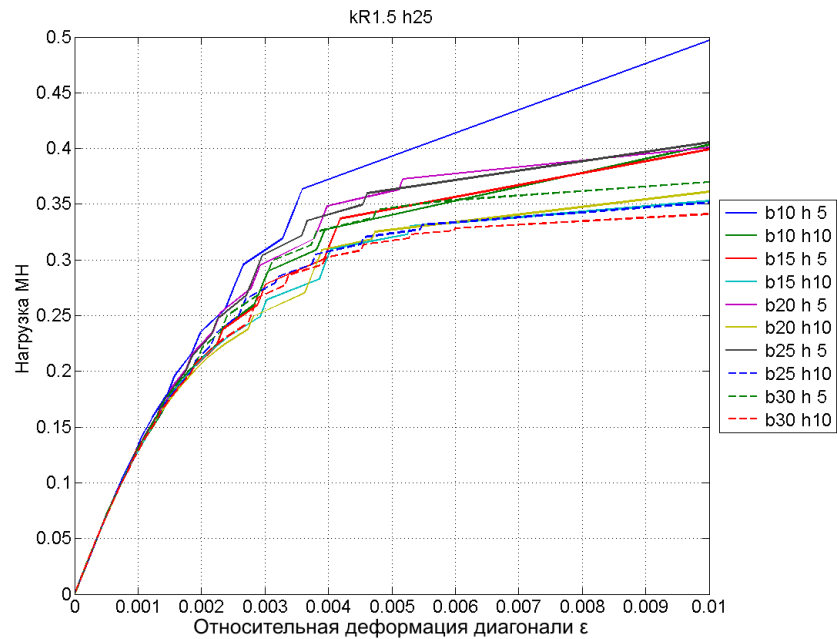


Рисунок 3.15 – График зависимости деформации диагонали кирпичного слоя (с расчетным сопротивлением сжатию кладки 1,5 МПа и толщиной 0,25 м) от нагрузки при совместной работе с бетонным слоем различных марок и толщин

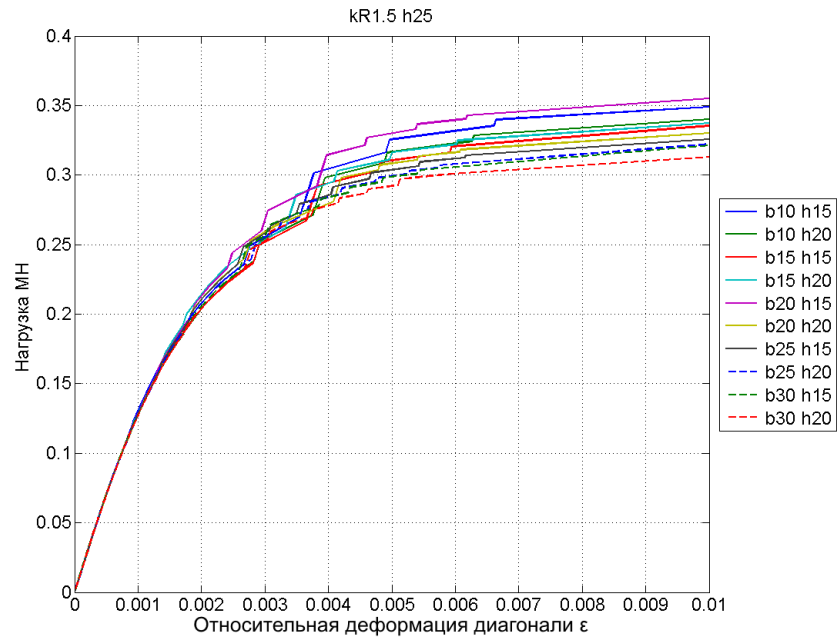


Рисунок 3.16 – График зависимости деформации диагонали кирпичного слоя (с расчетным сопротивлением сжатию кладки 1,5 МПа и толщиной 0,25 м) от нагрузки при совместной работе с бетонным слоем различных марок и толщин

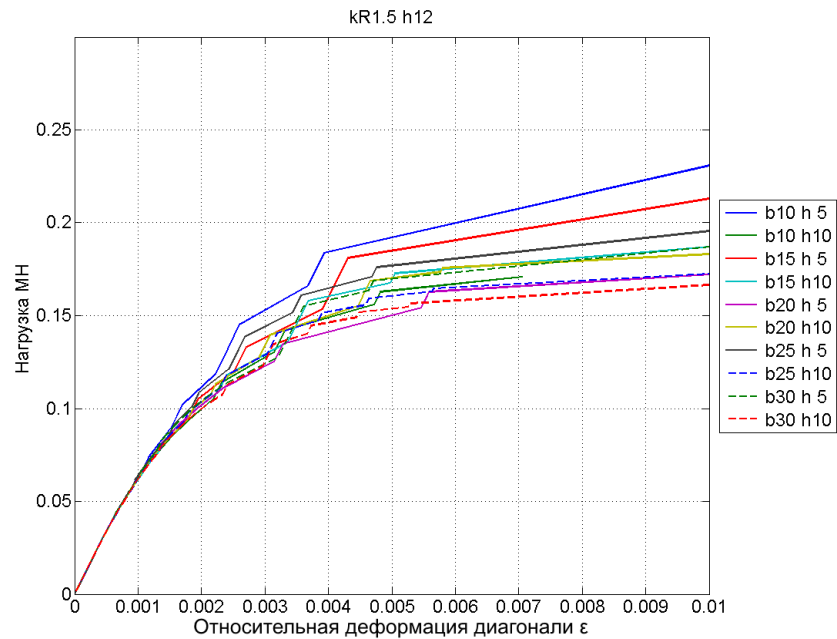


Рисунок 3.17 – График зависимости деформации диагонали кирпичного слоя (с расчетным сопротивлением сжатию кладки 1,5 МПа и толщиной 0,12 см) от нагрузки при совместной работе с бетонным слоем различных марок и толщин

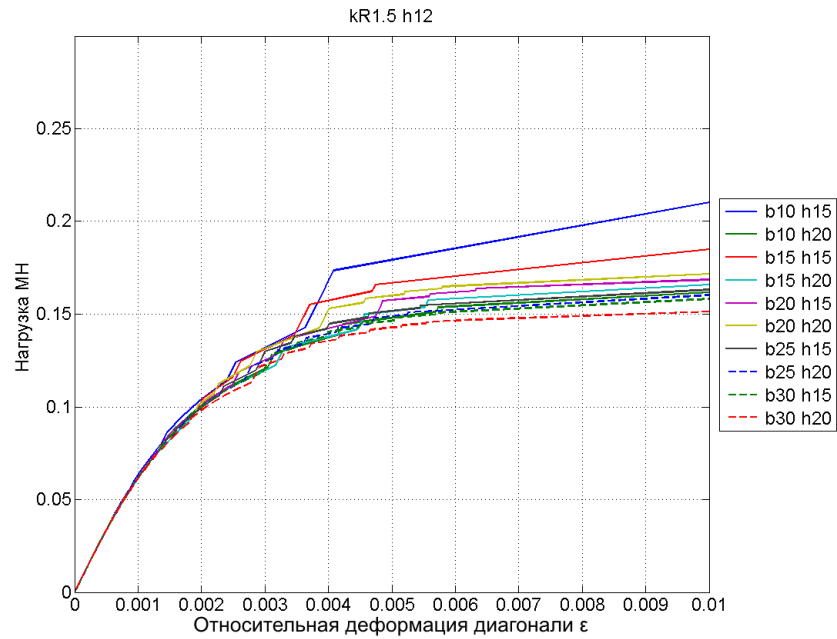


Рисунок 3.18 – График зависимости деформации диагонали кирпичного слоя (с расчетным сопротивлением сжатию кладки 1,5 МПа и толщиной 0,12 м) от нагрузки при совместной работе с бетонным слоем различных марок и толщин

Ниже приведены несколько вариантов для более толстых кирпичных слоев.

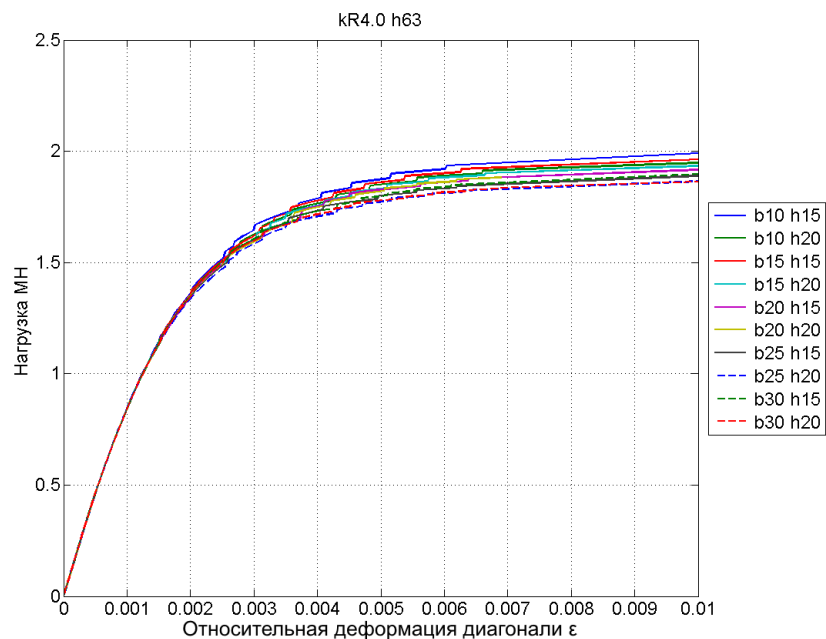


Рисунок 3.19 – График зависимости деформации диагонали кирпичного слоя (с расчетным сопротивлением сжатию кладки 4,0 МПа и толщиной 0,63 м) от нагрузки при совместной работе с бетонным слоем различных марок и толщин

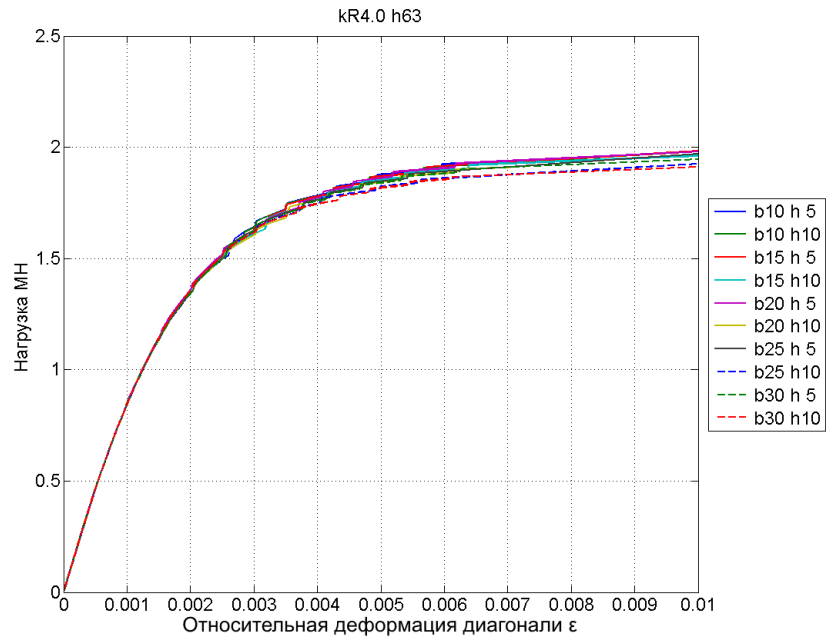


Рисунок 3.20 – График зависимости деформации диагонали кирпичного слоя (с расчетным сопротивлением сжатию кладки 4,0 МПа и толщиной 0,63 м) от нагрузки при совместной работе с бетонным слоем различных марок и толщин

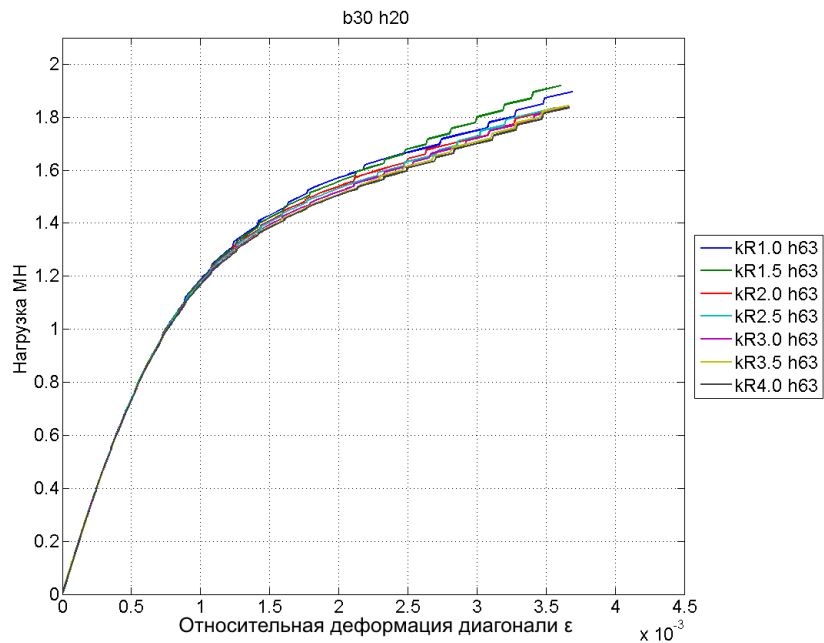


Рисунок 3.21 – График зависимости деформации диагонали бетонного слоя марки В30 и толщиной 0,20 м от нагрузки при совместной работе с кирпичными слоями толщиной 0,63 м

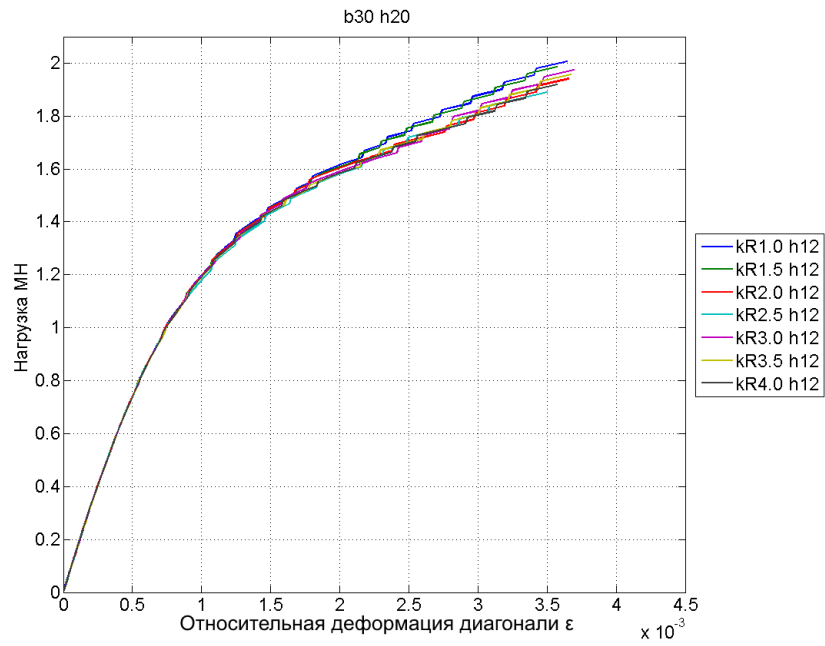


Рисунок 3.22 – График зависимости деформации диагонали бетонного слоя марки В30 и толщиной 0,20 м от нагрузки при совместной работе с кирпичными слоями толщиной 0,12 м

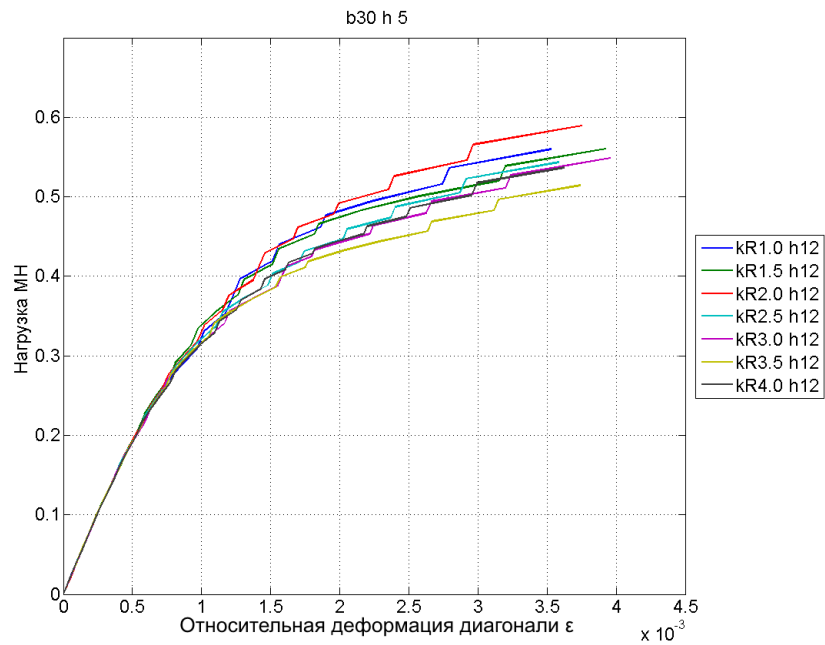


Рисунок 3.23 – График зависимости деформации диагонали бетонного слоя марки В30 и толщиной 0,05 м от нагрузки при совместной работе с кирпичными слоями толщиной 0,12 м

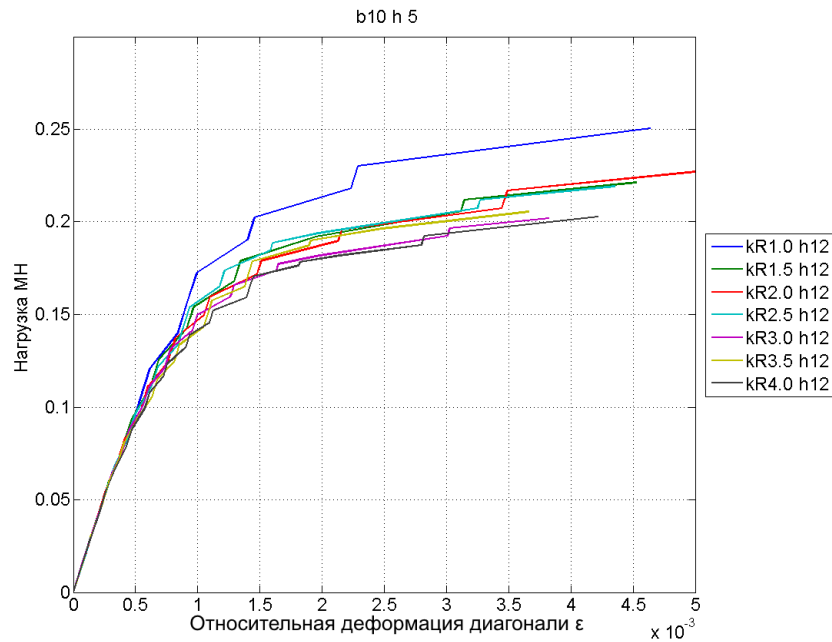


Рисунок 3.24 – График зависимости деформации диагонали бетонного слоя марки В10 и толщиной 0,05 м от нагрузки при совместной работе с кирпичными слоями толщиной 0,12 м

На рисунках (Рисунки 3.25–3.28) можно отметить бетонные слои с эквивалентной жесткостью при разных марках и толщине слоя. Все бетонные слои работают совместно с одним и тем же кирпичным слоем.

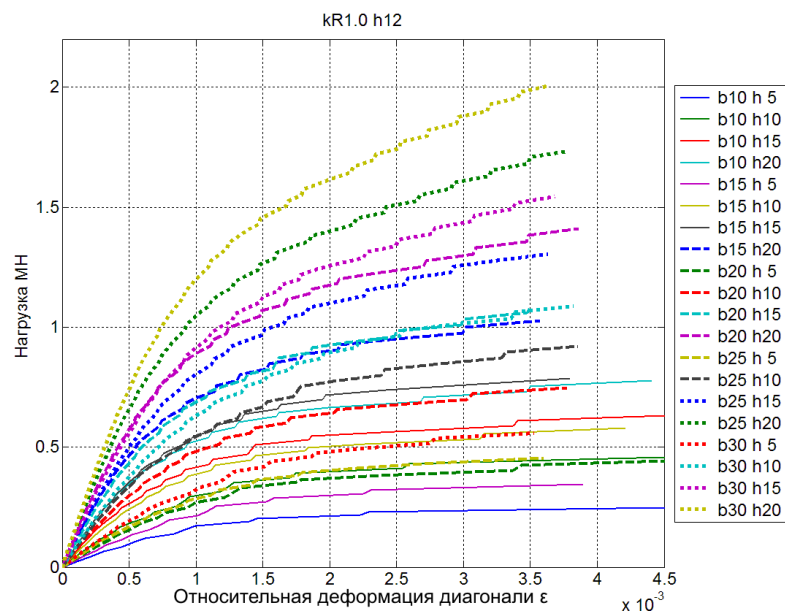


Рисунок 3.25 – Графики работы различных бетонных слоев с одинаковым кирпичным слоем

По рисунку (Рисунок 3.25) можно сделать вывод о том, что бетонные слои В15h20, В20h15, В30h10; В10h10, В25h5; В10h20, В15h15, В20h10 при совместной



работе с кирпичным слоем расчетным сопротивлением  $R = 1$  МПа и толщиной 0,12 м работают эквивалентно.

Аналогичная картина при совместной работе бетонных слоев с кирпичным слоем с расчетным сопротивлением  $R = 2$  МПа и толщиной 0,25 м (Рисунок 3.26).

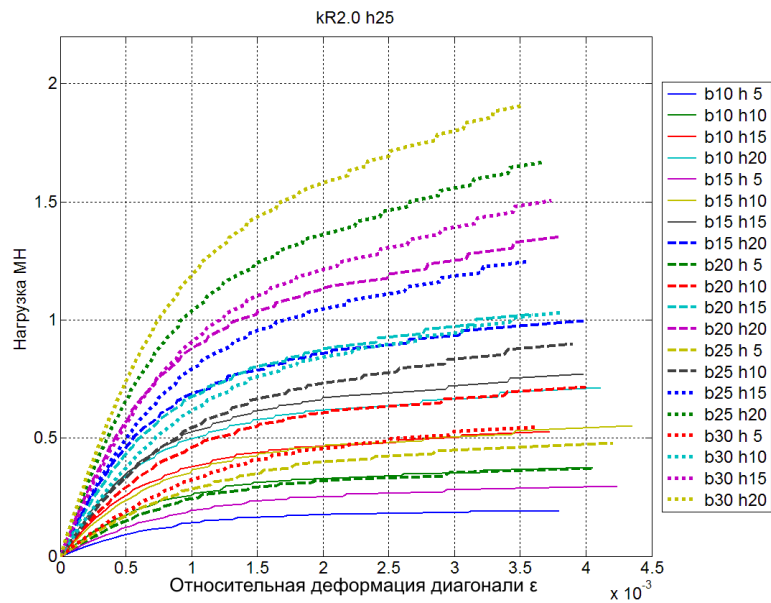


Рисунок 3.26 – Графики работы различных бетонных слоев с одинаковым кирпичным слоем

По рисунку (Рисунок 3.26) можно сделать вывод о том, что бетонные слои В15h20, В20h15, В30h10; В10h10, В20h5; В10h15, В15h10, В30h5 при совместной работе с кирпичным слоем  $R = 2$  МПа толщиной 0,25 м работают примерно одинаково. Похожая картина наблюдается и при совместной работе бетонных слоев с другими видами кирпичных слоев (Рисунок 3.27).

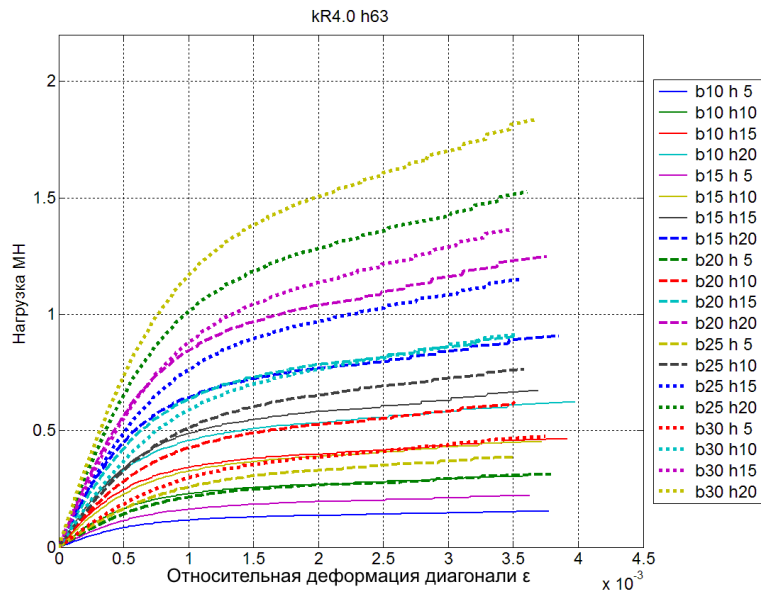


Рисунок 3.27 – Графики работы различных бетонных слоев с одинаковым кирпичным слоем

На рисунке (Рисунок 3.28) отдельно представлена работа эквивалентных по жесткости бетонных слоев В15h20, В20h15, В30h10.

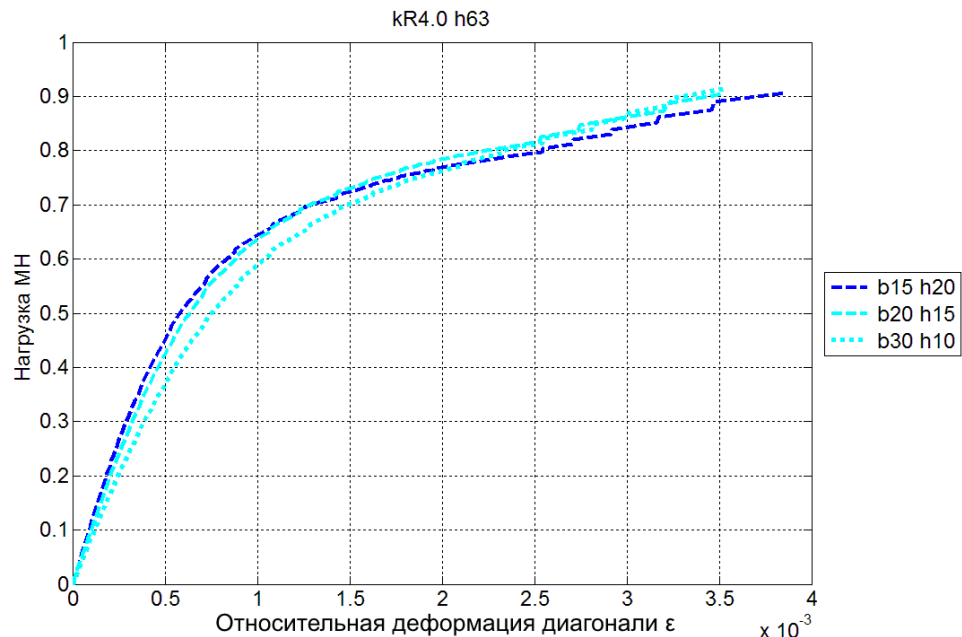


Рисунок 3.28 – Эквивалентная работа бетонных слоев В15h20, В20h15, В30h10

На рисунках (Рисунки 3.29–3.32) можно отметить кирпичные слои с эквивалентной жесткостью при разной марке и толщине слоя. Все кирпичные слои работают совместно с одним и тем же бетонным слоем.

По рисункам (Рисунки 3.29–3.30) можно сделать вывод о том, что эквивалентную диаграмму деформирования имеют следующие кирпичные слои: kR1.0 h54, kR1.5 h38, kR2.5 h25; kR2.5 h63, kR3.0 h54.

По рисунку (Рисунок 3.31) можно сделать вывод о том, что эквивалентную диаграмму деформирования имеют следующие кирпичные слои: kR2.5 h63, kR3.0 h54; kR3.0 h63, kR3.5 h54.

По рисунку (Рисунок 3.32) можно сделать вывод о том, что эквивалентную диаграмму деформирования имеют следующие кирпичные слои: kR1.0 h54, kR1.5 h38, kR2.5 h25; kR1.5 h63, kR2.5 h38.

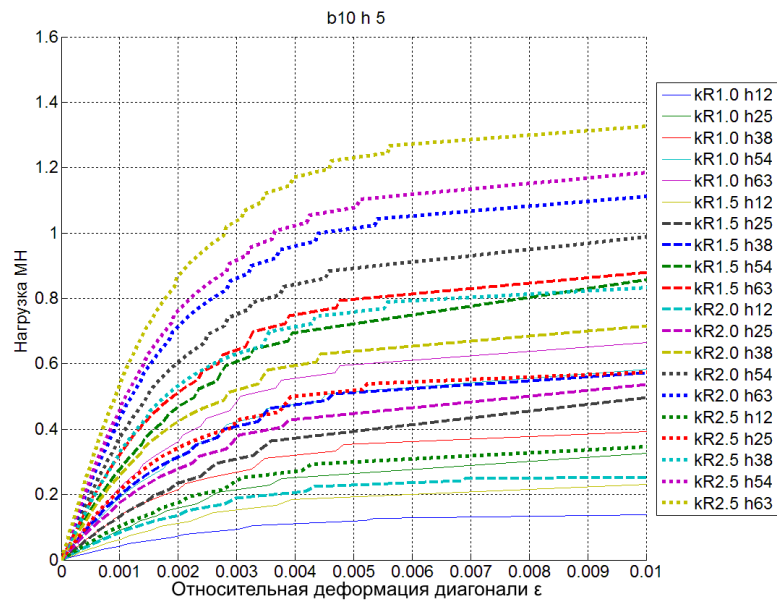


Рисунок 3.29 – Графики работы различных кирпичных слоев с одинаковым бетонным слоем

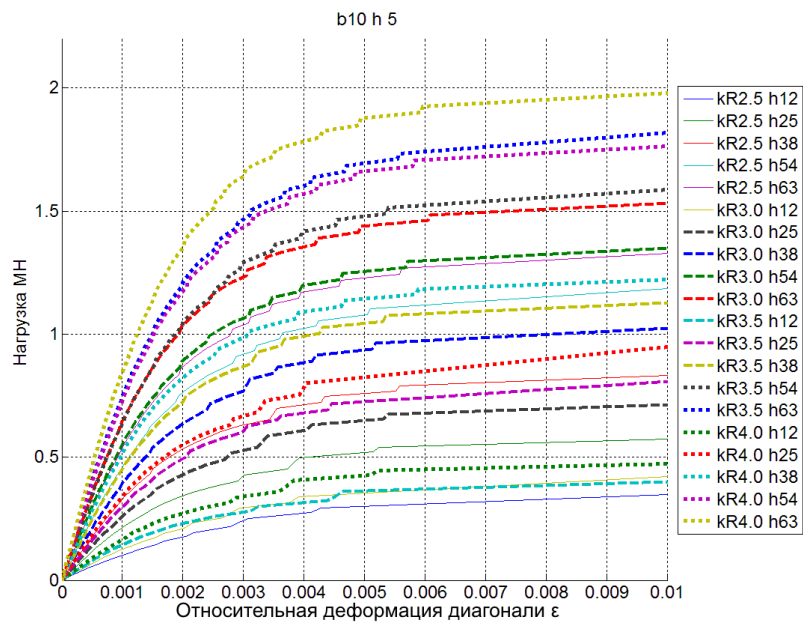


Рисунок 3.30 – Графики работы различных кирпичных слоев с одинаковым бетонным слоем

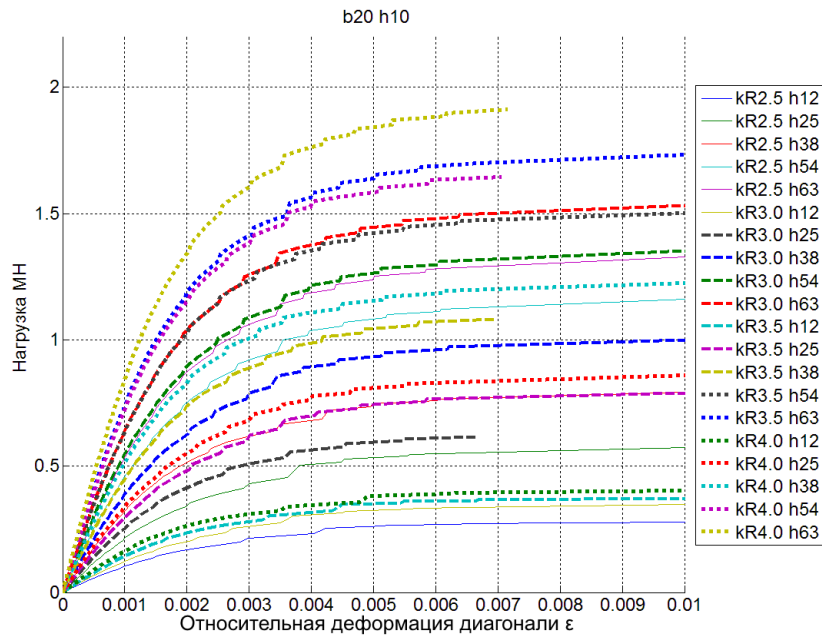


Рисунок 3.31 – Графики работы различных кирпичных слоев с одинаковым бетонным слоем

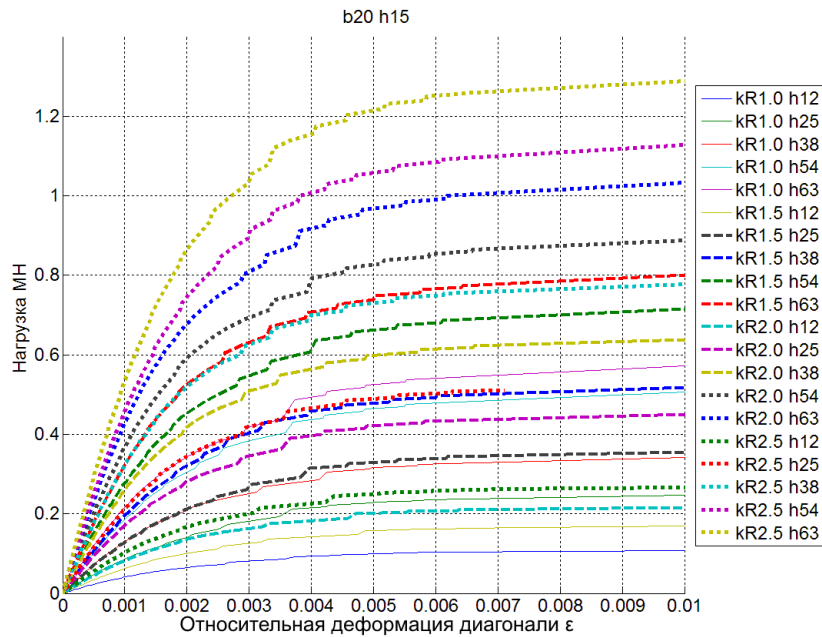


Рисунок 3.32 – Графики работы различных кирпичных слоев с одинаковым бетонным слоем

В работе предложен итерационный метод расчета многослойных стен с учетом особенностей и нелинейного характера изменения жесткостных характеристик каждого слоя на основе деформационных критериев, различных для слоев каменной кладки и бетона. Разработанная методика для расчета элементов стен на горизонтальную нагрузку позволяет проводить совместный

расчет нескольких слоев материала. По результатам расчетов становится возможным назначить характеристики и свойства для конечных элементов, составляющих более сложные, в том числе пространственные расчетные модели сооружений.

Проведены расчеты и выполнен параметрический анализ различных комбинаций кирпичных и бетонных слоев фрагмента стены.

При представленном подходе к расчету многослойных стен график зависимости «горизонтальная нагрузка – деформация диагонали» имеет ступенчатую структуру (Рисунки 3.19–3.32). Это объясняется перераспределением доли нагрузки на каждый слой в процессе расчета и значительным влиянием кладочных слоев на деформирование железобетонного слоя в области от 0,4 до 0,8 от величины разрушающего внешнего воздействия. Параметры, отвечающие за перераспределение нагрузки, описаны в теоретической части.

Предлагаемый метод расчета стен позволяет быстро находить «эквивалентные» по жесткости кирпичные кладки для возможности усиления каменных конструкций железобетонными обоймами, аппликациями, построения конечноэлементных моделей слоистых систем. Кроме того, становится возможным учесть повышенные резервы несущей способности бетонного слоя конструкции при работе совместно с материалами кладочных слоев.

### **3.3. Верификации метода расчета стен на сейсмическую нагрузку**

В разделе приведено сопоставление и сравнение результатов, полученных в экспериментальных исследованиях, представленных в разделе 2.4 настоящей работы, и расчетными методами. Расчеты проводились по методике, описанной в разделе 3.2.

Далее приводится сравнение результатов расчетов на «перекос» для железобетонных фрагментов стен:

- для фрагментов железобетонных стен серии СБМ;
- для фрагментов железобетонных стен серии ССМ.

При расчетах предполагается, что напряжения постоянны по толщине элемента.

С учетом выводов по главе 1 и [147] относительные деформации определяются в сжатой диагонали, по ним оценивается характер работы материала (упругая работа или пластическая стадия). В расчетах за основу приняты характеристики бетона марки В12.5. Принятая в расчетах диаграмма работы приведена на рисунке (Рисунок 3.33). КЭ-модель приведена на рисунке (Рисунок 3.34).

Следует отметить, что величина предельных относительных деформаций для бетона с целью исследования возможности и времени расслаивания образца принята как для существенно поврежденного образца.

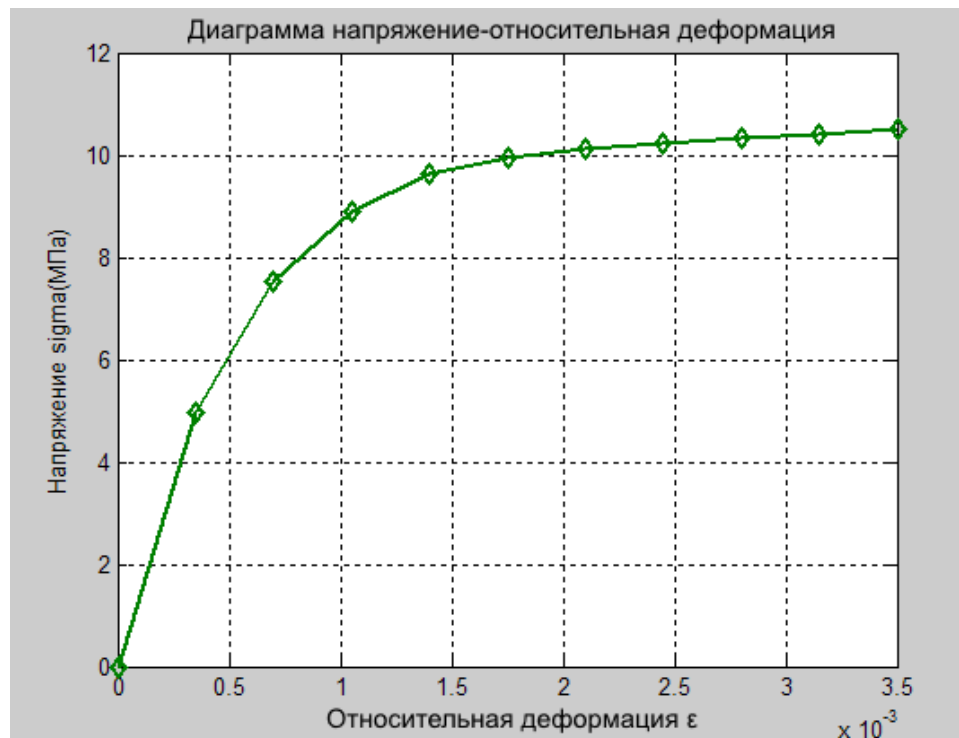


Рисунок 3.33 – Принятая диаграмма работы бетона В12.5

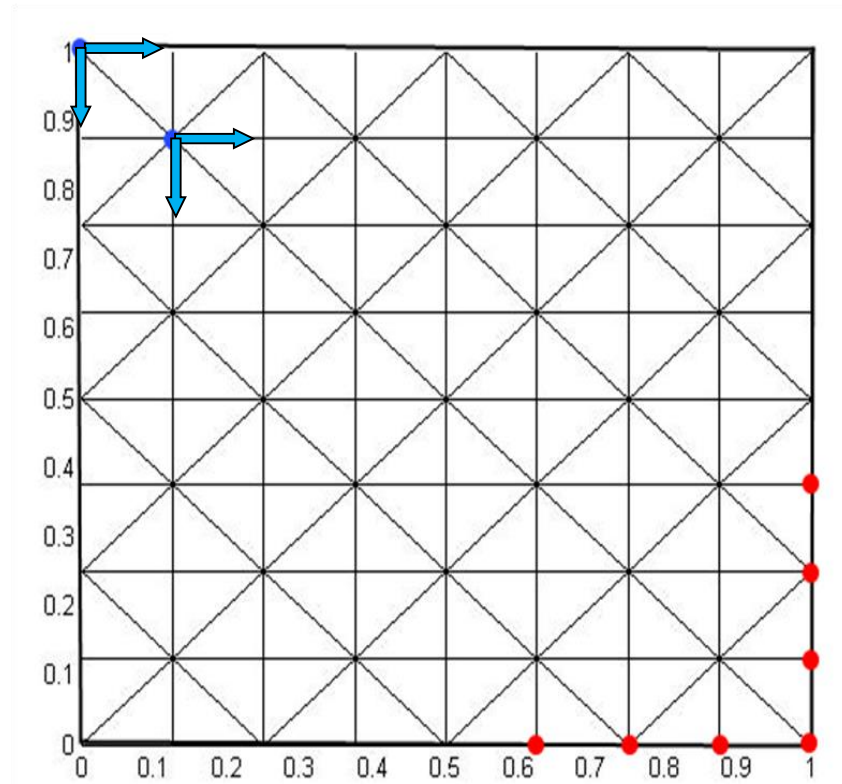


Рисунок 3.34 – КЭ-модель фрагмента стены.  
Красные узлы закреплены, к синим узлам приложена нагрузка

На рисунках (Рисунки 3.35–3.40) приведены зависимости «нагрузка – деформация диагонали» фрагмента однослойного образца, полученные по результатам эксперимента и в процессе теоретического расчета.

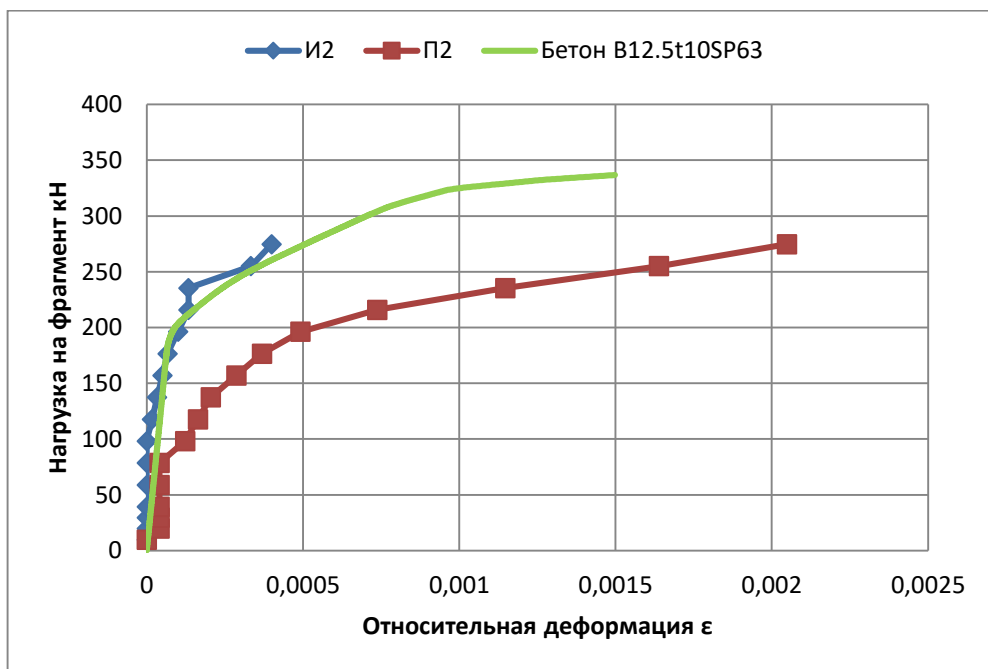


Рисунок 3.35 – Зависимость «нагрузка – деформация диагонали» образца ССМ–1.  
Теоретический расчет (fortran\_V12.5) и экспериментальные данные (И2 и П2)

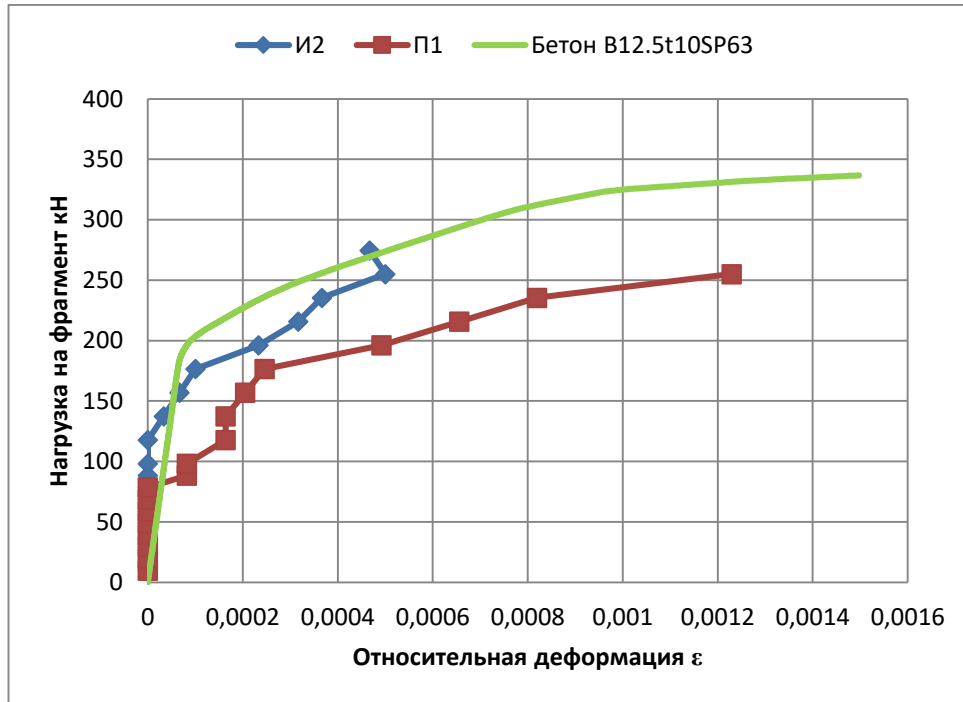


Рисунок 3.36 – Зависимость «нагрузка – деформация диагонали» образца ССМ–2.

Теоретический расчет и экспериментальные данные.

Линия (fortran\_V12.5) – результаты теоретического расчета;

линия (И1, И2) – результаты эксперимента по датчику типа «И»;

линия (П1, П2) – результаты эксперимента по датчику типа «П»

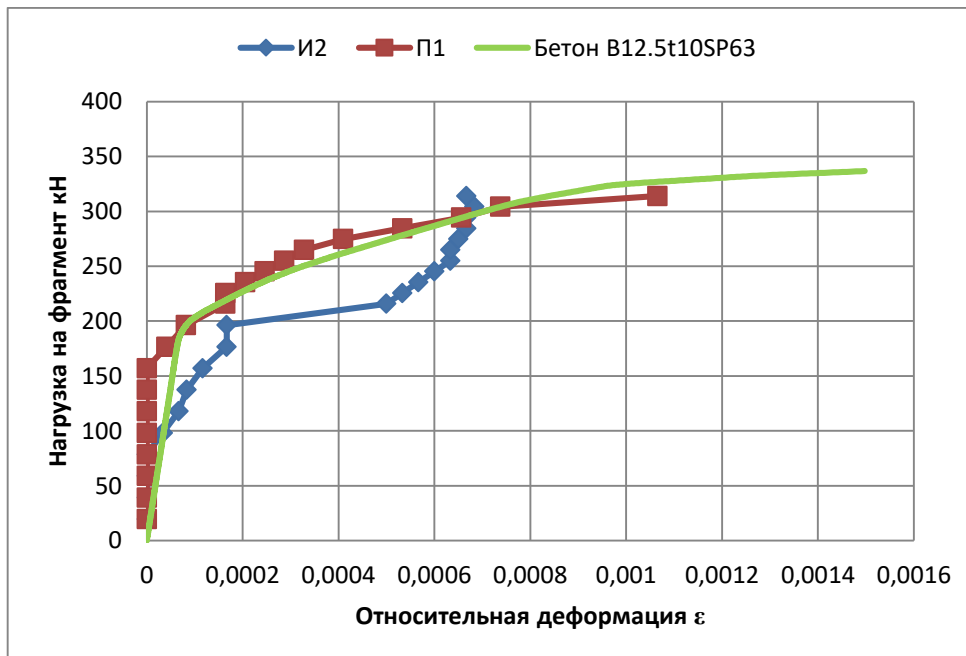


Рисунок 3.37 – Зависимость «нагрузка – деформация диагонали» образца ССМ–3.

Теоретический расчет и экспериментальные данные



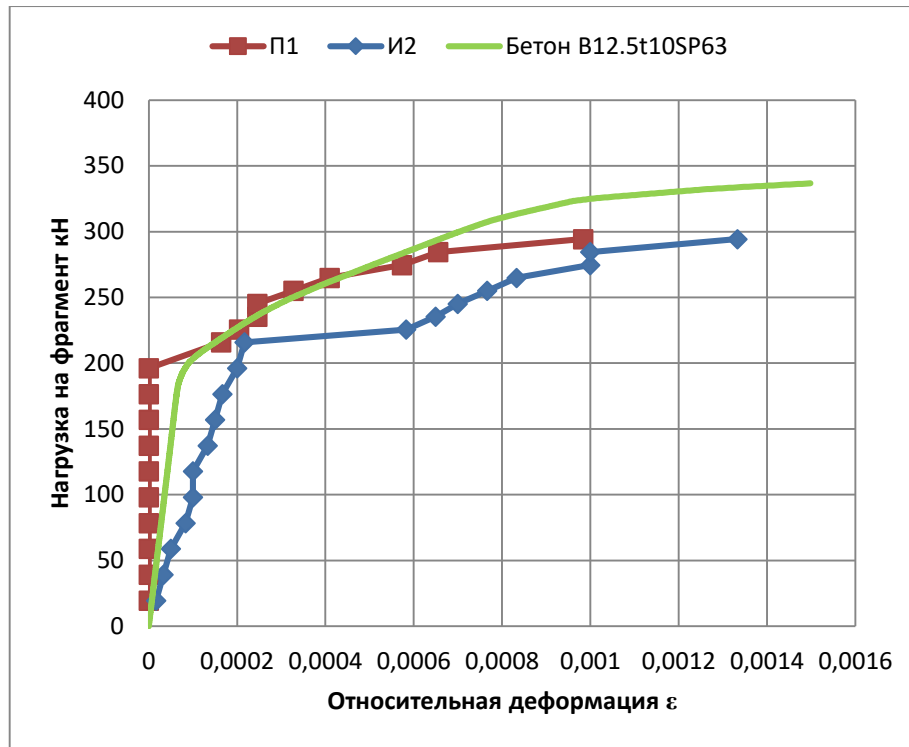





Рисунок 3.38 – Зависимость «нагрузка – деформация диагонали» образца СБМ–1.

Теоретический расчет и экспериментальные данные

Линия  (fortran\_V12.5) – результаты теоретического расчета;

линия  (И1, И2) – результаты эксперимента по датчику типа «И»;

линия  (П1, П2) – результаты эксперимента по датчику типа «П»

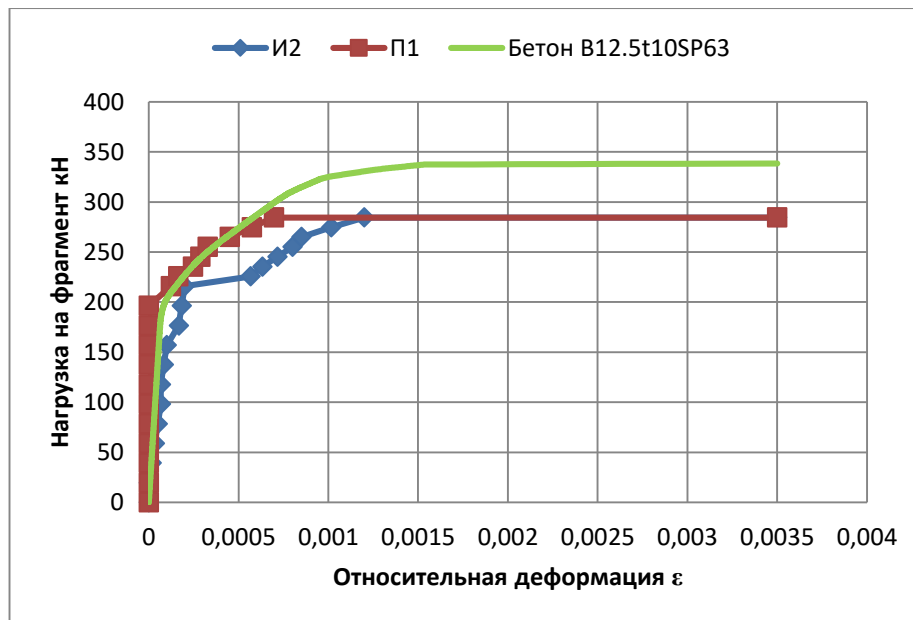


Рисунок 3.39 – Зависимость «нагрузка – деформация диагонали» образца СБМ–2.

Теоретический расчет и экспериментальные данные

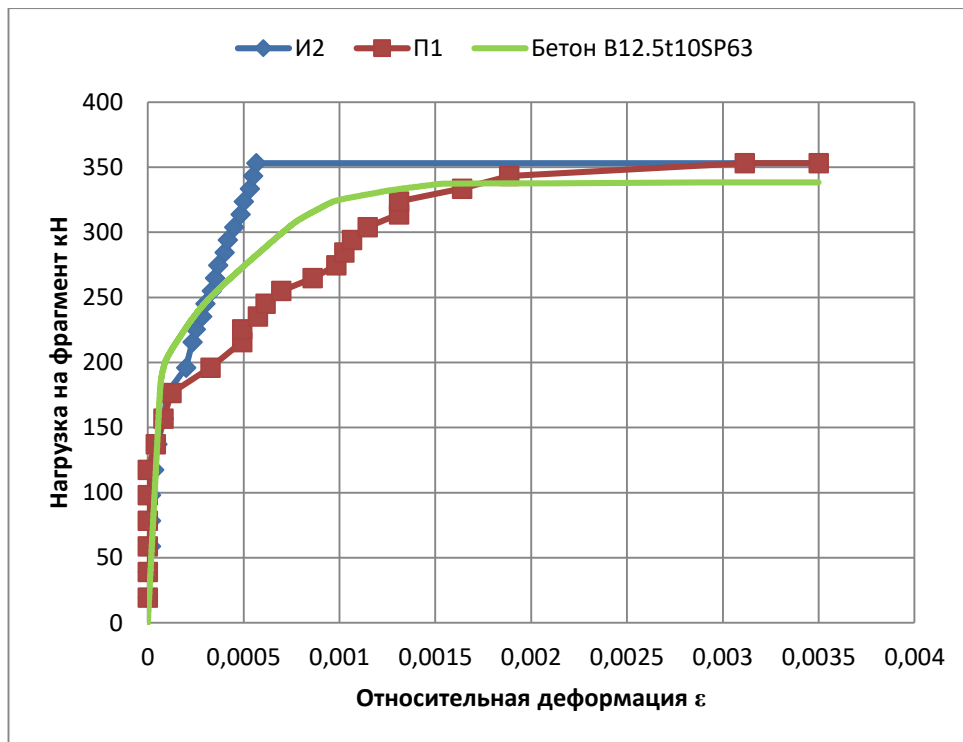


Рисунок 3.40 – Зависимость «нагрузка – деформация диагонали» образца СБМ–3. Теоретический расчет и экспериментальные данные.

Линия — (fortran\_V12.5) – результаты теоретического расчета;  
 линия — (И1, И2) – результаты эксперимента по датчику типа «И»;  
 линия — (П1, П2) – результаты эксперимента по датчику типа «П»

На основании полученных зависимостей «нагрузка – относительные деформации диагонали» (Рисунки 3.35–3.40) можно сделать вывод о том, что характер деформирования фрагмента аналогичен теоретическому предположению. Некоторую разницу между экспериментальными данными и теоретической зависимостью можно объяснить рядом идеализированных допущений, принятых при моделировании и неравномерным распределением свойств материала по фрагменту. С учетом особенностей задания воздействия разрушение произошло не по диагонали образца, а рядом с ней.

На рисунке (Рисунок 3.41) приведены результаты расчетного анализа и данные экспериментальных исследований для многослойных образцов. Последовательность и порядок расчета приведены в главе 4 настоящей работы.

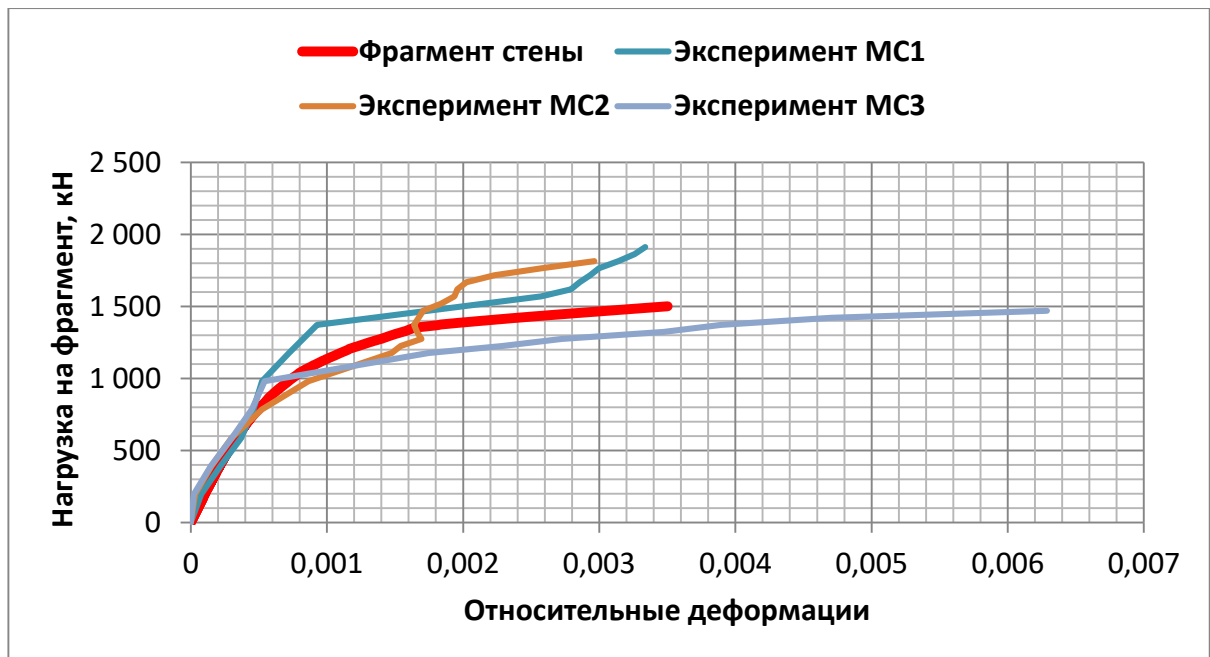


Рисунок 3.41 – Деформация диагонали фрагмента стены от горизонтальной нагрузки по результатам эксперимента (Эксперимент МС1, МС2, МС3) и расчетная диаграмма деформирования многослойного фрагмента стены

В соответствии с полученными результатами можно предположить, что разработанная методика воспроизводит экспериментальные данные с необходимой точностью до уровня предельных относительных деформаций равных 0,0015–0,002. Учитывая, что в соответствии с [156; 165], выводами по главе 1 и главе 2 величина предельных относительных деформаций до существенного повреждения кладки составляет 0,002. Методика может быть применима для моделирования поведения бетона и кладки со значениями упругих относительных деформаций в указанном диапазоне.

### 3.4. Выводы по главе 3

1. В главе 3 были решены следующие из поставленных задач:

- разработан метод учета влияния кладочных слоев конструкции на общую работу слоистого элемента;
- разработана и верифицирована математическая модель многослойных каменно-монолитных конструкций для условий двухосного напряженного состояния, учитывающая механические характеристики материалов отдельных слоев, условия взаимодействия материалов композита, разрушение при

возрастающих нагрузках, позволяющая выполнить моделирование упругой и пластической фаз деформирования;

– разработана компьютерная программа, позволяющая создавать конечные элементы с различными прочностными и деформационными параметрами для использования в пространственных расчетных моделях;

– выполнены численные исследования упругопластического деформирования и разрушения многослойных каменно-монолитных конструкций с различным сочетанием железобетонных и каменных слоев с определением взаимовлияния отдельных слоев на степень реализации пластической фазы деформирования и уровень прочности;

– по результатам верификации расчетного метода с испытаниями однослойных и многослойных фрагментов стен достоверность результатов подтверждается, и метод может быть признан пригодным для построения расчетных зависимостей деформаций в диагоналях фрагментов от величины внешней нагрузки;

– результаты численного эксперимента с анализом деформирования слоистых конструкций с различными характеристиками слоев показывают, что наблюдается выраженное взаимодействие и взаимовлияние отдельных слоев в процессе восприятия нагрузки образцом. Установлено, что характеристики отдельных слоев оказывают существенное влияние как на совместное деформирование многослойной конструкции, так и на перераспределение усилий (напряжений) между слоями. В наибольшей степени такое влияние проявляется на финальных стадиях работы многослойного образца.

2. Предложенный, обоснованный и верифицированный метод моделирования и расчетная технология могут быть приняты в качестве инструментария для теоретического определения параметров упругопластического деформирования многослойных конструкций с обоснованием характеристик предельных состояний для сейсмостойких несущих систем.

## ГЛАВА 4. РАСЧЕТ ПАРАМЕТРОВ, ОПРЕДЕЛЯЮЩИХ ПРЕДЕЛЬНОЕ СОСТОЯНИЕ СТЕНЫ КАМЕННО-МОНОЛИТНОГО ЗДАНИЯ КАК ЕДИНОГО КОМПОЗИТНОГО МАТЕРИАЛА

### 4.1. Выбор критериев перехода элементов каменно-монолитной стены в различные фазы напряженно-деформированного состояния

Полученные в главе 3 методы построения расчетных диаграмм деформирования элемента каменно-монолитной стены позволяют перейти к решению задачи расчета зданий с каменно-монолитными стенами с использованием пространственных моделей сооружений.

Расчеты сооружений на основные сочетания нагрузок становятся каждодневной задачей, в том числе и с применением нелинейных моделей деформирования конструкций. Расчеты же на особые сочетания нагрузок, особенно с учетом нелинейных свойств материала, являются сложной инженерной задачей.

В настоящее время расчет конструкций зданий на особое сочетание нагрузок с учетом сейсмических нагрузок ведется в соответствии с СП 14.13330 «Строительство в сейсмических районах» [11]. Расчеты проводятся на основе спектрального метода в статической, упругой постановке с использованием заданных нормативных сейсмических нагрузок. Параметром, определяющим возможность конструкций воспринимать внешнее воздействие за пределами упругости, является коэффициент допускаемых повреждений  $K_1$ . Указанный коэффициент характеризует предельное состояние сооружения в зависимости от материала и типа несущих конструкций и уровня повреждений, допускаемого в соответствии с назначением сооружения. Для целей нормирования значения  $K_1$  принимаются по соответствующей таблице. При этом значения коэффициента допускаемых повреждений для каменно-монолитных конструкций зданий в нормах не приведены.

В соответствии с [92] величина коэффициента допускаемых повреждений  $K_1$  определяется следующими зависимостями:

$$\text{при } T > 0,5 \text{ сек.} \quad K_1 = 1/\mu, \quad (4.1)$$

$$\text{при } 0,1 \leq T \leq 0,5 \text{ сек.} \quad K_1 = 1/\sqrt{(2\mu - 1)}, \quad (4.2)$$

$$\text{при } T < 0,1 \text{ сек.} \quad K_1 = 1, \quad (4.3)$$

где  $T$  – период основного тона собственных колебаний несущей системы здания;

$\mu$  – коэффициент пластичности, равный отношению предельных значений деформаций (перемещения, кривизна и т. п.), соответствующих разрушающей нагрузке, и значений деформаций для стадии упругого деформирования (для железобетонных конструкций отношение деформаций, соответствующих разрушающей нагрузке, к деформациям, соответствующим уровню предела текучести арматуры).

Период собственных колебаний основного тона для каменно-монолитных зданий вписывается, как правило, в диапазон  $0,1 \leq T \leq 0,5$  сек., и наибольший интерес представляет зависимость (4.2). Для высоких зданий и сооружений значения  $K_1$  следует определять с учетом зависимости (4.1).

В работах [64; 65; 66; 68; 104] предложено заменить выражение (4.2) на выражение вида:

$$K_1 = 1/(2\mu - 1), \quad (4.4)$$

позволяющее получить величину  $K_1 = 0,125$ , которая установлена нормами из условия обеспечения неразрушения не подлежащей ремонту и восстановлению конструкции. Таким образом, предложенная зависимость (4.4) соответствует физически реализуемой упругопластической работе конструкции.

Оценка величины коэффициента  $K_1$  и критерия перехода различных слоев каменно-монолитной оболочки предполагает определение значений предельных прочностных и деформационных параметров.

Анализ выполненных различными исследователями экспериментов показывает, что предельная величина относительных полных перемещений, после которых наступает необратимое разрушение, равна:  $\varepsilon_{\text{tot}} = 0,75 - 0,85\varepsilon_{\text{max}}$ . [117].

Следует отметить, что объем экспериментальных исследований, выполненных для каменной кладки и многослойных каменно-монолитных стен, незначителен, и для определения обоснованных предельных значений относительных деформаций конструкций, не рассмотренных в настоящей работе, экспериментальные исследования следует продолжить. С учетом этого для дальнейшей работы принято консервативное предельное значение относительных перемещений  $\varepsilon_{tot} = 0,75\varepsilon_{max}$ .

В соответствии с работой [118] для анизотропных материалов значение коэффициента пластичности  $\mu$  может быть получено через отношение величин относительных деформаций, соответствующих полным упругопластическим деформациям  $\varepsilon_{tot}$  к упругим деформациям  $\varepsilon_{el}$ :

$$\mu_{lim} = \varepsilon_{tot}/\varepsilon_{el}. \quad (4.5)$$

С учетом ограничений предельной величины относительных деформаций, по условиям сохранности ограждающих слоев, предельная величина коэффициента пластичности для каменной кладки в условиях двухосного напряженного состояния будет равна:

$$\mu_{lim} = \frac{0,75\varepsilon_{max}}{\varepsilon_{el}} = 0,75\mu_{max}. \quad (4.6)$$

Тогда

$$K_1 = 1/(2\mu_{lim} - 1). \quad (4.7)$$

Относительная деформация  $\varepsilon_{el}$  соответствует уровню нагрузок 0,6–0,8 от максимальной нагрузки, а полная деформация  $\varepsilon_{tot}$  берется как полная предельная деформация бетонного деформированного слоя слоистой конструкции.

При этом значения указанных параметров для железобетона хорошо изучены, приведены, в частности, в работах [14; 176]. Параметры и механизмы пластического деформирования каменной кладки приводятся, в частности, в работах [12; 64; 66; 68; 95].

В работах [64; 68] установлено, что «...пластическое деформирование кладки реализуется при физически линейной работе базовых материалов — кирпича и раствора. Пластические свойства каменной кладки в условиях двухосного напряженного состояния определяются процессами, происходящими в узлах контактного взаимодействия кирпича и раствора в горизонтальных и вертикальных швах. К минимизации разрушений в контактной зоне приводит повышенный уровень адгезионной прочности, при котором процесс формирования локальных разрушений смещается из узлов контакта базовых материалов непосредственно в кирпич и раствор» [64].

«Детализация схем формирования разрушений по различным видам критериев прочности показывает, что важнейшим фактором, определяющим весь процесс пластической фазы деформирования каменной кладки при плоском напряженном состоянии, является механизм локальных разрушений в зоне взаимодействия кирпича и раствора в горизонтальном шве по схемам «отрыв и срез при действии растягивающих напряжений» (критерий типа 3) и «срез при действии сжимающих напряжений» (критерий типа 4)» [68].

«Анализ процессов повреждений в адгезионном слое горизонтальных швов показывает, что с увеличением адгезионной прочности формируется особый характер генерации локальных разрушений в узле взаимодействия кирпича и раствора — их объем кратно снижается. Происходит смещение процесса разрушений из узла взаимодействия кирпича и раствора в базовые материалы кладки, а такое изменение зон формирования разрушений приводит к изменению общего объема пластической фазы деформаций образца. Следовательно, высокий уровень адгезионной прочности приводит к повышению несущей способности каменной кладки в условиях двухосного напряженного состояния, но при этом значительно уменьшается ее пластичность. Для слоистых конструкций адгезионные механизмы взаимодействия в кладке не являются параметрами, определяющими работу кладочного слоя в составе слоистой конструкции. Ключевую роль играют условия взаимодействия и взаимовлияния отдельных слоев в составе конструкционного многослойного материала» [68].



Результаты осуществленных расчетов, экспериментальных исследований, выполненных автором, и в работах [156; 165; 166] анализ поведения кладочных слоев каменно-монолитных стен при двухосном напряженном состоянии и повышающемся уровне нагружения приводит к выводу о справедливости и достоверности выше обозначенных заключений и наличии резервов несущей способности кладки за счет повышения адгезии и сцепления на контакте бетонного и кладочных слоев. Установлено, что данный эффект присутствует при сохранении совместности деформирования слоев.

Поэтому третьим значимым критерием, определяющим пластические свойства и стадии напряженно-деформированного состояния каменно-монолитной стены, является предел совместности работы слоев.

Его величина, очевидно, зависит от многих параметров. Этими параметрами являются деформативность материала кладки, бетонного слоя, качество поверхности кладочного слоя, соблюдение технологии производства работ, температура окружающей среды.

Анализ показывает, что достоверным деформационным критерием совместности работы слоев может являться разница относительных деформаций  $\varepsilon_d$ , равная предельной относительной деформации для слоя с наименьшим значением  $\varepsilon_{tot}$ .

В соответствии с работами [44; 104; 105; 106], показатель  $\varepsilon_d$  с учетом предельной работы кирпичной кладки следует принять равным 0,0015–0,0022,  $\varepsilon_d$  для кладочных слоев с учетом не повреждаемости и упругой работы составляет 0,0009–0,0011.

#### **4.2. Определение значений коэффициента допускаемых повреждений для расчета зданий с многослойными стенами в частотной области**

В настоящем разделе приведен пример вариантов оценки напряженно-деформированного состояния конструкции. Схема определения критериев перехода элементов каменно-монолитной стены в различные напряженно-

деформированные состояния  $\varepsilon_{el}$  и  $\varepsilon_d$ , а также коэффициента допускаемых повреждений  $K_I$  приведена на рисунке (Рисунок 4.1).

С учетом результатов, полученных в работах [61; 62; 64; 67; 94; 95; 154; 156; 165; 166], испытаний, приведенных в главе 2, результатов верификации метода расчета фрагмента многослойной стены, полученных в главе 3, установлен диапазон относительной упругой работы многослойной конструкции из бетонного и кирпичного слоев: 0,6–0,8 от разрушающей нагрузки. Для определения значений коэффициента допускаемых повреждений предлагается три расчетных варианта. Расчетный вариант 1 предполагает начало работы конструкций в пластической стадии на уровне 0,6 от разрушающей нагрузки, расчетный вариант 2 предполагает начало работы конструкций в пластической стадии на уровне 0,8 от разрушающей нагрузки (Рисунок 4.1). Третий расчетный вариант не предполагает пластической работы конструкции, и упругие деформации соответствуют предельным. Такой подход продиктован указаниями таблицы (Таблица 1.1) и соответствует трем уровням допускаемой повреждаемости конструкций.

Как результат, применение такого подхода позволяет запроектировать конструкцию исходя из условий: обеспечения отсутствия повреждений (вариант 3), умеренных повреждений (вариант 2), значительных повреждений (вариант 1).

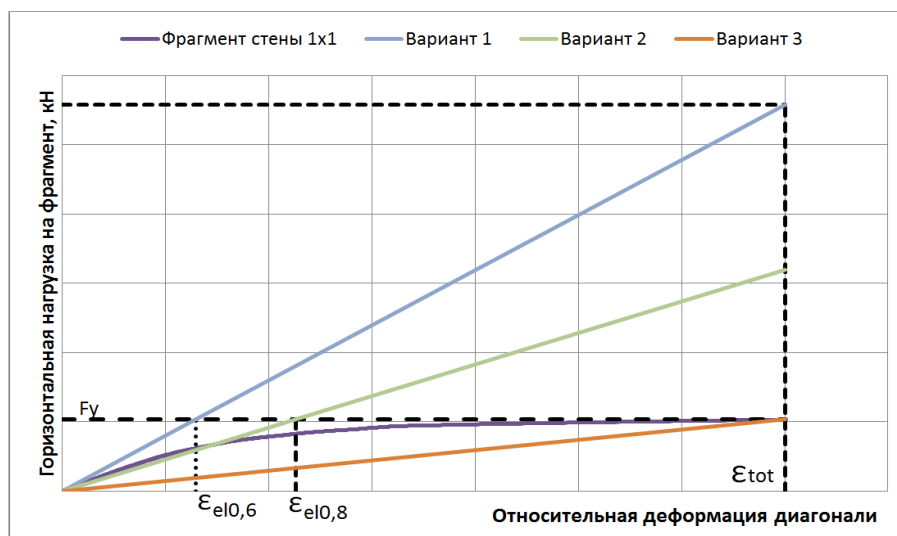


Рисунок 4.1 – Диаграмма деформирования элемента стены, моделирующего трехслойный фрагмент каменно-моноклитной стены и предлагаемый метод оценки коэффициентов допускаемых повреждений в зависимости от условного материала приведенного слоя

Соответственно:

– для расчетного варианта 1 за упругие примем относительные деформации  $\varepsilon_{el0,6}$ ;

– для расчетного варианта 2 за упругие примем относительные деформации  $\varepsilon_{el0,8}$ ;

– для секущей жесткости (расчетный вариант 3) относительные деформации  $\varepsilon_{el} = \varepsilon_{tot}$ .

Для учета пластической работы материала следует определить значения коэффициента  $K_1$  для различных случаев моделирования напряженно-деформированного состояния конструкции.

При расчете на сейсмическое воздействие в диапазоне периодов собственных колебаний, соответствующих зданиям этажностью 5–12 этажей ( $T = 0,1–0,5$  с), коэффициент  $K_1$  принимается:

$$K_1 = \frac{1}{2\mu_{lim}-1}.$$

Для расчетного варианта 3 применение дополнительных коэффициентов, учитывающих повреждения сооружения, не требуется. Но результатом расчета будет являться состояние конструкций, не допускающее развития пластических деформаций, что является достаточно консервативным подходом.

Таким образом, жесткость для однородного моделирующего материала соответственно для случаев 1, 2, 3 составит:  $E_1 I = \frac{Fy}{\varepsilon_{el1}}$ ;  $E_2 I = \frac{Fy}{\varepsilon_{el2}}$ ;  $E_3 I = \frac{Fy}{\varepsilon_{el3}}$ , где  $I$  – момент инерции основания стены в плане.

По результатам анализа, выполненного в диссертационной работе, были получены значения коэффициентов допускаемых повреждений  $K_I$  для определения сейсмических нагрузок двумя способами.

При первом способе задается сформированный с использованием предложенного метода конечный элемент, деформационные характеристики которого соответствуют рассматриваемому предельному состоянию конструкций здания (по ограничению повреждений или по обеспечению минимального уровня

безопасности людей), и задается соответствующее значение коэффициента допустимых повреждений  $K_I$ .

При втором способе в расчетной модели задается значение секущей жесткости, соответствующее достижению особого предельного состояния конструкцией стены по прочности или устойчивости.

### 4.3. Результаты расчета коэффициента допустимых повреждений $K_I$ для условного фрагмента трехслойной стены

Значения коэффициентов допустимых повреждений  $K_I$  были определены для фрагмента многослойной стены со следующими характеристиками: наружный слой – кладка толщиной 120 мм, железобетон толщиной 150 мм, кирпичная кладка толщиной 240 мм, размер фрагмента  $1 \times 1$  м, кладка наружных слоев принята из кирпича марки М75, раствор марки М100. Класс бетона внутреннего слоя В25.

Приведенные значения относительных деформаций на диаграммах деформирования диагоналей фрагментов каменной кладки (Рисунки 4.3, 4.10, 4.11) заведомо завышены сверх предельных значений для оценки момента расслаивания, если оно может возникнуть для слоев с приведенными характеристиками.

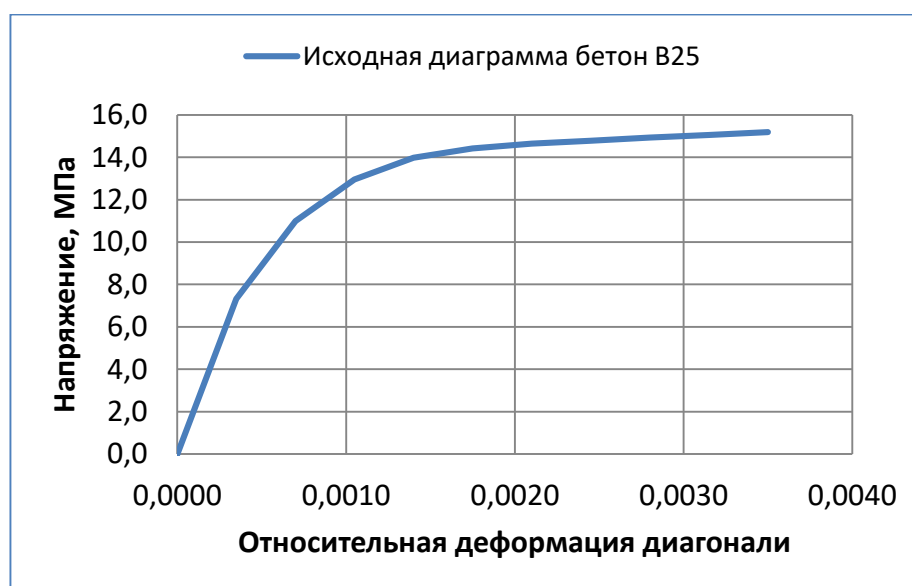


Рисунок 4.2 – Исходная диаграмма «напряжения – деформации» для бетона класса В25

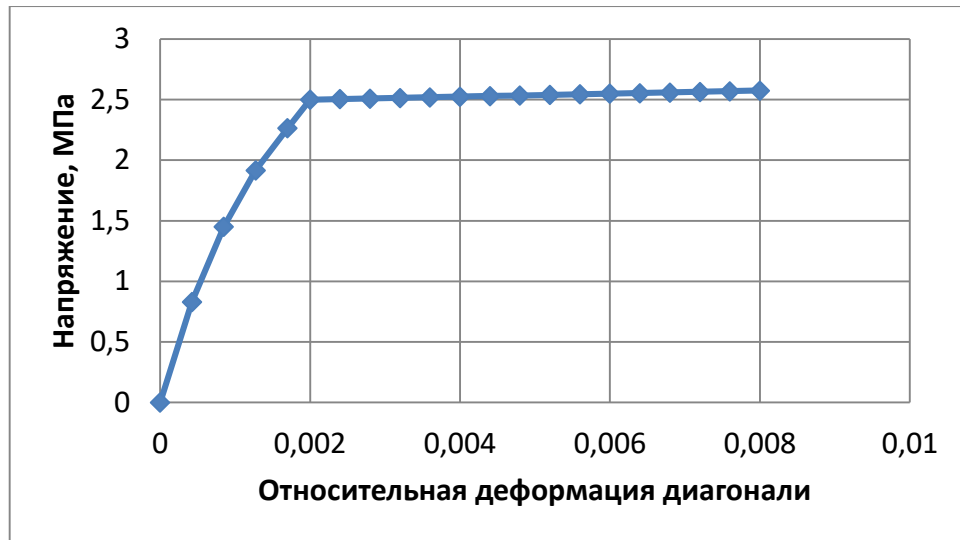


Рисунок 4.3 – Исходная диаграмма «напряжения – деформации» для кирпичной кладки с расчетным сопротивлением  $R = 1,5$  Мпа

Алгоритм расчета элементов приведен в разделе 3.3. По результатам расчета получена диаграмма деформирования для многослойного конструктивного элемента стены. На графиках (Рисунок 4.4) приведено распределение нагрузки по слоям: синий цвет – на слой кирпича толщиной 120 мм; красный цвет – кирпича толщиной 240 мм; зеленый – железобетона В25 толщиной 150 мм; фиолетовый – результирующая диаграмма несущей способности фрагмента).

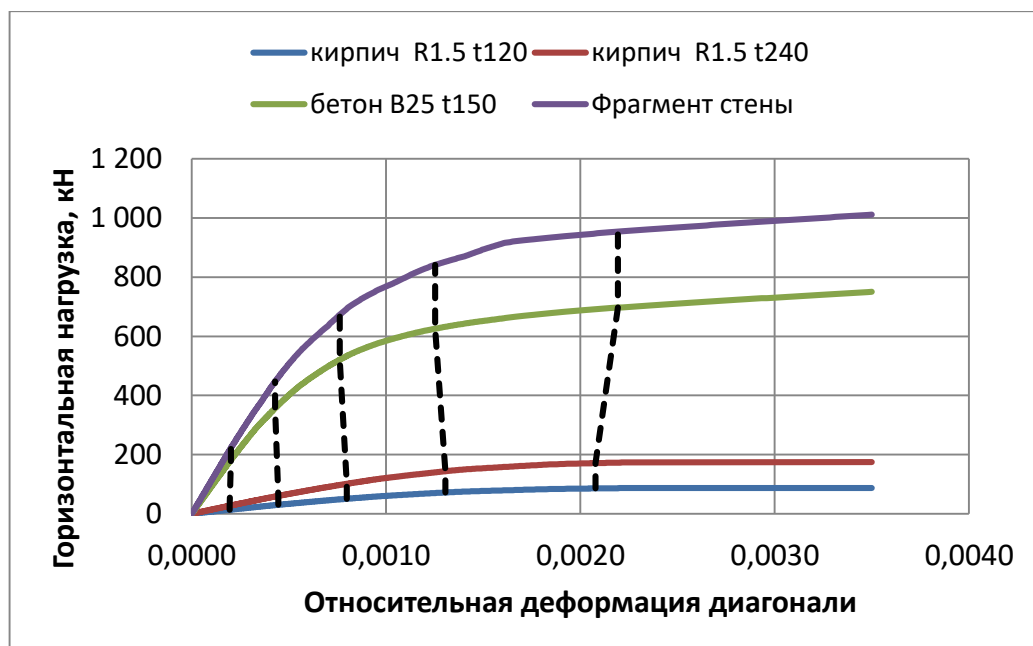


Рисунок 4.4 – Зависимость относительной деформации диагонали слоя от нагрузки на слой и результирующая диаграмма несущей способности фрагмента

Следует отметить, что суммирование несущей способности для диаграмм проводится не на равных значениях относительных деформаций, а для значений послойно воспринимаемых нагрузок, соответствующих каждому шагу нагружения. Относительные деформации для результирующей диаграммы принимаются равными относительным деформациям бетонного (железобетонного) слоя. Пунктиром на графиках показаны соответствующие одинаковому шагу приращения нагрузки относительные деформации и горизонтальные силы, приходящиеся на каждый из слоев.

На рисунке (Рисунок 4.5) приведено распределение доли приращения нагрузки по каждому слою от суммарной нагрузки на фрагмент (синий – доля пошаговой нагрузки на слой кирпича толщиной 120 мм; красный – на слой кирпича толщиной 240 мм; зеленый – на слой бетона толщиной 150 мм. Наглядно представлен вклад кирпичных слоев в несущую способность фрагмента стены.

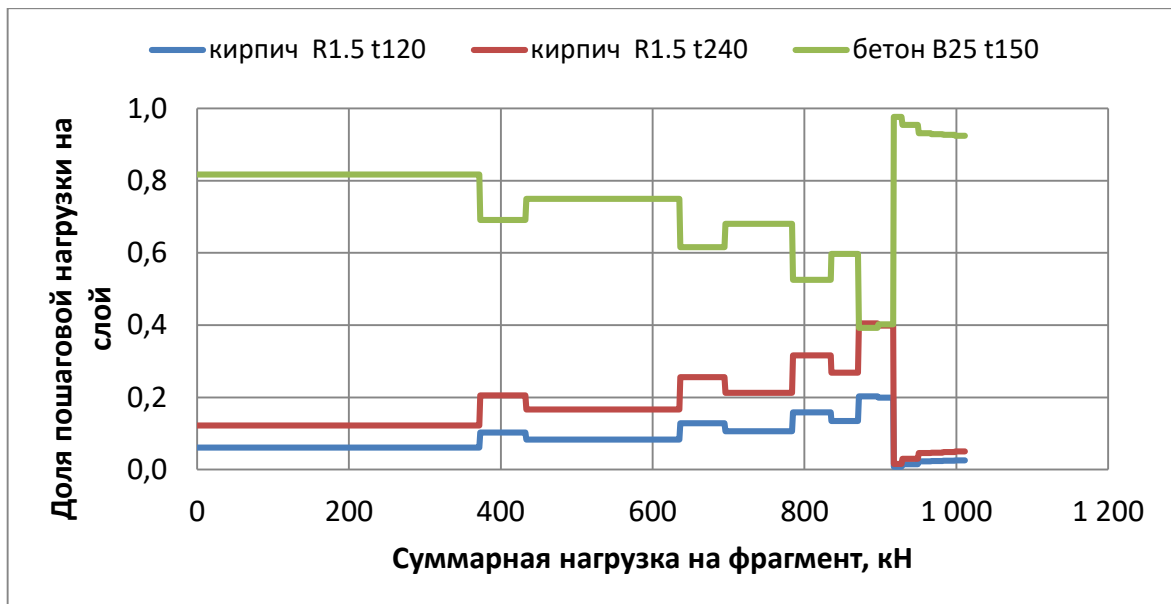


Рисунок 4.5 – Распределение доли приращения нагрузки по каждому слою от суммарной нагрузки на фрагмент

С использованием результирующих зависимостей, приведенных на рисунке (Рисунок 4.6), становится возможным определить значения коэффициента допускаемых повреждений  $K_I$ .

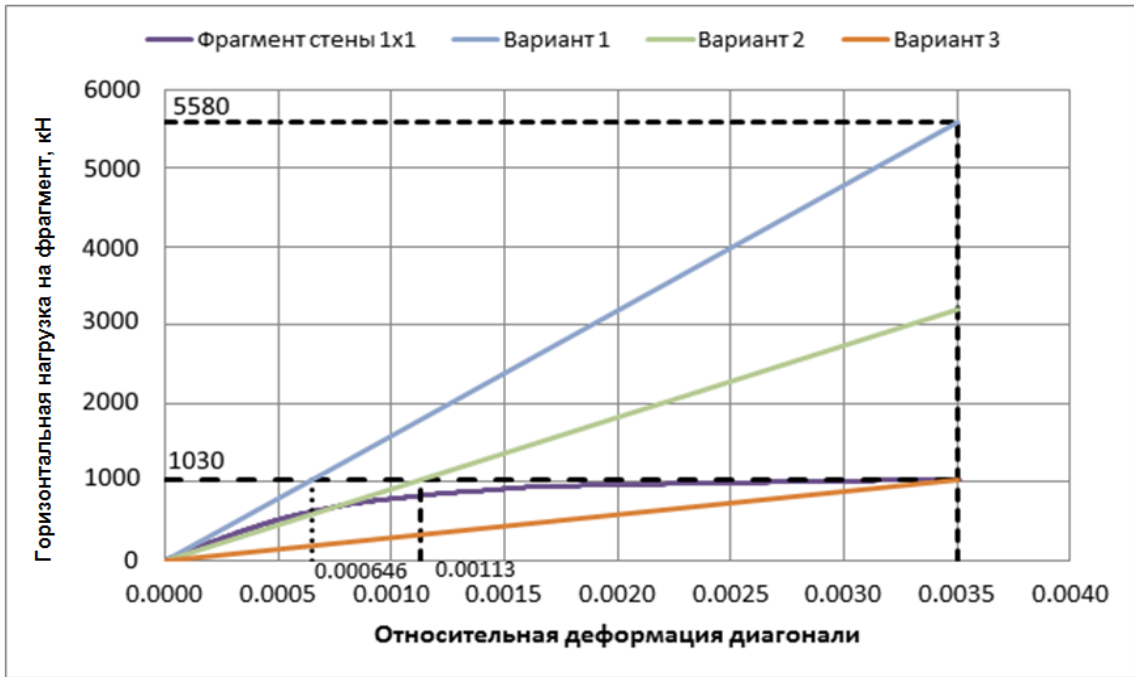


Рисунок 4.6 – Характеристики фрагмента стены. Определение коэффициента допускаемых повреждений  $K_1$  для расчетных вариантов 1, 2, 3

Предельное значение нагрузки, воспринимаемое сечением фрагмента стены, для принятой комбинации слоев составляет 1030 кН. Для расчетного варианта 1 величина нагрузки, соответствующая 0,6 от предельного значения нагрузки, воспринимаемой сечением фрагмента стены, составляет 618 кН, упругая относительная деформация составит:  $\varepsilon_{el0,6} = 0,000646$ .

Для расчетного варианта 2 величина нагрузки, соответствующая 0,6 от предельного значения нагрузки, воспринимаемой сечением фрагмента стены, составляет 824 кН, упругая относительная деформация составит  $\varepsilon_{el0,8} = 0,00113$ . Для расчетного варианта 3 упругая относительная деформация составит  $\varepsilon_{el3} = 0,0035 = \varepsilon_{tot}$

Определим коэффициенты  $K_1$  для вариантов многослойной конструкции. При условии, что периоды собственных колебаний сооружения находятся в наиболее распространенном диапазоне 0,1–0,5 с.:

$$K_1 = \frac{1}{2\mu_{lim} - 1}.$$

Для расчетного варианта 1 значение  $K_1$  составит:

$$\varepsilon_{el} = 0,000646;$$

$$\varepsilon_{tot} = 0,0035;$$

$$\mu_{lim} = \frac{0.75\varepsilon_{tot}}{\varepsilon_{el}} = 0.75\mu_{max} = 4,06;$$

$$K_1 = 0,14.$$

Для расчетного случая 2 значение  $K_1$  составит:

$$\varepsilon_{el} = 0,00113; \varepsilon_{tot} = 0,0035; \mu_{lim} = 2,323; K_1 = \frac{1}{2*2,323-1} = 0,27.$$

Жесткость приведенного материала ( $F/\varepsilon$ ) составит, соответственно, для расчетных вариантов 1, 2, 3:  $E_1I = 956656,3$  кН;  $E_2I = 729203,5$  кН;  $E_3I = 294285,7$  кН.

Оценивая полученные значения, можно сделать выводы о достаточно высоком уровне сходимости значений коэффициентов со значениями, определенными нормативным документом СП 14.13330.

Для использования в дальнейших расчетах целесообразно привести результаты к зависимости «напряжение – относительная деформация». Для этого необходимо назначить приведенную толщину слоя. При расчете коэффициента допускаемых повреждений и назначении модуля деформации приведенного материала по расчетным вариантам 1–3 приведенная толщина назначается в диапазоне 0,15–0,64 м. В данном примере условный материал приводим к толщине 200 мм, соответствующей обычному сечению железобетонной стены. Полученные зависимости для каждого слоя в отдельности и фрагмента в целом приведены на рисунке (Рисунок 4.7). При этом исходные диаграммы деформирования кирпичных слоев совпадают, так как в обоих слоях использованы одинаковые по прочности материалы.



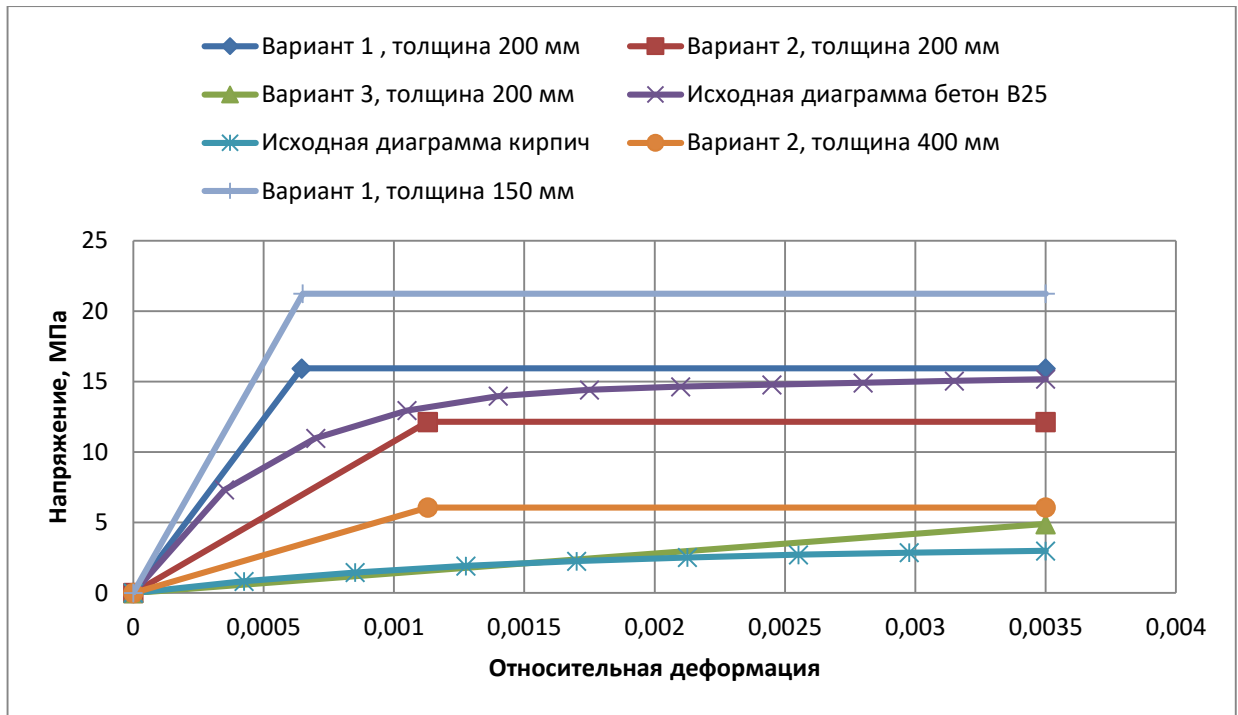


Рисунок 4.7 – Зависимости «напряжение – относительная деформация диагонали» для задания конечного элемента фрагмента в целом, с учетом назначенной приведенной толщины стены 150 мм (вариант 1), 200 мм (варианты 1, 2, 3) и 400 мм (вариант 2)

Следует учесть, что вариант 1 предполагает наименьшее значение расчетных сейсмических нагрузок. Как следствие, для этого варианта характерны минимальные расчетные деформации (в пределах  $\varepsilon_{el} = 0,0007$ ). При этом параметры фонового сейсмического воздействия для всех трех случаев будут идентичны.

В реальности рассчитанный по варианту 1 фрагмент стены получит при сейсмическом воздействии максимальные повреждения. Вариант 2 является промежуточным, а вариант 3 – максимально надежным. Нужно иметь в виду, что за счет комбинирования жесткости и коэффициента  $K_I$  данный эффект нивелируется и повреждения стен не будут кратны значениям предельных относительных деформаций.

#### 4.4. Оценка возможности расслоения для условного фрагмента трехслойной стены

Для оценки влияния величины межслоевого сцепления на деформирование фрагмента многослойной стены и возможности расслоения фрагмента

трехслойной стены с параметрами, приведенными в таблице (Таблица 4.1), были рассмотрены и рассчитаны фрагменты трехслойных стен с размерами  $1 \times 1$  м.

Таблица 4.1 – Параметры фрагментов стен для оценки межслоевого сцепления

№ фрагмента	Параметры кладки кирпичного слоя		Параметры бетонного слоя		Параметры кладки кирпичного слоя	
	Расчетное сопротивление сжатию, МПа	Толщина, мм	Класс бетона	Толщина, мм	Расчетное сопротивление сжатию, МПа	Толщина, мм
1	1,5	120	B25	150	1.5	240
2	4.0	120	B25	150	1.5	240

Фрагмент № 1 соответствует рассмотренному в разделе 4.3 примеру со следующими характеристиками:

- наружный слой кладки толщиной 120 мм, внутренний – толщиной 240 мм, из кирпича марки М75, раствор марки М100;
- железобетон толщиной 150 мм. Класс бетона внутреннего слоя В25.

Фрагмент № 2, рассматриваемый в настоящем разделе, имеет следующие характеристики:

- кирпичная кладка толщиной 120 мм из кирпича марки М75, раствор марки М100. Расчетное сопротивление кладки 1.5 МПа;
- железобетон толщиной 150 мм. Класс бетона В25;
- кирпичная кладка толщиной 240 мм из кирпича марки М300, раствор марки М200. Расчетное сопротивление кладки 3.9 МПа.

Оценка расслоения производится по результатам анализа зависимости относительной деформации диагонали соответствующего слоя от величины суммарной нагрузки на фрагмент.

Диаграммы, приведенные на рисунках (Рисунки 4.8 и 4.13), позволяют выполнить оценку совместности работы слоев и установить значение внешней нагрузки, при котором условие не выполняется. В данном примере предельная разница между относительными деформациями диагоналей смежных слоев,

принятая в качестве соответствующего критерия в разделе 4.1, составляет  $\varepsilon_d = 0,002$ .

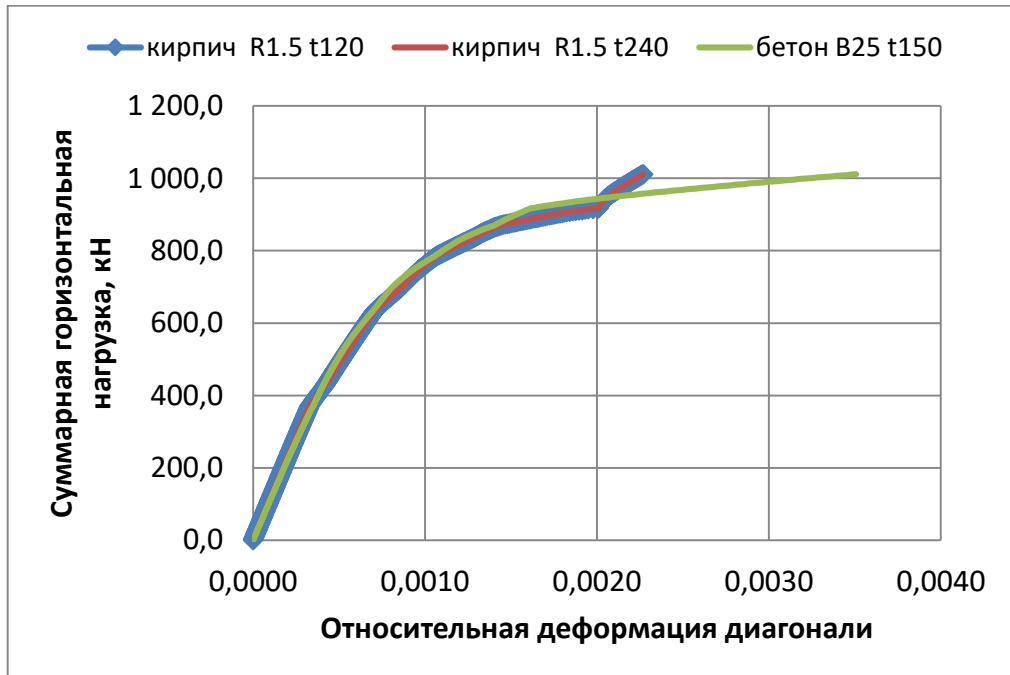


Рисунок 4.8 – Зависимость относительной деформации диагонали соответствующего слоя от суммарной нагрузки на фрагмент № 1. Различия между относительными деформациями слоев составляют 0,00125, что не превышает установленного критерия расслаивания 0,002

Алгоритм построения диаграммы зависимости относительной деформации диагонали соответствующего слоя от суммарной нагрузки для фрагмента 1 и фрагмента 2 аналогичен и подробно рассмотрен в разделах 3.3 и 4.3. Исходные диаграммы для материала слоев приведены на рисунках (Рисунки 4.10–4.12).

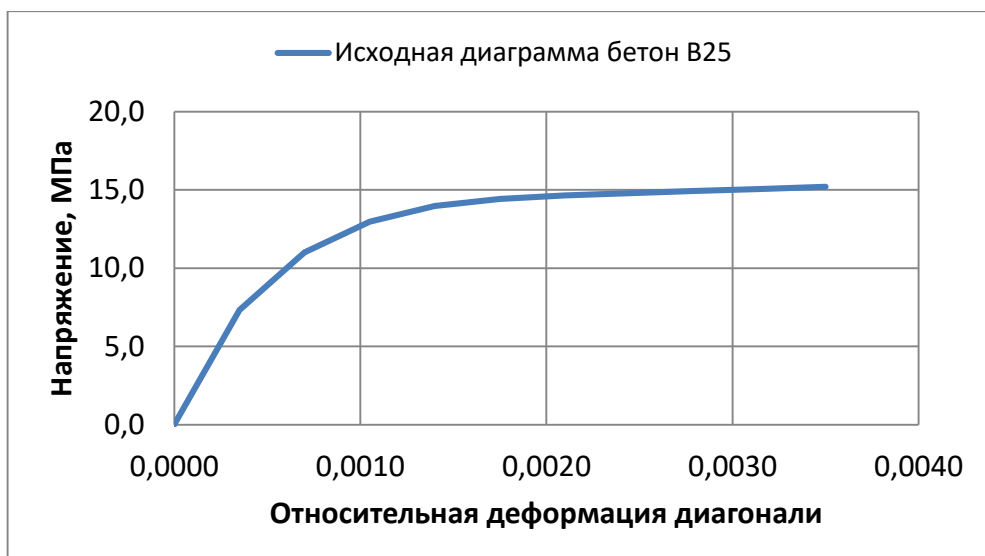


Рисунок 4.9 – Диаграмма «напряжение – относительная деформация диагонали» для бетона класса B25

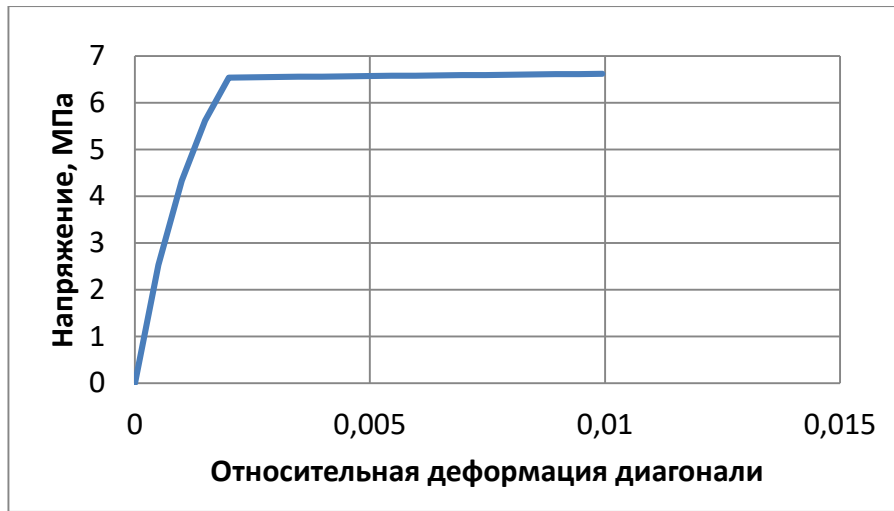


Рисунок 4.10 – Исходная диаграмма «напряжение-относительная деформация диагонали» для кирпичной кладки с расчетным сопротивлением  $R = 3,9$  МПа

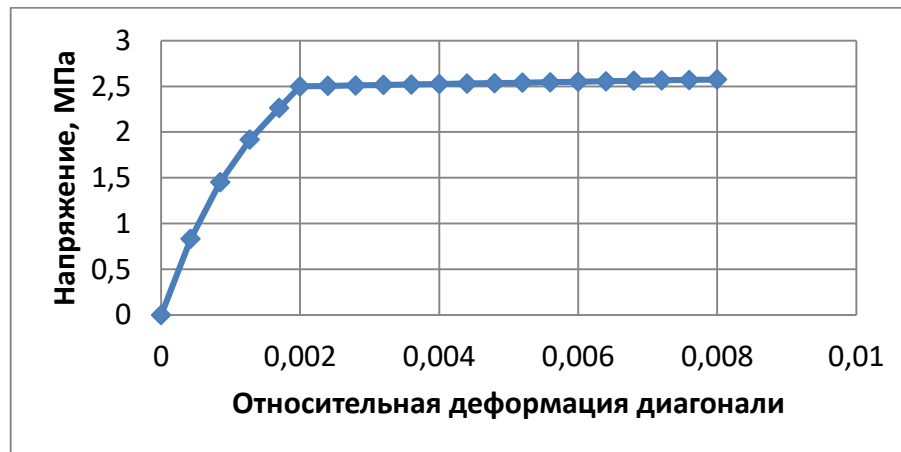


Рисунок 4.11 – Исходная диаграмма «напряжение – относительная деформация» для кирпичной кладки с расчетным сопротивлением  $R = 1,5$  МПа

На рисунке (Рисунок 4.12) приведена результирующая диаграмма зависимости «Горизонтальная нагрузка – относительные деформации» для фрагмента стены № 2 и на его соответствующие слои. Следует отметить, что, по аналогии с фрагментом № 1, суммирование несущей способности для диаграмм проводится не на равных значениях относительных деформаций, а для значений послойно воспринимаемых нагрузок, соответствующих каждому шагу нагружения. Относительные деформации для результирующей диаграммы принимаются равными относительным деформациям бетонного (железобетонного) слоя. Пунктиром на графиках показаны соответствующие одинаковому шагу приращения нагрузки относительные деформации и горизонтальные силы, приходящиеся на каждый из слоев.

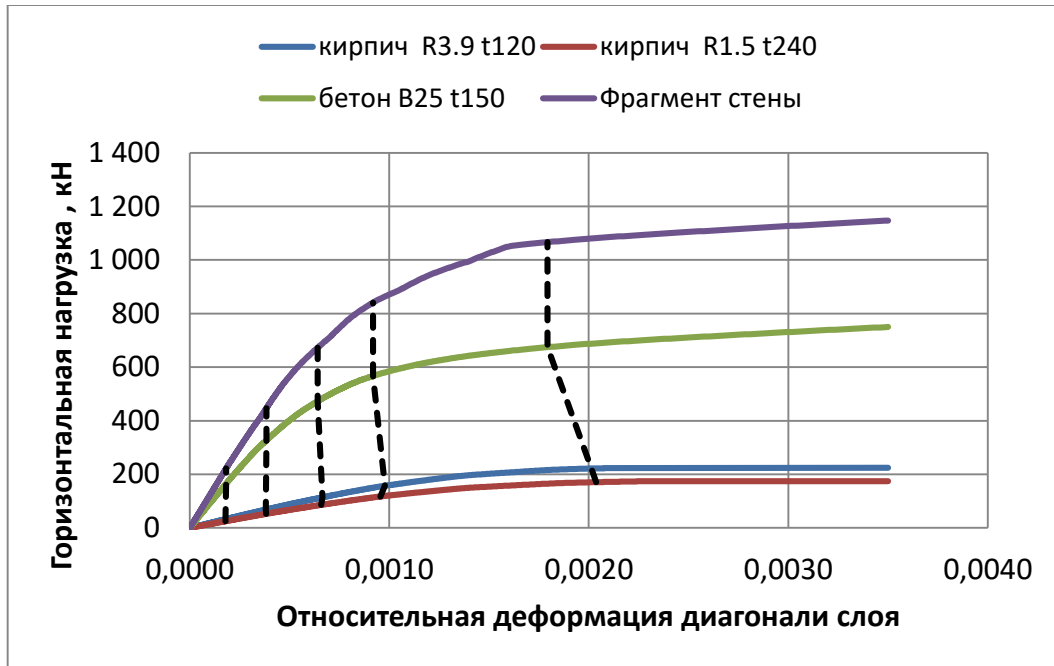


Рисунок 4.12 – Зависимость горизонтальной нагрузки на слой и относительной деформации диагонали: синий – для слоя кирпича толщиной 120 мм; красный – для слоя кирпича толщиной 240 мм; зеленый – для слоя бетона толщиной 150 мм; фиолетовый – результирующая для фрагмента стены № 2

На рисунке (Рисунок 4.13) приведена результирующая диаграмма зависимости «нагрузка – относительные деформации» для фрагмента № 2 и на его соответствующие слои.

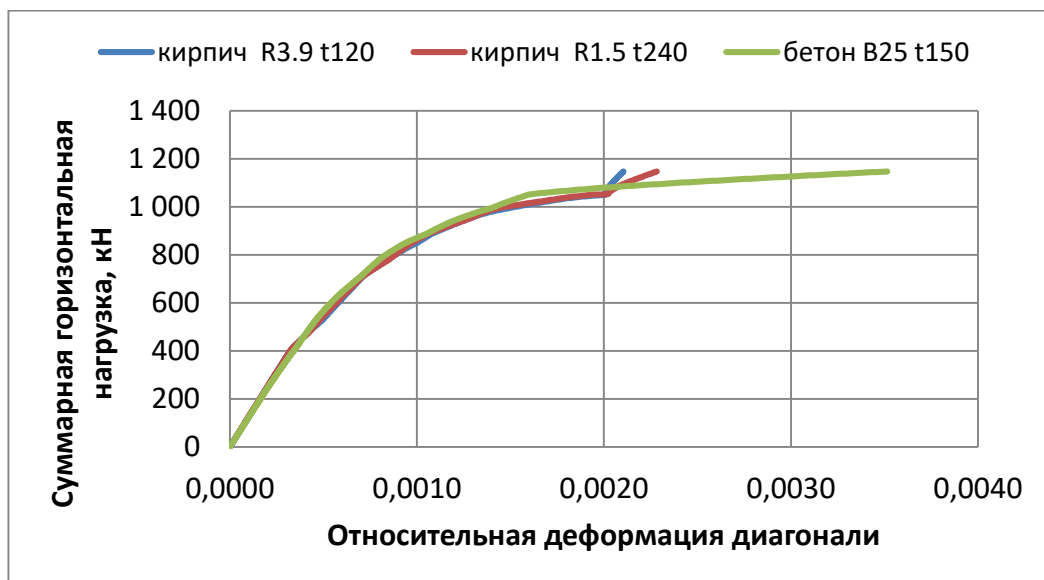


Рисунок 4.13 – Зависимость относительных деформаций диагонали текущего слоя от суммарной горизонтальной нагрузки на фрагмент № 2

Коэффициенты доли от приращения нагрузки, приходящейся на слой фрагмента № 2, приведены на рисунке (Рисунок 4.14). Момент расслоения конструкции, как и в случае с фрагментом № 1, не зафиксирован. Различия в относительных деформациях их диагоналей  $\varepsilon_d$  не достигли предельного допустимого значения 0.002. При этом достигнуты предельные относительные деформации  $\varepsilon_{tot}$  для бетонного слоя и кирпичных слоев.

Процесс пошагового, постепенного перераспределения нагрузки между слоями отчетливо виден на рисунке (Рисунок 4.15), где приведена доля от суммарной нагрузки на фрагмент, приходящаяся на каждый из слоев конструкции.

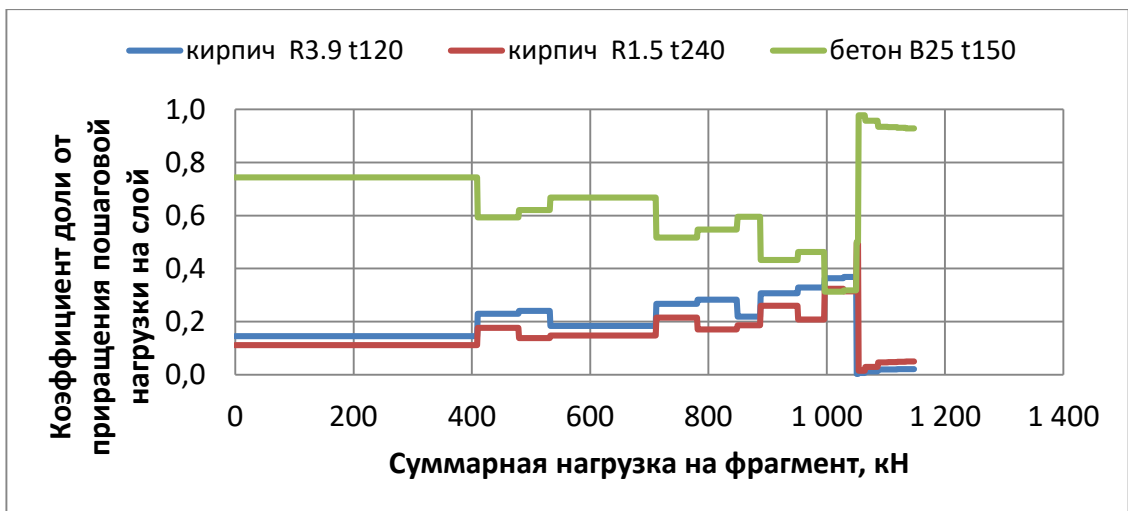


Рисунок 4.14 – Коэффициента доли нагрузки на слой от шага приращения нагрузки на фрагмент № 2

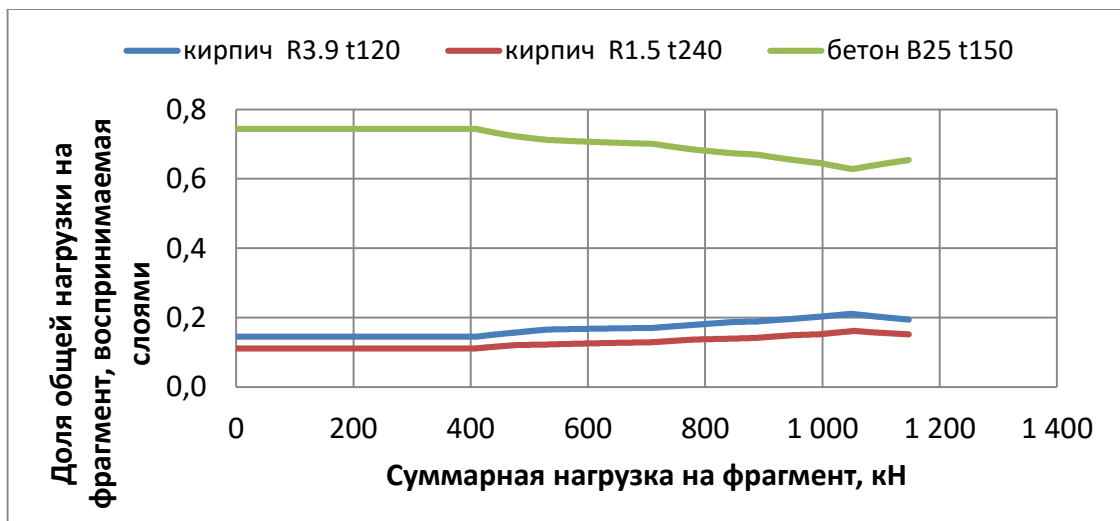


Рисунок 4.15 – Доли суммарной горизонтальной нагрузки на фрагмент № 2, воспринимаемой слоями

#### 4.5. Выводы по главе 4

1. В главе 4 были решены следующие из поставленных по результатам анализа, выполненного в главе 1 настоящей работы, задач:

– определены пластические характеристики многослойных каменно-монолитных конструкций в условиях двухосного напряженного состояния;

– обоснованы параметры предельных состояний многослойных каменно-монолитных конструкций сейсмостойких зданий.

2. В работе подтвержден тот факт, что характер деформирования кирпичных слоев многослойных стен существенно отличается от деформирования однослойных стен из кирпича. Полученные значения предельных относительных деформаций позволяют сделать вывод о практически двукратном увеличении этих показателей.

3. С учетом результатов, полученных ранее в работах [61; 62; 64; 67; 94; 95; 154; 156; 165; 166], испытаний, приведенных в главе 2, результатов верификации метода расчета фрагмента многослойной стены, полученных в главе 3, установлен диапазон относительной упругой работы многослойной конструкции из бетонного и кирпичного слоев 0,6–0,8 от разрушающей нагрузки.

4. В главе 4 предложены подходы, необходимые для определения значений коэффициента допускаемых повреждений  $K_I$  для многослойного конструктивного решения каменно-монолитных стен. Предложенный метод позволяет рассчитать значение коэффициента для любой комбинации слоев многослойного элемента.

5. Расчетным способом, с использованием разработанного в предыдущих главах метода, получены значения коэффициента  $K_I$  для однородного материала, отражающего особенности деформирования многослойной каменно-монолитной стены и соответствующего трем уровням допускаемых повреждений, регламентируемых нормами [11]. Уровни допускаемых повреждений соответствуют значительным, умеренным повреждениям и отсутствию повреждений.

6. Предложен метод комбинирования значений коэффициента  $K_I$  со значением начальной жесткости элемента стены. Метод позволяет компенсировать различия в величинах получаемых сейсмических нагрузок и учесть резервы несущей способности материалов за пределом их упругой работы.

7. Результаты расчетов фрагментов многослойных стен показывают, что вклад кирпичных слоев в работу многослойного фрагмента весьма существенен, величина воспринимаемой ими общей внешней нагрузки составляет 10–30 %.



## ЗАКЛЮЧЕНИЕ

1. Актуальность работы обусловлена целесообразностью повышения надежности сейсмостойких зданий с несущими многослойными каменно-монолитными конструкциями за счет научного обоснования критериев предельных состояний таких конструкций при различных механических характеристиках отдельных слоев с учетом их взаимовлияния и взаимодействия, основой для чего являются выполненные экспериментально-теоретические исследования.

2. По результатам экспериментальных исследований, параметрического и численного анализа многослойных каменно-монолитных конструкций установлено и обосновано:

- наличие эффекта взаимодействия и взаимовлияния слоев из каменной кладки на схему деформирования и несущую способность многослойной конструкции в целом;

- деформационные характеристики многослойных каменно-монолитных конструкций, включая упругую и пластическую фазы, а также значения прочности с учетом различных характеристик отдельных слоев;

- особый режим работы каменных слоев в составе каменно-монолитных конструкций, при котором отсутствует зависимость параметров напряженно-деформированного каменного слоя, включая трещинообразование, от ключевой характеристики каменной кладки сейсмостойких конструкций – величины адгезионной прочности взаимодействия кирпича и раствора, что определяется совместной работой каменных слоев и слоя из монолитного бетона (железобетона).

3. На основании результатов проведенных исследований сделан вывод о том, что при совместной работе бетонного и кирпичного слоя бетонный слой работает наиболее эффективно в паре с менее жестким кирпичным слоем, но воспринимаемая при этом нагрузка на 10–30 % меньше, чем для стен с прочными кирпичными слоями. Разработана и верифицирована математическая модель

многослойной каменно-монолитной конструкции, учитывающая экспериментально установленные особенности как отдельных слоев, так и многослойной конструкции в целом в условиях двухосного напряженного состояния.

4. Предложенный метод расчета каменно-монолитных стен позволяет находить корректные параметры «эквивалентных» многослойных конструкций слоев бетона. Кроме того, метод позволяет учесть повышенные резервы несущей способности бетонного слоя конструкции при работе совместно с материалами кладочных слоев с различными параметрами. При представленном в работе подходе к расчету многослойных стен график зависимости «горизонтальная нагрузка – деформация диагонали» имеет ступенчатую структуру. Это иллюстрирует перераспределение доли нагрузки на каждый слой в процессе расчета с использованием предложенного метода.

5. Выполненное сопоставление показало, что предлагаемый метод моделирования конструкций слоистых стен в целом более универсален, чем существующие на сегодня, и позволяет определять расчетное значение армирования стен автоматизированно, в программном варианте. Предлагаемый метод дает возможность расчета несущей способности стен из кладки низких марок и усиленных торкретбетоном каменных конструкций.

6. В работе выполнены численные исследования упругопластического деформирования и разрушения моделей-фрагментов многослойных каменно-монолитных стен в условиях двухосного напряженного состояния. Результаты численных исследований имеют в целом хорошую корреляцию с результатами физических экспериментов, выполненных автором. Корреляция наблюдается как по величине несущей способности, так и по схеме деформирования в условиях двухосного напряженного состояния.

7. В работе получены новые результаты, в соответствии с которыми установлены:

– характер процессов деформирования, включая упругую и пластическую фазы, и разрушения образцов;

– механизм формирования пластических деформаций, который определяется процессами взаимовлияния и взаимодействия отдельных слоев многослойной конструкции вплоть до момента их разрушения;

– степень влияния на процесс упругопластического деформирования, включая величину пластической фазы, характеристик отдельных слоев и параметров их взаимодействия;

– научно обоснованные характеристики (коэффициенты) пластичности многослойных каменно-монолитных конструкций для условий двухосного напряженного состояния и связь параметров пластичности с характеристиками отдельных слоев;

– научно обоснованные характеристики предельных состояний (коэффициенты допускаемых повреждений  $K_I$ ) для многослойных каменно-монолитных конструкций сейсмостойких зданий при различных механических характеристиках отдельных слоев. Полученные значения ( $K_I = 0,14$  для случая допущения значительных повреждений и  $K_I = 0,27$  для умеренных повреждений при сейсмическом воздействии) позволяют реализовать потенциал каменной кладки в многослойной стеновой системе и выполнять расчеты с использованием нормативных подходов спектральным методом.

**Перспективы дальнейшей разработки темы.** Представляет практический интерес параметрический анализ значений сейсмических нагрузок с учетом различного конструктивного решения каменно-монолитных стен здания, в частности, при изучении особенностей поведения кладок из различных блоков, усиленных кладок, легких и поризованных бетонов как материала внутреннего слоя.

**Основные положения диссертации изложены в рецензируемых журналах, включенных в перечень ВАК при Минобрнауки России:**

1. Бубис, А. А. Метод расчета многослойных каменно-монолитных стен с учетом работы всех слоев конструкции, в том числе на сейсмическую нагрузку / А. А. Бубис // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. – 2017. – № 1. – С. 47–54.

2. Бубис, А. А. Верификация методики расчета фрагментов стен на сейсмическую нагрузку / А. А. Бубис // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. – 2015. – № 6. – С. 21–27.

3. Бубис, А. А. Математическое моделирование многослойных стен / А. А. Бубис // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. – 2015. – № 6. – С 27–33.

4. Динамические испытания фрагмента с применением конструктивного решения стен из газобетонных блоков / А. А. Бубис, А. Е. Петросян, Н. О. Петряшев, С. О. Петряшев, В. С. Поляков // Сейсмостойкое строительство. – Безопасность сооружений. – 2015. – № 2. – С. 15–28.

## СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Об утверждении государственной программы Российской Федерации «Обеспечение доступным и комфортным жильем и коммунальными услугами граждан Российской Федерации» [Электронный ресурс]: Постановление Правительства РФ от 30.12.2017 № 1710 (ред. от 31.12.2019) (с изм. и доп., вступ. в силу с 07.01.2020). – Доступ из справ.-правовой системы «КонсультантПлюс».
2. О федеральной целевой программе «Повышение устойчивости жилых домов, основных объектов и систем жизнеобеспечения в сейсмических районах Российской Федерации на 2009–2018 годы [Электронный ресурс]: Постановление Правительства РФ от 23.04.2009 № 365 (с изм. и доп.) (прекратило действие). – Доступ из справ.-правовой системы «КонсультантПлюс».
3. ГОСТ 27751–2014. Межгосударственный стандарт. Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения [Электронный ресурс]: введен в действие Приказом Росстандарта от 11.12.2014 № 1974-ст. – Доступ из справ.-правовой системы «КонсультантПлюс».
4. ГОСТ 530–2007. Кирпич и камень керамические. Общие технические условия [Электронный ресурс]: введен в действие Приказом Ростехрегулирования от 24.09.2007 № 248-ст. – Доступ из справ.-правовой системы «КонсультантПлюс».
5. ГОСТ 8462–85. Материалы стеновые. Методы определения пределов прочности при сжатии и изгибе [Электронный ресурс]: утв. Постановлением Госстроя СССР от 18.01.1985 № 11. – Доступ из справ.-правовой системы «КонсультантПлюс».
6. СН 8-57. Нормы и правила строительства в сейсмических районах : утв. 09.08.1957 / Гос. ком-т Совета Министров СССР по делам строительства. – М. : Госстройиздат, 1957. – 104 с.
7. СНИП II-22-81. Каменные и армокаменные конструкции [Электронный ресурс]: утв. Постановлением Госстроя СССР от 31.12.1981 № 292 (ред. от 29.05.2003). – Доступ из справ.-правовой системы «КонсультантПлюс».

8. СНиП II-7-81. Строительство в сейсмических районах. Нормы проектирования / Госстрой СССР. – М. : Стройиздат, 1982. – 48 с.

9. СНиП II-7-81\*. Строительные нормы и правила. Строительство в сейсмических районах [Электронный ресурс] : утв. Постановлением Госстроя СССР от 15.06.1981 № 94 (ред. от 27.12.1999). – Доступ из справ.-правовой системы «КонсультантПлюс».

10. СНиП 82-02-95. Федеральные ( типовые ) элементные нормы расхода цемента при изготовлении бетонных и железобетонных изделий и конструкций : принят Постановлением Минстроя РФ от 01.12.1995 № 18-101. – М. : Минстрой России, ФГУП ЦПП, 1996.

11. СП 14.13330.2018. Свод правил. Строительство в сейсмических районах. Актуализированная редакция СНиП II-7-81\* [Электронный ресурс] : утв. и введен в действие Приказом Минстроя России от 24.05.2018 № 309/пр. – Доступ из справ.-правовой системы «КонсультантПлюс».

12. СП 15.13330.2012. Свод правил. Каменные и армокаменные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-22-81\* [Электронный ресурс] : утв. Приказом Минрегиона России от 29.12.2011 № 635/5 (ред. от 28.01.2019). – Доступ из справ.-правовой системы «КонсультантПлюс».

13. СП 50.13330.2012. Свод правил. Тепловая защита зданий. Актуализированная редакция СНиП 23-02-2003 [Электронный ресурс] : утв. Приказом Минрегиона России от 30.06.2012 № 265 (ред. от 14.12.2018). – Доступ из справ.-правовой системы «КонсультантПлюс».

14. СП 63.13330.2012. Свод правил. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003 [Электронный ресурс] : утв. Приказом Минрегиона России от 29.12.2011 № 635/8 (ред. от 19.10.2017). – Доступ из справ.-правовой системы «КонсультантПлюс».

15. Аграновский, В. Д. О расчете прочности железобетонных перемычек и стен на поперечную силу / В. Д. Аграновский // Монолитное домостроение. – М. : ЦНИИЭП жилища, 1982. – С. 51–57.

16. Адаптивные системы сейсмической защиты сооружения / Я. М. Айзенберг, А. И. Нейман, А. Д. Абакаров [и др.] ; отв. ред. С. В. Медведев. – М. : Наука, 1978. – 248 с.

17. Айзенберг, Я. М. Анализ сейсмической реакции нелинейных систем с изменяющимися в процессе разрушения параметрами / Я. М. Айзенберг // Сейсмостойкость зданий и сооружений. – М. : Стройиздат, 1970. – Вып. 14. – С. 59–72.

18. Айзенберг, Я. М. Высокосейсмостойкие здания с эффективными трехслойными и многослойными стенами / Я. М. Айзенберг, В. И. Смирнов // Бюллетень строительной техники. – 1999. – № 9. – С. 31–33.

19. Айзенберг, Я. М. Генерирование ансамбля расчетных акселерограмм квазиземлетрясений / Я. М. Айзенберг, С. В. Ульянов // Труды III Европейского симпозиума по сейсмостойкому строительству. – София : Изд-во АН БНР, 1970. – С. 214–220.

20. Айзенберг, Я. М. Динамические испытания системы с выключающимися связями и упорами-ограничителями / Я. М. Айзенберг, М. М. Деглина // Сейсмостойкое строительство : реф. сборник. – М. : ЦИНИС, 1977. – Вып. 1. – С. 18–22.

21. Айзенберг, Я. М. Метод оптимизации параметров здания при ограничении максимальных сейсмических перемещений нижнего этажа / Я. М. Айзенберг, В. К. Папелишвили // Сейсмостойкое строительство : реф. сборник. – М. : ЦИНИС, 1974. – Вып. 5. – С. 7–13.

22. Айзенберг, Я. М. Новые системы сейсмической защиты зданий на БАМ / Я. М. Айзенберг, М. М. Деглина, В. И. Смирнов // III Всесоюзная конференция по проблемам хозяйственного освоения зоны БАМ. – М. : [б. и.], 1981. – С. 50–52.

23. Айзенберг, Я. М. О критериях оптимального проектирования и параметрах предельных состояний сооружений при расчетах на сейсмические воздействия / Я. М. Айзенберг, Л. Ш. Килимник // Строительная механика и расчет сооружений. – 1970. – № 6. – С. 40–44.

24. Айзенберг, Я. М. Разработка алгоритмов и компьютерных программ по расчету на сейсмические нагрузки комбинированных стен с применением недорогих местных строительных материалов / Я. М. Айзенберг [и др.]. – М. : АОЗТ «Хопер», 1994. – 30 с.

25. Айзенберг, Я. М. Регулирование сейсмической реакцией сооружений с деградирующей жесткостью путем регулирования их спектров состояний / Я. М. Айзенберг, В. И. Смирнов // Сейсмостойкое строительство : реф. сборник. – М. : ВНИИИС, 1981. – Вып. 10. – С. 14–19.

26. Айзенберг, Я. М. Сейсмическое воздействие на механическую систему с изменяющимися параметрами / Я. М. Айзенберг // Труды ИФЗ АН СССР. – М. : Наука, 1965. – № 10. – С. 13–18.

27. Айзенберг, Я. М. Сейсмостойкий дом с многослойными энергосберегающими стенами / Я. М. Айзенберг, В. И. Смирнов, Н. П. Пивник // II национальная конференция по сейсмостойкому строительству и сейсмическому районированию (г. Сочи, 14–17 октября 1997 г.) : тезисы докладов. – С. 67.

28. Айзенберг, Я. М. Сооружения с выключающимися связями для сейсмических районов / Я. М. Айзенберг. – М. : Стройиздат, 1976. – 229 с.

29. Айзенберг, Я. М. Управление механизмом неупругих деформаций и повреждений конструкций при сейсмическом воздействии / Я. М. Айзенберг // Строительная механика и расчет сооружений. – 1986. – № 1. – С. 64–68.

30. Айзенберг, Я. М. Управление механизмом развития неупругих деформаций и повреждений конструкций для железобетонных монолитных зданий / Я. М. Айзенберг, А. Д. Дугричилов // Проблемы комплексной застройки южного берега Крыма: материалы конференции (г. Симферополь, 3–5 октября 1988 г.). – Том I. – Симферополь : [б. и.], 1988.

31. Андреев, О. О. Уроки землетрясения. Общие выводы / О. О. Андреев, В. И. Ойзерман // Карпатское землетрясение 1986 г. ; под ред. А. В. Друмя, Н. В. Шебалина, Н. Н. Складнева, С. С. Графова, В. И. Ойзермана. – Кишинев : Штиинца, 1990. – С. 323–325.

32. Андреев, О. О. Уроки землетрясения. Предложения для учета



в нормативных документах / О. О. Андреев, В. И. Ойзерман // Карпатское землетрясение 1986 г. ; под ред. А. В. Друмя, Н. В. Шебалина, Н. Н. Складнева, С. С. Графова, В. И. Ойзермана. – Кишинев : Штиинца, 1990. – С. 325–329.

33. Андреев, С. А. Каменные конструкции : учеб. пособие для студентов строительных вузов / С. А. Андреев. – М. ; Л. : Изд-во Министерства коммун. хозяйства РСФСР, 1948. – 216 с.

34. Андреев, С. А. Проектирование и расчет каменных и армокаменных конструкций : Утв. ГУУЗом Наркомхоза РСФСР в качестве учеб. пособия для втузов НККХ РСФСР / С. А. Андреев. – 2-е изд., доп. и перераб. – М. ; Л. : Изд-во Наркомхоза РСФСР, 1941. – 164 с.

35. Ашкинадзе, Г. Н. Исследование нелинейного деформирования крупнопанельных зданий при интенсивных колебаниях : дис. ... канд. техн. наук : 05.23.01 / Ашкинадзе Григорий Наумович. – М., 1976. – 183 с.

36. Ашкинадзе, Г. Н. Исследование резонансных режимов многомассовых систем в линейной и нелинейной стадиях / Г. Н. Ашкинадзе // Работа конструкций жилых зданий из крупноразмерных элементов. – М. : ЦНИИЭП жилища, 1974. – 193 с.

37. Ашкинадзе, Г. Н. О нелинейном деформировании конструкций крупнопанельных зданий при интенсивных колебаниях / Г. Н. Ашкинадзе // Жилищное строительство. – 1977. – № 7. – С. 6–7.

38. Ашкинадзе, Г. Н. Решение задач о колебаниях многомассовых нелинейных систем гистерезисного типа с помощью ЭВМ / Г. Н. Ашкинадзе, Н. А. Лебединский, В. С. Решетников // Работа конструкций жилых зданий из крупноразмерных элементов. – М. : ЦНИИЭП жилища, 1974. – 193 с.

39. Баранова, Т. И. Модель сопротивления стандартных кирпичных призм при сжатии / Т. И. Баранова, Н. Н. Ласьков, Д. В. Артюшин // Вестник Волжского регионального отделения РААСН. – Вып 5. – Нижний Новгород, 2002. – С. 93–97.

40. Баранова, Т. И. Основы сопротивления стен из каменной кладки совместному действию вертикальных и горизонтальных сил : монография /

Т. И. Баранова, Н. Н. Ласьков, Д. В. Артюшин. – М., 2000. – 92 с. – Деп. во ВНИИНТПИ, № 11782.

41. Баранова, Т. И. Совершенствование методов расчета прочности и конструирования кирпичных и армокирпичных стен при совместном действии вертикальных и горизонтальных сил на основе расчетных моделей : монография / Т. И. Баранова, А. В. Туманов, Н. Н. Ласьков. – М., 2000. – 92 с. – Деп. во ВНИИНТПИ, № 11816.

42. Баранова, Т. И. Сопротивление стен из каменной кладки при совместном действии вертикальных и горизонтальных сил / Т. И. Баранова, Н. Н. Ласьков, Д. В. Артюшин // Бюллетень строительной техники. – 1999. – № 9 – С. 17–18.

43. Береговой, А. М. Ограждающие конструкции с повышенными теплозащитными качествами : учеб. пособие для студентов по специальности «Пром. и гражд. строительство» / А. М. Береговой. – Пенза : Пенз. гос. архитектур.-строит. ин-т, 1995. – 315 с.

44. Бондаренко, В.М. Железобетонные и каменные конструкции : учебник для студентов вузов по специальности «Пром. и гражд. строительство» / В. М. Бондаренко, Д. Г. Суворкин – М. : Высшая школа, 1987. – 384 с.

45. Борджес, Дж. Ф. Проектирование железобетонных конструкций для сейсмических районов / Дж. Ф. Борджес, А. Равара; пер. с англ. Л. Ш. Килимника ; под ред. С. В. Полякова. – М. : Стройиздат, 1978. – 135 с.

46. Брусенцов, Г. Н. Сопротивление диафрагм жесткости из каменной кладки совместному движению вертикальной и горизонтальной нагрузок / Г. Н. Брусенцов, Н. Н. Ласьков // Строительная механика и расчет сооружений. – 1987. – № 5. – С. 57–69.

47. Ведяков, И. И. Аварийные расчетные ситуации и аварийные сейсмические нагрузки = Design Accident Events and Emergency Seismic Loads / И. И. Ведяков, В. К. Востров // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. – 2016. – № 5. – С. 33–38.

48. Влияние процента армирования на ползучесть мелкозернистого ячеистого бетона / Д. К.-С. Батаев, Х. Н. Мажиев, М. А. Газиев, Х. В. Домбиев // Труды КНИИ РАН. – Грозный, 2014. – Вып. 7. – С. 40.

49. Воронов, А. Н. К построению зависимостей между напряжениями и деформациями для каменной кладки при плоском напряженном состоянии / А. Н. Воронов // Исследования по строительным конструкциям : сборник науч. трудов ЦНИИ строительных конструкций им. В. А. Кучеренко ; под ред. С. В. Полякова. – М., 1984. – С. 64–70.

50. Востров, В. К. Принцип максимума Л. С. Понтрягина и аварийные сейсмические нагрузки = The maximum principle of Pontryagin and emergency seismic load / В. К. Востров, И. И. Ведяков // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. – 2018. – № 1. – С. 24–32.

51. Гениев, Г. А. О критериях прочности ортотропного материала типа каменной кладки при плоском напряженном состоянии / Г. А. Гениев, А. Н. Воронов // Исследования и методы расчета строительных конструкций : сборник науч. трудов ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко. – М., 1985. – С. 94–101.

52. Дарбинян, С. С. О спектре перемещений при расчете сооружений на сейсмостойкость с учетом пластического деформирования / С. С. Дарбинян // Известия АН Арм. ССР. – 1966. – № 6. – С. 11–21.

53. Демин, Э. В. Последствия землетрясений на территории Республики Бурятия (1957–1995 гг.) / Э. В. Демин, Г. И. Татьков. – Улан-Удэ : [б. и.], 1996. – 126 с.

54. Дугричилов, А. Д. Регулирование развития неупругих деформаций и повреждений железобетонных монолитных диафрагм с проемами для повышения их сейсмостойкости : дис. ... канд. техн. наук : 05.23.01 / Дугричилов Абдуллагаджи Дугричевич. – М., 1990. – 176 с.

55. Жаров, А. М. Реакция сооружения на нестационарное сейсмическое воздействие / А. М. Жаров // Строительная механика и расчет сооружений. – 1964. – № 6. – С. 37–41.

56. Железобетонные стены сейсмостойких зданий : Исследования и основы проектирования : совместное изд-е СССР – Греция / Г. Н. Ашкинадзе (СССР) [и др.] Ф. Тассиос (Греция) [и др.] ; под ред. Г. Н. Ашкинадзе, М. Е. Соколова. – М. : Стройиздат, 1988. – 504 с.

57. Заключение Государственной комиссии о качестве проектирования и строительства жилых и общественных зданий массовых серий в северных районах Армянской ССР, причины их разрушения и предложения по совершенствованию практики проектирования и строительства в районах с повышенной сейсмичностью. – М., 1989. – 99 с.

58. Зенкевич, О. Метод конечных элементов в технике : пер. с англ. / О. Зенкевич ; под ред. Б. Е. Победри. – М. : Мир, 1975. – 541 с.

59. Иевенко, В. Г. Исследование напряженно-деформированного состояния стен из каменной кладки при сейсмических воздействиях : дис. ... канд. техн. наук : 05.23.01 / Иевенко Владимир Григорьевич. – М., 1978. – 323 с.

60. Измайлов, Ю. В. Сейсмостойкие монолитные здания / Ю. В. Измайлов. – Кишинев : Картя Молдовеняскэ, 1989. – 290 с.

61. Кабанцев, О. В. Влияние уровня нормального сцепления на процесс пластического деформирования каменной кладки в условиях двухосного напряженного состояния / О. В. Кабанцев, Э. С. Усеинов // Вестник Томского государственного архитектурно-строительного университета. – 2015. – № 6 (53). – С. 78–89.

62. Кабанцев, О. В. Деформационные свойства каменной кладки как разномодульной кусочно-однородной среды / О. В. Кабанцев // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. – 2013. – № 4. – С. 36–40.

63. Кабанцев, О. В. Дискретная модель каменной кладки в условиях двухосного напряженного состояния / О. В. Кабанцев // Вестник Томского государственного архитектурно-строительного университета. – 2015. – № 4 (51). – С. 113–134.

64. Кабанцев, О. В. Критерии предельных состояний каменных конструкций сейсмостойких зданий / О. В. Кабанцев // Сейсмостойкое строительство.

Безопасность сооружений. – 2016. – № 2. – С. 29–39.

65. Кабанцев, О. В. Метод расчета многоэтажных зданий с учетом процесса изменения расчетной схемы при различных режимах работы / О. В. Кабанцев // Вестник МГСУ. – 2013. – № 10. – С. 43–51.

66. Кабанцев, О. В. Моделирование упруго-пластического деформирования каменной кладки в условиях двухосного напряженного состояния / О. В. Кабанцев, А. Г. Тамразян // International Journal for Computational Civil and Structural Engineering. – 2015. – Vol. 11, Iss. 3. – P. 87–100.

67. Кабанцев, О. В. О методике определения коэффициента допускаемых повреждений сейсмостойких конструкций / О. В. Кабанцев, Э. С. Усеинов, Ш. Шарипов // Вестник Томского государственного архитектурно-строительного университета. – 2016. – № 2 (55). – С. 117–129.

68. Кабанцев, О. В. Пластическое деформирование и разрушение каменной кладки в условиях двухосного напряженного состояния / О. В. Кабанцев // Вестник МГСУ. – 2016. – № 2. – С. 34–48.

69. Кабанцев, О. В. Структурный анализ процесса пластического деформирования и разрушения каменной кладки в условиях двухосного напряженного состояния / О. В. Кабанцев // International Journal for Computational Civil and Structural Engineering. – 2015. – Vol. 11, Iss. 4. – P. 36–51.

70. Кабанцев, О. В. Частные критерии прочности каменной кладки для анализа упруго-пластического деформирования / О. В. Кабанцев // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. – 2013. – № 3. – С. 36–41.

71. Камейко, В. А. Экспериментальные исследования прочности армированных кирпичных столбов / В. А. Камейко // Исследования по каменным конструкциям. – М. : Стройиздат, 1949. – С. 157–191.

72. Карпатское землетрясение 1986 г. / Под ред. А. В. Друмя, Н. В. Шебалина, Н. Н. Складнева, С. С. Графова, В. И. Ойзермана. – Кишинев : Штиинца, 1990. – 333 с.

73. Карпенко, Н. И. Критерии прочности железобетонных стеновых панелей с трещинами по бетону / Н. И. Карпенко, М. Я. Розенберг //

Железобетонные конструкции сельских зданий : сборник научных трудов ЦНИИЭП сельстроя. – М., 1985. – С. 65–68.

74. Кириков, Б. А. Сейсмостойкость древних сооружений / Б. А. Кириков ; отв. ред. Я. М. Айзенберг. – М. : Наука, 1992. – 136 с.

75. Коноводченко В.И. Прочность и деформации кладки виброкирпичных панелей при сжатии / В.И. Коноводченко // Исследования по сейсмостойкости крупнопанельных и каменных зданий : сборник статей ; под ред. С. В. Полякова. – М. : Госстройиздат, 1962. – С. 126–148.

76. Коноводченко, В. И. Исследование сейсмостойкости кирпичной кладки и виброкирпичных панелей / В. И. Коноводченко // Сейсмостойкость крупнопанельных и каменных зданий : сборник статей ; под ред. С. В. Полякова. – М. : Стройиздат, 1967. – С. 171–180.

77. Коноводченко, В. И. Прочность и деформации при центральном сжатии панелей из кладки с косым расположением кирпича / В. И. Коноводченко // Сейсмостойкость сборных крупноэлементных зданий: сборник статей ; под ред. С. В. Полякова. – М. : Госстройиздат, 1963. – С. 119–130.

78. Коноводченко, В. И. Усиление стен кирпичных зданий для повышения их сейсмостойкости / В. И. Коноводченко // Сейсмостойкость крупнопанельных и каменных зданий : сборник статей ; под ред. С. В. Полякова. – М. : Стройиздат, 1967. – С. 180–186.

79. Копаница, Д. Г. Динамические свойства фрагмента кирпичной кладки в процессе разрушения от действия сжимающей силы / Д. Г. Копаница, Э. С. Усеинов // Железобетонные конструкции : исследования, проектирование, методика преподавания : сборник докладов Междунар. науч.-метод. конф, посвященной 100-летию со дня рождения В. Н. Байкова (Москва, 4–5 апреля 2012 г.) ; под ред. А. Г. Тамразяна. – М. : МГСУ, 2012. – С. 182–187.

80. Копаница, Д. Г. Повышение сейсмостойкости и энергоэффективности существующих зданий с несущими стенами из каменной кладки / Д. Г. Копаница, Э. С. Усеинов // Промышленное и гражданское строительство в современных

условиях : сборник научных трудов Института строительства и архитектуры МГСУ по материалам Междунар. науч.-техн. конф. (Москва, 19–21 апреля 2011 г.). – М. : МГСУ, 2011. – С. 24–27.

81. Копаница, Д. Г. Экспериментальные исследования фрагментов кирпичной кладки на действие статической и динамической нагрузки / Д. Г. Копаница, О. В. Кабанцев, Э. С. Усеинов // Вестник Томского государственного архитектурно-строительного университета. – 2012. – № 4 (37). – С. 157–178.

82. Котов, И. Т. Исследования прочности кирпичной кладки с незаполненными вертикальными швами / И. Т. Котов // Исследования по каменным конструкциям : сборник статей ; под ред. Л. И. Онищика. – М. : Стройиздат, 1950. – С. 152–163.

83. Кулыгин, Ю. С. Мероприятия по повышению сейсмостойкости железобетонных каркасных зданий / Ю. С. Кулыгин // Совершенствование методов расчета и конструирования зданий и сооружений, возводимых в сейсмических районах : материалы всесоюз. совещ. – Алма-Ата : [б. и.], 1976. – С. 53–62.

84. Кулыгин, Ю. С. О предельном проценте армирования железобетонных элементов каркасных зданий для сейсмических районов / Ю. С. Кулыгин // Сейсмостойкость зданий и инженерных сооружений : сборник статей. – М. : Стройиздат, 1975. – С. 181–199.

85. Мажиев, Х. Н. Материалы и конструкции для повышения сейсмостойкости зданий и сооружений: системный подход : дис. ... д-ра техн. наук : 05.23.05, 05.23.01 / Мажиев Хасан Нажоевич. – Махачкала, 2011 – 608 с.

86. Материалы и конструкции для повышения сейсмостойкости зданий и сооружений / Я. М. Айзенберг, Х. Н. Мажиев, Д. К.-С. Батаев [и др.]. – М. : Комтехпринт, 2009. – 348 с.

87. Медведев, С. В. Сейсмические воздействия на здания и сооружения / С. В. Медведев, Б. К. Карапетян, В. А. Быховский ; под общ. ред. С. В. Медведева. – М. : Стройиздат, 1968. – 191 с.

88. Мкртычев, О. В. Проблемы учета нелинейностей в теории сейсмостойкости (гипотезы и заблуждения) / О. В. Мкртычев, Г. А. Джинчвелашвили. – М. : МИСИ-МГСУ, 2012. – 192 с.

89. Модели сейсмостойкости сооружений / И. И. Гольденблат, Н. А. Николаенко, С. В. Поляков, С. В. Ульянов ; отв. ред. В. Я. Иванин. – М. : Наука, 1979. – 252 с.

90. Никифоровский, В. Н. Динамическое разрушение твердых тел / В. Н. Никифоровский, Е. И. Шемякин ; отв. ред. М. А. Садовский. – Новосибирск : Наука, 1979. – 271 с.

91. Николаенко, Н. А. Динамика и сейсмостойкость сооружений / Н. А. Николаенко, Ю. П. Назаров. – М. : Стройиздат, 1988. – 309 с.

92. Ньюмарк, Н. Основы сейсмостойкого строительства / Н. Ньюмарк, Э. Розенблюэт ; сокр. пер. с англ. Г. Ш. Подольского. – М. : Стройиздат, 1980. – 344 с.

93. Онищик, Л. И. Каменные конструкции промышленных и гражданских зданий : учебник для строит. вузов и фак-тов / Л. И. Онищик. – М. ; Л. : Госстройиздат, 1939. – 208 с.

94. Онищик, Л. И. Особенности работы каменной конструкции под нагрузкой в стадии разрушения / Л. И. Онищик. – М. : Стройиздат, 1959. – 195 с.

95. Онищик, Л. И. Прочность и устойчивость каменных конструкций / Л. И. Онищик. – Ч. 1 : Работа элементов каменных конструкций. – М. ; Л. : Главная редакция строительной литературы, 1937. – 291 с.

96. Основы теории сейсмостойкости зданий и сооружений / К. С. Завриев, А. Г. Назаров, Я. М. Айзенберг [и др.] ; под общ. ред. акад. К. С. Завриева [и др.]. – М. : Стройиздат, 1970. – 224 с.

97. Пангаев, В. В. Последовательность разрушения многорядной каменной кладки при сжатии / В. В. Пангаев // Известия вузов. Строительство. – 2001. – № 12. – С. 103–113.

98. Пангаев, В. В. Разрушение сжатой каменной кладки / В. В. Пангаев // Известия вузов. Строительство. – 2000. – № 12. – С. 7–12.



99. Панин, В. Е. Структурные уровни деформации твердых тел / В. Е. Панин, В. А. Лихачев, Ю. В. Гриняев ; отв. ред. Н. Н. Яненко // АН СССР. Сиб. отд. Ин-т оптики атмосферы. – Новосибирск : Наука, 1985. – 163 с.

100. Пановко, Я. Г. Внутреннее трение при колебаниях упругих тел / Я. Г. Пановко. – М. : Физматгиз, 1960. – 193 с.

101. Папелишвили, В. К. Экспериментальные исследования сейсмостойкости зданий с выключающимися связями на моделях / В. К. Папелишвили // Сейсмостойкость зданий и инженерных сооружений. – Вып. 33. – М. : Стройиздат, 1974. – С. 101–106.

102. Папелишвили, В. К. Исследования на моделях динамической несущей способности рамных и рамно-связевых каркасных зданий / В. К. Папелишвили // Проектирование и строительство сейсмостойких зданий и сооружений : всесоюзное совещание. – Фрунзе : [б. и.], 1971. – С. 48–50.

103. Пастернак, П. Л. Комплексные конструкции : каменные конструкции, усиленные железобетоном / П. Л. Пастернак. – М. : Изд-во и типолитогр. № 1 Стройвоенмориздата, 1948. – 90 с.

104. Перельмутер, А. В. Учет изменения жесткостей элементов в процессе монтажа и эксплуатации / А. В. Перельмутер, О. В. Кабанцев // Инженерно-строительный журнал. – 2015. – № 1 (53). – С. 6–14.

105. Повышение долговечности конструкций и изделий из мелкозернистых ячеистых бетонов при эксплуатационных воздействиях : научное издание / Е. С. Силаенков, Д. К.-С. Батаев, Х. Н. Мажиев, М. А. Газиев. – Грозный : [б. и.], 2015. – 355 с.

106. Полтавцев, С. И. Сейсмическое районирование и сейсмостойкое строительство (методы, практика, перспективы) / С. И. Полтавцев, Я. М. Айзенберг, Г. Л. Кофф [и др.] ; под ред. Е. В. Басина. – М. : ГУП ЦПП, 1998. – 259 с.

107. Поляков, С. В. Длительное сжатие кирпичной кладки / С. В. Поляков. – М. : Госстройиздат, 1959. – 183 с.

108. Поляков, С. В. К оценке спектрального состава колебаний сооружений при землетрясениях по данным зарубежных исследований и норм / С. В. Поляков // Строительная механика и расчет сооружений. – 1978. – № 2. – С. 63–66.

109. Поляков, С. В. Каменная кладка в каркасных зданиях (исследование прочности и жесткости каменного заполнения) / С. В. Поляков. – М. : Госстройиздат, 1956. – 188 с.

110. Поляков, С. В. Каменные конструкции : учеб. пособие для инж.-строит. вузов и фак. / С. В. Поляков, Б. Н. Фалевич. – М. : Госстройиздат, 1960. – 307 с.

111. Поляков, С. В. Особенности и уроки Спитакского землетрясения / С. В. Поляков // Жилищное строительство. – 1990. – № 1. – С. 14–17.

112. Поляков, С. В. Последствия сильных землетрясений / С. В. Поляков. – М. : Стройиздат, 1978. – 311 с.

113. Поляков, С. В. Прочность и деформации квадратных виброкирпичных панелей при перекосе в плоскости стены. Прочность вертикальных стыков / С. В. Поляков, В. И. Коноводченко. – М. : Госстройиздат, 1962. – С. 149–165.

114. Поляков, С. В. Сейсмостойкие конструкции зданий : Основы теории сейсмостойкости : учебник : пер. с рус. / С. В. Поляков. – М. : Мир, 1987. – 496 с.

115. Поляков, С. В. Сейсмостойкость зданий с несущими кирпичными стенами / С. В. Поляков, С. М. Сафаргалиев. – Алма-Ата : Казахстан, 1988. – 188 с.

116. Поляков, С. В. Сопротивление виброкирпичной и обычной кладки срезу и отрыву / С. В. Поляков, А. Н. Бабинцева // Исследования по сейсмостойкости крупнопанельных и каменных зданий : сборник статей ; под общ. ред. С. В. Полякова. – М. : Госстройиздат, 1962. – С. 166–178.

117. Поляков, С. В. Экспериментальное исследование моделей с изменяющимися жесткостями / С. В. Поляков, А. В. Черкашин // Сейсмостойкое строительство: реф. сборник. – М. : ЦИНИС, 1976. – Вып. 9. – С. 51–54.

118. Попов, Н. Н. Динамический расчет железобетонных конструкций / Н. Н. Попов, Б. С. Расторгуев. – М. : Стройиздат, 1974. – 207 с.

119. Попов, Н. Н. Расчет конструкций на динамические и специальные нагрузки : учеб. пособие для строительных специальностей вузов / Н. Н. Попов, Б. С. Расторгуев, А. В. Забегаев. – М. : Высшая школа, 1992. – 319 с.

120. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения арматуры (к СНиП 2.03.01-84) : утв. приказом ЦНИИ промзданий Госстроя СССР от 30 ноября 1984 г. № 106а. – М. : ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 192 с.

121. Пособие по проектированию каменных и армокаменных конструкций (к СНиП II-22-81) : утв. приказом ЦНИИСК им. Кучеренко Госстроя СССР от 15 августа 1985 г. № 243/л. – М. : ЦИТП Госстроя СССР, 1987. – 152 с.

122. Проектирование железобетонных конструкций : справочное пособие / А. Б. Голышев, В. Я. Бачинский, В. П. Полищук, А. В. Харченко, И. В. Руденко. – Киев : Будивельник, 1985. – 496 с.

123. Проектирование и строительство сейсмостойких зданий и сооружений : Всесоюзное совещание : тезисы докладов. – Сборник 2 : Основные направления исследований по сейсмостойкому строительству. – М. : [б. и.], 1971. – 252 с.

124. Проектирование сейсмостойких зданий / С. В. Поляков, Ф. В. Бобров, Ю. Д. Быченков [и др.] ; под общ. ред. проф. С. В. Полякова. – М. : Стройиздат, 1971. – 256 с.

125. Рассказовский, В. Т. Основы физических методов определения сейсмических воздействий / В. Т. Рассказовский. – Ташкент : Фан, 1973. – 159 с.

126. Расчет строительных конструкций по предельным состояниям / В. А. Балдин, И. И. Гольденблат, В. М. Коченов [и др.] ; под ред. д-ра техн. наук проф. В. М. Кельдыша ; М-во строительства предприятий тяжелой индустрии СССР. Техн. упр. Центр. науч.-исслед. ин-т пром. сооружений «ЦНИПС». – М. ; Л. : Госстройиздат, 1951. – 271 с.

127. Рекомендации по расчету бескаркасных зданий из монолитного железобетона для условий строительства в сейсмических районах. – М. :

ЦНИИЭП жилища, 1984.

128. Ржевский, В. А. Разработка основ методики расчета зданий и сооружений с учетом локальных повреждений на сейсмические воздействия / В. А. Ржевский. – М. : ЦНИИСК, 1992.

129. Руководство по применению химических добавок в бетоне. – М. : Стройиздат, 1980. – 55 с.

130. Рутман, Ю. Л. Выбор коэффициента редукиции сейсмических нагрузок на основе анализа пластического ресурса конструкции / Ю. Л. Рутман, С. Э. Х. Симборт // Вестник гражданских инженеров. – 2011. – № 2 (27). – С. 78–81.

131. Сафаргалиев, С. М. Жилые здания со стенами из виброкирпичных блоков в сейсмических районах : учебное пособие / С. М. Сафаргалиев. – Алма-Ата : КазПТИ, 1989. – 86 с.

132. Сафаргалиев, С. М. Сейсмостойкие каменные конструкции : учебное пособие для вузов / С. М. Сафаргалиев. – Алма-Ата : Ана Тілі, 1992. – 236 с.

133. Сафаргалиев, С. М. Сейсмостойкость зданий из индустриальных кирпичных изделий / С. М. Сафаргалиев. – Алма-Ата : Наука КазССР, 1988. – 184 с.

134. Сейсмическое движение грунта / Отв. ред. С. В. Медведев. – М. : Наука, 1970. – 202 с. (Вопросы инженерной сейсмологии / АН СССР. Ин-т физики земли им. О. Ю. Шмидта; Вып. 13).

135. Сейсмичность и сейсмическое районирование Северной Евразии = Seismicity and seismic zoning of Northern Eurasia : сборник науч. трудов / Отв. ред. В. И. Уломов. – Вып. 1. – М. : Рос. акад. наук : Миннауки России, 1993. – 303 с.

136. Сейсмичность и сейсмическое районирование Северной Евразии = Seismicity and seismic zoning of Northern Eurasia : сборник науч. трудов / Отв. ред. В. И. Уломов. – Вып. 2–3. – М. : Рос. акад. наук : Миннауки России, 1995. – 490 с.

137. Сейсмостойкие сооружения и теория сейсмостойкости : по материалам V Междунар. конф. по сейсмостойк. стр-ву / С. В. Поляков, С. В. Медведев, Н. П. Ваучский [и др.] ; под ред. С. В. Полякова и А. В. Черкашина. – М. : Стройиздат, 1978. – 272 с.

138. Симборт, Э. Методика выбора коэффициента редукиции сейсмических нагрузок  $K_1$  при заданном уровне коэффициента пластичности  $\mu$  / Э. Х. С. Симборт // Инженерно-строительный журнал. – 2012. – № 1 (27). – С. 44–52. DOI: 10.5862/MCE.27.6

139. Смирнов, В. И. Анализ сейсмической реакции систем с постоянной и изменяющейся жесткостями (выключающиеся связи) при использовании акселерограмм колебаний грунта сильных землетрясений / В. И. Смирнов // Республиканская науч.-теорет. конф. молодых ученых и специалистов Таджикской ССР, посвященная 110-летию В. И. Ленина : тезисы докладов. – Душанбе : Дониш, 1980 – С. 28–30.

140. Смирнов, В. И. Использование спектра сейсмической реакции для анализа реакции сооружения с многоступенчатым выключением связей / В. И. Смирнов // II Республиканская конф. молодых ученых и специалистов Киргизии в области строительства и архитектуры «Молодежь в борьбе за научно-технический прогресс» (г. Фрунзе 2–5 июня 1981 г.). – Фрунзе : Кирг. респ. правл. НТО Стройиндустрии, 1981. – С. 106–108.

141. Смирнов, В. И. Исследование сейсмоизоляции зданий с многоступенчатой системой упругих и упругопластических выключающихся связей : дис. ... канд. техн. наук : 05.23.01 / Смирнов Владимир Иосифович. – М., 1981. – 271 с.

142. Смирнов, В. И. Моделирование на ЭЦВМ сооружений с переменной структурой / В. И. Смирнов // Сейсмостойкое строительство : науч.-техн. реф. сборник ВНИИИС – М., 1981. – Вып. 8. – С. 18–23.

143. Смирнов, В. И. Сейсмостойкие здания с многослойными стенами / В. И. Смирнов, А. А. Бубис // IV Российская национальная конференция по сейсмостойкому строительству и сейсмическому районированию (9–13 октября 2001 г., Сочи) : тезисы докладов. – С. 120.

144. Смирнов, В. И. Сейсмостойкие здания с многослойными стенами / В. И. Смирнов, А. А. Бубис // V Российская национальная конференция по

сейсмостойкому строительству и сейсмическому районированию (г. Сочи 14–17 сентября 2003 г.) : тезисы докладов. – С. 126.

145. Смирнов, В. И. Снижение сейсмической реакции зданий с гибким нижним этажом за счет использования дополнительных выключающихся жестких элементов / В. И. Смирнов // Сейсмостойкое строительство : науч.-техн. реф. сборник ВНИИИС. – М., 1981. – Вып. 12. – С. 13–17.

146. Соколов, Б. С. Исследования сжатых элементов каменных и армокаменных конструкций / Б. С. Соколов, А. Б. Антаков. – М. : АСВ, 2010. – 104 с.

147. Соколов, Б. С. Теория силового сопротивления анизотропных материалов сжатию и ее практическое применение / Б. С. Соколов. – М. : Изд-во АСВ, 2011. – 160 с.

148. Соколов, Б. С. Физическая модель разрушения каменных кладок при сжатии / Б. С. Соколов // Известия вузов. Строительство. – 1999. – № 5. – С. 139–144.

149. Соколов, М. Е. Прочность и трещиностойкость железобетонных перемычек панельных стен при действии поперечных сил / М. Е. Соколов, В. Д. Аграновский // Бетон и железобетон. – 1971. – № 11. – С. 22–24.

150. Соловьев, П. В. Fortran для персонального компьютера : справочное пособие / П. В. Соловьев. – М. : Арист, 1991. – 223 с.

151. Сорокин, Е. С. К теории внутреннего трения при колебаниях упругих систем / Е. С. Сорокин. – М. : Госстройиздат, 1960. – 131 с.

152. Строительная механика: динамика и устойчивость сооружений : учебник для строит. спец. вузов / А. Ф. Смирнов, А. В. Александров, Б. Я. Лащеников, Н. Н. Шапошников ; под ред. А. Ф. Смирнова. – М. : Стройиздат, 1984. – 415 с.

153. Токарский, Н. М. Архитектура древней Армении / Н. М. Токарский. – Ереван : Изд-во Академии Наук Армянской ССР, 1946. – 602 с.

154. Тонких, Г. П. Инженерная методика расчета сейсмоусиления каменных конструкций односторонними железобетонными аппликациями из торкрет-

и набрызг-бетона / Г. П. Тонких, О. В. Кабанцев, О. А. Симаков // Железобетонные конструкции. Исследования, проектирование, методика преподавания : сборник докладов Междунар науч.- метод. конф., посвященной 100-летию со дня рождения В. Н. Байкова (Москва, 4–5 апреля 2012 г.) ; под ред. А. Г. Тамразяна. – М. : МГСУ, 2012. – С. 401–408.

155. Тонких, Г. П. Методика экспериментальных исследований по усилению зданий из каменной кладки железобетонными аппликациями / Г. П. Тонких, В. В. Кошаев, О. В. Кабанцев // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. – 2005. – № 6. – С. 63–65.

156. Тонких, Г. П. Экспериментальные исследования несущей способности комбинированной каменной кладки при главных нагрузках / Г. П. Тонких, В. В. Кошаев, О. В. Кабанцев // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. – 2007. – № 6. – С. 26–31.

157. Трагедия Спитака не должна повториться / Ред. Э. Е. Хачиян, Т. Г. Маркарян, С. А. Карапетян, Г. С. Азизян. – Ереван : Воскан Ереванци, 1998. – 248 с.

158. Уломов, В. И. Комплект карт общего сейсмического районирования территории Российской Федерации – ОСР-97. Масштаб 1 : 8 000 000. Объяснительная записка и список городов и населенных пунктов, расположенных в сейсмоопасных районах / В. И. Уломов, Л. С. Шумилина. – М. : ОИФЗ им. О. Ю. Шмидта РАН, 1999. – 57 с.

159. Фудзи, Т. Механика разрушения композиционных материалов / Т. Фудзии, М. Дзако; пер. с яп. С. Л. Масленникова ; под ред. В. И. Бурлаева. – М. : Мир, 1982. – 232 с

160. Хаузнер, Дж. Расчет сооружений на сейсмические воздействия по предельному состоянию / Дж. Хаузнер // Международная конференция по сейсмостойкому строительству : сборник статей. – М. : Госстройиздат, 1961. – С. 19–30.

161. Хачиян, Э. Е. Сейсмические воздействия на высотные здания и сооружения / Э. Е. Хачиян. – Ереван : Айастан, 1973. – 327 с.

162. Шебалин, Н. В. Очаги сильных землетрясений на территории СССР / Н. В. Шебалин. – М. : Наука, 1974. – 56 с.

163. Шебалин, Н. В. Замечания о преобладающих периодах, спектрах и очагах сильных землетрясений / Н. В. Шебалин // Сейсмические исследования для строительства. – М. : Наука. – Вопр. инж. сейсмологии; вып. 14. – 1971. – С. 50–78.

164. Эйби, Дж. А. Землетрясения / Дж. А. Эйби ; перевод с англ. Б. Г. Слепцова, Н. М. Хайме ; под ред. И. С. Комарова – М. : Недра, 1982. – 264 с.

165. Экспериментальные исследования сейсмоусиления каменной кладки наружными бетонными аппликациями / Г. П. Тонких, О. А. Симаков, А. Б. Симаков [и др.] // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. – 2011. – № 2. – С. 35–41.

166. Экспериментальные исследования сейсмоусиления каменной кладки системой внешнего армирования на основе углеволокна / Г. П. Тонких, О. В. Кабанцев, А. В. Грановский, О. А. Симаков // Вестник Томского государственного архитектурно-строительного университета. – 2014. – № 6 (47). – С. 57–69.

167. 1977. Бухарест. Румыния [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <https://yadi.sk/a/ihzqqohd3VVdhr> (дата обращения: 10.01.2020).

168. Amin, M. Significance of nonstaticnarity of earthquake motion / M. Amin, H. S. Tsao, A. H.-S. Ang // Proceedings of the 4th World Conference on Earthquake Engineering (Santiago, Chile, 1, A-1, 1969). – Santiago, 1969. – P. 97–113.

169. Banon, H. Seismic Safety of Reinforced Concrete Members and Structures / H. Banon, D. Veneziano // Earthquake Engineering and Structural Dynamics. – 1982. – Vol. 10. – P. 179–193.

170. Bertero, V. V. Aseismic Design Implications of Near-fault San Fernando Earthquake Records / V. V. Bertero, S. A. Mahin, R. A. Herrera // Earthquake Engineering and Structural Dynamics. – 1978. – Vol. 6. – P. 31–42. DOI:10.1002/eqe.4290060105.



171. Biot, M. A. Analytical and Experimental Methods in Engineering Seismology / M. A. Boit // Transactions, 1943. – Vol. 108, Iss. 1. – P. 365–408.

172. Biot, M. A. Mechanical Analyzer for the Prediction of Earthquake Stresses / M. A. Biot // Bulletin of the Seismological Society of America. – 1941. – Vol. 31. – P. 151–171.

173. Borges, I. E. Observation of buildings subjected to dynamic loading / I. E. Borges [et al.] // Proc. Sympos. RIIEM Bucuresti, 1969. – P. 214–232.

174. Cosenza, E. An Evaluation of Damage Functionals in Earthquake Resistant / E. Cosenza, G. Manfredi, R. Ramasco // Eur. Conf. Earthquake Engineering, Moscow. – 1990. – Vol. 9. – P. 303–312.

175. Darwin, D. Energy dissipation in RC beams under cyclic load / D. Darwin, C. K. Nmai // Journal of Structural Engineering. – 1986. – Vol. 112, Iss. 8. – P. 1829–1846.

176. EN 1992-1-1. Eurocode 2: Design of concrete structures. Part 1-1 : General rules and rules for buildings. – 2004. –225 p.

177. EN 1998-1. Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1 : General rules seismic actions and rules for buildings. – Brussels : CEN, 2005. – 102 p.

178. Housner, G.W. Earthquake Resistant Design Based on Dynamic Properties of Earthquake / G. W. Housner // Proceedings, ACI. – 1956. – Vol. 28, Iss. 1. – P. 85–98.

179. Imbeault, F. A. Effect of Degrading Stiffness on the Response of Multistory Frames Subjected to Earthquakes / F. A. Imbeault, N. N. Nielsen // Proc. 5-th WCEE (Rome, Italy, 1973). – P. 220.

180. Iwan, W. D. A Model for the Dynamic Analysis of Deteriorating Structures / W. D. Iwan // Proc. 5-th WCEE, (Rome, Italy, 1973). – P. 222.

181. Meyer, Udo. Earthquake-resistant construction with clay unit masonry – Intermediate results of the research project ESECMaSE. Annual for the Brick and Tile, Structural and Clay Pipe Industries. – 2008. – P. 94–106.

182. Murphy, L. M. San Fernando, California, Earthquake of February 9, 1971 / L. M. Murphy. – Washington. D. C., 1973 – 841 p.
183. Newmark, N. M. A Method of Computation for Structural Dynamics / N. M. Newmark // ASCE Journal of the Engineering Mechanics Division. – 1959. – Vol. 85. – P. 67–94.
184. Proceedings of the U.S. National Conference on Earthquake Engineering. Vol. 1–2. Earthquake Engineering Research Institute, 2002. – 943 p.
185. Rahai, A. Concrete Structures, Evaluation of Behavior and Strengthening Method / A. Rahai, S. Nemati. – 2003. – 362 p.
186. Rascon, O. A. A Physically Based Model to Simulate Strong Earthquake Records on Firm Ground / O.A. Rascon, C.A. Cornell // Proceedings of 4th World Conference on Earthquake Engineering. – Vol. 1. – Santiago, Chile. – A-1. – 1969. – P. 34–96.
187. Smirnov, V. I. Seismic Response Multi-Layer Bearing Walls / V. I. Smirnov // Proceeding of the Eleventh World Conference on Earthquake Engineering (Acapulco, Mexico, June 23–28, 1996).
188. Tajimi, H. Site Characteristics in Strong Motion Accelerograms / H. Tajimi // Bui. Earthq. Res. Struct. – 1962. – № 3. – P. 406–424.
189. Tembulkar, J. M. Inelastic modeling and seismic energy dissipation / J. M. Tembulkar, J. M. Nau // Journal of Structural Engineering. – 1987. – Vol. 113, Iss. 6. – P. 1373–1377.
190. Uang, C. M. Evaluation of seismic energy in structures / C. M. Uang, V. V. Bertero // Earthquake Engineering and Structural Dynamics. — 1990. – Vol. 19, Iss. 1. – P. 77–90.

## ПРИЛОЖЕНИЕ А.

## ДАННЫЕ О ВНЕДРЕНИИ РЕЗУЛЬТАТОВ ДИССЕРТАЦИИ

ОБЩЕСТВО С ОГРАНИЧЕННОЙ ОТВЕТСТВЕННОСТЬЮ  
НАУЧНО-ПРОИЗВОДСТВЕННОЕ ОБЪЕДИНЕНИЕ

**"ОБЛМАШИНФОРМ"**



664530, Россия, Иркутская область,  
Иркутский район, деревня Карлук, ул. Тайжюля, д. 4  
тел.: (3952) 21-44-60, факс: (3952) 21-44-70  
www.omi.ru, office@omi.ru

№ б/н  
Дата: 15 - декабря 2017 г.

В диссертационный совет Д303.020.02  
при АО «НИЦ «Строительство» по адресу:  
109428, г. Москва, 2-я Институтская ул., д.6

Справка о внедрении  
результатов диссертационного исследования

ООО «АИБ» являлось проектировщиком Административного здания по ул. 1-я Советская, 109Б в Куйбышевском р-не г. Иркутска. Возведение конструкций осуществлялось силами Заказчика- ООО НПО «Облмашинформ». Выданное разрешение на строительство-38003000-46/08.

В 2008 году, при участии соискателя, были разработаны и применены в строительстве рекомендации по возведению элементов слоистых стен при отрицательных температурах, подготовленные при выполнении диссертационной работы «Прочность и деформативность каменно-монокристаллических стен зданий при плоском напряженном состоянии, в том числе при сейсмическом воздействии» Бубисом Александром Александровичем.

При использовании результатов экспериментальных исследований, проведенных соискателем, было получено эффективное решение для здания с большими статическими нагрузками и высокими требованиями к теплозащитным характеристикам ограждающих конструкций.

Заместитель генерального  
директора по строительству



Ткачук В.Ф.



АКЦИОНЕРНОЕ ОБЩЕСТВО «НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ ЦЕНТР «СТРОИТЕЛЬСТВО»  
ЦЕНТРАЛЬНЫЙ НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ  
ИНСТИТУТ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ  
ИМЕНИ В.А. КУЧЕРЕНКО

№ 2-1778 от 17 11 2018  
на № \_\_\_\_\_ от \_\_\_\_\_ 2018 г.

В диссертационный совет Д303.020.02  
при АО «НИЦ «Строительство» по адресу:  
109428, г. Москва, 2-я Институтская ул., д.6

### Справка о внедрении

#### результатов диссертационного исследования

Настоящей справкой подтверждается, что результаты диссертационной работы Бубиса Александра Александровича на тему: «Прочность и деформативность каменно-монолитных стен зданий при плоском напряженном состоянии, в том числе при сейсмическом воздействии» были использованы:

1. при разработке СП 14.13330.2011 «Строительство в сейсмических районах. Актуализированная редакция СНиП II-7-81\*». Результаты работы дали возможность снять существовавшие до этого ограничения в таблице 8\* СНиП II-7-81\* «Строительство в сейсмических районах» на высоту и этажность зданий с каменно-монолитными стенами. С учетом предлагаемых расчетных и конструктивных положений диссертации подобные здания по уровню сейсмостойкости были отнесены к зданиям со стенами из монолитного железобетона с этажностью до 24, 20 и 16 этажей для 7, 8, 9-балльных районов соответственно;

2. при разработке технического заключения, альбома технических решений, рекомендаций для применения керамических камней различного формата производства завода ОАО «Славянский кирпич» для стен зданий, возводимых в сейсмоопасных регионах Российской Федерации, выполненных ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко в соответствии с договором 3 595/21-08-10/СК от 27 апреля 2011 г. Бубис Александр Александрович являлся ответственным исполнителем указанных документов. По результатам исследований даны рекомендации применять каменные стены с железобетонными включениями при высокой сейсмической опасности площадки строительства.

СК4731

Зам. директора  
ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко

В.Ф. Васкалов

АО «НИЦ «СТРОИТЕЛЬСТВО»:  
109428, Москва, 2-я Институтская ул. 6,  
тел.: +7 (499) 170-1548; +7 (495) 602-0070;  
факс: +7 (499) 171-2250  
inf@stroy.ru | www.stroy.ru

ЦНИИСК ИМ. В. А. КУЧЕРЕНКО:  
109428, Москва, 2-я Институтская ул. 6,  
тел.: +7 (499) 171-2650,  
факс: +7 (499) 170-1023, +7 (499) 171-2858;  
dtsnisk@rambler.ru, tsnisk@rambler.ru | www.tsnisk.ru

ИНН 5042109739, КПП 504201001,  
ОГРН 1095042005255  
Юридический адрес: 141367,  
Московская область, Сергиево-Посадский р-н,  
пос. Загорские Дали, дом 6-11