

**АО НИЦ «СТРОИТЕЛЬСТВО»  
ЦЕНТРАЛЬНЫЙ НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ ИНСТИТУТ  
СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ИМ. В.А. КУЧЕРЕНКО**

---

На правах рукописи



**Бубис Александр Александрович**

**СЕЙСМОСТОЙКОСТЬ МНОГОСЛОЙНЫХ КАМЕННО –  
МОНОЛИТНЫХ СТЕН ЗДАНИЙ**

Специальность 05.23.01 –

Строительные конструкции, здания и сооружения

Диссертация на соискание ученой степени

кандидата технических наук

Научные руководители –

Кандидат технических наук, доцент В.И. Смирнов

доктор технических наук, профессор Я.М. Айзенберг

МОСКВА – 2016

## ОГЛАВЛЕНИЕ

<b>ОГЛАВЛЕНИЕ .....</b>	<b>2</b>
<b>ВВЕДЕНИЕ 3</b>	
<b>Глава 1 ОБЗОР ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ И ТЕОРЕТИЧЕСКИХ ИССЛЕДОВАНИЙ И ОПЫТ ВОЗВЕДЕНИЯ ЗДАНИЙ С НЕСУЩИМИ СТЕНОВЫМИ КОНСТРУКЦИЯМИ... 10</b>	
1.1 Обзор экспериментальных и теоретических исследований по теме работы.....	10
1.2 Теоретические исследования по учету работы внутреннего и наружных слоев при сейсмическом воздействии и существующие методы их расчета.....	22
1.3 Опыт строительства зданий с многослойными стенами .....	26
1.4 Сравнительный анализ различных решений строительных конструкций с точки зрения сейсмостойкости.....	39
<b>Глава 2 ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ФРАГМЕНТОВ МНОГОСЛОЙНЫХ СТЕН КАМЕННО-МОНОЛИТНЫХ ЗДАНИЙ .....</b>	<b>43</b>
2.1 Испытания фрагментов однослойных, трехслойных и четырехслойных стен на перекос в своей плоскости.....	43
2.2 Результаты испытания образцов на многократное ступенчатое статическое действие нагрузки 46	
2.3 Оценка возможности применения многослойных стен с кладочными слоями из керамических изделий в сейсмических районах Российской Федерации .....	52
2.4 Экспериментальные исследования однослойных железобетонных стен на перекос в своей плоскости 71	
2.1 Экспериментальные исследования величины межслоевого сцепления кирпичных слоев и железобетонного слоя трехслойной конструкции стен.....	75
<b>Глава 3 ВЫБОР РАСЧЕТНЫХ МОДЕЛЕЙ СЕЙСМИЧЕСКИХ ВОЗДЕЙСТВИЙ И РАЗРАБОТКА МЕТОДИКИ РАСЧЕТА ЗДАНИЙ С МНОГОСЛОЙНЫМИ СТЕНАМИ НА СЕЙСМОСТОЙКОСТЬ.....</b>	<b>79</b>
3.1 Выбор модели сейсмических воздействий .....	79
3.2 Разработка методики расчета на сейсмические нагрузки зданий с каменно-монолитными стенами .....	82
3.3 Формирование расчетных и математических моделей многослойных стен .....	86
3.4 Основные положения численной методики расчета каменно-монолитных зданий .....	89
3.5 Методика расчета многослойной стены на горизонтальную сейсмическую нагрузку .....	92
3.6 Верификации методики расчета стен на сейсмическую нагрузку .....	118
<b>Глава 4 РЕКОМЕНДАЦИИ ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ ЗДАНИЙ С ПОВЫШЕННЫМ СОПРОТИВЛЕНИЕМ ТЕПЛОПЕРЕДАЧЕ ДЛЯ СТРОИТЕЛЬСТВА В СЕЙСМИЧЕСКИХ РАЙОНАХ .....</b>	<b>125</b>
4.1 Основные положения .....	125
4.2 Основные принципы проектирования сейсмостойких каменно-монолитных зданий с многослойными стенами при особо высоком уровне сейсмической опасности.....	128
4.3 Рекомендации по технологии выполнения трех- и многослойных каменно-монолитных стен .....	132
4.4 Техника безопасности при возведении зданий с трех- и многослойными стенами .....	135
4.5 Рекомендации по возведению элементов трех- и многослойных стен при отрицательных температурах .....	136
4.6 Рекомендации по проектированию состава бетона.....	141
4.7 Особенности технологии приготовления и формирования литых бетонных смесей.....	143
4.8 Контроль качества бетонных работ.....	143
<b>ЗАКЛЮЧЕНИЕ .....</b>	<b>146</b>
<b>ЛИТЕРАТУРА .....</b>	<b>150</b>

## ВВЕДЕНИЕ

### Актуальность темы.

Реализация федеральной целевой программы «Повышение устойчивости жилых домов, основных объектов и систем жизнеобеспечения в сейсмических районах Российской Федерации на 2009 - 2018 годы», 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.

В регионах с суровыми климатическими условиями остро стоит вопрос утепления ограждающих конструкций. Введенные в действие нормативные документы по теплотехнике значительно повысили требования к сопротивлению теплопередаче стен. Соблюдение требований [87] по сопротивлению теплопередаче для кирпичных и железобетонных стен приводит к увеличению их толщины в два и более раз по сравнению с требованиями, действовавшими до 2000 г, что недопустимо по экономическим и антисейсмическим соображениям. В таких регионах весьма перспективным видится применение в качестве ограждающих слоев ячеистобетонных и пенобетонных блоков с высоким сопротивлением теплопередаче.

Однако, анализ последствий разрушительных землетрясений [90, 95, 103] показывает, что в сейсмических районах кирпичные здания (в том числе, построенные с железобетонными включениями), не обеспечивают необходимую надежность при землетрясении (Рисунок В.1).



Рисунок В.1 – Разрушение кирпичного многоэтажного жилого дома в результате Румынского землетрясения 1977 года

Наиболее надежными в этом случае считаются монолитные и панельные здания. Но в связи с высокой стоимостью энергоносителей, растущими налогами на производственные мощности, необходимостью значительных капиталовложений, ограниченностью планировочных возможностей, панельное и объемно-блочное домостроение не являются единственными приоритетными видами строительства. Поэтому, даже самые благополучные домостроительные комбинаты осваивают другие направления строительства, например, монолитное.

Одной из наиболее сложно решаемых проблем для таких зданий является выбор конструкции наружных стен.

В связи с повышением требований к теплозащите, стало не возможным использование ранее широко применявшейся системы однослойных стен (керамзитобетон и др). Система внутреннего утепления наружных стен недопустима по условиям теплофизики. Оптимальное решение теплозащиты монолитных стен – это наружное утепление эффективными материалами (пенополистерол, минеральная вата и др.) с последующей защитой их от внешних воздействий. В свою очередь, системы трехслойных стен (бетон – утеплитель – железобетон) сложны в изготовлении. Наиболее эффективными системами в настоящее время являются навесные системы фасадных конструкций с вентилируемой прослойкой и утеплителем типа «Rockwool», клеевые системы типа «Sika». К недостаткам этих систем следует отнести их достаточно высокую стоимость и большие трудозатраты во время монтажа, связанные с многоступенчатой

технологией исполнения: возведение стен, закрепление утеплителя, навешивание облицовочных плит. Имеются штукатурные системы защиты утеплителя, но их долговечность весьма проблематична. Стоят они также не дешево, и тоже многоступенчатые в исполнении.

Внедрение зданий с многослойными стенами в строительство растет с каждым годом.

Сдерживающим фактором является тот факт, что до настоящего времени, расчет зданий с многослойными стенами выполняется приближенно, исходя из условия, что вся нагрузка (вертикальная и горизонтальная) воспринимается только монолитным железобетонным слоем. Кроме того, при использовании несъемной опалубки из штучной кладки учитывается дополнительная нагрузка на несущие элементы здания.

Наиболее полно преимущества многослойных стен раскрываются при строительстве зданий повышенной этажности (выше 7 этажей).

Сложившийся менталитет до настоящего времени относит понятие «каменный дом» к жизненным приоритетам. Не считалось (и не считается) престижным жить в панельном, объемно-блочном доме и доме с монолитными стенами. Рейтинг цен на рынке недвижимости у кирпичных домов самый высокий.

Приемлемой и экономически целесообразной может быть слоистая конструкция стен: железобетон – эффективный утеплитель – облицовочный кирпич, возводимая с использованием инвентарной опалубки. К достоинствам этой конструкции следует отнести красивый внешний вид фасада, и самую низкую стоимость защиты утеплителя. К недостаткам следует отнести сложность исполнения, поскольку облицовка готового монолитного здания кирпичом также крайне нетехнологична и недолговечность.

По сейсмостойкости и сейсмической надежности 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 достаточно высокие демпфирующие свойства.

Не все здания с несущими стенами одинаково надежны.

Например, здания со стенами из кирпичной или каменной кладки при сильных землетрясениях часто обнаруживают низкую сейсмостойкость. Это обусловлено хрупкостью элементов таких конструкций и частыми отклонениями при возведении от заложенной в проект прочности и надежности.

Более высокую надежность при сильных землетрясениях продемонстрировали крупнопанельные здания.

Одним из возможных способов решения, удовлетворяющего требованиям сейсмостойкости, а также обладающего высоким сопротивлением теплопередаче, является вариант, рассматриваемый в настоящей диссертации – несущая многослойная каменно-

монолитная стена, разработанная в Центре исследований сейсмостойкости сооружений (ЦИСС) ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко для районов с высокой сейсмической опасностью (до 10 баллов).

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

Предлагаемая конструктивная система стен здания очень перспективна в климатических условиях с холодной зимой и жарким летом, особенно после введения повышенных требований по теплозащите, а также для строительства зданий повышенной этажности в сейсмически активных районах с суровыми климатическими условиями.

Анализ, проведенный для различных конструктивных решений стен [76] показал, что многослойные каменно-монолитные стены могут быть решением, предпочтительным для строительства в климатических условиях сейсмических районов Сибири, Забайкалья и Дальнего Востока. Конструктивная система сочетает в себе высокие теплотехнические характеристики и высокую сейсмостойкость.

Среди зданий с многослойными конструкциями стен зарекомендовали себя с положительной стороны здания с четырехслойными наружными и трехслойными внутренними стенами [77]. При наличии инвентарной опалубки, возможно устройство внутренних стен однослойными из монолитного железобетона или кирпичными с соответствующим армированием.

Для таких зданий 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 широкое применение местных строительных материалов (кирпич керамический и силикатный, ракушечный, туфы, шлакобетонные блоки и др.);
- возможность вести строительство без тяжелых кранов и без дорогостоящей базы стройиндустрии [12, 14, 25].

Оптимальной конструкцией наружной стены как по стоимости, так и по внешнему виду, по технологичности и по эксплуатационным качествам может являться стена, возводимая одновременно (все входит в единый технологический цикл): кирпич (камень), железобетон, эффективный утеплитель, лицевой кирпич.

Имеется опыт успешного строительства в городах Кишинев, Краснодар, Сочи, Иркутск. Имеется опыт строительства здания с многослойными стенами с ограждающими слоями из легковесных блоков. Пятиэтажный жилой дом возводится в г. Улан-Удэ.

**Степень разработанности темы диссертации:**

Конструктивное решение на основе каменно-монолитных многослойных стен обладает высокими теплотехническими свойствами. Однако, повышению экономической эффективности внедрения предлагаемой технологии, является специфика расчетных методик, применяемых для проектирования несущих многослойных стен. В расчет прочности принимается только железобетонный слой. Кладочные слои учитываются только как нагрузка на здание.

В настоящей работе выполнена оценка совместной работы всех слоев – наружных и внутренних с учетом их прочностных и деформативных характеристик. Выполнена разработка расчетных моделей, учитывающих вклад кладочных слоев в работу несущих элементов здания, что позволяет обосновать высокую сейсмостойкость и повысить экономическую привлекательность данных конструкций. Предложены методы расчета зданий с каменно-монолитными стенами на сейсмостойкость с использованием метода конечных элементов. Предлагаемые результаты работы апробированы, внедрены на практике, пригодны для практического применения при проектировании и строительстве зданий и сооружений.

**Цель работы:** Теоретическое и практическое исследование взаимодействия слоев многослойной стены, создание методики и методов расчета многослойной стены с учетом совместной работы всех слоев при расчете на сейсмические воздействия.

Для достижения целей, заявленных в работе, решались следующие **задачи**:

- проведен анализ в области теоретических и экспериментальных исследований каменных и железобетонных, а также комплексных конструкций;
- выполнены экспериментальные исследования фрагментов однослойных каменных, кирпичных и железобетонных конструкций, а также многослойных конструкций на перекося в своей плоскости. Получены экспериментальные зависимости деформирования слоев испытываемых образцов при различных схемах приложения нагрузки;
- разработана «ступенчатая» методика учета вклада кладочных слоев конструкции в общую работу слоистого элемента;
- разработана компьютерная программа, позволяющая создать конечные элементы с различными прочностными и деформативными параметрами;

- выполнен параметрический анализ для различных сочетаний железобетонных и каменных слоев, подготовлены диаграммы деформирования элементов с эквивалентными параметрами;

- разработаны и сформулированы практически значимые рекомендации по проектированию и строительству зданий с многослойными стенами, в том числе в условиях сурового климата, с целью обеспечения высокой сейсмостойкости.

**Научную новизну работы составляет:**

- полученные по результатам экспериментальных исследований зависимости «горизонтальная сила – перемещение» для многослойных стен;

- предлагаемый метод расчета многослойных каменно-монолитных стен с учетом работы всех слоев конструкции на сейсмическую нагрузку;

- рекомендации по конструированию, расчету и технологии возведения зданий с многослойными стенами с внутренним слоем из железобетона.

**Методология и методы исследования:** Анализ поведения зданий с железобетонными стенами во время реальных землетрясений, проведение статических испытаний фрагментов многослойных стен зданий; компьютерное моделирование и параметрический анализ различных конструктивных решений несущих стен зданий.

**Теоретическую и практическую значимость работы составляют:**

- анализ в области теоретических и экспериментальных исследований каменных и железобетонных, а также комплексных конструкций;

- выполненные экспериментальные исследования фрагментов однослойных каменных, кирпичных и железобетонных конструкций, а также многослойных конструкций на перекося в своей плоскости. Полученные экспериментальные зависимости укорочения диагоналей различных слоев испытываемых образцов сопоставлялись с численным анализом. Результаты показали достаточную для практического применения сходимость;

- разработанные рекомендации по проектированию и строительству зданий с многослойными стенами, в том числе в условиях сурового климата, с целью обеспечения высокой сейсмостойкости. Рекомендации являются практически значимыми, и были применены при возведении реальных объектов.

**На защиту выносятся:**

- предлагаемая методика расчета многослойных каменно-монолитных стен с учетом работы всех слоев конструкции на сейсмическую нагрузку;

- результаты экспериментальных и теоретических исследований;

- рекомендации по конструированию, расчету и технологии возведения зданий с многослойными стенами с внутренним слоем из железобетона.



Диссертационная работа состоит из 157 страниц, содержит 110 рисунков, 12 таблиц и 109 позиций списка литературы.

# Глава 1 ОБЗОР ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ И ТЕОРЕТИЧЕСКИХ ИССЛЕДОВАНИЙ И ОПЫТ ВОЗВЕДЕНИЯ ЗДАНИЙ С НЕСУЩИМИ СТЕНОВЫМИ КОНСТРУКЦИЯМИ

## 1.1 Обзор экспериментальных и теоретических исследований по теме работы

В 30-40 годы прошлого века в СССР были предложены различные варианты стен комплексной конструкции, в том числе, трехслойные из двух наружных слоев кладки с бетонным слоем между ними. На основе исследований, проведенных С.В. Поляковым [55-61], были разработаны рекомендации по возведению зданий со стенами комплексной конструкции из кирпича в сейсмических районах.

В отечественной и зарубежной печати приведено большое количество результатов испытаний железобетонных конструктивных элементов. В работе [49, 104] 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 [39] 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 [21] 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 [1, 82] проведены испытания прямоугольных перемычек кососимметричным нагружением. Были получены эмпирические формулы определения предельных усилий по изгибу и сдвигу.

А. Скарпас в работе [21] указывает, что диагонально армированные перемычки гораздо лучше сохраняют жесткость и несущую способность при циклическом нагружении.

В КПИ им. С. Лазо [40] исследовано поведение стеновых панелей при двухосном НДС. Варьировались величина вертикальной нагрузки, условия загрузки, прочность бетона, интенсивность поперечного и контурного армирования. Получены данные о предельных коэффициентах податливости.

В работе [106] была представлена двумерная конечно-элементная модель поведения железобетонных сооружений. Учитывается 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) был разработан в Киевском НИИАСС. Был использован критерий Гениева Г.А. разрушения бетона при двухосном НДС [30]. После образования трещин, в алгоритме матрица жесткости строится на основе предложений Карпенко Н.И [41]. 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 Розенбергом М.Я. [41]. 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) В 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 [21] приведены данные испытаний двух семиэтажных железобетонных диафрагм с проемами (масштаб 1:4), проведенных в Кентерберрийском 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 2-3 этажа.

А.Е. Актан и В. Бертеро [97] провели 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 полухрупко в уровне 1-го 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. Авторы делают вывод, что повышение прочности соединительных элементов свыше определенной величины негативно отражается на деформативности и диссипативных свойствах сооружения при сильном землетрясении.

В работе [21] приведены данные о поведении при сейсмических нагрузках железобетонных слабоспаренных диафрагм и их элементов под нагрузкой, взаимодействие их друг с другом в спаренных диафрагмах. Предложено сосредотачивать продольную арматуру ближе к краям стен, образуя тем самым ограничительные элементы, рассчитываемые на восприятие опрокидывающего момента. Отмечается, что гистерезисное демпфирование в перемычках дает эффективный механизм рассеивания энергии, распределенный по высоте сооружения, не влияя, существенно, на устойчивость стен. Как и в других работах, указывается на перераспределение части перерезывающих сил от растянутых простенков к сжатым.

Обращается внимание на существенные расхождения результатов применения обычной теории балок к коротким перемычкам. Приведены данные о неудовлетворительных гистерезисных свойствах и выносливости ортогонально армированных перемычек при циклических нагрузках.

В работе [101] 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 сдвиговых 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 [100]. Автор рассматривает рассеивание энергии при упругопластической работе перемычек как средство повышения сейсмостойкости диафрагм в целом. Рассматриваются различные гистерезисные модели поведения элементов сооружения при циклической нагрузке.

В работе [102] исследуется нелинейная сейсмическая реакция железобетонных сооружений с учетом влияния изменения скорости деформаций на свойства конструкций. Исследования показали, что прочность железобетонных элементов под действием динамической нагрузки примерно на 20% выше, чем при статической. 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 [18, 22] 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 [20] рассматриваются колебания многомассовых нелинейных систем гистерезисного типа. Рассмотрены упругопластическая и упругохрупкая гистерезисные системы. Отмечается накопление погрешности при неучете точки разрыва производной характеристики «горизонтальная сила – перемещения» («P-x»).

В работе [19] 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 [1] исследована численная модель поведения спаренных крупнопанельных стен при сейсмическом воздействии. Расчеты показали, что пластические деформации раньше развились в перемычках. Следует отметить, что этот вывод справедлив только для конкретного сооружения, исследованного авторами.

В работе [19] исследовано нелинейное деформирование крупнопанельных зданий при интенсивных колебаниях. Установлена важность учета необратимого изменения жесткости конструкций, нелинейных процессов в стыках и грунте.

Д. Кнуттунен [105] 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 железобетонной 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.

В работе [15] 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.

В работе [36] исследуется влияние соотношения жесткостных и прочностных параметров перемычек и стен на сейсмостойкость диафрагмы с проемами. Идея состоит в использовании

перемычек как механизма диссипации энергии при сейсмическом воздействии. В качестве расчетной схемы принята плоская шестиэтажная рама с массами, сосредоточенными в узлах. Учтена податливость основания; геометрическая нелинейность и осевая неупругость элементов не учитывались. Зависимость «восстанавливающая сила-смещение» для стен и перемычек принята билинейной. В качестве воздействий использованы записи реальных акселерограмм. Проанализировано влияние жесткости и прочности перемычек на деформативность сооружения при статической нагрузке: уменьшение жесткости и прочности перемычек неблагоприятно сказывается на степени повреждения всех элементов здания. Установлено, что при динамических воздействиях имеются оптимальные соотношения жесткости и прочности перемычек и стен, при соблюдении которых перемычки играют роль гистерезисного рассеивателя энергии. Определены степени спаренности сооружения и отношения прочностных характеристик перемычек и стен, позволяющие достичь желаемого развития пластических деформаций. Однако, в данном исследовании не учитывались деградация жесткости и прочности железобетона при циклическом нагружении и влияние вертикальных усилий от постоянных и сейсмических нагрузок в стенах на характеристику «восстанавливающая сила-смещение».

Полная теория расчета комплексных конструкций была разработана профессором П.Л. Пастернаком и опубликована в монографии «Комплексные конструкции» [54]. 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 предел 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:

$$N_{\text{КС}} = N_{\text{ЖБ}} + 0.8N_{\text{КЛ}}, \quad (1.1)$$

где

$$N_{\text{ЖБ}} = \varphi_{\text{КС}} [F_{\text{Б}} \cdot R_{\text{пр.Б}} + f_a' \cdot G_{\text{К}}]. \quad (1.2)$$

Если кладка не имеет поперечной арматуры, то

$$N_{\text{КЛ}} = \varphi_{\text{КС}} \cdot F_{\text{КЛ}} \cdot R_{\text{КЛ}}. \quad (1.3)$$

В формулах (1.1-1.3):

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;

$G_{\text{К}}$  – 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:

$$E_{\text{КС0}} = \frac{E_{\text{Б0}} \cdot I_{\text{Б}} + E_{\text{КЛ0}} \cdot I_{\text{КЛ}}}{I_{\text{Б}} + I_{\text{КЛ}}}, \quad (1.4)$$

и приведенному пределу прочности

$$R_{\text{КС}} = \frac{R_{\text{КЛ}} \cdot F_{\text{КЛ}} + R_{\text{Б}} \cdot F_{\text{Б}}}{F_{\text{Б}} + F_{\text{КЛ}}}, \quad (1.5)$$

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 [69] была подтверждена величина коэффициента в формуле (1.1).

Приведенная в «Пособии по проектированию каменных и армированных конструкций» [63] формула для расчета комплексных конструкций имеет следующий вид:

$$N \leq \varphi_{\text{CS}} [0.85 \cdot m_g (R \cdot A + R_{\text{Б}} \cdot A_{\text{Б}}) + R_{\text{CS}} \cdot A'_s]. \quad (1.6)$$

В этой формуле влияние снижающего коэффициента 0.85 распространено и на прочность бетона.

При воздействии сейсмических сил стены здания оказываются в сложной силовой ситуации, формируемой как вертикальными, так и горизонтальными силами.



Теоретические исследования с помощью МКЭ показывают, что при таком напряженном состоянии наиболее вероятным разрушением стен является раскол по наклонным сечениям. Соответствующие эксперименты с каменными и бетонными образцами стен подтверждают это.

Таким образом, при расчете каменно-монолитных стен при особом сочетании нагрузок задача сводится к определению их несущей способности при разрушении по наклонному сечению.

Формально сжимающие напряжения в конструкции воспринимаются бетоном и кладкой. Однако здесь необходимо учесть два обстоятельства. Во-первых, кладка при работе конструкции на сжатие лишь частично реализует свою несущую способность. Во-вторых, сжатая зона конструкции в стадии разрушения занимает лишь небольшую часть всего ее сечения [40].

Учет обоих этих обстоятельств приводит к выводу, что кладка в формировании сопротивления сжатой зоны конструкции играет второстепенную роль. К аналогичному выводу приводит изучение физической сути возникновения и трансформации сил зацепления при работе конструкции в динамическом режиме. Можно считать, что многократное знакопеременное воздействие горизонтальных сил приведет к быстрому испарению по берегам трещин в низкопрочном камне и, как следствие, – к практически полному исчезновению сил зацепления в кладке.

Если согласиться со сказанным, то напрашивается вывод, что в условиях сложного нагружения и разрушения каменно-монолитной стены по наклонному сечению, ее несущая способность будет определяться фактически средним бетонным (железобетонным) слоем.

Однако, в работах [8, 9, 10, 16, 23, 107] показано, что повреждения конструкции не означают разрушения и потери сейсмостойкости. Стеновые системы обладают значительными резервами несущей способности и после активного трещинообразования.

ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко совместно с КПИ (Молдова) в 1992-93 гг были проведены испытания конструкций многослойных стен. Экспериментальному изучению подвергнуто влияние основных факторов, определяющих особенности работы трехслойных стен с внутренним монолитным железобетонным слоем при моделировании горизонтальных сил, возникающих во время землетрясения. К таким факторам относятся знакопеременность, повторяемость и динамический характер.

Экспериментальные исследования прочности и взаимодействия слоев между собой на горизонтальную нагрузку проводились на моделях и реальных простенках в натуральную величину.

Для испытаний на центральное сжатие было изготовлено 3 группы образцов.

В первую группу входили эталонные образцы кладки без поперечной перевязки. Результаты испытаний этих образцов были необходимы для уточнения некоторых расчетных параметров используемых при теоретическом определении несущей способности кладки из материалов Молдовы.

Вторую группу составляли образцы трехслойных стен с толщиной бетонного слоя 0,12 и 0,220 м. Характерной особенностью этих образцов являлось довольно высокое нормальное сцепление (0,287–0,304 МПа) монолитного бетона с кладкой. Для достижения этого блоки пильного известняка перед использованием для кладки полностью очищались от впрессованной пыли и оптимально увлажнялись. Бетонирование внутреннего слоя каждого образца осуществлялось через 3-5 дней после изготовления его кладочных слоев. Бетон уплотнялся вибратором.

В третью группу входили образцы трехслойных стен с нулевой прочностью сцепления между монолитным бетоном и кладкой. Это достигалось за счет покрытия внутренних поверхностей кладочных слоев стен газетной бумагой, препятствующей установлению сцепления между монолитным бетоном и камнем кладки, но не влияющей на влажностный режим вызревания бетона, поскольку бумага не препятствовала миграции влаги из бетона в камень.

Поведение образцов 1-й группы было следующим. По мере возрастания нагрузки наблюдалось 3 стадии напряженно-деформированного состояния кладки. На 1-й стадии кладка работала как монолит без каких-либо трещин. Вторая стадия начиналась с расслоения кладки на два слоя по центральной неперевязанной вертикальной плоскости. Начиная с этого момента, каждый из этих слоев работал самостоятельно как относительно тонкая пластинка. Это обстоятельство не могло не сказаться как на прочностных, так и на деформативных характеристиках кладки.

Третья стадия – это стадия разрушения, для которой характерно массовое повреждение камней кладки и рост деформаций при падающих напряжениях.

Если обозначить через  $P_T$  и  $P_p$  соответственно нагрузку, при которой появляется первая трещина и происходит разрушение кладки, то, как показали опыты, величина их отношения  $\omega = P_T/P_p$  зависит от прочности кладочного раствора. При использовании раствора марок 25-50  $\omega = 0,3:0,5$ .

Многочисленными испытаниями кладок из различных искусственных и природных каменных материалов, проведенными в России, доказано, что предел прочности кладки при сжатии может быть определен по формуле проф. Л.И. Онищика [50].

$$R_H = A \cdot R_1 \left( 1 - \frac{a}{b + R_1/2 \cdot R_2} \right) \cdot \eta, \quad (1.7)$$

где  $R_1, R_2$  – предел прочности при сжатии соответственно камня и раствора;

$a, b$  – эмпирические коэффициенты, зависящие от вида кладки;

$\eta$  – поправочный коэффициент для кладки на растворах низких марок (при  $R_2 \geq 0.4$  МПа,  $\eta = 1$ ; при  $R_2 < 0.4$  МПа,  $\eta = 0.75$ );

$A$  – конструктивный коэффициент, зависящий от прочности камня, определяется из выражения

$$A = \frac{10 + R_1}{10m + nR_1}. \quad (1.8)$$

В результате испытаний образцов 2 группы было получено значение коэффициента использования кладки комплексной конструкции, который может быть найден по формуле

$$\lambda_{кл} = \frac{N_{kk} - m\varphi_b F_b R_b^H}{\varphi_{кл} F_{кл} R^H}, \quad (1.9)$$

где  $N_{kk}$  – несущая способность комплексной конструкции;

$F_{кл}, F_b$  – площадь поперечного сечения кладочных и бетонных слоев стены;

$m = 0.9$  – коэффициент, учитывающий неоднородность бетона;

$R^H$  – предел прочности кладки при сжатии;

$R_b^H$  – призменная прочность бетона;

$\varphi_{кл}, \varphi_b$  – коэффициенты, учитывающие гибкость соответственно кладочных и бетонных слоев.

Значение  $\lambda_{кл}$  в проведенных опытах колебалось в пределах от 0.45 до 0.79, при этом замечено, что с повышением прочности бетона величина  $\lambda_{кл}$  снижается.

Стоит отметить, что отношение величины действительных напряжений в кладке в стадии разрушения трехслойной стены к пределу прочности кладки при сжатии по своей физической сути и есть коэффициент использования кладки в составе комплексной конструкции.

Зная предельную сжимаемость бетона и зависимости  $\sigma = f(\varepsilon)$  для кладки, можно определить напряжения в кладке ( $\sigma_{ms} < R_{ms}$ ) в момент исчерпания несущей способности комплексной конструкции. Тогда коэффициент  $\lambda_{кл}$  может быть определен как отношение  $\sigma_{ms}/R_{ms}$ . Для определения  $\lambda_{кл}$  расчетным путем, необходимо накопление экспериментальных данных о характере зависимости  $\sigma = f(\varepsilon)$  для кладок из различных материалов.

Результаты испытаний образцов 3-й группы показывают, что сцепление бетона с камнем играет весьма существенную роль в поведении трехслойных стен под нагрузкой. Так, если в образцах 2-й группы отслоение кладки от бетона наступило при нагрузке, составляющей в среднем 60% от разрушающей, то расслоение образцов 3-й группы началось при  $R_T = (0,24; 0,50)P_p$  при среднем значении  $\omega = 0.35$ .

Раннее расслоение трехслойных стен приводит к значительному раскрытию трещин в плоскости контакта к моменту достижения предельной несущей способности, что практически устраняет влияние сил зацепления по контактными плоскостям, существенную роль которых отмечают некоторые исследователи.

В образцах с нулевой прочностью сцепления между кладкой и бетоном величина коэффициента  $\lambda_{\text{кл}}$  составила в среднем 0.39. Для образцов из таких же материалов, но с высокой прочностью сцепления между слоями  $\lambda_{\text{кл}}$  равно 0.52.

Фрагменты трехслойных стен, предназначенные для испытаний на внецентренное сжатие, изготавливались из тех же материалов, и по той же технологии, что образцы 2-й группы, испытанные на центральное сжатие. Для увеличения жесткости распределительных бетонных плит, они армировались сетками из стержней диаметром 15А-III с шагом 0,10 м.

Всего было испытано 5 образцов стен при различных эксцентриситетах приложения сжимающей силы.

Напряженно-деформированному состоянию трехслойных стен, при внецентренном сжатии характерны те же стадии, что и при центральном сжатии постепенно возрастающей нагрузкой. Это совместная работа всех слоев при их жестком соединении, расслоение по контакту камень-бетон, достижение кладкой предельного состояния и, наконец, полная потеря несущей способности фрагментов вследствие разрушения внутреннего бетонного слоя и достижения кладкой предельного состояния при котором снижается доля воспринимаемой ею нагрузки.

Формула, для определения  $N$ , при  $S_c \geq S_0$  имеет вид

$$N = \frac{\varphi_{sc} [0.85(R_{ms} S_{ms} + R_b S_b) + R_{sc} S_s]}{e}, \quad (1.10)$$

где  $S_s = S_{ms,c} + S_{bc} \cdot R_b / R_{ms}$  – статический момент площади сжатой зоны комплексного сечения относительно центра тяжести растянутой или менее сжатой арматуры  $A_s$ ;

$S_s$ ,  $S_{ms}$ ,  $S_b$  – статический момент соответственно площади сечения кладки, бетона и арматуры  $A'_s$  относительно центра тяжести арматуры  $A_s$ ;

$S_0 = S_{ms} + S_b \cdot R_b / R_{ms}$  – статический момент площади комплексного сечения приведенного к кладке;

$S_{msc}$ ,  $S_{bc}$  – статический момент площади сжатой части сечения соответственно кладки и бетона относительно центра тяжести арматуры  $A_s$ ;

$E$  – расстояние от точки приложения силы до центра тяжести арматуры  $A_s$ ;

$\varphi_{cs}$  – коэффициент продольного изгиба комплексной конструкции.

Поскольку каменно-монолитные здания предназначены преимущественно для сейсмических районов, была изучена работа трехслойных стен в условиях сложного нагружения

вертикальной и горизонтальной нагрузками. В специальной литературе такие испытания получили название испытаний на перекося в своей плоскости.

Для испытаний был изготовлен один крупноразмерный образец трехслойной стены.

При вертикальном обжатии образца напряжения  $\sigma_y$  в опорном сечении основной зоны распределялись неравномерно. Это обстоятельство в определенной мере сказалось на характере эпюр  $\varepsilon_y$  при сравнительно небольших уровнях горизонтальной нагрузки. В стадии разрушения эпюры  $\sigma_y$  имели очертание, аппроксимируемое треугольником. Заметим, что именно такая форма эпюры  $\sigma_y$  была принята при разработке метода расчета стен по наклонным сечениям.

Характер разрушения конструкции в целом был довольно мягким. Коэффициент пластичности достиг значения 0,39.

Единственные динамические испытания такого типа зданий проводились ЦНИИСК (Москва) и КПИ (Молдова) на натуральных объектах: многоэтажных каменно-монолитных зданиях, построенных в г. Кишиневе.

Объектами испытаний являлись построенные в г. Кишиневе по проектам, разработанным в Кишиневгорпроекте, два многоэтажных каменно-монолитных здания:

- 9 этажный дом;
- 10 этажный дом.

В процессе динамических испытаний было качественно оценено динамическое поведение при нагрузках малой интенсивности каменно-монолитных зданий.

Визуальный осмотр при проведении динамических испытаний показал, что при небольших динамических нагрузках трехслойные стены работают как единое целое.

Полученные периоды собственных колебаний зданий и диссипативные характеристики соответствуют проектным.

В 1993 г. в Турции были проведены совместные Российско-Турецкие экспериментальные статические исследования фрагментов трехслойных стен [107], в которых принимали участие проф., д-р техн. наук Я.М. Айзенберг, канд. техн. наук В.И. Смирнов и профессор Ярар. В результате были получены основные общие динамические характеристики трехслойных конструкций.

Проведенный обзор экспериментальных статических и динамических испытаний фрагментов, отдельных стен и зданий целиком с комплексными стенами позволит использовать полученные математические зависимости, значения эмпирических коэффициентов при составлении алгоритмов и компьютерных программ. Кроме того, имеются основания для следующих выводов:

1. Работа железобетонных и каменных стен носит ярко выраженный нелинейный характер. Учет нелинейного характера деформирования позволяет использовать запасы прочности до 20% и более.

2. До начала разрушения конструкций многослойные стены работают как единое целое. Принимая во внимание существенные различия в значениях предельных относительных деформаций при разрушении, следует предположить наличие механизма перераспределения нагрузок между слоями в процессе увеличения внешних воздействий.

3. Возможно предположить, что нагрузки между слоями распределяются в прямой пропорции относительно соотношения жесткостей слоев. С изменением модуля деформации слоев в процессе нагружения, линейная зависимость сохраняется.

## **1.2 Теоретические исследования по учету работы внутреннего и наружных слоев 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 заменяются на приведенное сечение с условным расчетным сопротивлением сжатию  $R_{прив}$ , определяемым по формуле

$$R_{прив} = \frac{m_b R_b F_b + \lambda_{кл} K_{кл} F_{кл} m_{кл}}{F_b + F_{кл}}, \quad (1.11)$$

где  $F_b, F_{кл}$  – площадь поперечного сечения соответственно бетона и кладок стен;

$R_b, R_{кл}$  – расчетное сопротивление сжатого соответственно бетона и кладки;

$\lambda_{кл}$  – коэффициент использования кладки (по аналогии с формулой 1.9);

По результатам расчетов в то время было выявлено, что, несмотря на использование несущей способности каменных стен, в нижних сечениях 9-ти 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-ти этажных монолитных зданиях расчетная арматура, как правило, не требуется.

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

В ЦНИИСК им. Кучеренко использовался один из возможных путей теоретического анализа этой проблемы для динамической системы со многими степенями свободы. 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 так же их лимитирования остается открытым. Для успешного разрешения этой важной проблемы необходимо, с одной стороны, накопить теоретические данные о значениях максимальных перемещений, остаточных и пластических деформаций при работе конструкции за пределом упругости, а с другой – провести обширные экспериментальные исследования для установления пределов допустимых остаточных деформаций и местных разрушений.

Огромную пользу здесь могут оказать и обследования последствий сильных землетрясений. Сопоставление теоретических и экспериментальных данных, а также результатов, полученных при обследовании последствий разрушительных землетрясений, дает необходимый материал для оптимального проектирования сейсмостойких конструкций.

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-δ» 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:

$$M = \frac{6EI}{l^2} \left( \frac{1}{1+k} \right)$$

$$Q = \frac{12EI}{l^3} \left( \frac{1}{1+k} \right) \quad (1.12)$$

$$k = \frac{12\mu EI}{\ell^2 GA},$$

где  $E$  – модуль упругости;  $I$  – момент инерции сечения;  $A$  – площадь сечения;  $G$  – модуль сдвига;  $\ell$  – 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)

$$R' = \sum_{m=1}^n R'_m \quad (1.13)$$

Прочностные характеристики элементов здания (простенков и перемычек) определяются в соответствии с СП 63.13330.2012. Для монолитного слоя вычисляются следующие параметры:

1) Предельный изгибающий момент по прочности сечения, нормального к продольной оси элемента.

$$M = \sum R_{si} A_{si} (h_0 - a_i), \quad (1.14)$$

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

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

$h_0$ , – рабочая высота сечения;

$a_i$  – расстояние до сжатой арматуры.

2) Предельная поперечная сила по прочности сечения, наклонного к продольной оси элемента.

$$Q = Q_b + Q_{sw}, \quad (1.15)$$

где  $Q_b$  – поперечная сила воспринимаемая бетоном;

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

Поперечная сила воспринимаемая бетоном равна

$$Q_b = \varphi_{b2} R_{bt} + b h_0^2 / c_0, \quad (1.16)$$

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

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

$b$  – толщина элемента;

$c_0 = \sqrt{\varphi_{b2} R_{bt} b h_0^2 / g_{sw}}$  – 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

$$Q_{sw} = g_{sw} * c_0 . \quad (1.17)$$

Для слоев каменной кладки определяются следующие параметры:

1) Предельный изгибающий момент для неармированных элементов

$$M = R_{bt} * W, \quad (1.18)$$

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

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

2) Предельная поперечная сила

$$Q = R_{tw} * bz , \quad (1.19)$$

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

$z$  – плечо внутренней пары сил.

Для анализа используются дифференциальные уравнения движения в приращениях

$$M\ddot{\nabla Y} + B\dot{\nabla Y} + R'\nabla Y = YP \quad (1.20)$$

где  $\nabla Y, \dot{\nabla Y}, \ddot{\nabla Y}$  – 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  $t$

$$R' = \begin{vmatrix} \frac{\partial R_1}{\partial Y_1} & \dots & \frac{\partial R_1}{\partial Y_n} \\ \dots & \dots & \dots \\ \frac{\partial R_n}{\partial Y_1} & \dots & \frac{\partial R_n}{\partial Y_n} \end{vmatrix} . \quad (1.21)$$

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

$$[\bar{R}]\nabla Y = \nabla \bar{P} \quad (1.22)$$

$$[\bar{\mathbf{R}}] = R' + \frac{6}{\tau^2} M + \frac{3}{\tau} B \quad (1.23)$$

$$\nabla \bar{\mathbf{P}} = \nabla \mathbf{P} + \left[ \frac{6}{\tau} \mathbf{M} + 3\mathbf{B} \right] \dot{\mathbf{Y}}_k + \left[ 3\mathbf{M} + \frac{\tau}{2} \mathbf{B} \right] \ddot{\mathbf{Y}}_k \quad (1.24)$$

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

Далее следует отметить, что хотя строительство зданий с комплексными стенами в сейсмических районах ведется с исторических времен, до настоящего времени отсутствует достаточно простая и надежная методика учета совместной работы внутреннего и наружных слоев. Выполненные исследования, посвященные анализу механизмов разрушения каменно-монолитных стен, при интенсивных сейсмических воздействиях носят единичный характер и, как правило, расчеты ведутся на простейших моделях.

Приведенная методика, разработанная в Молдавии под руководством профессора Т.А. Балана, требует дальнейшего уточнения расчетных моделей и совершенствования метода расчета зданий с трехслойными стенами.

Учитывая результаты проведенного обзора работ по исследуемой тематике и опыт строительства, в последующих главах будет уточнена методика расчета зданий с многослойными стенами и даны рекомендации по расчету, проектированию и возведению конструкций.

### 1.3 Опыт строительства зданий с многослойными стенами

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

В начале 80-х годов 20 века 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-ти

этажные сейсмостойкие крупнопанельные дома имели повреждения несущих элементов 1-2 степени. 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 1.1).

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 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.



Рисунок 1.1 – Фрагмент трехслойной стены высотного дома в г. Кишиневе

Поскольку в Молдове наиболее распространенным каменным материалом являлся пильный известняк, то все проекты предусматривают выполнение опалубочных слоев стен из блоков размером 0,39×0,19×0,19 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.

Перед бетонированием пространство между рядами кладки (дно и стенки кладки) тщательно очищалось от упавшего раствора и мусора, продувалось сжатым воздухом, и смачивалось водой. Для удобства очистки рекомендуется устройство проема размером 19х19 см в середине нижнего ряда кладки при длине участка стены более 2 м. Бетонирование разрешается вести только после освидетельствования очищенных мест мастером. При бетонировании стен с вибрированием выпирания каменной кладки на строящихся зданиях нигде не происходило.

К 1986 г., когда произошло Карпатское землетрясение в Кишиневе, было построено несколько 9-ти этажных каменно-монолитных зданий с трехслойными стенами. Они представляют собой здания из монолитного железобетона с несъемной опалубкой, где роль опалубки выполняют известковые блоки. После землетрясения 1986 года, было обследовано 8-ми этажное здание с проходным чердаком высотой 2,1 м и подвалом с высотой помещения 3 м, прямоугольное в плане с размерами 15,6х73 м, высотой типового этажа 3,9 м. Проект разработан в 1985 г. институтом Кишиневгорпроект [42]. Сейсмичность площадки строительства 7 баллов, расчетная сейсмичность здания 7 баллов. Основанием фундамента здания служат суглинки и супеси общей мощностью 20 м, подстилаемые слабой скалой. Грунтовые воды отсутствуют. 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 0,04. В ходе строительства местами армирование было увеличено. Толщина внешних слоев из силикатного кирпича для наружных стен составляет 25 см, для внутренних 12 см. Связь между слоями обеспечивается 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, являются продольные внутренние и наружные стены. Вертикальные нагрузки в лестнично-лифтовом холле воспринимаются наружными стенами и внутренними продольными монолитными рамами. Поперечные стены являются 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 выявленному дефектом было отмечено, что при освоении этого вида строительства должны быть решены некоторые технологические вопросы, и в первую очередь – обеспечение возможности контроля скрытых работ.

После землетрясения 31 августа 1986 г. все каменно-монолитные здания были тщательно обследованы: ни в одном из них не обнаружено ни малейших повреждений несущих конструкций, на штукатурке внутренних и наружных стен зданий не было никаких трещин или отслоений. 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 [42, 43].

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 производили как для монолитных зданий [67] 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, однако, 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 0,19x0,19x0,39 м или полублоков 0,19x0,09x0,39 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 выполняются из сборных бетонных блоков стен подвала с монолитными сердечниками или из сплошной железобетонной плиты. Из монолитного пояса или плиты выпускаются анкера, к которым в процессе возведения кладок привязываются арматурные каркасы. Согласно расчетам, только на 1-2 этажах в 5-ти этажном здании арматура расчетная диаметром 12-14 АШ, выше – конструктивная диаметром 8-10 мм. Каркасы ставятся с шагом ~0,8-0,6 м, в углах пересечения стен и по граням проемов. Стык – внахлестку на длину анкерки, 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 2-м сторонам.

Проектом предусматривался визуальный контроль укладки и качества бетона, для чего в первом ряду кладки оставляются отверстия 0,2x0,2 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).

В связи с увеличением объемов строительства по данной системе актуальным является обобщение опыта строительства, разработка наиболее оптимальных приемов производства работ и конструктивных решений узлов. Ниже рассмотрены схемы проведения работ на двух объектах г. Краснодара.

Конструкция наружной стены 12-этажного жилого дома по ул. Калинина-Тургенева в г. Краснодаре представляет собой: силикатный кирпич толщиной 0,25 м, пенополистерол 0,05 м, монолитный железобетон 0,16 м, красный глиняный кирпич 0,12 м (рисунки 1.2-1.5).

При возведении наружной стены в первую очередь выводится наружная верста кладки толщиной 0,25 м на этаж, с закладкой анкеров из арматурной стали диаметром 6А–1 для крепления утеплителя и связи с внутренней верстой. Какие-либо временные крепления при этом не применяются. После навески утеплителя и установки арматуры, ярусами до 1 м выводятся внутренняя верста с учетом рекомендаций ЦИСС – пустошовка со стороны слоя железобетона, зачистка и продувка компрессором перед укладкой бетона. После твердения раствора кладки внутренней версты (1-2 суток) проводится бетонирование. Бетон класса В15, литой консистенции, фракция до 20 мм, доставляется на объект автобетоносмесителем. Подача бетона производилась бадьей – «сапожком», небольшими порциями – слоями 0,2-0,3 м с вибрированием каждого слоя. Временные крепления не применяются. Проблемы с устойчивостью внутренней версты возникали только в зимний период и в сильную жару, то есть в условиях, неблагоприятных для твердения кладочного раствора. В это время высота яруса бетонирования уменьшалась.

Конструкция внутренней стены: красный глиняный кирпич 0,12 м, монолитный железобетон 0,2 м, красный глиняный кирпич 0,12 м. При возведении стены устанавливается вертикальная арматура высотой на этаж, затем ярусами до 1 м выводятся кирпичные стенки и т.д. При укладке арматурных сеток, связывающих кирпичные стенки, продольная арматура сетки разрезается в местах пересечения с вертикальной арматурой железобетонного слоя.

При установке железобетонных поясов в уровне низа плит перекрытия используется инвентарная металлическая опалубка – металлические щиты 1,25x0,4 м. Опалубку устанавливает один человек – сварщик, который одновременно выполняет армирование пояса под плитами перекрытия.

В местах размещения предварительно устраивается ниша за счет уменьшения слоя кирпича до 0,065 м. Бетонирование таких участков производится с установкой внешних временных креплений. Затем вентканалы выкладываются из кирпича толщиной 65 мм с устройством коренника и подключений. Участок стены с вентканалами имеет выступ внутрь помещений.

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.

При возведении наружной стены, по аналогии с первым объектом, выводится наружная верста кладки толщиной 0,12 м на этаж, с закладкой анкеров из оцинкованной арматурной стали диаметром 8А–1 для крепления утеплителя и связи с внутренней верстой. Временные крепления не устанавливаются. Устойчивость на период производства работ обеспечивается за счет большого количества углов (сложный фасад). После установки вертикальной арматуры на этаж, ярусами по 0,60 м выводится внутренняя верста, при этом арматурная связь кирпичных стенок находится на один ряд кладки ниже верха яруса бетонирования. Приемы ведения кладки и применяемый бетон аналогичны первому объекту.

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. Вентканалы – коренники устраиваются в уширенном слое бетона с использованием съемной деревянной опалубки. Подводящие участки – с использованием несъемной опалубки в виде коробов из кровельной стали.

При проектировании новых зданий с многослойными стенами рассматривается возможность применения связей из стеклопластиковой арматуры, вентканалов из пластиковых труб в слое железобетона, инвентарных креплений в виде скоб – для кладки внутренних стен, в целях увеличения высоты яруса бетонирования.





Рисунок 1.2 – Наружная стена 12-этажного жилого здания в г. Краснодаре



Рисунок 1.3 – Наружная стена 12-этажного жилого здания в г. Краснодаре



Рисунок 1.4 – Возведение 9- 14-ти этажного дома в г. Краснодаре



Рисунок 1.5 – Фрагмент многослойной стены 12-ти этажного дома в г. Краснодаре

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

Сейсмичность г. Краснодара и площадки строительства по СНиП II-7-81\* “Строительство в сейсмических районах” [79] оценивается 7 баллов по картам «А» ОСР-97 для грунтов 2 категории по сейсмическим свойствам.

Здание двухсекционное, имеет размеры в плане 13,8х53,7 м. Секции длиной 20,2 м. и 30,5 м. сблокированы под углом 15-20° 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 не симметричное, с неравномерным распределением масс и жесткостей. Контуры наружных стен ломаные, продольная ось здания изогнута под углом 15-20°.

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

Принятая 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=400мм. 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 – 380х400 мм, сечение ригелей рам – 400х400 мм.

Лифты - монолитные железобетонные, лифтовая шахта толщиной 200 мм. Лифтовые шахты расположены в осях 3-4, 9-10/ А-Б и играют роль ядер жесткости.

Материал несущих конструкций, кроме перекрытия, – монолитный тяжелый бетон класса В25. Перекрытия – сборные, многопустотные плиты толщиной 220 мм. В уровне перекрытий каждого этажа устроены монолитные сейсмопояса 450х520 (h) 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 – 8 баллов. Сейсмичность площадки строительства с учетом грунтовых условий – 8 баллов.

Пятиэтажный жилой дом с многослойными стенами в плане был запроектирован крестообразной формы с размерами 29,4х29,4 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 – 4-х слойные продольные и трехслойные поперечные несущие стены: внутренний слой – монолитный железобетонный, слой утеплителя (пенополистерол) и два слоя (наружный и внутренний) из кирпича.

Плиты перекрытия – многопустотные железобетонные толщиной 0,220 м.

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

На сегодняшний день, были запроектированы и построены здания с многослойными стенами в г. Нальчике (Северный Кавказ), г. Майкопе, г. Белореченске, г. Иркутске, г. Севастополе, г. Улан-Удэ. В каждом из регионов, для опалубочных слоев применены различные типы штучных материалов: полнотелый и пустотный кирпич, керамические камни, пенобетонные блоки. Материал утепляющего слоя – пенополистерол или жесткие минераловатные плиты. Здание в г. Улан-Удэ пережило ощутимые землетрясения [35].

Два 10-ти этажных жилых дома с подземной гаражом-стоянкой были возведены в 2013 году по ул. Леонова, 1е в г. Черкесске (рисунки 1.6 – 1.10).



Рисунок 1.6 – 10-ти этажный дом в г. Черкесске





Рисунок 1.7 – Фрагмент многослойной стены 10-ти этажного дома в г. Черкеске



Рисунок 1.8 – Фрагмент многослойной стены в области оконного проема  
10-ти этажного дома в г. Черкеске



Рисунок 1.9 – Фрагмент многослойной стены 10-ти этажного дома в г. Черкесске. Устройство антисейсмического пояса в уровне перекрытий



Рисунок 1.10 – Фрагмент многослойной стены 10-ти этажного дома в г. Черкесске. Устройство надпроемных перемычек.



Территория участка расположена в центральной части города Черкесска. Сейсмичность площадки строительства с учетом грунтовых условий – 8 баллов.

Проектируемый жилой дом представляет собой десятиэтажное здание с подземным гаражом-стоянкой. Размеры в плане 19,0х33,7м. Высота жилых помещений – 3,0м, в подвале – 3,9м. В здании с 1-го по 8-й этаж расположены 16 трехкомнатных и 16 четырехкомнатных квартир. 9-10 этажи двухуровневые квартиры, 1 четырехкомнатная и 1 пятикомнатная квартиры. В подвале предусмотрен подземный гараж-стоянка на 20 машин.

Конструктивная схема здания – трехслойные несущие стены из монолитного железобетона и наружными слоями из кирпичной кладки. Фундаменты – ленточные сборные из ж/б фундаментных плит по ГОСТ 13580-85. Стены цокольного этажа – из сборных бетонных фундаментных блоков по ГОСТ 13579-78\*. Перегородки – из силикатного кирпича и керамического. Перекрытия – сборные железобетонные многопустотные панели. Утеплитель – пенополистирол, плотностью 40кг/м<sup>3</sup>.

#### **1.4 Сравнительный анализ различных решений строительных конструкций с точки зрения сейсмостойкости**

Последние сильные землетрясения (Армения – Спитак, 1988; Калифорния, 1989; Турция – Эрзинджан, 1992; Курильские острова, 1994; Кобе – Япония, 1995; Сахалин, 1995; Турция – Измит, 1999; Тайвань, 1999, 2015) продемонстрировали сравнительно низкую сейсмостойкость железобетонных каркасных зданий [90, 95, 103].

Десятки тысяч людей погибли во время землетрясений именно в каркасных зданиях.

В г. Ленинкане на одной и той же площадке зачастую полностью разрушались 9-этажные каркасные здания, погребая под обломками жильцов, и оставались совершенно неповрежденными тоже 9-ти этажные, но стеновые, крупнопанельные здания. Никто в этих домах не был даже ранен [90].

Каркасные здания весьма широко распространены и в России, и за рубежом, например, в средиземноморских странах (Турция, Израиль, Греция, Египет, Италия и др.).

Предпочтение, отдаваемое архитекторами каркасным зданиям, обусловлено часто эстетическими соображениями, традицией иметь в южных районах оконные проемы большого размера, а также функциональными требованиями – в каркасных нижних этажах удобно располагать магазины, рестораны, гаражи и т.п.

Таким образом, существует противоречие между требованиями архитектуры и сейсмической безопасности (также и безопасности с точки зрения торнадо, ураганов).

В каркасных зданиях, используемых в Японии, размеры поперечных сечений железобетонных колонн и ригелей столь велики, что при этом часто теряется привлекательность решения с точки зрения архитектора.

Сейсмическая надежность гибких каркасных зданий особо низка на территориях залегания больших толщ аллювиальных рыхлых грунтов, а такие ситуации распространены повсеместно, так как города располагали обычно в долинах рек и озер, именно на таких площадках (Ташкент, Сочи, Ленинакан, частично Петропавловск-Камчатский и др.).

В этих ситуациях значительно более высока сейсмическая надежность зданий с несущими стенами и вертикальными диафрагмами. К таким зданиям относятся крупнопанельные здания, здания с монолитными железобетонными стенами.

Обладая высокой сейсмостойкостью, каждая из разновидностей таких зданий с несущими стенами имеет в определенных случаях специфические недостатки.

Ниже перечислены некоторые из них.

Недостатки крупнопанельных зданий

1) Крупнопанельное домостроение требует наличия индустриальной базы, что доступно не всегда и не везде, особенно в сельских местностях. Существующая система КПД для нормального функционирования требует огромных капитальных вложений.

2) Планировочные решения крупнопанельных зданий накладывают ограничения на возможности архитекторов.

3) Во многих случаях являются привлекательными решения с применением местных строительных материалов – кирпич, камень, блоки, что исключается в случае КПД.

4) Расход цемента и металла, а также стоимость возведения КПД относительно высоки.

5) Монтаж КПД требует достаточно высокой квалификации строителей, что доступно далеко не всегда.

Недостатки монолитных железобетонных зданий

1) Требуется опалубка для бетонирования, которая часто существенно повышает стоимость строительства.

2) В условиях высоких и низких температур приходится проводить дополнительные мероприятия по сохранению прочности бетона, что повышает стоимость строительства.

3) Достаточно высок расход цемента.

Недостатки зданий с несущими стенами из кирпича, мелких блоков, сырца, ракушечника и других местных материалов

Здания такого типа являются недостаточно надежными в условиях сильного землетрясения.



Специалисты, обследовавшие последствия землетрясений на Сахалине, Курильских островах, в Армении, Турции, Узбекистане и других регионах, указывают 2 группы зданий, в результате разрушения которых погибло преобладающее количество людей.

Группа 1. Каркасные здания, указанные выше.

Группа 2. Малоэтажные здания из сырца, кирпича, бетонных или керамических блоков. Часто это сельские здания, построенные из любых имеющихся местных материалов.

Каменно-монолитные здания с многослойными стенами

Научно-инженерный центр «Безопасность сооружений» разработал конструктивную систему несущих стен зданий для районов с высокой сейсмической опасностью (до 10 баллов), которые обладая высокой сейсмической надежностью, свободны от недостатков упомянутых выше других типов зданий с несущими стенами и вертикальными диафрагмами.

Несущие стены состоят из трех или четырех слоев. Внутренний несущий слой выполняется из железобетона, а в некоторых случаях (невысокая сейсмическая опасность, наличие сейсмоизоляции) – из бетона. В случае необходимости, выполняется дополнительный внутренний слой из теплоизоляционного материала.

Два наружных слоя выполняются из пустотелого или обычного кирпича, либо из бетонных блоков, либо из ракушечника, либо из сырцового кирпича.

Такие стеновые системы, при правильном проектировании, могут обладать весьма высокой сейсмостойкостью, что подтверждается не только теоретическими соображениями, но и опытом сильных землетрясений. Так, например, при землетрясении в Кишиневе, 1986г., практически не получили разрушений многоэтажные дома с трехслойными стенами, в которых наружные слои выполнялись из пильного камня-ракушечника. Имеется исторический опыт хорошего сейсмического поведения трехслойных стен, которые применялись еще в древности. К этому типу стеновых конструкций, относится популярная в Армении в прошлом кладка системы «Мидис», которая демонстрировала высокую сейсмостойкость, пока эту кладку не стали выполнять в последние годы с грубейшими нарушениями строительной технологии, например, заполняя внутренний слой строительным мусором вместо прочного известкового раствора [89].

По существу, речь идет об использовании известной и хорошо зарекомендовавшей себя с давних времен системы, но на современном уровне знаний и с применением современных строительных материалов.

Преимущества несущей системы в виде многослойных стен:

- 1) Система обладает высокой сейсмостойкостью.
- 2) Многослойные стены позволяют использовать местные строительные материалы. Это позволяет использовать систему не только в городах, но и в сельской местности.

3) Существенно сокращается расход стали и цемента в сравнении с каркасными зданиями. Стоимость зданий снижается на 20-25%.

4) Отсутствует необходимость в опалубке для бетонирования каркаса или монолитных стен.

5) Внутренний бетонный слой в значительной степени предохраняется от действия высоких или низких температур во время бетонирования наружными слоями.

6) Отсутствует необходимость в создании базы стройиндустрии, как в случае крупнопанельных зданий. Система удобна в условиях индивидуального строительства.

7) Система дает значительные возможности архитекторам, являясь пластичной, гибкой, с архитектурно-планировочной точки зрения.

8) Система обеспечивает высокие теплоизоляционные свойства и, таким образом, позволяет сокращать энергозатраты в сравнении с другими системами при отсутствии специальных затрат.

9) Стены данной системы обладают высокими звукоизоляционными свойствами.

10) Наружные слои выполняются обычно из материалов более мягких, чем бетон, что представляет известные удобства для жильцов с точки зрения установки шурупов, гвоздей и других крепежных деталей.

11) Безреберные плоские перекрытия также могут выполняться с использованием местных материалов (кирпич, ракушечные блоки) между несущими железобетонными балками небольшой высоты (на высоту перекрытия). Использование таких перекрытий позволяет обходиться без тяжелых кранов, что является привлекательным при строительстве в селах, в дачных поселках. Такие перекрытия обладают меньшим весом, что является преимуществом, поскольку при этом снижаются инерционные сейсмические нагрузки.

12) В наружных слоях может применяться «Интерблок», так называемая португальская система кладки из бетонных или керамических пустотелых блоков «впустошовку», без раствора, что приводит к существенной экономии цемента и позволяет использовать неквалифицированную рабочую силу.

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

### **2.1 Испытания фрагментов однослойных, трехслойных и четырехслойных стен на перекося в своей плоскости.**

Вторая глава работы посвящена экспериментальным исследованиям фрагментов многослойных стен, а также однослойных элементов кладки, фрагментов стен из монолитного железобетона, комплексных конструкций стен. В ней приводятся программы и результаты статических испытаний, выполненных непосредственно автором диссертации в период с 2000 по 2015 годы.

В развитие испытаний фрагментов трехслойных стен выполненных ранее, в настоящей работе были проведены статические испытания фрагментов трех- и четырехслойных стен с целью определения основных характеристик, в частности определить диапазон совместной работы кирпичных и монолитных слоев; определить величину затухания (диссипативные характеристики) для фрагментов стен.

Программой статических испытаний предусматривалось:

- испытание фрагментов несущих стен размером 150x160 см с конструктивным армированием на одностороннее статическое действие нагрузки;
- испытание фрагментов несущих стен размером 150x160 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, деформативные и диссипативные 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 (рисунок 2.1). Нагрузка подавалась и снималась ступенями: 12 т, 15т, 25т, 36т , 43т и 50т. Перемещения верха образца в горизонтальной плоскости замерялись прогибомерами (однослойные образцы – одним, трех- и четырехслойные – тремя прогибомерами).

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 получена марка бетона 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 4-х слойной стены на испытательном стенде



Рисунок 2.5 – Установка прогибомера при испытании однослойного фрагмента



Рисунок 2.6 – Установка прогибомеров при испытании многослойных фрагментов

## **2.2 Результаты испытания образцов на многократное ступенчатое статическое действие нагрузки**

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





Рисунок 2.7 – Однослойный фрагмент стены после испытаний

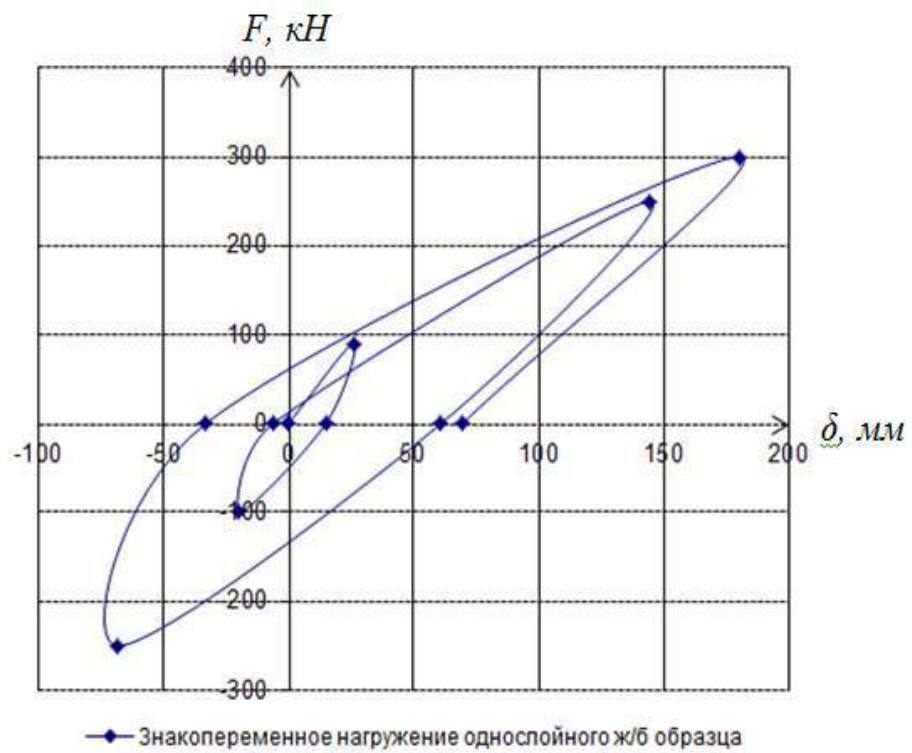


Рисунок 2.8 – Диаграмма «Сила – горизонтальное перемещение» при знакопеременном нагружении однослойного фрагмента

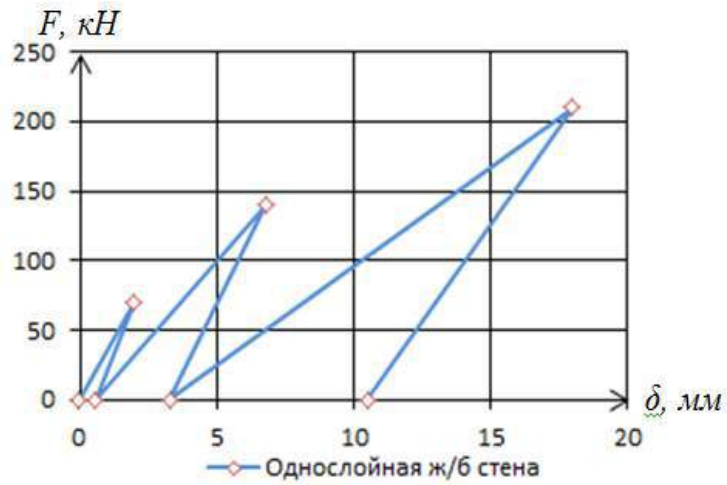


Рисунок 2.9 – Диаграмма «Сила – горизонтальное перемещение» при одностороннем нагружении однослойного фрагмента

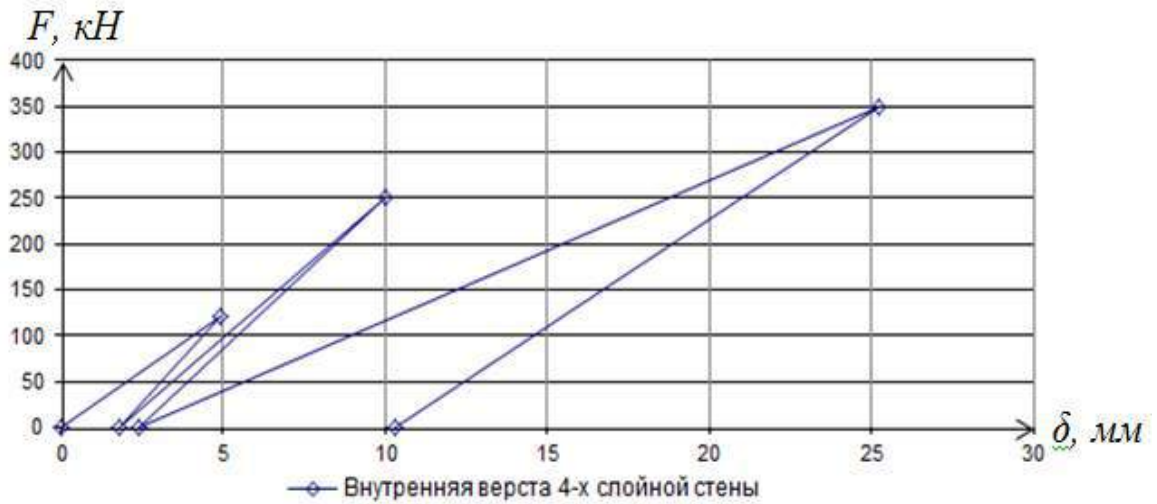


Рисунок 2.10 – Диаграмма «Сила – горизонтальное перемещение» при одностороннем нагружении 4-х слойного фрагмента (внутренняя кирпичная верста)



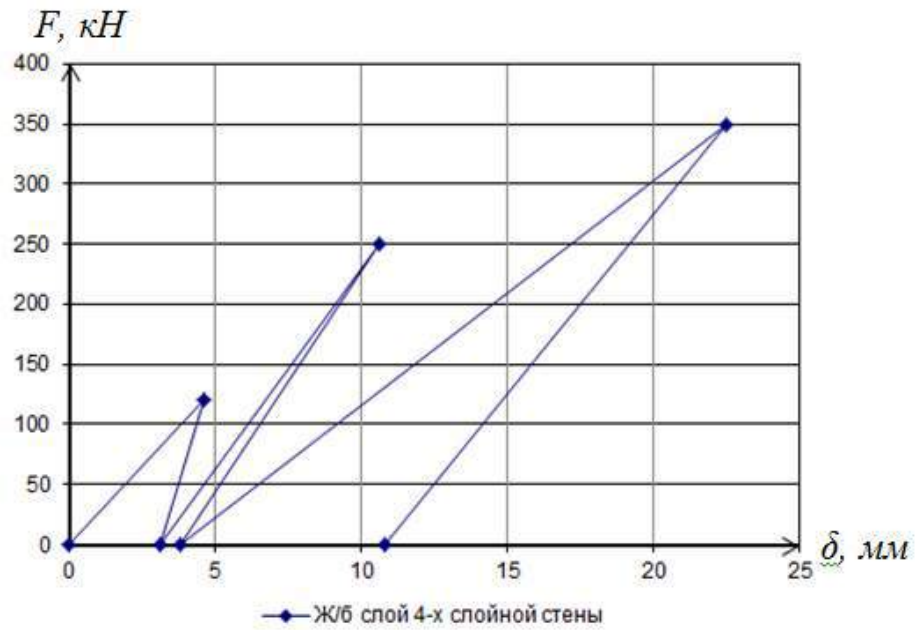


Рисунок 2.11 – Диаграмма «Сила – горизонтальное перемещение» при одностороннем нагружении 4-х слойного фрагмента (внутренний железобетонный слой)

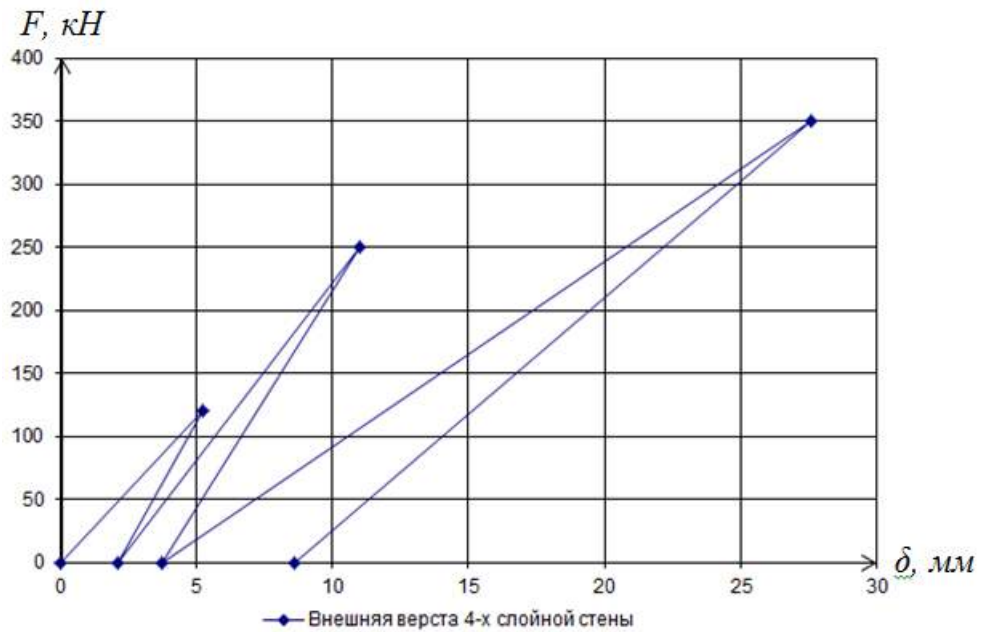


Рисунок 2.12 – Диаграмма «Сила – горизонтальное перемещение» при одностороннем нагружении 4-х слойного фрагмента (внешняя кирпичная верста)

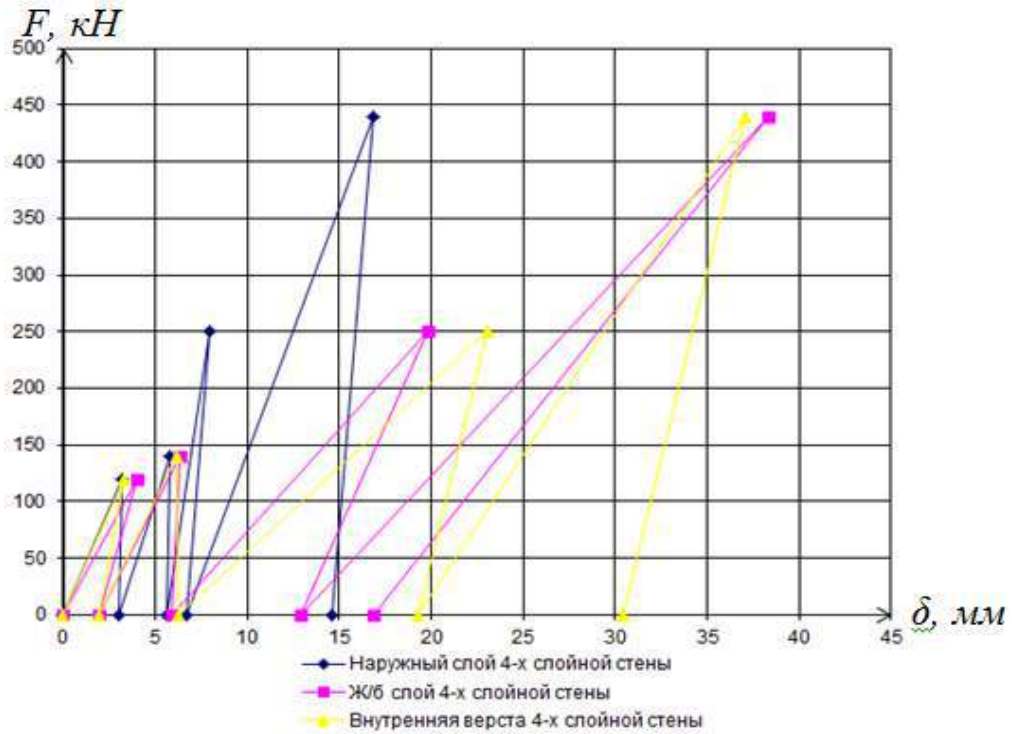


Рисунок 2.13 – Диаграмма «Сила – горизонтальное перемещение» при одностороннем нагружении 4-х слойного фрагмента

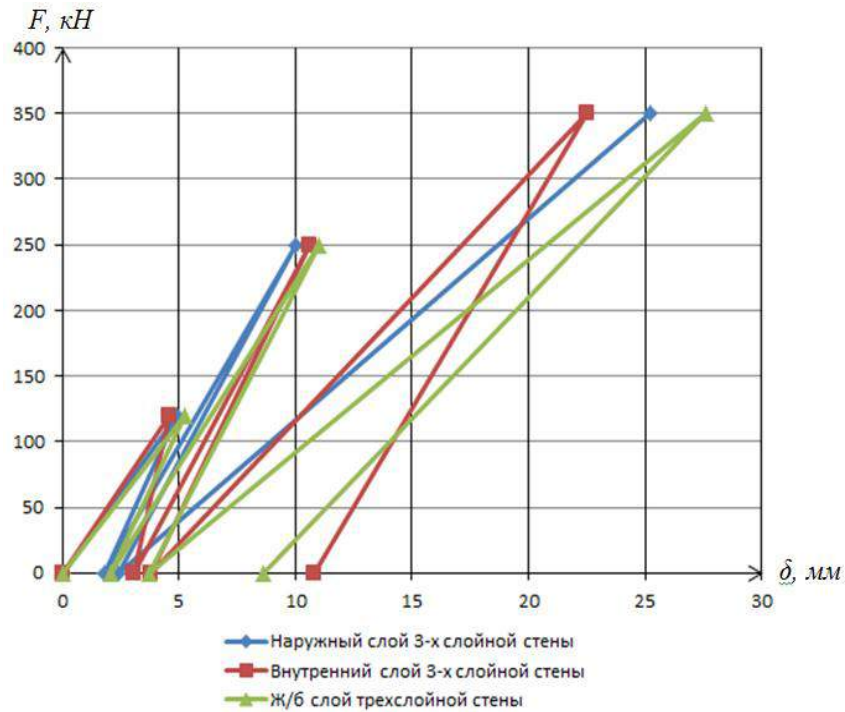


Рисунок 2.14 – Диаграмма «Сила – горизонтальное перемещение» при одностороннем нагружении 3-х слойного фрагмента



Рисунок 2.15 – Повреждения при одностороннем нагружении 4-х слойного фрагмента  
(наружная кирпичная верста)



Рисунок 2.16 – Повреждения упорной части  
при одностороннем нагружении однослойного фрагмента

## **2.3 Оценка возможности применения многослойных стен с кладочными слоями из керамических изделий в сейсмических районах Российской Федерации**

### *2.3.1. Общее описание испытаний*

В 2010 году в ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко была выполнена работа по исследованию прочности и деформативности кладки из керамических изделий ОАО «Славянский кирпич». Это позволило установить нормативные и расчетные характеристики кладки из крупноформатных камней при проектировании и расчете зданий.

В 2011-2012 гг. в Центре исследования 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.

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 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 Рогопорт-1, керамического поризованного пустотного камня Рогомах-250; фрагментов стен комплексной конструкции.

Испытания на перекося проведены для четырех серий образцов. Первые две серии выполнены из керамического кирпича и камня, вторые две представляют собой фрагменты комплексных конструкций с железобетонными включениями. Все испытания проводились на базе Испытательного центра ОАО «НИЦ «Строительство» (аттестат аккредитации испытательной лаборатории (центра) №РОСС RU.0001.22СМ27)

В работе представлены результаты испытаний образцов на перекося.

### *2.3.2. Подготовка образцов для испытаний.*

Испытания на перекося были проведены для четырех серий образцов. Каждая серия состояла из 3 образцов.

Первая серия - фрагменты кладки стен из одинарного кирпича Рогопорт-1. Образцы размером 1030x1040x120 мм выполнены без армирования.

Вторая серия - фрагменты кладки стен из крупноформатного керамического камня Роготах-250 размером 1190x1140x25 мм. Образцы армированы горизонтальными сетками через каждые два ряда по высоте.

Схемы фрагментов первой и второй серий приведены на рисунке 2.17.

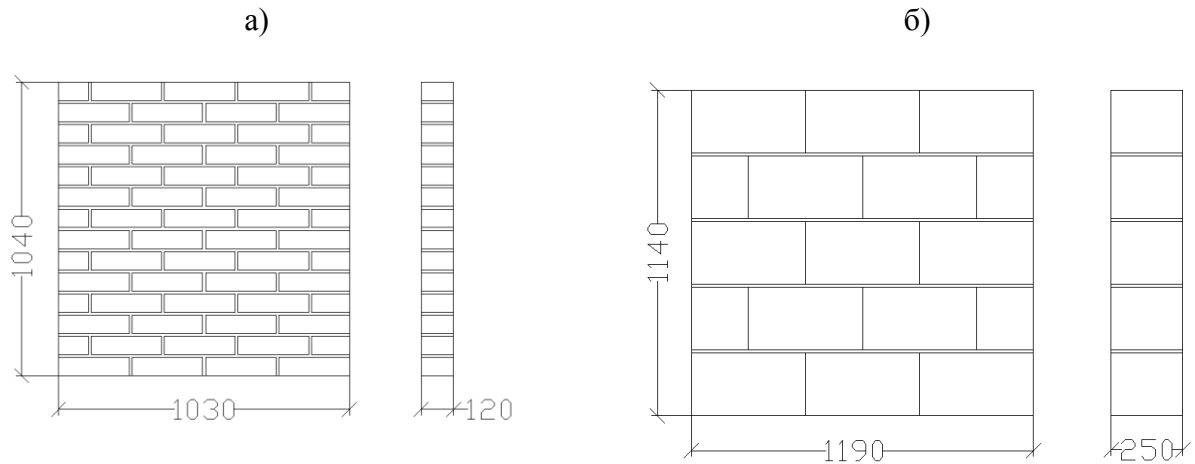


Рисунок 2.17 – Фрагменты кладки стен для испытаний на перекус.

а) фрагмент стены из кирпича Рогопгм-1; б) фрагмент стены из кирпича Роготах-250

Третья серия – фрагмент стены с железобетонным включением и каменной кладкой из керамического камня Роготах-250. Размеры образца 1790x1680x250 мм. Верхний и нижний железобетонный пояс, а также вертикальное железобетонное включение армированы четырьмя стержнями А500 диаметром 10. Кладка армирована горизонтальными сетками с ячейкой 100x100 мм через каждые два ряда по высоте. Выпуски арматурной сетки забетонированы.

Четвертая серия – фрагмент трехслойной конструкции стены размером 1590x1680x530 мм. Наружные слои выполнены из кирпича Рогопгм-1 и керамического камня Роготах-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 100x100 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 2.18.

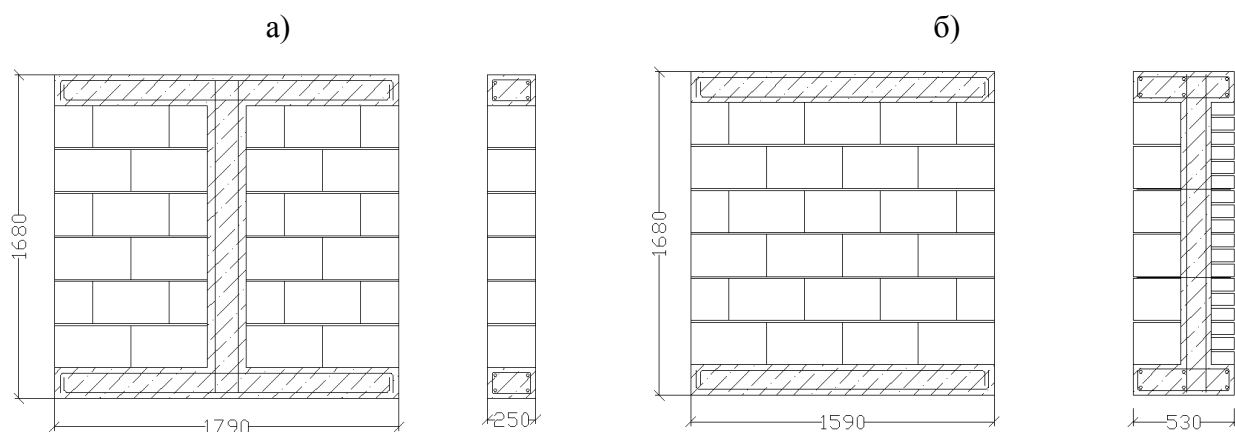


Рисунок 2.18 – Фрагменты кладки стен для испытаний на перекос.

а) фрагмент стены с железобетонным включением; б) фрагмент трехслойной стены

### 2.3.3. 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 [44]. 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 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.

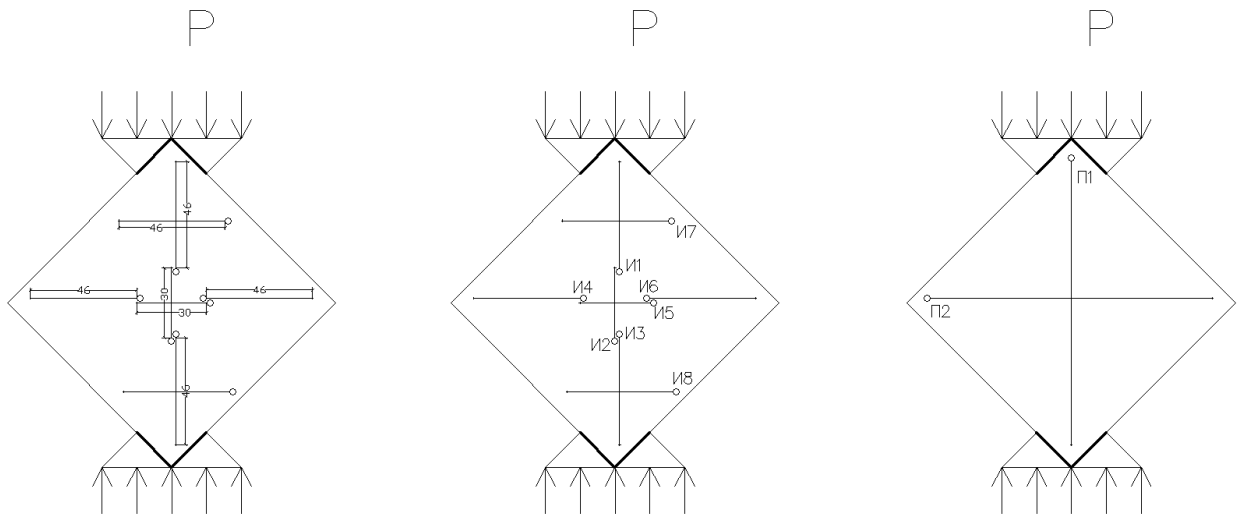


Рисунок 2.19 – Общая схема испытаний образцов первой-третьей серий на перекося

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

1 – приборы И1-И8 устанавливались на поверхность кирпича Рогомах-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 Рогоном-1.

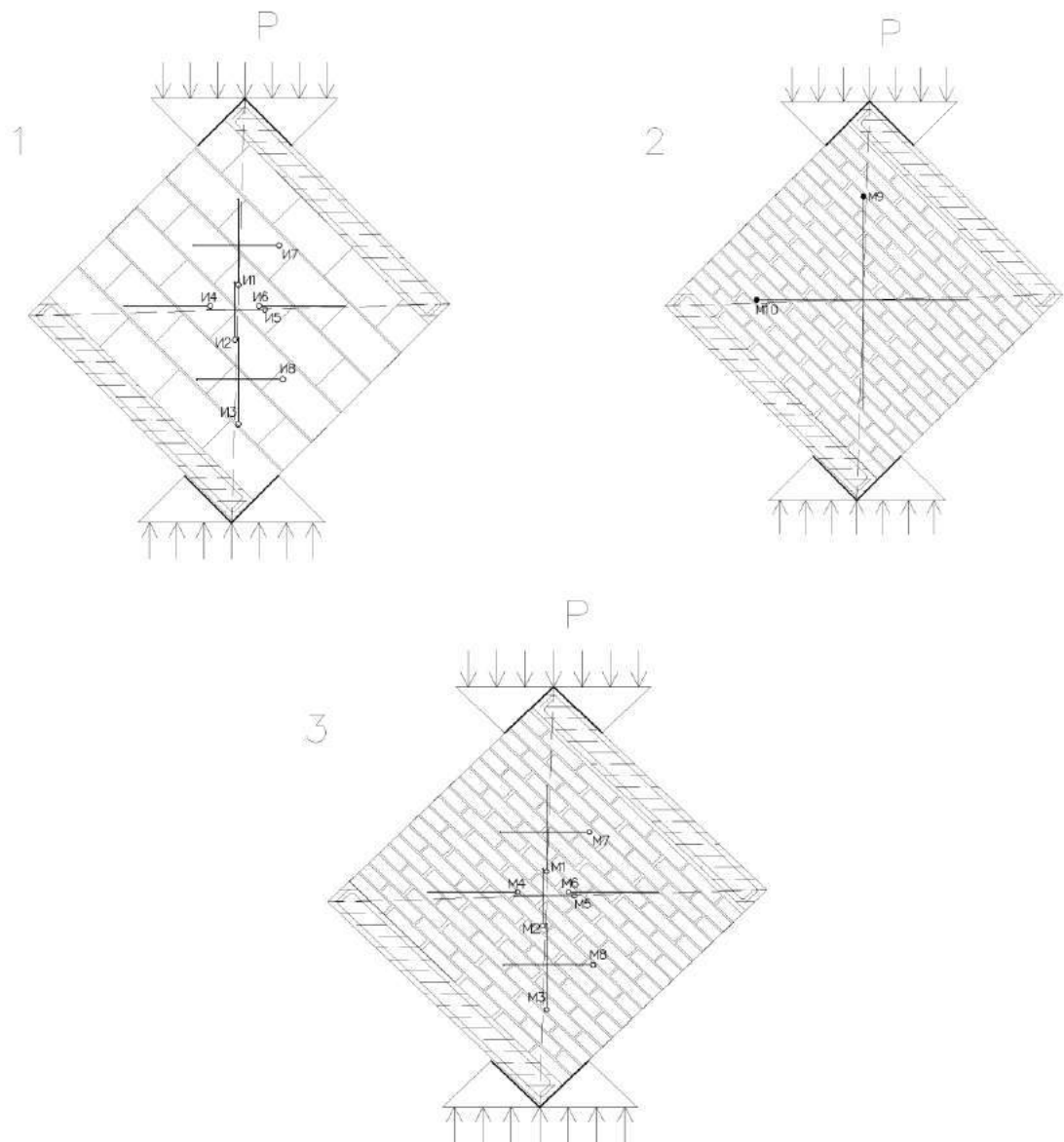


Рисунок 2.20 – Схема нагружения и расстановки измерительных приборов на трехслойном образце

*2.3.4. Результаты испытаний на перекося фрагментов кладки из одинарного кирпича Poronorm-1.*

Результаты испытаний фрагментов стен из кирпича Poronorm-1 приведены на рисунках 2.21-2.25 и в таблице 2.1.



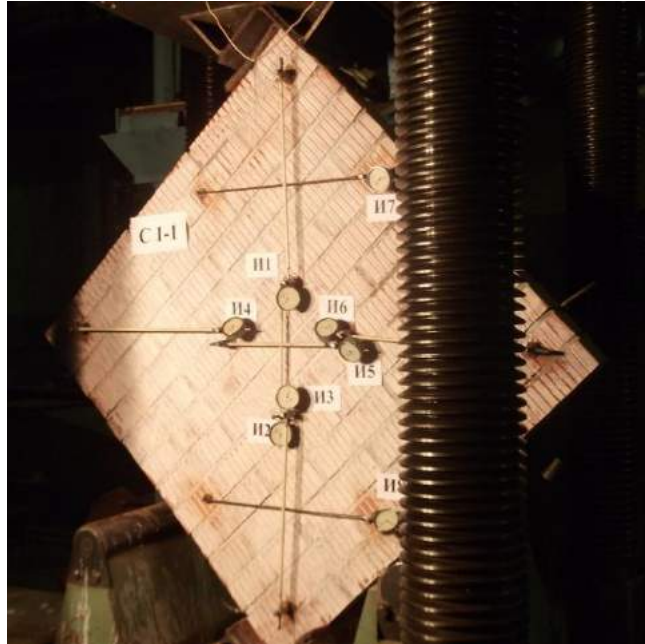


Рисунок 2.21 – Общий вид образца из одинарного кирпича Рогопорт-1 в прессе при испытаниях на перекос

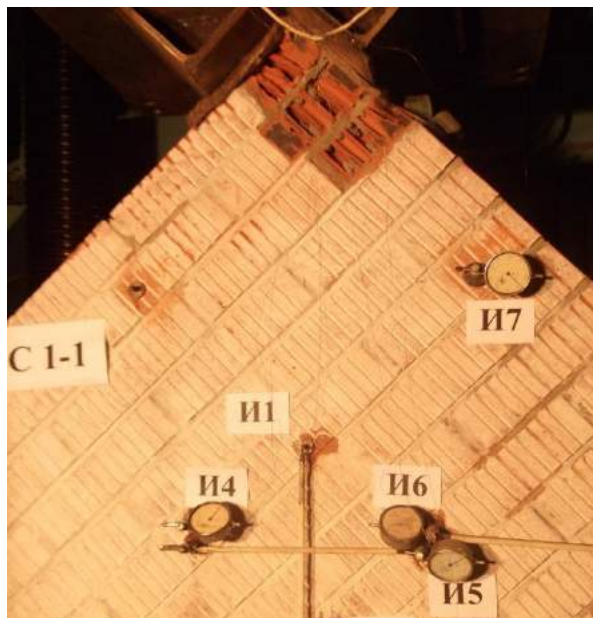


Рисунок 2.22 – Разрушение образца С1-1 – смятие кирпича в верхней части образца в месте приложения нагрузки



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



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

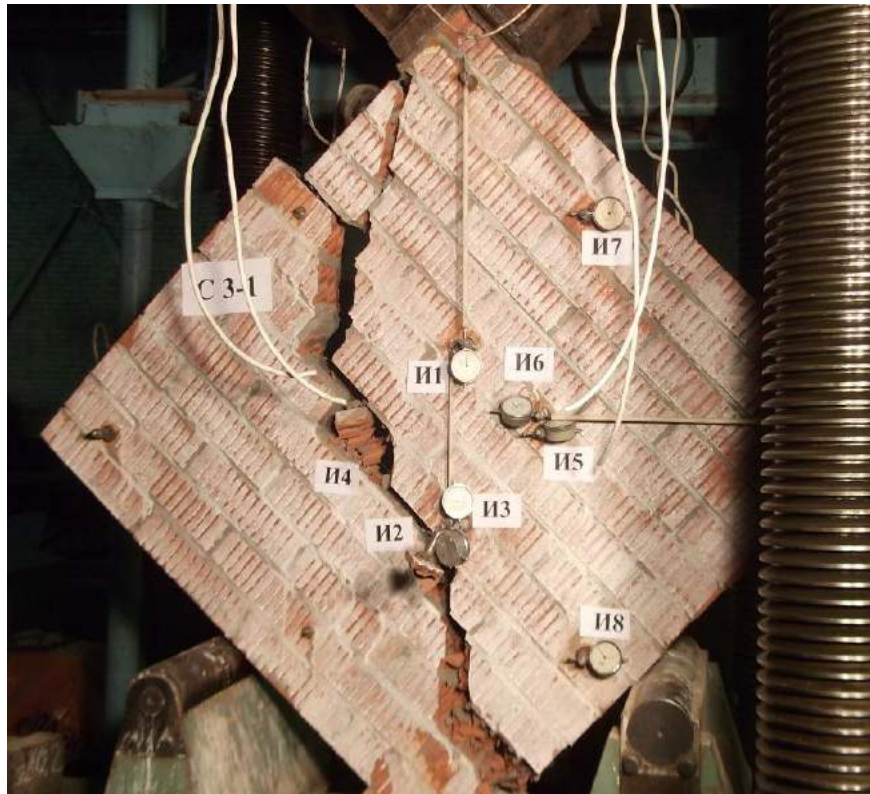


Рисунок 2.25 – Разрушение образца СЗ-1

Таблица 2.1 – Результаты испытаний опытных образцов из кирпича Рогоном-1 на перекос.

Образец	Разрушающая нагрузка $N_p$ (кг)	Комментарий
С1-1	20400	Разрушение в результате смятия в зоне приложения нагрузки
С2-1	21600	Разрушение в результате смятия в опорной зоне
СЗ-1	19200	Образование диагональной трещины

Серия фрагментов стен из одинарного кирпича Рогоном-1 состояла из 3 образцов. При испытаниях двух образцов произошло смятие угла в месте приложения нагрузки либо в

опорной зоне (рисунки 2.22-2.24) без раскрытия диагональной трещины. Разрушение третьего образца произошло в результате образования диагональной трещины, что показано на рисунке 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, что развитие диагональной трещины происходит от центра образца к краям, и что 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 300мм, нагрузки – к максимальной за испытания серии образцов. На графике отчетливо видно нарастание деформаций в 3 образце, что соответствует раскрытию трещины.

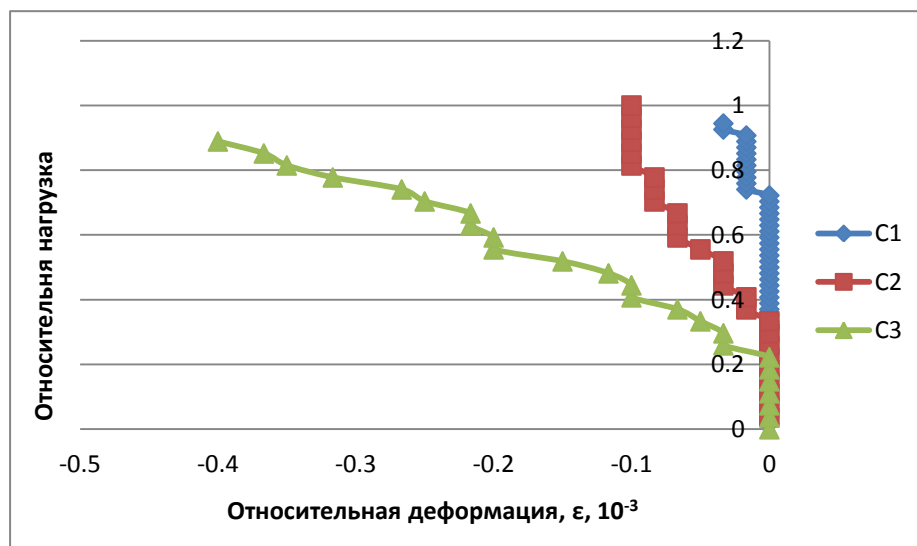


Рисунок 2.26 – График деформирования центральной части растянутой диагонали образцов.

### 2.3.5. Результаты испытаний на перекося фрагментов кладки из керамического камня Porotax-250.

Результаты, полученные в ходе испытаний фрагментов кладки стен из крупноформатного керамического камня Porotax-250, приведены в таблице 2.2.



Таблица 2.2 – Результаты испытаний фрагментов стен из кирпича Роготах-250 на переко

Образец	Разрушающая нагрузка $N_p$ (кг)	Комментарий
С1-250	10800	Потеря несущей способности в результате местного смятия камней
С2-250	13600	
С3-250	15600	

На рисунке 2.27 показан общий вид образцов этой серии при подготовке к испытаниям. На рисунках 2.28-2.31 показан характер разрушения образцов.

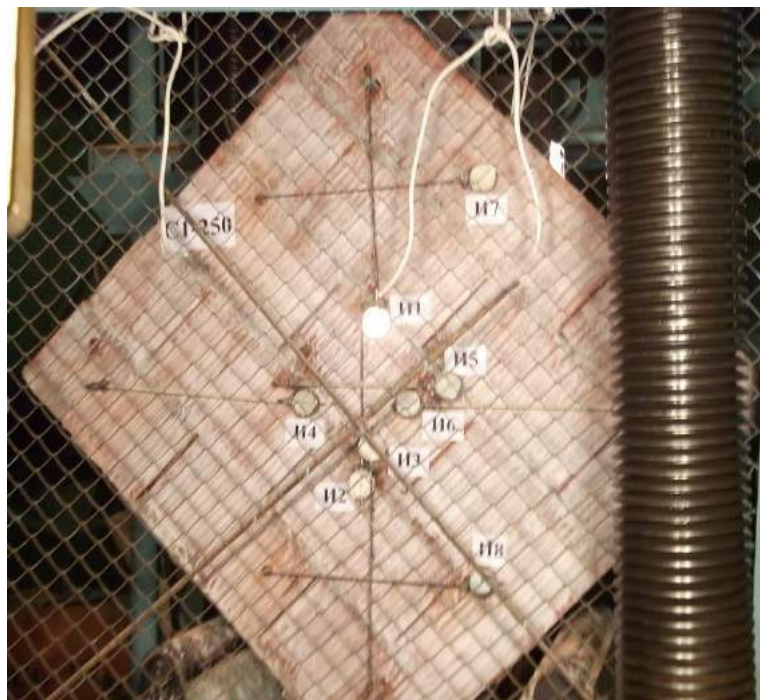


Рисунок 2.27 – Образец из крупноформатного керамического камня Роготах-250 в прессе



Рисунок 2.28 – Разрушение образца С1-250

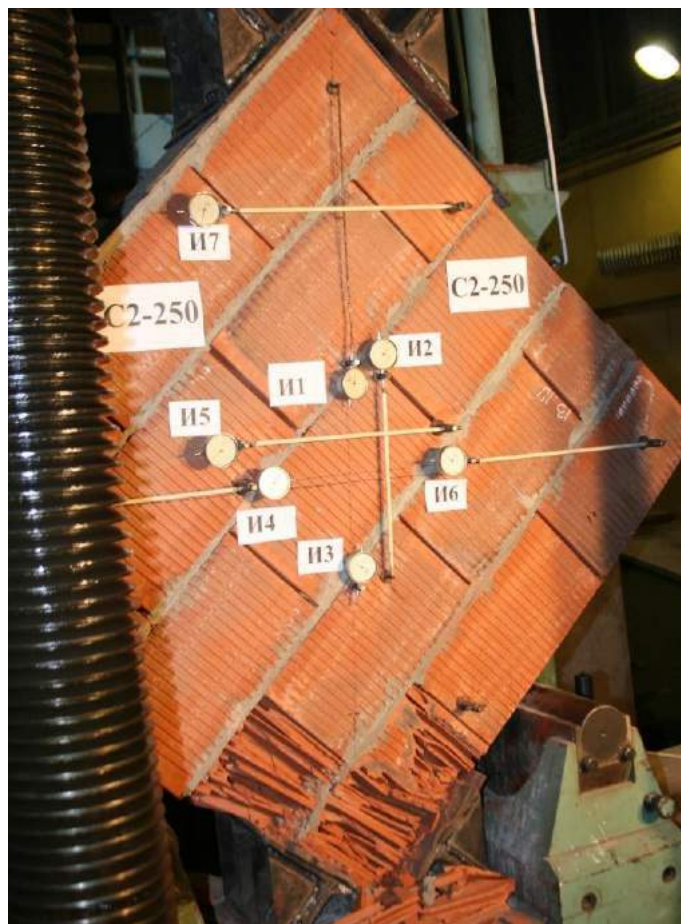


Рисунок 2.29 – Разрушение образца С2-250. Общий вид в прессе



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 Rogomax-250 разрушение всех образцов произошло в результате смятия кирпича в опорной зоне. Характер разрушений – сколы по направлению пустот в камне. Такой вид разрушения вызван, по-видимому, 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 имеет и играет большую роль при сейсмических воздействиях. Отсутствие раствора в пазогребневых соединениях камней также отрицательно сказывается на несущей способности, поскольку снижает монолитность кладки.

*2.3.6. Результаты испытаний на перекося фрагментов многослойных конструкций.*

На рисунке 2.32 показан общий вид расстановки приборов и раскрепления образцов данной серии в испытательном прессе. Кубиковая прочность бетона составляет  $43 \text{ кг/см}^2$ .

Результаты испытаний приведены в таблице 2.3.

Таблица 2.3 – Результаты испытаний фрагментов многослойных стен на перекося

Образец	Нагрузка при первой трещине $N_{1тр}$	Разрушающая нагрузка	Комментарий
МС-1	160	195	Образование вертикальной диагональной трещины по всей толщине образца
МС-2	120	185	Образование вертикальной диагональной трещины по всей толщине образца
МС-3	100	150	Образование вертикальной диагональной трещины по всей толщине образца

Характер разрушения образцов приведен на рисунках 2.33-2.35, на рисунке 2.36 показана диагональная трещина бетонного слоя в образцах МС-1 и МС-2.





Рисунок 2.32 – Общий вид образца серии МС в испытательном прессе

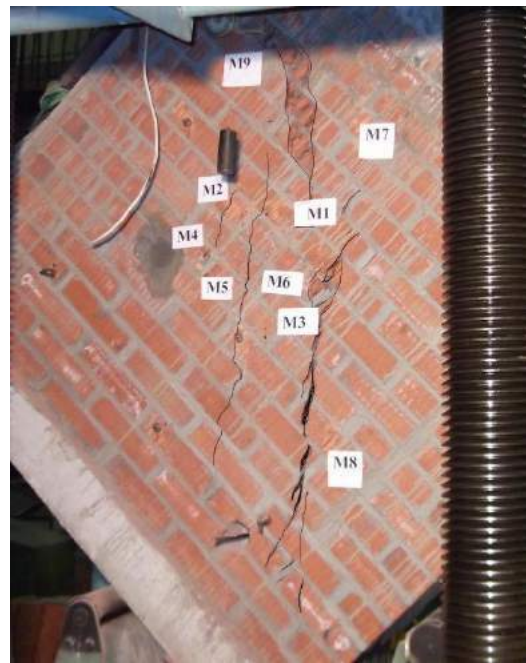
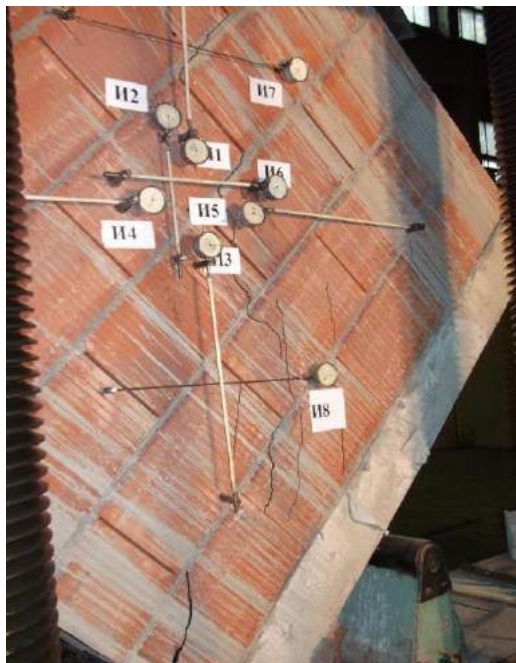


Рисунок 2.33 – Образец МС-1 после снятия нагрузки. №=195 т



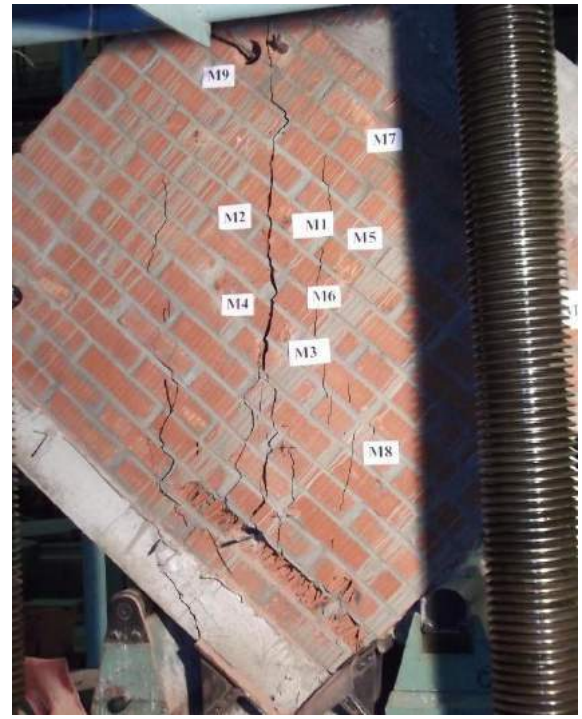


Рисунок 2.34 – Образец МС-2 после снятия нагрузки.  $N_p=185$  т

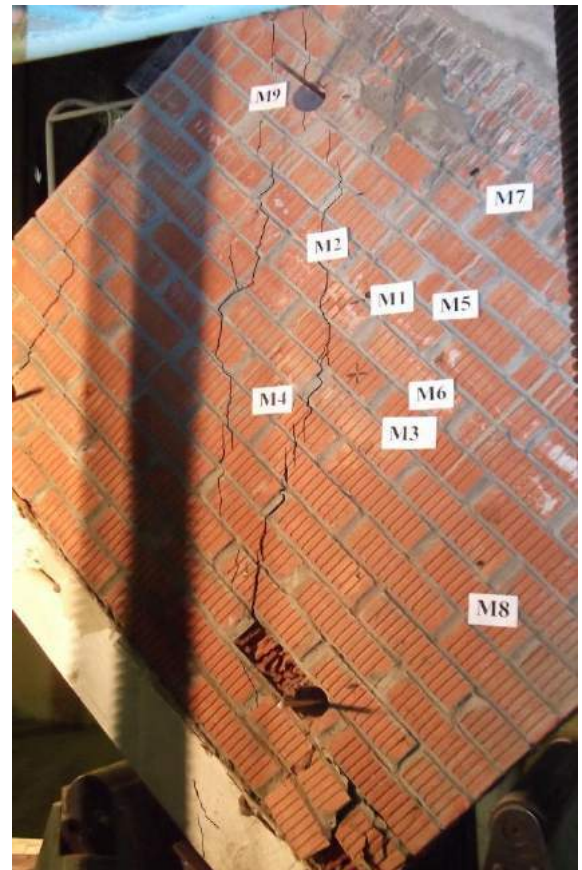
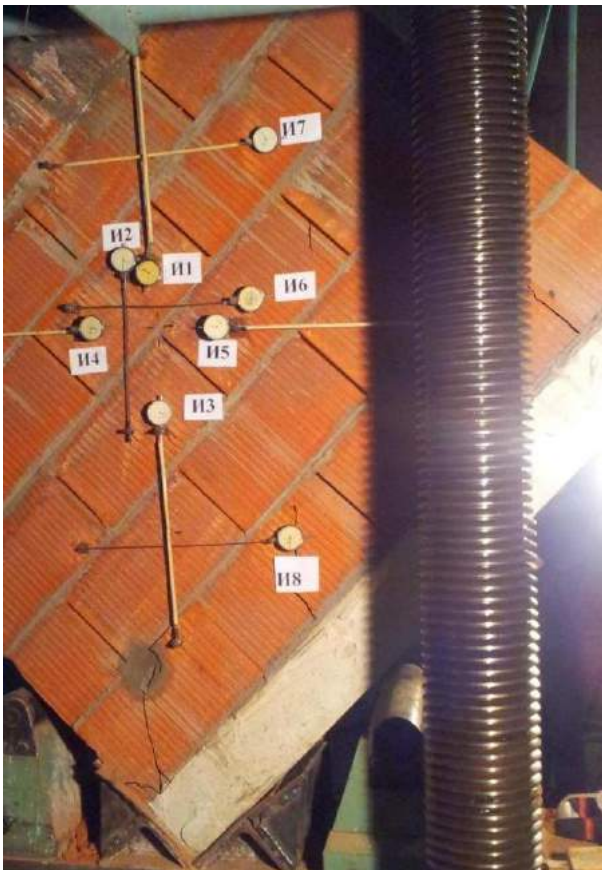


Рисунок 2.35 – Образец МС-3 после снятия нагрузки.  $N_p=155$  т

а)



б)



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

Разрушение всех образцов происходило 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 135 т произошло раскрытие трещины в углу образца в растянутой части по всей толщине образца (рисунок 2.35).

Дальнейшее повышение нагрузки приводило к отказу слоев кладки, после чего всю нагрузку воспринимал на себя внутренний слой железобетона. Разрушение образцов происходило в результате отказа слоев кладки и образования вертикальных диагональных трещин в железобетонном слое вдоль сжатой диагонали образца.

На рисунках 2.37 представлены графики относительных деформаций для различных слоев образцов. Нагрузка отнесена к максимальной за серию испытаний, деформации к базе измерений, в зависимости от рассматриваемого индикатора.



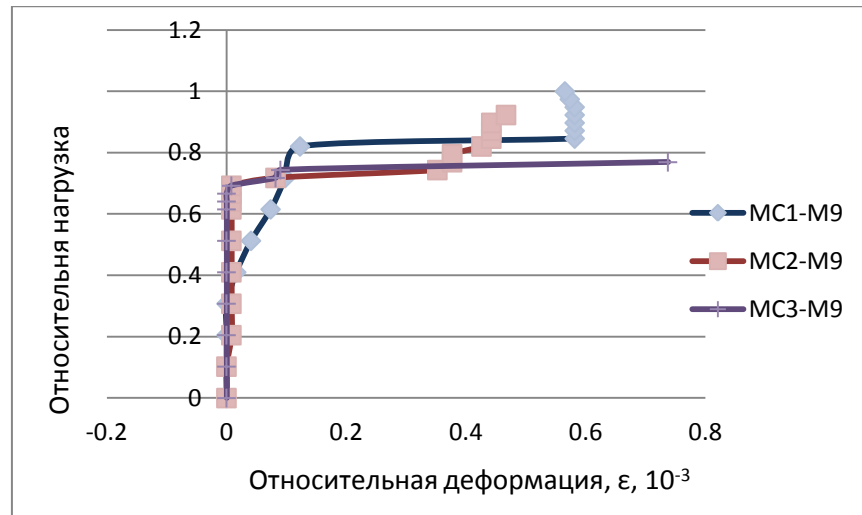


Рисунок 2.37 – Относительные деформации сжатой диагонали образцов.

### 2.3.7. Результаты испытаний на перекос фрагментов кладки усиленной железобетонными включениями.

В таблице 2.4 приведены сводные данные, полученные в ходе испытаний третьей серии образцов.

Таблица 2.4 – Результаты испытаний на перекос фрагментов, усиленных железобетонным включением.

Образец	Нагрузка при первой трещине $N_{1тр}$	Разрушающая нагрузка	Комментарий
ВК-1	20	30	
ВК-2	20	28	
ВК-3		32	Образования видимых трещин при нагружении не выявлено

На рисунке 2.38 показан общий вид образца в испытательном прессе и расстановка приборов на одной из граней. Характер разрушения образцов приведен на рисунках 2.38-2.40.

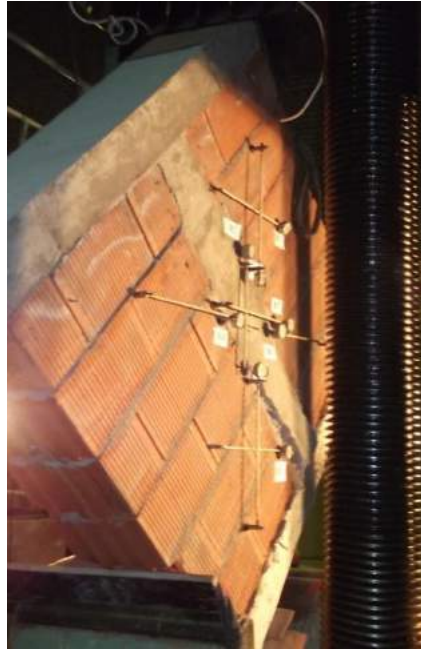


Рисунок 2.38 – Образец третьей серии перед испытаниями

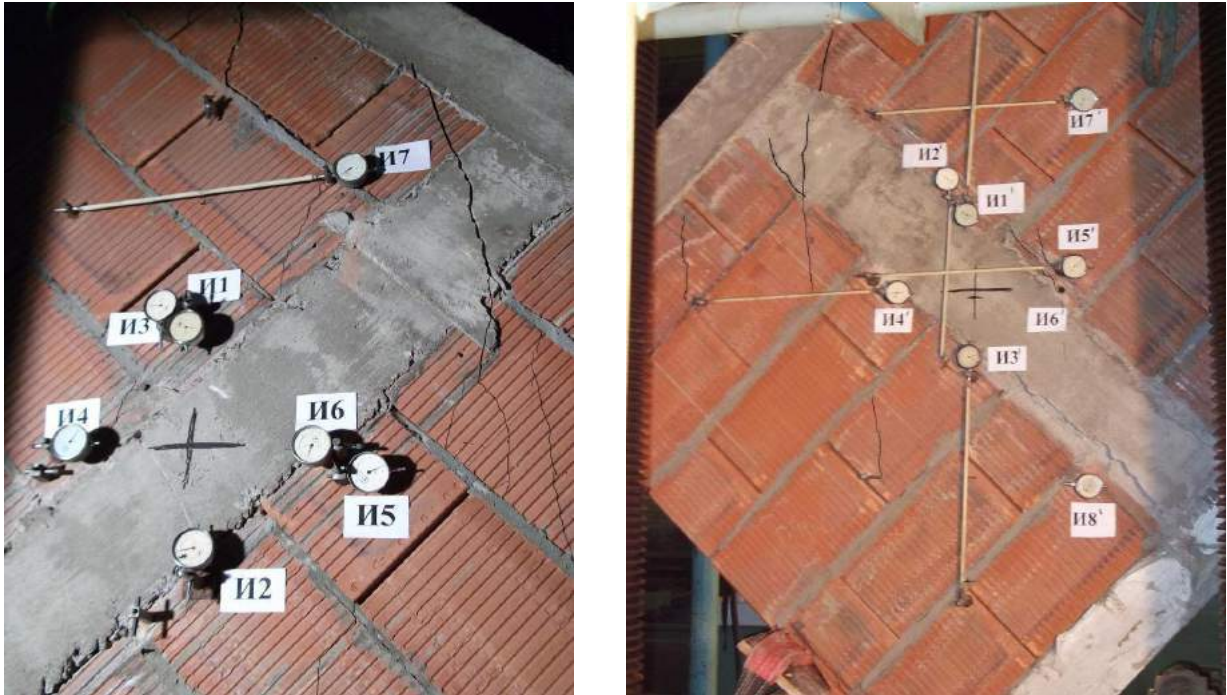


Рисунок 2.39 – Образец ВК-1 после снятия нагрузки. №=28 т



Рисунок 2.40 – Раскрытие трещин в образце ВК-2. №=28 т

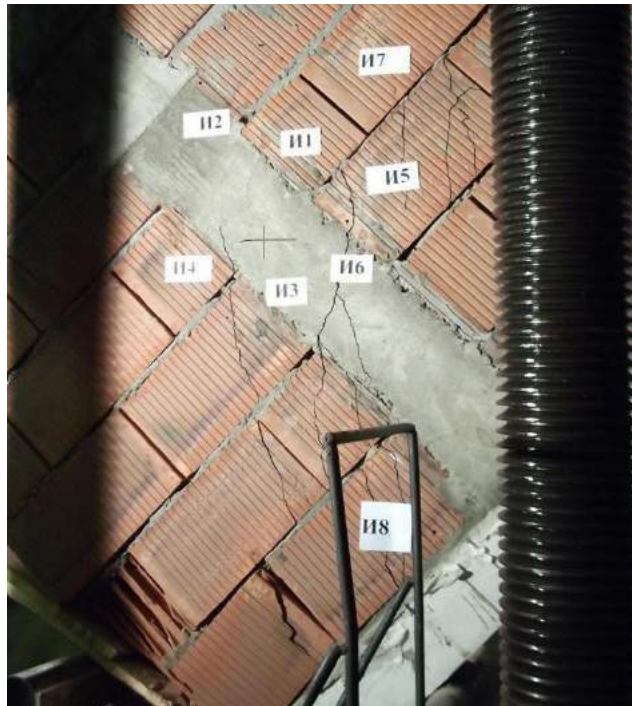


Рисунок 2.41 – Образец МС-3 после снятия нагрузки. №=155 т

При достижении нагрузки  $N_{lmp}$  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.

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

## 2.4 Экспериментальные исследования однослойных железобетонных стен на перекос в своей плоскости

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 нагрузок 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» (аттестат аккредитации испытательной лаборатории (центра) № РОСС RU.0001.22СМ27) под руководством соискателя в 2014 году.

Для моделей железобетонных стен двух типов СБМ (стена без муфты) и ССМ (стена с муфтой) были проведены экспериментальные исследования на перекос в плоскости элемента.

Фрагменты железобетонных стен приняты размерами 1000x1000x100 мм. Фрагменты типа СБМ 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.

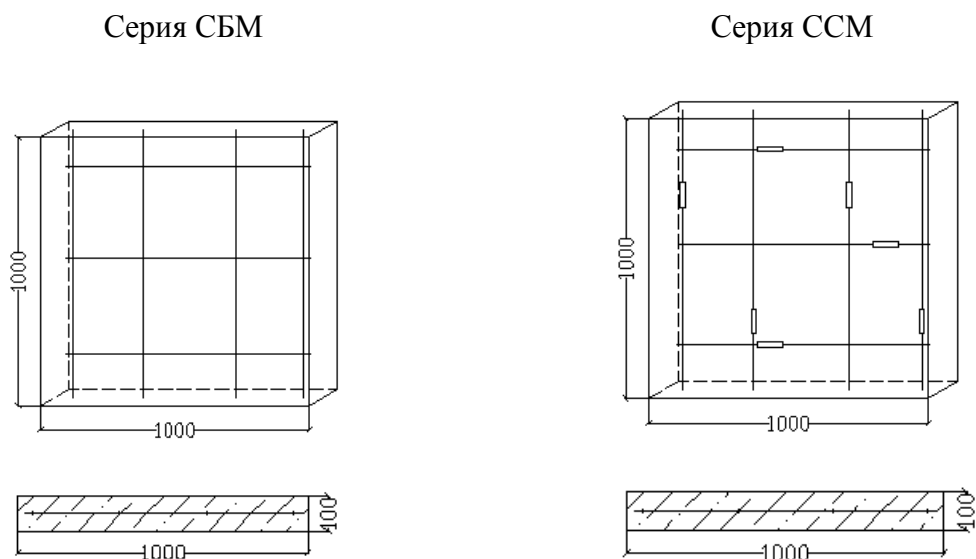


Рисунок 2.42 – Схема экспериментальной модели

В ходе испытаний на перекося, 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 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. Схема нагружения образцов и расстановки измерительных приборов приведена на рисунке 2.43. Цена деления измерительных приборов с маркировкой «И» – 0,01 мм, с маркировкой «П» – 0,1 мм.

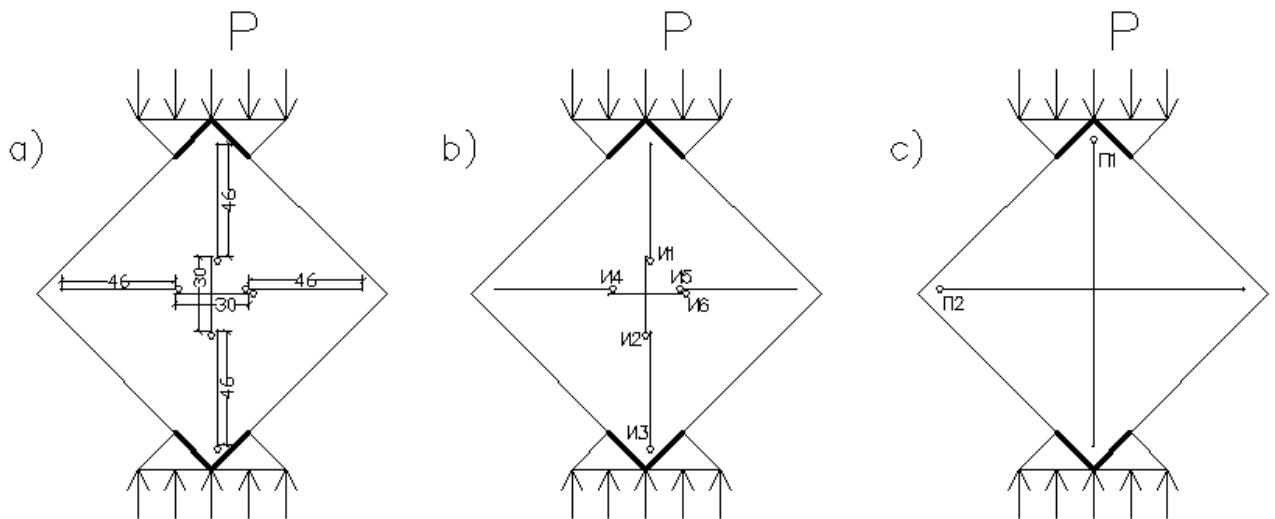


Рисунок 2.43 – Схема испытаний образцов на перекося

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 2.44-2.45 показано раскрепление образцов в прессе, а также характерные для образцов разрушения во время испытаний. На рисунках 2.46, 2.47 приведены зависимости изменения растянутой и сжатой диагонали образцов от внешней нагрузки.

В таблице 2.5 приведены сводные данные по испытаниям панелей на перекося.



Таблица 2.5 – Сводные данные по испытаниям простенков на перекося

Образец	Нагрузка при первой трещине N1тр. (т)	Разрушающая нагрузка Nр. (т)	Среднее значение Nр.ср. (т)	Горизонтальная разрушающая нагрузка Nг (т)
ССМ-1	20	28	29,3	20,72
ССМ-2	20	28		
ССМ-3	22	32		
СБМ-1	22	30	31,6	22,35
СБМ-2	20	29		
СБМ-3	20	36		

При испытаниях на перекося нагрузка при первой диагональной трещине составила 20-22 т. Дальнейшее нагружение приводило к раскрытию трещин и последующему отказу конструкции. Все образцы разрушились по одинаковой схеме – вдоль сжатой диагонали.



Рисунок 2.44 – Образец СБМ-1 после испытаний. Максимальная нагрузка 31 т (слева)  
Испытание образца СБМ-3 на перекося. Общий вид образца в прессе (справа).

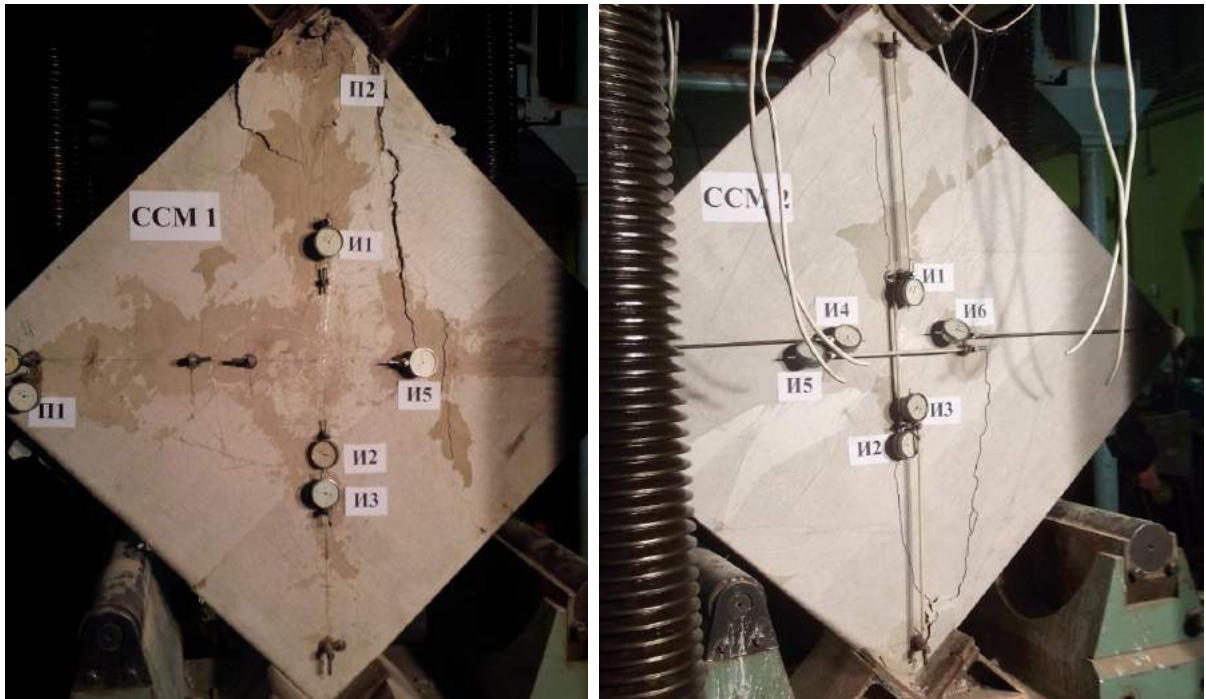


Рисунок 2.45 – Образец ССМ-1 после испытаний. Максимальная нагрузка 28 т (слева).  
Образец ССМ-2 после испытаний. Максимальная нагрузка 28 т (справа)

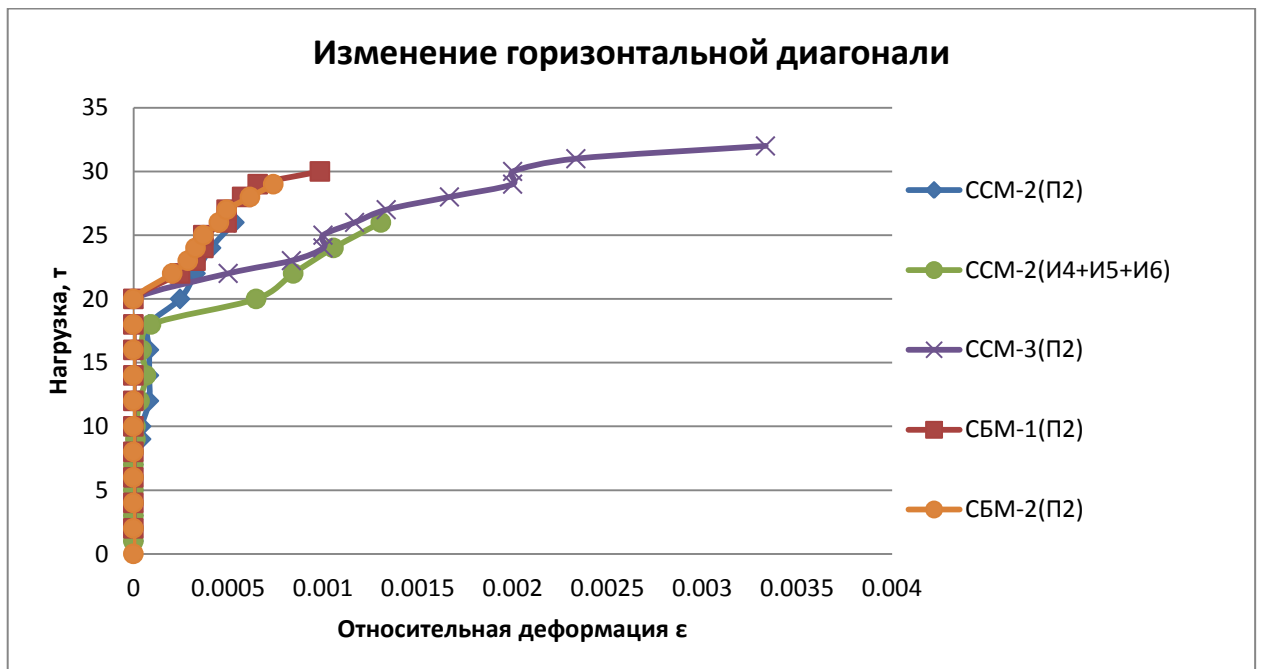


Рисунок 2.46 – Графики деформирования испытанных образцов вдоль растянутой диагонали

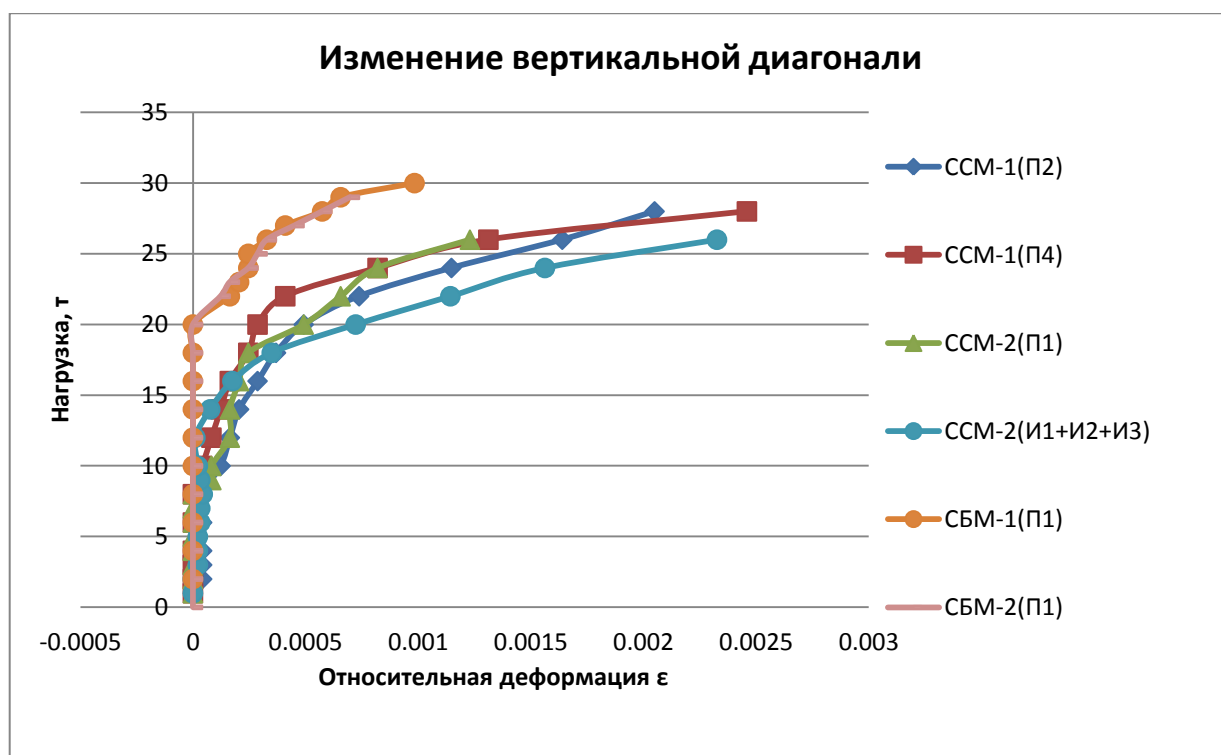


Рисунок 2.47 – Графики деформирования испытанных образцов вдоль сжатой диагонали

## 2.1 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 2.48-2.49), отличающиеся наличием или отсутствием связей и армирования между слоями.

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 2.50-2.51). Разрушение образцов происходило хрупкое. Величина межслоевого сцепления в среднем по группам образцов составила 1 Мпа.



Рисунок 2.48 – Фрагмент для испытаний межслоевого касательного сцепления кирпичных и железобетонного слоев перед испытаниями.





Рисунок 2.49 – Испытания межслоевого сцепления кирпичных и железобетонного слоев.



Рисунок 2.50 – Экспериментальный образец после испытаний



Рисунок 2.51 –Экспериментальные образцы после испытаний

### **Глава 3      ВЫБОР РАСЧЕТНЫХ МОДЕЛЕЙ СЕЙСМИЧЕСКИХ ВОЗДЕЙСТВИЙ И РАЗРАБОТКА МЕТОДИКИ РАСЧЕТА ЗДАНИЙ С МНОГОСЛОЙНЫМИ СТЕНАМИ НА СЕЙСМОСТОЙКОСТЬ**

#### **3.1 Выбор модели сейсмических воздействий**

В главе разрабатывается математическая основа, алгоритм и схема решения динамической задачи расчета зданий с комплексными стенами на сейсмическое воздействие.

Основной целью данной главы является разработка метода расчета на сейсмические нагрузки сооружений с каменно-монолитными многослойными стенами из различных местных строительных материалов для сейсмоопасных районов Российской Федерации.

Комбинирование различных материалов позволяет создавать новые строительные конструкции. Большинство современных конструкционных материалов представляет собой композиции, которые позволяют техническим изделиям обладать определенным сочетанием эксплуатационных свойств, например, железобетон, 3-х слойные стены и т.д. Во всех случаях - это система разных материалов, каждая из составляющих которой имеет свое конкретное назначение применительно к рассматриваемому готовому изделию. Совместная работа разнородных материалов (кирпич, железобетон) дает эффект, равносильный созданию нового материала, свойства которого и количественно, и качественно отличаются от свойств каждого из составляющих (появление на границе между слоями значительного демпфирующего эффекта при сейсмическом воздействии).

Проектирование сооружений в сейсмических районах всегда связано с риском, вызванным недостаточностью исходной информации о количестве и характеристиках будущих землетрясений, а также о поведении самих сооружений при землетрясениях.

Для оценки сейсмического риска и проведения процедуры оптимизации необходимо выбрать модель сейсмического воздействия, которая учитывала бы сейсмогеологическую информацию о площадке строительства и отражала степень ее полноты и надежности. Затем учетом этой информации можно сформулировать критерий оптимальности сооружения и разработать модель для принятия оптимального решения.

Как известно, степень полноты априорной сейсмической информации различных районах неодинакова. Движение грунта при землетрясениях носит очень сложный неровный характер и обусловлено многими факторами: уровнем энергии очага, механизмом очага, глубиной и эпицентральной расстоянием, условиями распространения сейсмических волн, грунтовыми условиями и т.п.

В реальных условиях все перечисленные эффекты, сложным образом сочетаясь, приводят к разнообразию формы записей землетрясений [28, 31, 38, 47, 59, 93, 94, 106, 108].

Трудность отражения в единой универсальной модели разнообразия проявлений сейсмического процесса и различие в подходах к математической идеализации процесса, связанное с упоминавшейся не разновидностью сейсмической информации, привело к естественному явлению создания многочисленных частных математических моделей [3, 29, 37, 71].

Одно из направлений современных исследований сейсмических колебаний сооружений связано с использованием в качестве моделей сейсмических колебаний грунта непосредственно инструментальных акселерограмм. В частности, такие акселерограммы часто используются при численном анализе на ЭЦВМ сейсмических реакций шлейных систем в качестве правой части системы дифференциальных уравнений сейсмического движения [34, 51, 52, 92, ].

При расчете на реальные акселерограммы, возникает один из факторов случайности – фактор случайного расположения спектра подтели сооружения относительно спектра акселерограммы. Широко известный метод осреднения результатов расчета по нескольким акселерограммам предназначен для сглаживания случайных свойств каждой отдельной акселерограммы.

Однако для того, чтобы этот прием достигал цели, необходимо выборку акселерограмм составлять довольно представительной. Выборку можно считать представительной только в том случае, если она содержит акселерограммы достаточно разнообразного спектрального состава (частотный диапазон должен быть согласован с региональными характеристиками возможных землетрясений, если таковые известны). Распределение интенсивности по частотам не должно быть равномерным, однако отсутствие априорной информации не позволяет решить данный вопрос [.

Для анализа колебаний системы с переменной структурой в работе принята модель сейсмического воздействия в виде инструментально зарегистрированных акселерограмм сильных землетрясений. Используя относительную простоту моделей сейсмического воздействия, применяется подход, предложенный Я.М. Айзенбергом [1, 5] к учету неполноты сейсмологической информации.

В расчетной модели сейсмического воздействия, принятой в работе, неопределенность выражается в том, что в сейсмическом воздействии  $\Phi_j$ ; известно только то, что оно является элементом некоторого заданного множества (ансамбля, класса)  $M^*\Phi_j$  воздействий. Общее математическое выражение принятой модели может быть записано следующим образом:

$$\ddot{Y}(\bar{T}, t) \in M[\ddot{Y}_{oj}(\bar{T}, t)],$$



где  $\ddot{Y}_{oj}(\bar{T}, t)$  – расчетная акселерограмма сейсмического процесса j-го элемента расчетного множества воздействий  $M[\ddot{Y}_{oj}(\bar{T}, t)]$ ;

$T$  – доминантный период расчетной акселерограммы;

$t$  – время.

Техника подбора акселерограмм вкратце сводилась к следующему.

Во-первых, из множества имеющихся акселерограмм колебаний грунта подбирались такие, которые имели достаточно разнообразный частотный состав, а спектральные максимумы отдельных реализаций перекрывали интервал доминантных периодов от 0,1 до 1,5 с. Во-вторых, учитывая, что большое количество акселерограмм значительно увеличивает объем машинного времени (ЭЦВМ), была выбрана минимальная выборка, но достаточная для проведения параметрического анализа колебаний сооружения [72].

Учитывая все вышесказанное, для анализа были выбраны в качестве входных сигналов следующие акселерограммы реальных землетрясений (таблица 3.1).

Таблица 3.1 – Акселерограммы сильных землетрясений

Землетрясение (станция)	Компонента	Дата	Магнитуда	Коэффициент динамичности	
Газли (СССР)	В-3	17.05.76	7,2	2,49	
Бухарест (СРР)	С-Ю	04.03.77	7,2	2,90	
(США)	Эль-Центро	С-Ю	18.05.40	6,7	2,64
	Тафт	С-Ю	12.01.54	5,9	3,47
	Паркфилд	65°С-В	27.06.66	5,6	3,3
	Сан-Фернандо	16° Ю-З	09.02.71	6,4	3,48
(Япония)	Сендаи	В-3	30.04.62	6,4	3,46
	Нагойя	В-3	27.03.63	6,9	3,94
	Акита	С-Ю	16.06.64	7,7	4,1
	Канагава	51°С-З	27.01.65	–	3,95

Для расчетов использовались инструментальные акселерограммы по наиболее характерным компонентам. Приняты только горизонтальные компоненты, включающие

участки максимальной интенсивности колебаний длительностью 12 с. Выбор максимальной фазы связан, с одной стороны, с тем, что участок максимальных колебаний такой длительности является, по мнению ряда исследователей, представительным, так как максимальные отклонения упругой и упругопластической систем возникают в период времени, равный нескольким (2-3) периодам главной моды колебаний [65, 96] с другой стороны с ограничениями по объему вводимых в ЭВМ данных. Шаг табулирования по времени  $\Delta t$  – постоянный, равный 0,02 с.

### **3.2 Разработка методики расчета на сейсмические нагрузки зданий с каменно-монолитными стенами**

Рассматриваемые многослойные 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, глина и бетон, железобетон) с целью получения конструкции, обладающей свойствами, не присущими отдельно взятым компонентам, используется строителями давно. Принцип на улучшение этих свойств направлен на восприятие гравитационных, ветровых, статических, а в сейсмических районах, восприятие динамических нагрузок.

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.

В настоящее время накоплен некоторый опыт проектирования и расчета стен с монолитными включениями.

Условие прочности для расчета комплексных сечений при центральном сжатии записывается в следующем виде:

$$N = \varphi [\lambda_{\text{кл}} R_{\text{кл}} A_{\text{кл}} + \lambda_{\text{б}} (R_{\text{б}} A_{\text{б}} + R_{\text{сc}} A_{\text{с}})] \quad (3.1)$$

где  $\lambda_{\text{кл}}$ ,  $\lambda_{\text{б}}$  – коэффициент использования прочности соответственно кладки и бетона;

$R_{\text{кл}}$ ,  $R_{\text{б}}$ ,  $R_{\text{сc}}$  – расчетное сопротивление сжатию соответственно кладки, бетона и арматурной стали;

$A_{\text{кл}}$ ,  $A_{\text{б}}$ ,  $A_{\text{с}}$  – площадь поперечного сечения соответственно кладки, бетона и вертикальных арматурных стержней;

$\varphi$  – коэффициент продольного изгиба, определяемый с учетом приведенной толщины комплексного сечения.

Приведенная толщина комплексного сечения определяется по формуле:

$$t_{\text{пр}} = n t_{\text{кл}} + t_{\text{б}} \quad (3.2)$$

где  $t_{кл}$  – суммарная толщина кладочных слоев;  $t_b$  – толщина бетонного слоя.

В каменно-монолитных стенах прочность бетона, как правило, превышает прочность кладки. Из этого следует, что в формуле (3.1) можно принять  $\lambda_b = 1$ .

Основываясь на результатах испытания образцов каменно-монолитных стен на центральное сжатие можно рекомендовать следующие значения  $\lambda_b$ :

а) при возведении кладки из полностью очищенных блоков пильного известняка и применении для внутреннего слоя стен литого бетона не выше В10:  $\lambda_b = 0,7$ .

б) в остальных случаях –  $\lambda_b = 0,4$

Построение расчетных формул при внецентренном сжатии каменно-монолитных стен аналогично (3.1).

При воздействии сейсмических сил стены здания оказываются в сложной силовой ситуации, формируемой как вертикальными, так и горизонтальными силами [26, 27].

Теоретические исследования с помощью МКЭ показывают, что при таком напряженном состоянии наиболее вероятным разрушением стен является раскол по наклонным сечениям. Соответствующие эксперименты с каменными и бетонными образцами стен подтверждают это.

Таким образом, при расчете каменно-монолитных стен при особом сочетании нагрузок задача сводится к определению их несущей способности при разрушении по наклонному сечению.

Рассмотрим модель (рисунок.3.1) каменно-монолитной стены двутаврового профиля, внутренний слой которой армирован в общем случае контурной вертикальной и полевой (вертикальной, горизонтальной и наклонной) арматурой [.

В стадии разрушения несущая способность такой конструкции будет определяться следующими факторами.

- 1) Работой контурной и полевой арматуры на растяжение.
- 2) Работой сжатой зоны конструкции на срез с обжатием.
- 3) Силами зацепления, возникающими по берегам наклонных трещин.

Рассмотрим последовательно второй и третий факторы.

Формально сжимающие напряжения в конструкции воспринимаются бетоном и кладкой. Однако здесь необходимо учесть два обстоятельства. Во-первых, кладка при работе конструкции на сжатие лишь частично реализует свою несущую способность. Во-вторых, сжатая зона конструкции в стадии разрушения занимает лишь небольшую часть всего ее сечения.

Учет этих двух обстоятельств, приводит к выводу, что кладка в формировании сопротивления сжатой зоны конструкции играет второстепенную роль. К аналогичному выводу приводит изучение физической сути возникновения и трансформации сил зацепления при

работе конструкции в динамическом режиме. Можно считать, что многократное знакопеременное воздействие горизонтальных сил приведет к быстрому истиранию выступов по берегам трещин в низкопрочном камне и, как следствие, – к практически полному исчезновению сил зацепления в кладке.

Если согласиться со сказанным, то напрашивается вывод, что в условиях сложного нагружения и разрушения каменно-монолитной стены по наклонному сечению, ее несущая способность будет определяться фактически средним бетонным (железобетонным) слоем. В существовавшей до сих пор расчетной модели стены исходили из этого вывода.

При нагружении вертикальными и горизонтальными силами разрушению стены предшествует появление ряда наклонных трещин, разделяющих нижнюю часть конструкции на наклонные полосы. Благодаря силам зацепления, развивающимся в трещинах, проходящих в бетоне, в основании этих полос возникают небольшие нормальные напряжения. Касательные напряжения распространяются по значительной длине опорного сечения.

Как показывают эксперименты с моделями стен, разрушение их при сложном нагружении происходит по критической наклонной трещине, разделяющей стену на два блока А и Б (см. рисунок 3.1). При этом, возникают эффекты, позволяющие допустить наличие дополнительных резервов несущей способности в многослойных стенах, обусловленных перераспределением внешних нагрузок между слоями на этапе начала пластической работы железобетонного слоя [16, 17, 23]. Методика, учитывающая данный эффект, разрабатывалась при подготовке работы и описана в разделах 3.4 - 3.6 настоящей диссертации.

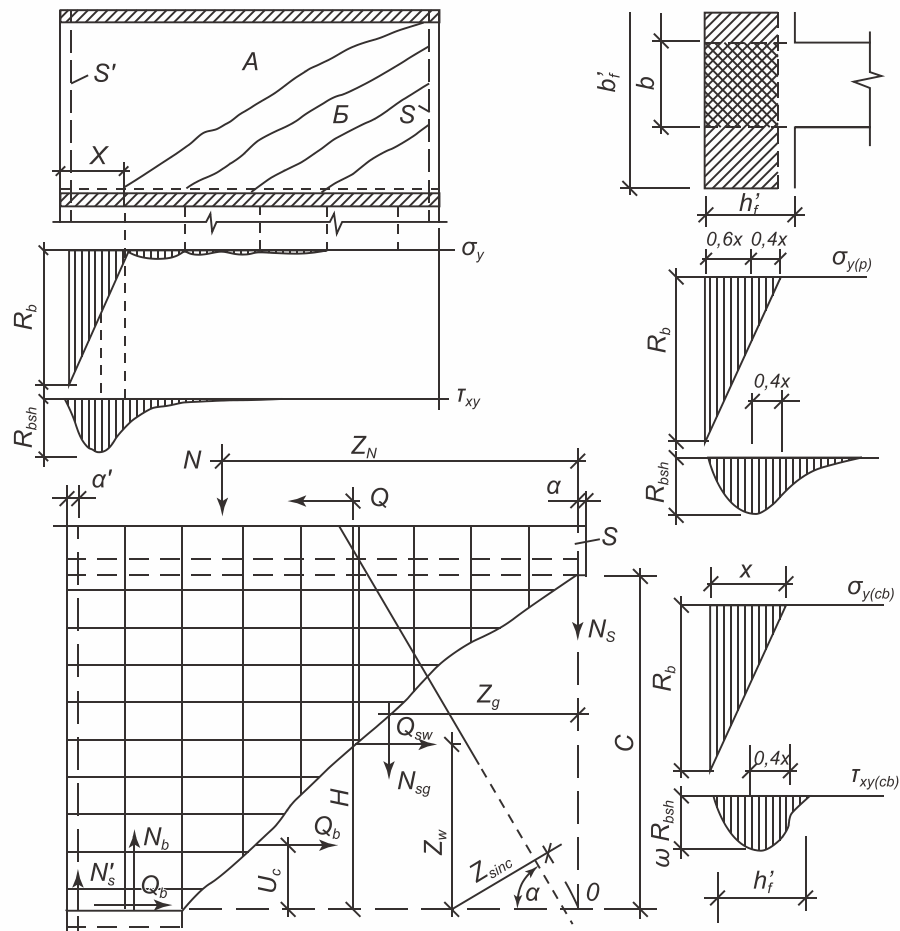


Рисунок 3.1 – Расчетная модель стены

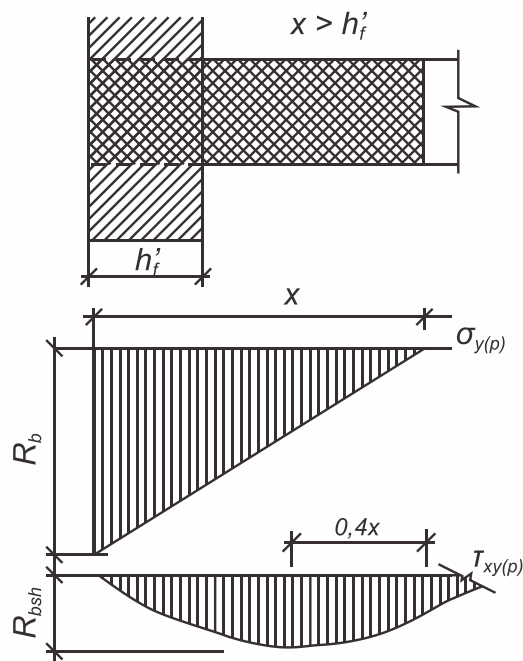


Рисунок 3.1 (продолжение) – Расчетная модель стены

### 3.3 Формирование расчетных и математических моделей многослойных стен

Расчет здания с многослойными стенами на динамические нагрузки включает составление физической модели, формирование расчетной динамической модели и построение математической модели с последующим её детальным аналитическим или численным анализом, который завершается определением напряженно-деформированного состояния несущих конструкций сооружения.

Прочность и устойчивость каменно-монолитных зданий в продольном и поперечном направлениях обеспечивается пространственной работой бетонных или железобетонных диафрагм, выполненных в опалубке из каменных стен. В уровне перекрытий устанавливаются железобетонные пояса. Многопустотные панели в жилых зданиях замоноличиваются в поясах и между собой заливкой швов, создают жесткий диск. Простенки соединяются между собой железобетонными перемычками.

Предлагается расчетная схема здания в виде трехмерной составной системы (рисунок 3.2), образованной несущими вертикальными элементами (простенками) и надпроемными перемычками, а также перекрытиями.

Для статических и динамических расчетов сложных пространственных конструкций, каковыми являются здания с каменно-монолитными стенами, оптимально использовать метод конечных элементов (МКЭ), поскольку он хорошо реализуется на ЭВМ. Для динамических расчетов в узлах конечного элемента сосредотачиваются массы и в уравнения равновесия конечного элемента по принципу Даламбера вводятся силы инерции расчетной динамической модели. Конечные элементы задаются с учетом положений раздела 2.

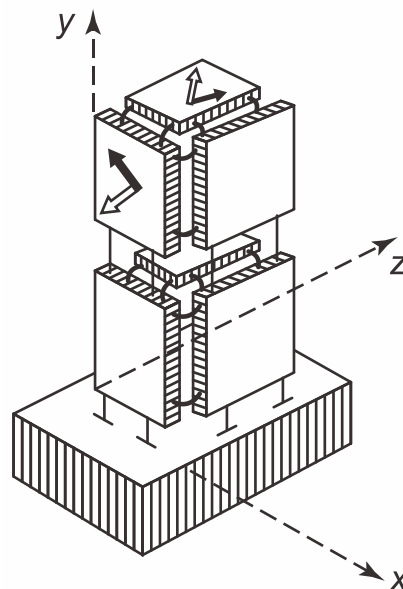


Рисунок 3.2 – Расчетная динамическая модель сооружения

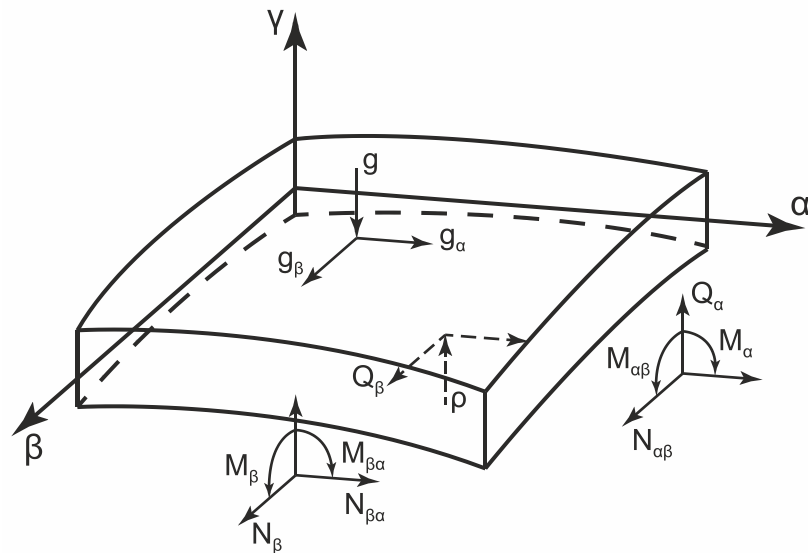


Рисунок 3.3 – Усилия и моменты, действующие на элемент слоистого материала

Данная расчетная схема позволяет выполнить пространственный расчет несущей системы здания с учетом изгибной и сдвиговой жесткости основных несущих элементов.

Постановка задачи расчета многослойной конструкции или её элемента предполагает написание полной системы уравнений, определяющих систему искомых функций и соответствующих граничных условий. Запишем основные уравнения.

Уравнения равновесия (рисунок.3.3):

$$L_a(N) + \frac{A_1 A_2}{R_1} Q_a + f_a = 0$$

$$L_a(M) + A_1 A_2 Q_a + m_a = 0 \quad (3.3)$$

$$\frac{\partial}{\partial \alpha} (A_2 Q_2) + \frac{\partial}{\partial \beta} (A_1 Q_1) - A_1 A_2 \left( \frac{N_\alpha}{R_1} + \frac{N_\beta}{R_2} \right) + f_\gamma = 0$$

Входящие сюда операторы определяются выражением:

$$L_\alpha(\hat{O}) = \frac{\partial}{\partial \alpha} (A_2 \hat{O}_\alpha) - \hat{O}_\beta \frac{\partial \hat{A}_2}{\partial \alpha} + \frac{\partial}{\partial \beta} (\hat{A}_1 \hat{O}_{\beta\alpha}) + \hat{O}_{\alpha\beta} \frac{\partial \hat{A}_1}{\partial \beta}$$

$$f_a = \int_{-e}^{h-e} F_a H_1 H_2 d\gamma + B_1 B_2 p_a + C_1 C_2 q_a \quad (3.4)$$

Внешние силы и моменты  $f$  и  $m$  – равенствами

$$m_a = \int_{-e}^{h-e} F_a H_1 H_2 v dv - e B_1 B_2 p_a + (h-e) C_1 C_2 q_a \quad (3.5)$$

$$f_{\gamma} = \int_{-e}^{h-e} F_{\nu} H_1 H_2 d\nu + B_1 B_2 p + C_1 C_2 q \quad (3.6)$$

Физические соотношения

$$N_a = B_{11} \varepsilon_{\alpha} + B_{12} \varepsilon_{\beta} + C_{11} \chi_{\alpha} + C_{11} \chi_{\beta} \quad (3.37)$$

$$N_{\alpha\beta} = B_{33}^{11} \varepsilon_{\alpha\beta} + B_{33}^{12} \varepsilon_{\beta\alpha} + C_{33}^{11} \chi_{\alpha\beta} + C_{33}^{12} \chi_{\beta\alpha} \quad (3.7)$$

$$M_a = C_{11} \varepsilon_{\alpha} + C_{12} \varepsilon_{\beta} + D_{11} \chi_{\alpha} + D_{11} \chi_{\beta}$$

$$M_{\alpha\beta} = C_{33}^{11} \varepsilon_{\alpha\beta} + C_{33}^{12} \varepsilon_{\beta\alpha} + D_{33}^{11} \chi_{\alpha\beta} + D_{33}^{12} \chi_{\beta\alpha}$$

Коэффициенты жесткости слоистого материала мембранные В, изгибные D и смешанные С, вычисляются по формулам:

$$B_{11} = \int_{-e}^{h-e} k_{12} A_{11} d\gamma \quad C_{11} = \int_{-e}^{h-e} k_{12} A_{11} \gamma d\gamma \quad D_{11} = \int_{-e}^{h-e} k_{12} A_{11} \gamma^2 d\gamma \quad (3.8)$$

$$B_{12} = B_{21} = \int_{-e}^{h-e} A_{12} d\gamma \quad C_{12} = C_{21} = \int_{-e}^{h-e} A_{12} \gamma d\gamma \quad D_{12} = D_{21} = \int_{-e}^{h-e} A_{12} \gamma^2 d\gamma$$

$$B_{33}^{11} = \int_{-e}^{h-e} k_{12} A_{33} d\gamma \quad C_{33}^{11} = \int_{-e}^{h-e} k_{12} A_{33} \gamma d\gamma \quad D_{33}^{11} = \int_{-e}^{h-e} k_{12} A_{33} \gamma^2 d\gamma$$

$$B_{33}^{12} = B_{33}^{21} = \int_{-e}^{h-e} A_{33} d\gamma \quad C_{33}^{12} = C_{33}^{21} = \int_{-e}^{h-e} A_{33} \gamma d\gamma \quad D_{33}^{12} = D_{33}^{21} = \int_{-e}^{h-e} A_{33} \gamma^2 d\gamma$$

$$K_{12} = \frac{(A_1 H_2)}{(A_2 H_1)} \quad K_{\alpha} = h^2 \left( \int_{-e}^{h-e} k_{21} \frac{d\gamma}{G\alpha\gamma} \right)^{-1} \quad (3.9)$$

Геометрические соотношения

$$\varepsilon_{\alpha} = \frac{1}{A_1} \frac{\partial U}{\partial \alpha} + \frac{V}{A_1 A_2} \frac{\partial A_1}{\partial \beta} + \frac{w}{R_1} \quad \varepsilon_{\alpha\beta} = \frac{1}{A_1} \frac{\partial V}{\partial \alpha} - \frac{U}{A_1 A_2} \frac{\partial A_1}{\partial \beta}$$

$$\chi_{\alpha} = \frac{1}{A_1} \frac{\partial \Theta_{\alpha}}{\partial \alpha} + \frac{\Theta_{\beta}}{A_1 A_2} \frac{\partial A_1}{\partial \beta} \quad \chi_{\alpha\beta} = \frac{1}{A_1} \frac{\partial \Theta_{\beta}}{\partial \alpha} - \frac{\Theta_{\alpha}}{A_1 A_2} \frac{\partial A_1}{\partial \beta} \quad (3.10)$$

$$\psi_{\alpha} = \Theta_{\alpha} - \frac{U}{R_1} + \frac{1}{A_1} \frac{\partial \omega}{\partial \alpha}$$



Система (3.3)–(3.10), является полной – она включает 25 уравнений и содержит 25 неизвестных, десять усилий и моментов, столько же обобщенных деформаций, три перемещения начальной поверхности и два угла поворота нормами к этой поверхности. Система имеет в совокупности десятый порядок по перемещениям  $\alpha$  и  $\beta$ .

Согласно принципу Даламбера, уравнения движения можно получить из уравнений равновесия, если добавить к ним инерционные члены. Предположим, что на рассматриваемую конструкцию действуют силы, зависящие от времени  $t$ . Тогда в уравнениях объемные силы  $F_\alpha$ ,  $F_\beta$ ,  $F_\gamma$  следует заменить на  $F_\alpha^u + F_\alpha$ ;  $F_\beta + F_\beta^u$ ;  $F_\gamma^u + F_\gamma$ ; где инерционные составляющие имеют вид

$$F_\alpha^u = -\rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \alpha, \quad F_\beta^u = -\rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \beta, \quad F_\gamma^u = -\rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \gamma,$$

где  $\rho$  – плотность материала. Подставляя сюда перемещения и учитывая, что  $U_\gamma = w(\alpha, \beta)$ , получим

$$F_\alpha^u = -\rho \left( \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} + \gamma \frac{\partial^2 \Theta}{\partial t^2} \alpha \right), \quad F_\gamma^u = -\rho \frac{\partial^2 w}{\partial t^2}.$$

Дальнейшие преобразования позволяют записать следующие уравнения движения, которые в задачах динамики заменяют уравнения равновесия (3.3):

$$L_a(N) + \frac{A_1 A_2}{R_1} Q_a - A_1 A_2 \left( B_p \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} + C_p \frac{\partial^2 \Theta}{\partial t^2} \alpha \right) + f_\alpha = 0,$$

$$L_a(M) A_1 A_2 Q_a - A_1 A_2 \left( C_p \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} + D_p \frac{\partial^2 \Theta}{\partial t^2} \alpha \right) + m_\alpha = 0,$$

$$\frac{\partial}{\partial \alpha} (A_2 Q_2) + \frac{\partial}{\partial \beta} (A_1 Q_\beta) - A_1 A_2 \left( \frac{N_\alpha}{R_1} + \frac{N_\beta}{R_2} \right) - A_1 A_2 B_p \frac{\partial^2 w}{\partial t^2} + f_\gamma = 0.$$

Физические и геометрические соотношения (3.7), (3.10) остаются без изменения.

### 3.4 Основные положения численной методики расчета каменно-монолитных зданий

Прочность и устойчивость каменно-монолитных зданий в продольном и поперечном направлениях обеспечивается пространственной работой железобетонных диафрагм, выполненных в опалубке из каменных стен. В уровне перекрытий устраиваются железобетонные пояса. Многопустотные панели перекрытий замоноличиваются в поясах и между собой заливкой швов, создают жесткий диск. Простенки соединяются между собой железобетонными перемычками.

Расчетная динамическая модель здания для определения динамических характеристик представляет собой защемленную в основании консоль с сосредоточенными в уровнях перекрытий нагрузками, вызывающими инерционную силу.

При расчете зданий используется расчетная схема в виде системы, образованной несущими вертикальными элементами (простенками) и надпроемными перемычками.

Несущие железобетонные диафрагмы каменно-монолитных зданий при расчете на ЭВМ (простенки и перемычки) моделируются конечными элементами стержня со сдвиговой жесткостью.

Модель позволяет выполнить расчет несущей системы здания с учетом изгибной и сдвиговой жесткости основных несущих элементов. Допускается, в ряде случаев, например, при расчете симметричных зданий с параллельно расположенными стенами, использовать плоские расчетные схемы.

Конструктивные мероприятия и технология производства работ обеспечивают совместность работы всех трех слоев каменно-монолитной стены. При расчете на сейсмические воздействия каменно-монолитных зданий в расчет вводится приведенный модуль деформации стены определенный по формуле:

$$E_{red} = \frac{E_b t_{bw} \varphi_{b1} + E_{kl} t_{klw}}{t_{klw}}, \quad (3.11)$$

где  $E_b$  – модуль упругости бетона стены;

$t_{bw}$  – толщина железобетонного слоя стены;

$\varphi_{b1}$  – коэффициент, учитывающий влияние кратковременной ползучести бетона;

$E_{kl}$  – модуль деформации кладки определяется по СП 15.13330.2012 «СНиП 11-22-81\* «Каменные и армокаменные конструкции» [86];

$t_{klw}$  – толщина 2-х слоев каменной кладки.

$$E_{kl} = 0,9 E_{kl}^0, \quad (3.12)$$

где  $E_{kl}^0$  – начальный модуль деформации кладки.

Например, для кладки из блоков пильного известняка молдавских месторождений определяется по формуле

$$E_{kl}^0 = K (700 + 80 R_2) R, \quad (3.13)$$

где  $K$  – коэффициент, принимаемый для невибрированной кладки равным 1;

$R_2$  – марка раствора;

$R$  – расчетное сопротивление кладки сжатию, принимаемое по [86]

Для всех других видов кладки модуль упругости определяется по [86].

Облицовочные слои кирпичной кладки не только выполняют роль несъемной опалубки и дают дополнительную нагрузку на монолитный слой, но и участвуют в восприятии сейсмической нагрузки. Учесть их вклад можно следующим образом [52]:

$$S_{\max} = \sqrt{S_T^2 + \frac{2kw}{n}}, \quad (3.14)$$

где  $S_{\max}$  – максимальная сейсмическая нагрузка, которую может воспринять система;

$S_T$  – максимальная сейсмическая нагрузка, которую может воспринять система в упругой стадии;

$$k = \frac{1}{Y_T},$$

где  $Y_T$  – максимальное перемещение системы в упругой стадии;

$w$  – энергия четверти цикла колебания – энергия, идущая на развитие неупругих деформаций;

$n$  – количество циклов  $n=t/T$ , где  $t$  – расчетное время сейсмического воздействия.

На основании экспериментальных данных и расчетов, имеется возможность определить теоретическое и практическое значение  $S_{\max}$  для всего сечения многослойной стены.

По формуле Гриффитса, энергия, поглощаемая трещинообразованием в межслоевом пространстве слоистого материала, определяется по формуле:

$$\gamma = \frac{(\sigma_c^2 + \tau_x^2 + \tau_y^2)}{E} * (\pi l^2 * (1 - \nu^2)), \quad (3.15)$$

где  $\sigma_c$ ,  $\tau_x$ ,  $\tau_y$  – соответственно нормальное и касательные напряжения в межслоевом пространстве (определяются экспериментально);

$\gamma$  – удельная энергия, поглощаемая трещинообразованием в межслоевом пространстве слоистого материала;

$\nu$  – коэффициент Пуассона.

После нарушения сцепления между слоями, ограждающие слои перестают воспринимать сейсмическую нагрузку. Следовательно, подставляя параметр  $\gamma$  в формулу (3.14) вместо  $w$ , и принимая  $S_T$  и  $Y_T$  соответственно равным сейсмической силе, воспринимаемой одним кирпичным слоем в упругой стадии (до начала образования трещин) и его максимальной деформации, мы получаем максимальное значение сейсмической силы, воспринимаемое одним слоем кирпичной кладки.

Учитывая, что кирпичные слои крепятся к монолитной диафрагме гибкими связями, и после нарушения сцепления масса кирпича не участвует в формировании сейсмической

нагрузки, можно найти приведенную массу кирпичной кладки, формирующую сейсмическую нагрузку:

$$m_{np} = \frac{S_{\max}^{\text{слоя}}}{gA\beta\eta\kappa_1\kappa_\varphi}.$$

Следовательно, полная масса, участвующая в колебательном процессе, будет равна:  $m_{об} = m_{ж/б} + 2m_{np}$ , а сейсмическая нагрузка, действующая на сечение стены, будет равна  $S_{об} = m_{об}gA\beta\eta\kappa_1\kappa_\varphi$ , а общая сейсмическая нагрузка на железобетонную диафрагму равна  $S_{ж/б} = S - 2S_{\max}^{\text{слоя}}$ .

При определении сейсмической нагрузки на многослойную конструкцию с центральным несущим слоем из железобетона возможно пользоваться формулой:

$$S_{расч} = mgA\beta\eta\kappa_1\kappa_\varphi * \gamma_m \text{ где } \gamma_m = (0,65 - 1) = \frac{S}{S_{ж/б}},$$

где  $S$  – сейсмическая нагрузка, определенная по [85].

### 3.5 Методика расчета многослойной стены на горизонтальную сейсмическую нагрузку

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

Исходными данными для описания 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.

Диаграмма зависимости «напряжения-деформации» для кирпичной кладки определялась по формуле для нелинейных расчетов по СП 15.13330.2012 «Каменные и армокаменные конструкции»:

$$\varepsilon = -\frac{1.1}{\alpha} \ln \left( 1 - \frac{\sigma}{1.1R_u} \right), \quad (3.16)$$

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

$\alpha$  – упругая характеристика кладки;

$\varepsilon$  – относительная деформация;

$\sigma$  – напряжения.

Указания по использованию криволинейной диаграммы были приняты по EN 1992 (Еврокод-2) «Design of concrete structures» [99].

При численном расчете были приняты следующие допущения:

1) Условием разрушения слоя считается достижение деформации диагонали предельных значений. Предельные значения задаются в соответствии с [88] и [86].

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

3) В случае, когда разница между деформациями диагонали соседних слоев достигает предельного значения относительных деформаций менее деформативного слоя, предполагается, что произошло расслоение слоев. В этом случае, в дальнейшей работе элемента рассматривается только менее деформированный слой.

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

5) Диаграммы работы материала стен на растяжение равны диаграммам при сжатии с учетом понижающего коэффициента 0.8.

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  $F$ .

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.

В трехслойной стене на первый слой приходится нагрузка  $\Delta F S_1 = k_1 * \Delta F$ , где

$$k_1 = \frac{E_1 * H_1}{\sum_{i=1}^3 E_i * H_i}$$

$E_i$  – модуль Юнга  $i$ -го слоя

$H_i$  – толщина  $i$ -го слоя

Криволинейная диаграмма работы материала заменяется на кусочно-линейную, с количеством участков от 10 до 20.

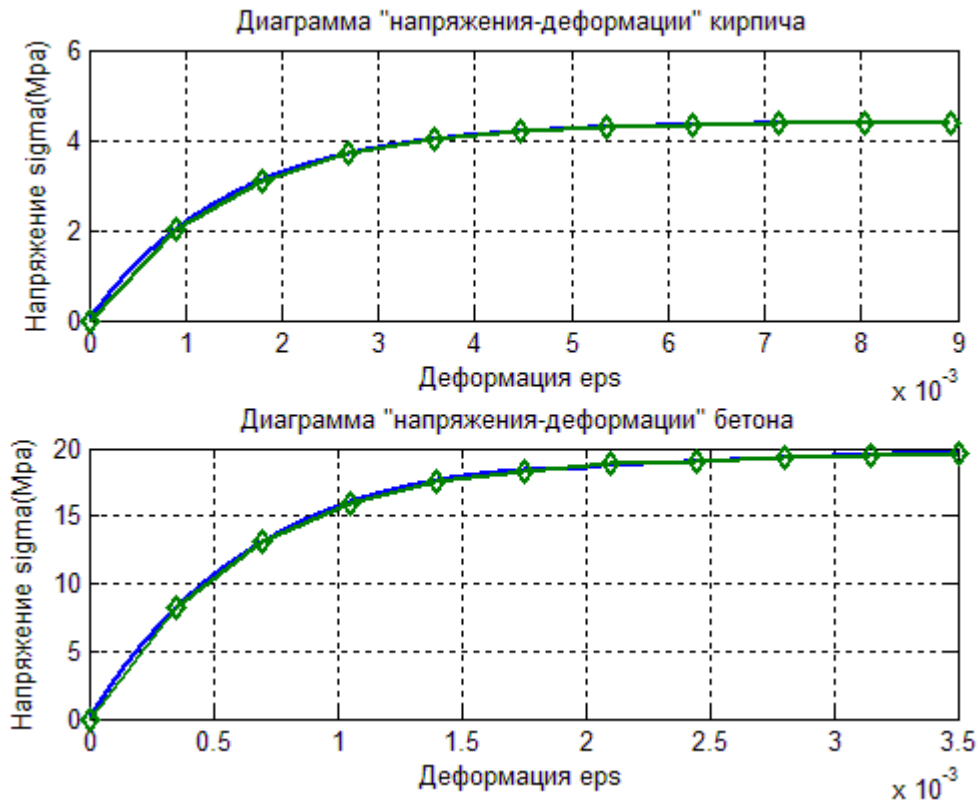


Рисунок 3.4 – Пример аппроксимации графика работы материала (для кирпичной кладки - кирпич М150, марка раствора 75, бетон В25).

Синяя линия – исходная зависимость «напряжения-деформации»,  
зеленая линия – линейная аппроксимация

Исходные данные формируются таким образом, что каждому типу материала соответствует определенный линейный участок диаграммы. Первоначально 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, то материал этого элемента уже для следующей задачи становится  $m+1$ -м (диапазон  $m$  соответствует количеству линейных участков). В результате таких преобразований коэффициенты  $k_i$ , отвечающие за долю нагрузки приходящейся на каждый слой, изменяются.

Схема КЭ сетки 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.

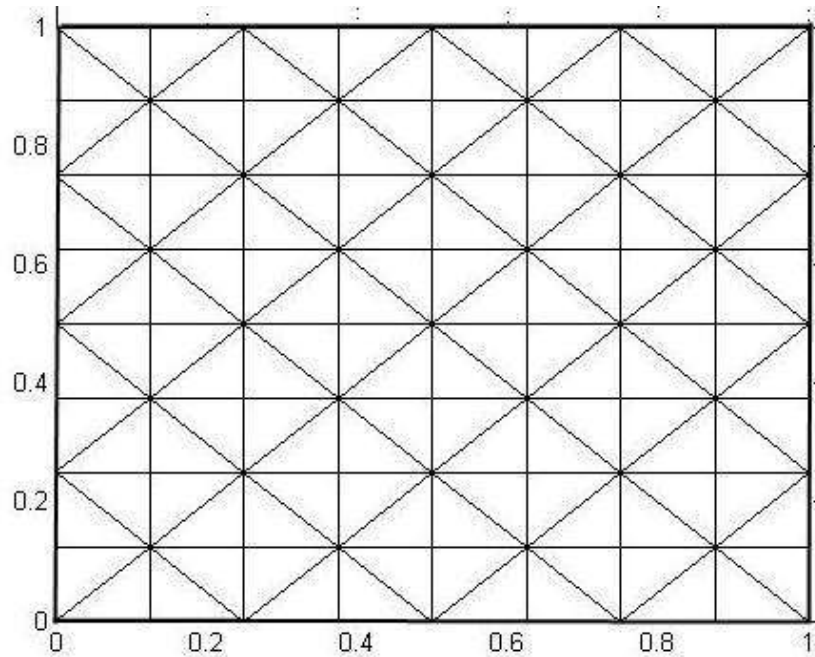


Рисунок 3.5 –Конечно-элементная сетка для расчетной модели размерами 1×1, м

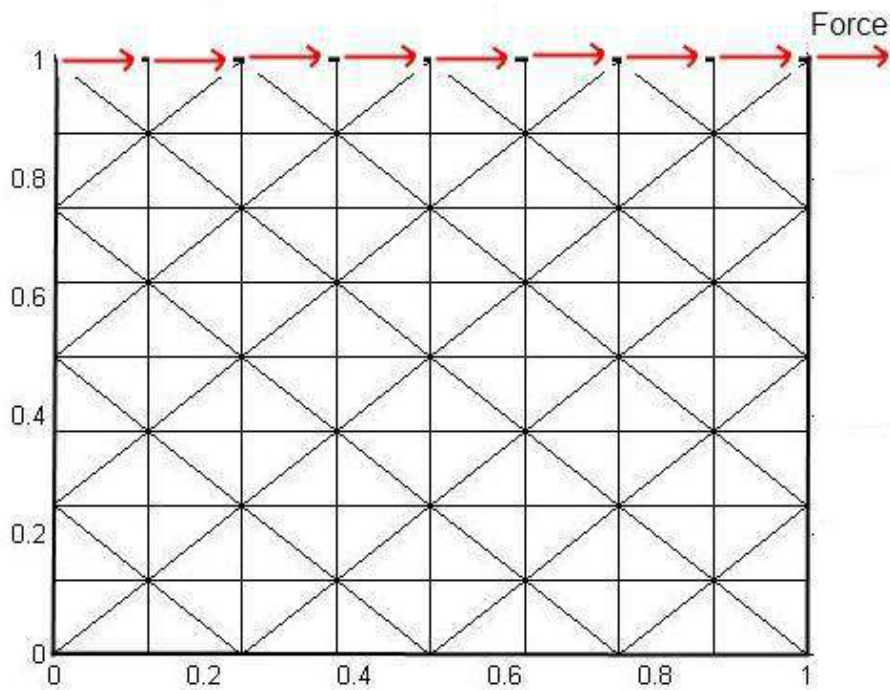


Рисунок 3.6 – Схема приложения горизонтальной нагрузки

Для работы программы, реализующей метод конечных элементов, дополнительно требуются четыре основные системы исходных данных:

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

г) 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 также перечислены последовательно.

*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 считывать только ненулевые значения нагрузки и номера соответствующих узлов. Вектор нагрузки должен быть, конечно, задан нулевым, чтобы его компоненты, соответствующие ненагруженным узлам, были нулевыми.

*Граничные условия.* В приведенной в этом разделе 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.



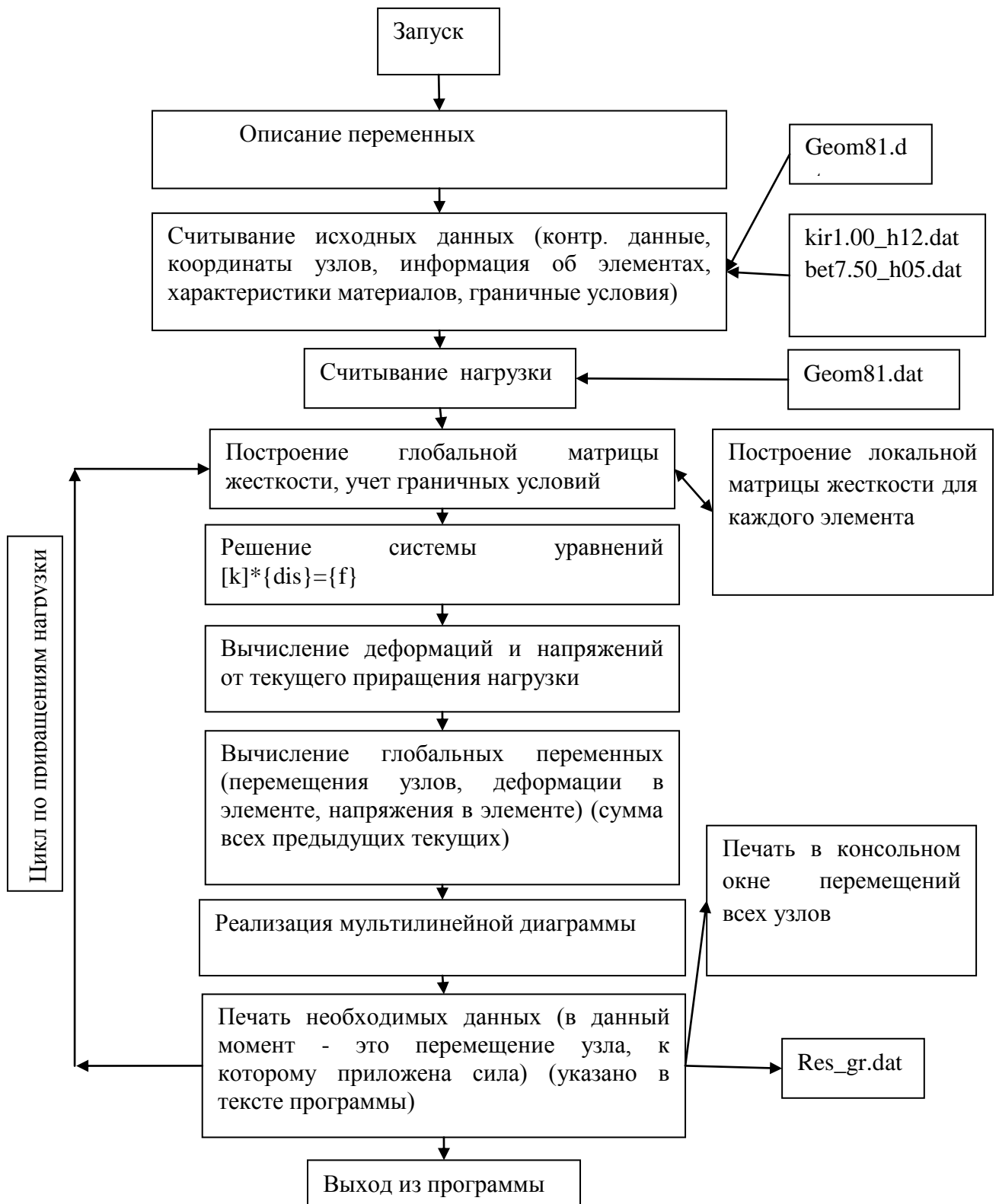


Рисунок 3.7 – Блок схема работы программы

На рисунке 3.9 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 3.8.



Рисунок 3.8 – Пример исходной диаграммы работы бетона

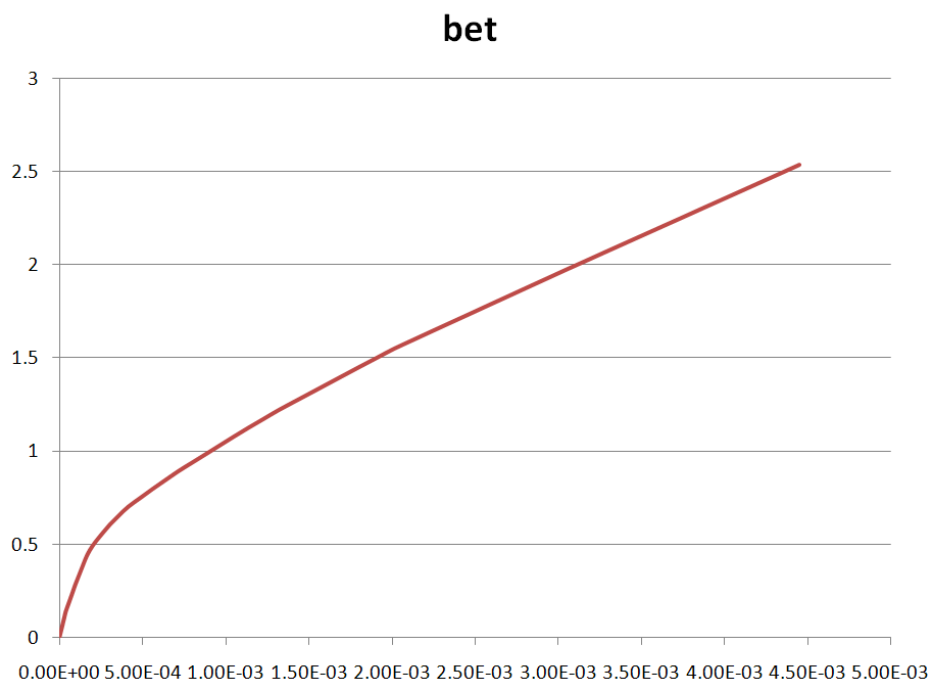


Рисунок 3.9 – Результат расчета для бетонного слоя: деформация диагонали – горизонтальная сила ,МН, толщина слоя 0,1 м

В рамках диссертационной работы был проведен параметрический анализ различных материалов слоев каменно-монолитных многослойных стен зданий. Рассмотрены некоторые комбинации совместной работы различных слоев. Ниже представлены графики зависимости деформации главной диагонали от величины горизонтальной нагрузки. Варианты параметров слоев приведены в таблицах 3.2 и 3.3.

Таблица 3.2 – Рассматриваемые марки бетона и толщины бетонных слоев

Марки бетона	B10	B15	B20	B25	B30
Рассматриваемые толщины слоев бетона, м	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05
	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10
	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15
	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20

Таблица 3.3 – Рассматриваемые марки кирпичной кладки и толщины кирпичных слоев

Расчетные сопротивления сжатию кладки, МПа	1	1.5	2	2.5	3	3.5	4
Рассматриваемые толщины слоев кладки, м	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12
	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25
	0,38	0,38	0,38	0,38	0,38	0,38	0,38
	0,54	0,54	0,54	0,54	0,54	0,54	0,54
	0,63	0,63	0,63	0,63	0,63	0,63	0,63

Рассмотрено взаимодействие 20-и комбинаций слоев бетона с 35-ю 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 B10 и толщиной  $h=0,05$  м.

На рисунках 3.10 - 3.22, 3.23, 3.24 приведены результирующие графики работы кирпичного слоя 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 3.28 - 3.25 приведены результирующие графики работы бетонного слоя при совместной работе с кирпичными слоями различных марок и толщин.

График зависимости деформации диагонали бетонного слоя от нагрузки при совместной работе с кирпичными слоями.

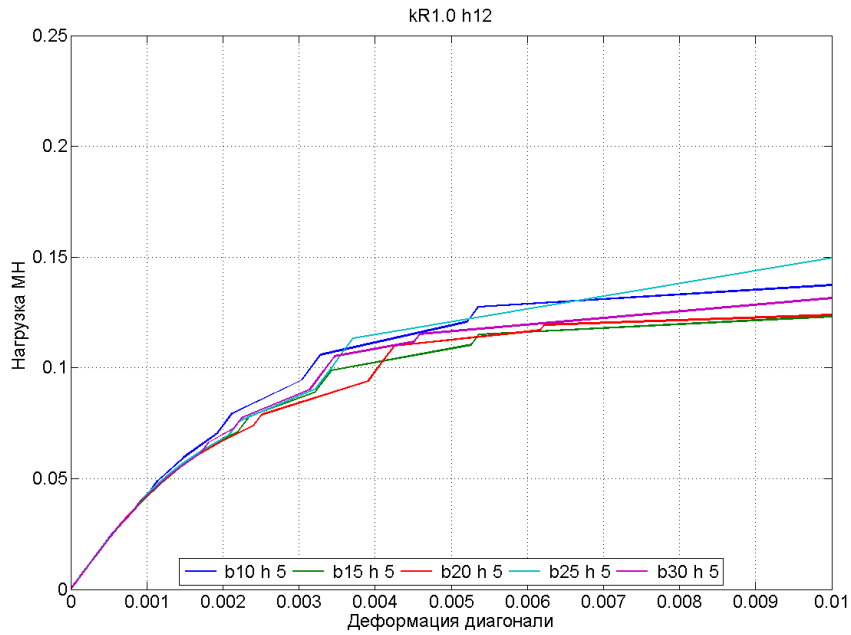


Рисунок 3.10 – График зависимости деформации диагонали кирпичного слоя (с расчетным сопротивлением сжатию кладки 1 МПа и толщиной 0,12 м) от нагрузки при совместной работе с бетонным слоем различных марок толщиной 0,05 м

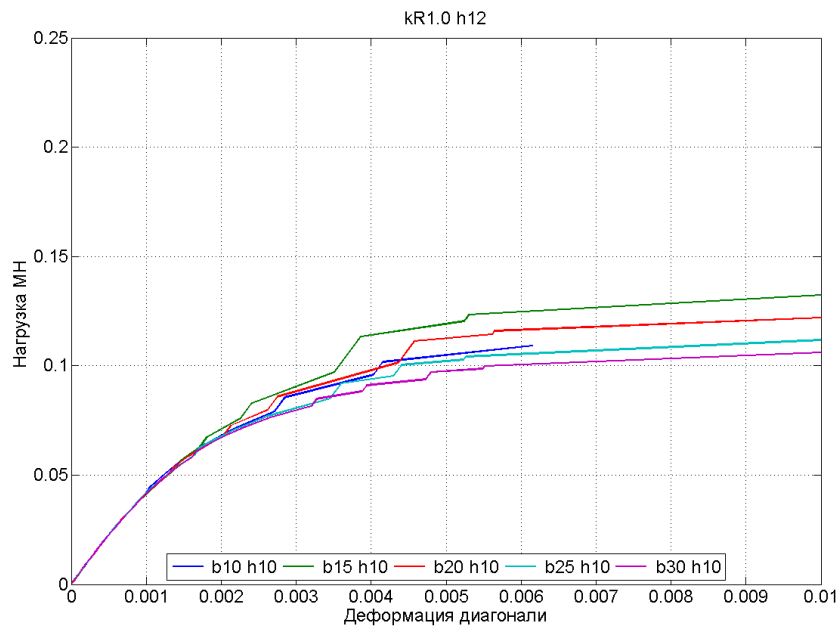


Рисунок 3.11 – График зависимости деформации диагонали кирпичного слоя (с расчетным сопротивлением сжатию кладки 1 МПа и толщиной 0,12 м) от нагрузки при совместной работе с бетонным слоем различных марок толщиной 0,10 м

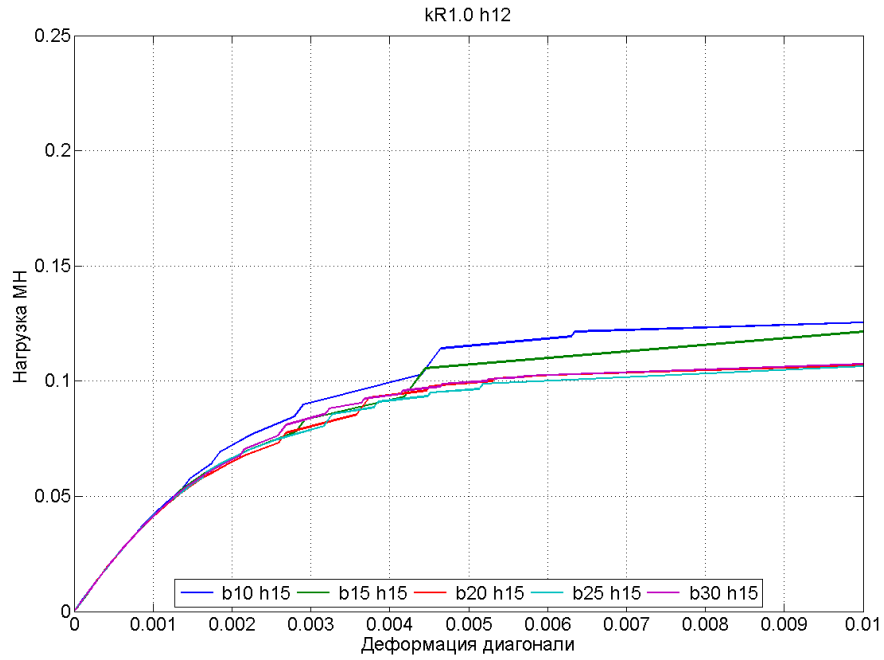


Рисунок 3.12 – График зависимости деформации диагонали кирпичного слоя (с расчетным сопротивлением сжатию кладки 1 МПа и толщиной 0,12 м) от нагрузки при совместной работе с бетонным слоем различных марок толщиной 0,15 м

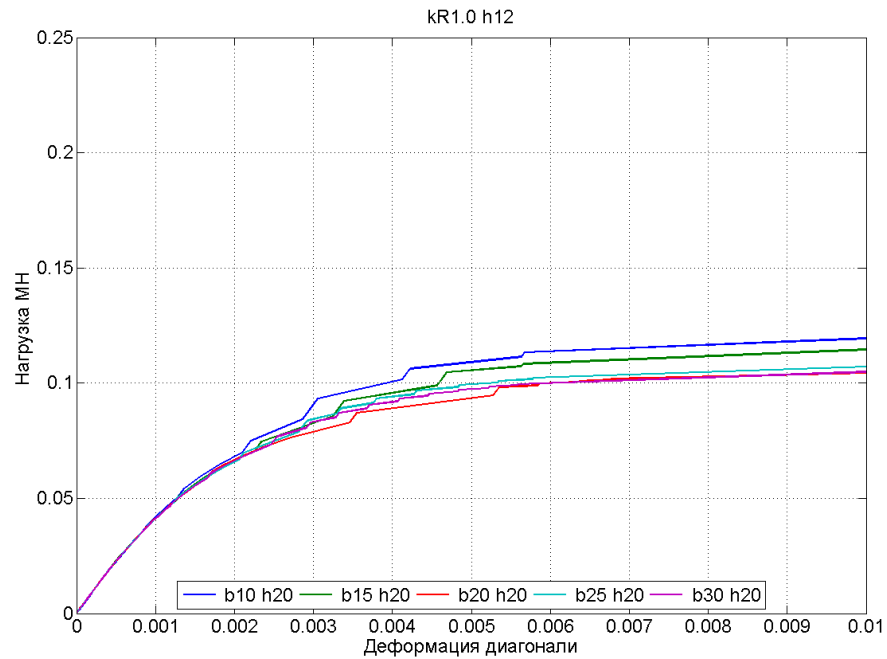


Рисунок 3.13 – График зависимости деформации диагонали кирпичного слоя (с расчетным сопротивлением сжатию кладки 1 МПа и толщиной 0,12 м) от нагрузки при совместной работе с бетонным слоем различных марок толщиной 0,20 м

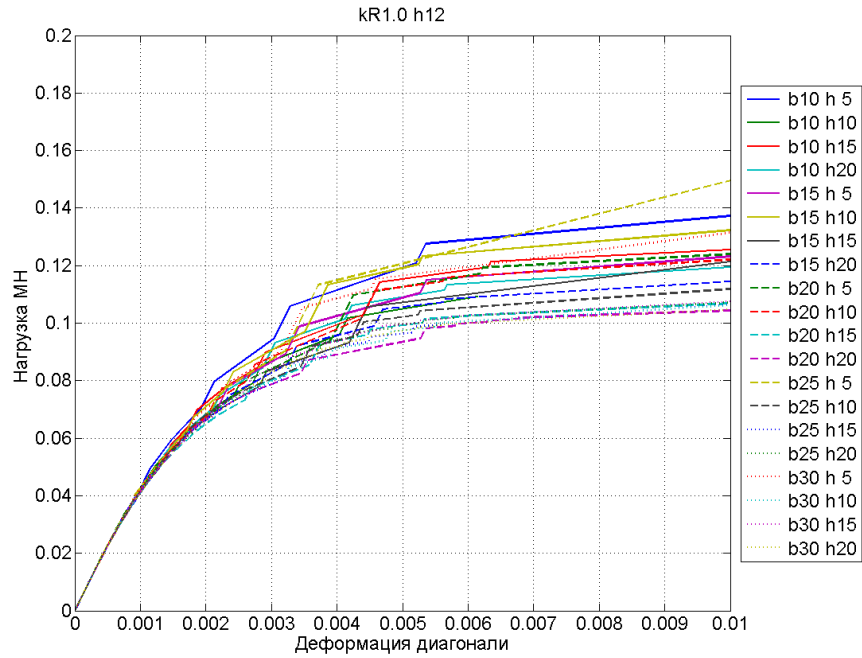


Рисунок 3.14 – График зависимости деформации диагонали кирпичного слоя (с расчетным сопротивлением сжатию кладки 1 МПа и толщиной 0,12 м) от нагрузки при совместной работе с бетонным слоем различных марок и толщин

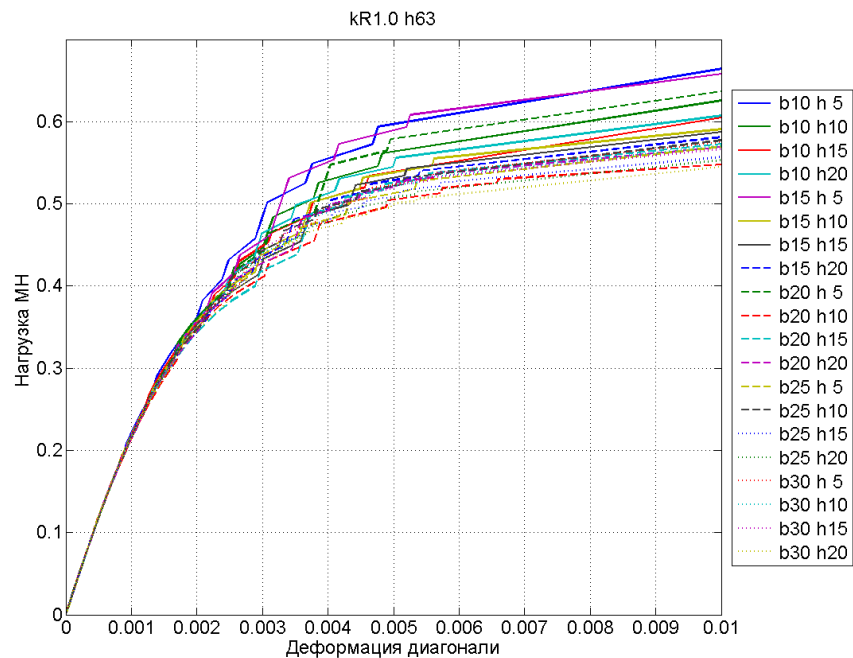


Рисунок 3.15 – График зависимости деформации диагонали кирпичного слоя (с расчетным сопротивлением сжатию кладки 1 МПа и толщиной 0,63 м) от нагрузки при совместной работе с бетонным слоем различных марок и толщин

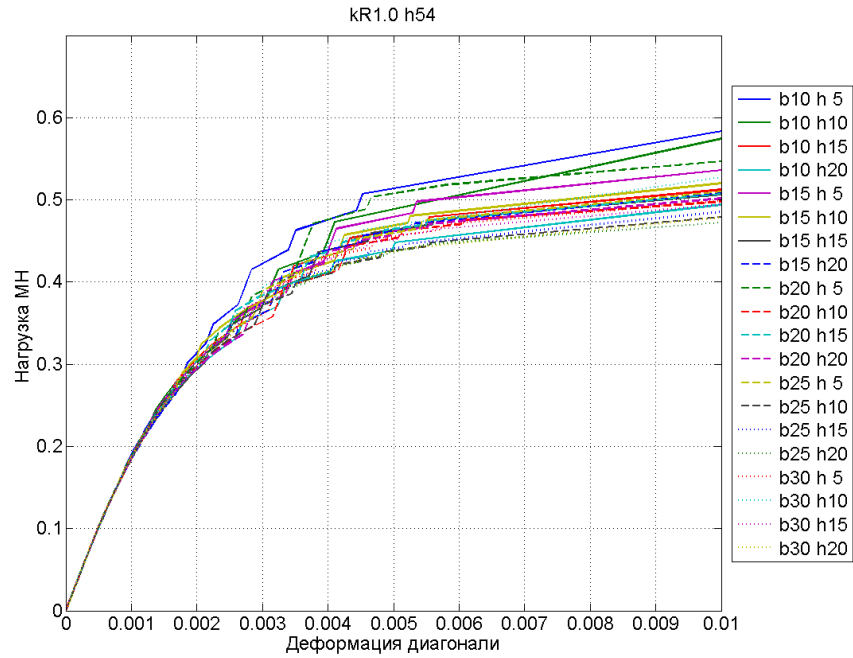


Рисунок 3.16 – График зависимости деформации диагонали кирпичного слоя (с расчетным сопротивлением сжатию кладки 1 МПа и толщиной 0,54 м) от нагрузки при совместной работе с бетонным слоем различных марок и толщин

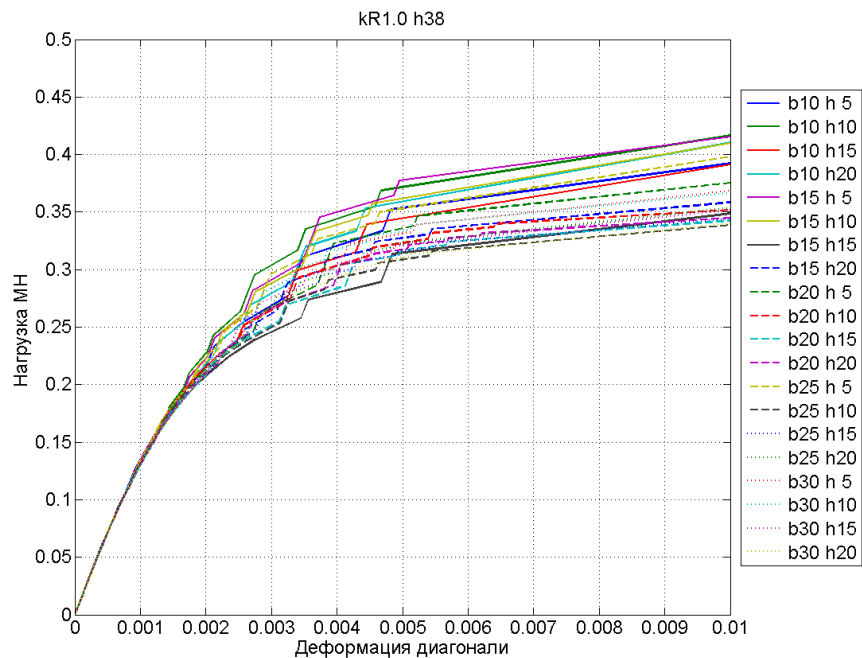


Рисунок 3.17 – График зависимости деформации диагонали кирпичного слоя (с расчетным сопротивлением сжатию кладки 1 МПа и толщиной 0,38 см) от нагрузки при совместной работе с бетонным слоем различных марок и толщин



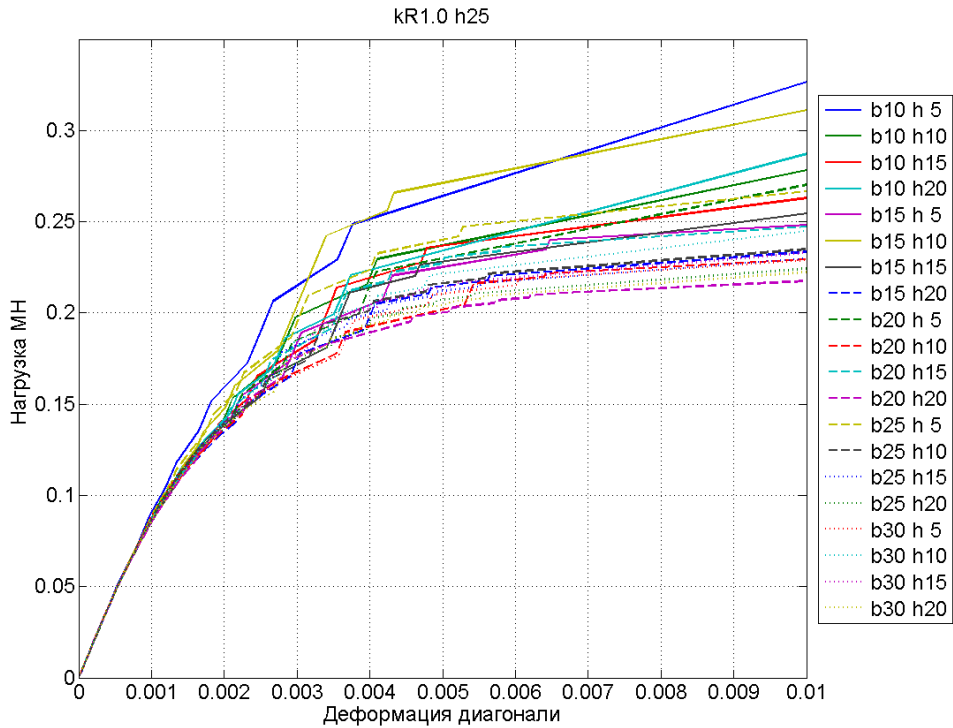


Рисунок 3.18 – График зависимости деформации диагонали кирпичного слоя (с расчетным сопротивлением сжатию кладки 1 МПа и толщиной 0,25 м) от нагрузки при совместной работе с бетонным слоем различных марок и толщин

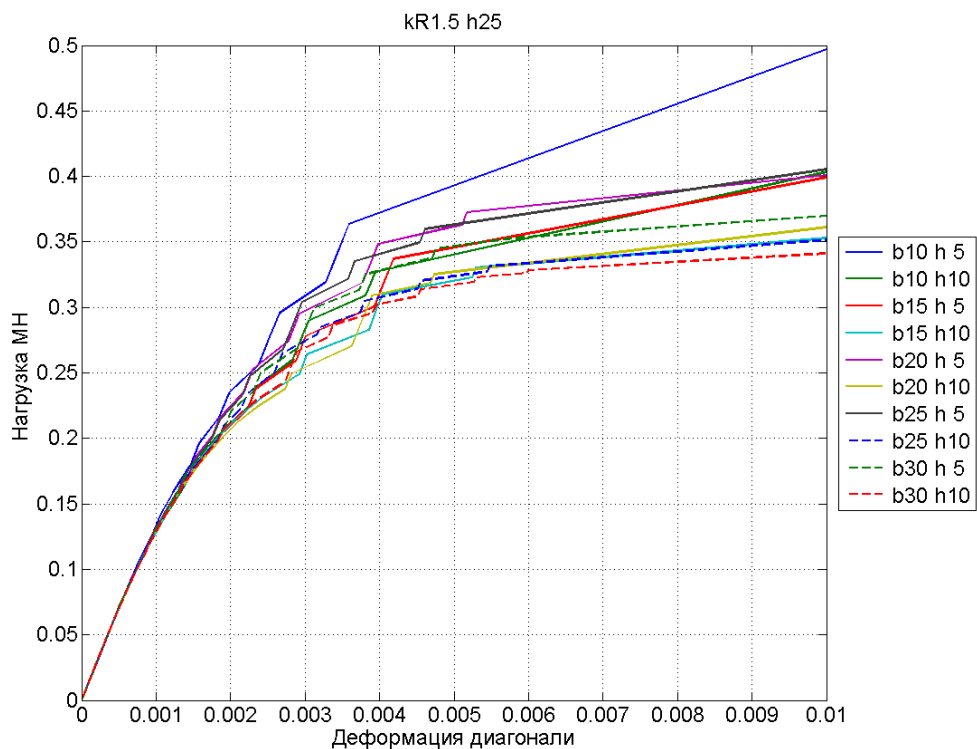


Рисунок 3.19 – График зависимости деформации диагонали кирпичного слоя (с расчетным сопротивлением сжатию кладки 1.5 МПа и толщиной 0,25 м) от нагрузки при совместной работе с бетонным слоем различных марок и толщин

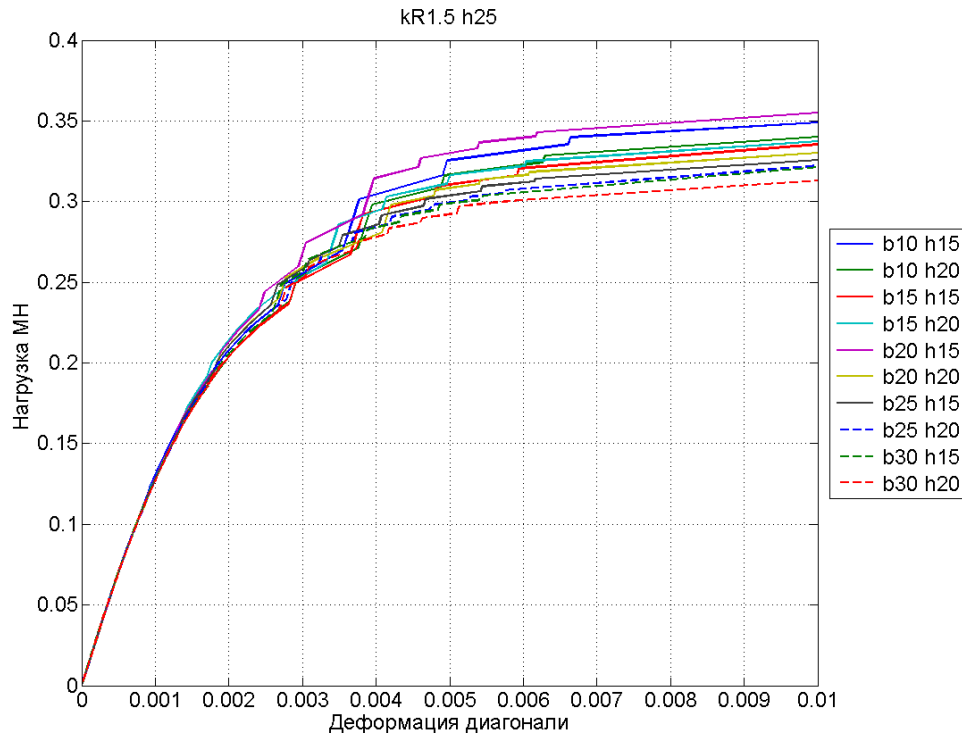


Рисунок 3.20 – График зависимости деформации диагонали кирпичного слоя (с расчетным сопротивлением сжатию кладки 1.5 МПа и толщиной 0,25 м) от нагрузки при совместной работе с бетонным слоем различных марок и толщин

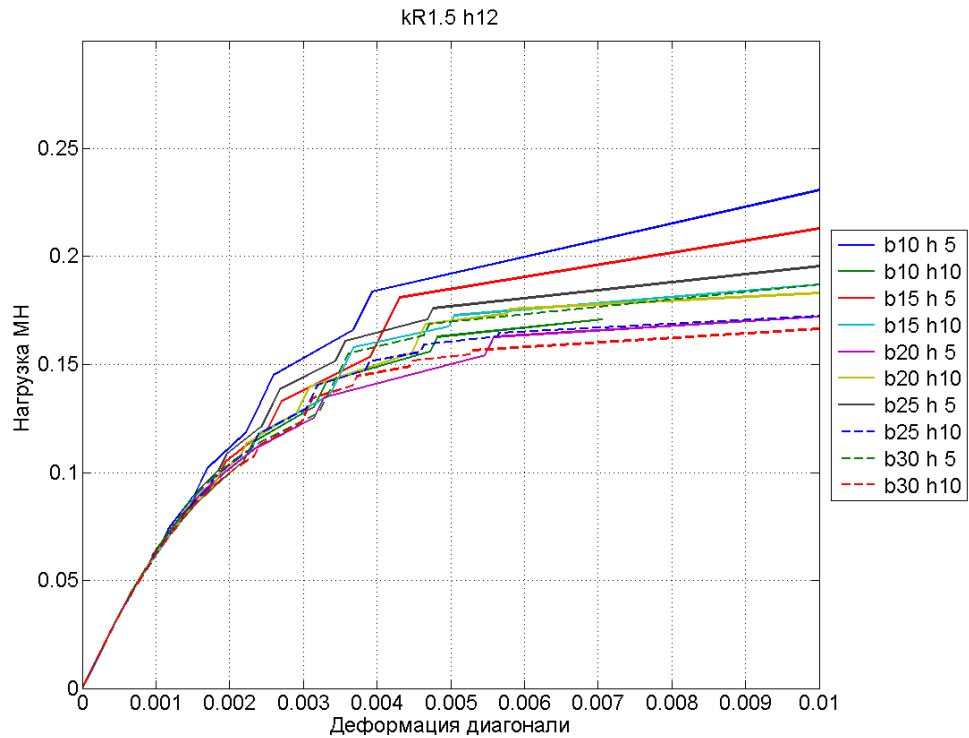


Рисунок 3.21 – График зависимости деформации диагонали кирпичного слоя (с расчетным сопротивлением сжатию кладки 1.5 МПа и толщиной 0,12 см) от нагрузки при совместной работе с бетонным слоем различных марок и толщин

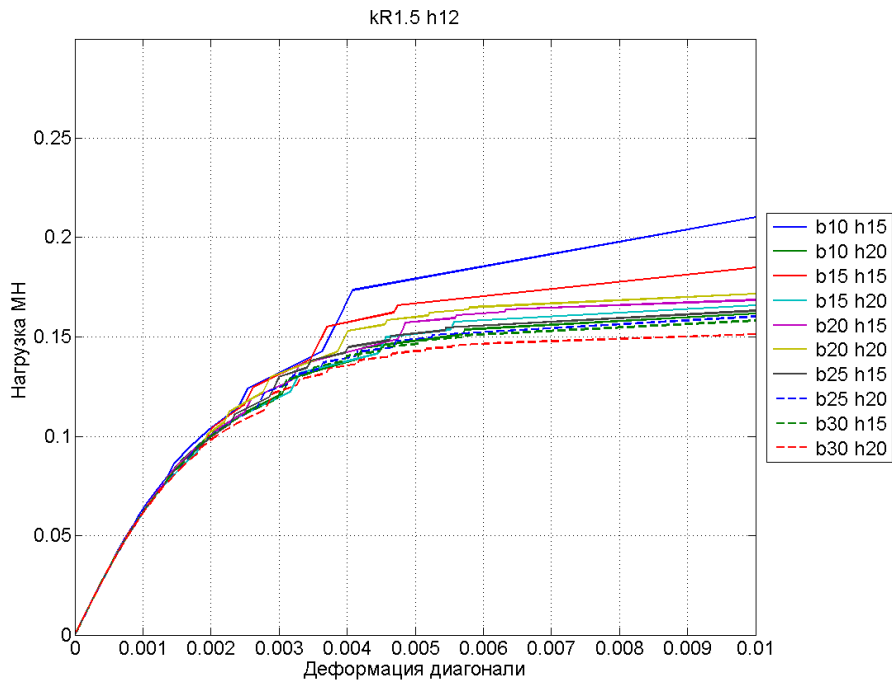


Рисунок 3.22 – График зависимости деформации диагонали кирпичного слоя (с расчетным сопротивлением сжатию кладки 1.5 МПа и толщиной 0,12 см) от нагрузки при совместной работе с бетонным слоем различных марок и толщин  
Ниже приведены несколько вариантов для более толстых кирпичных слоев:

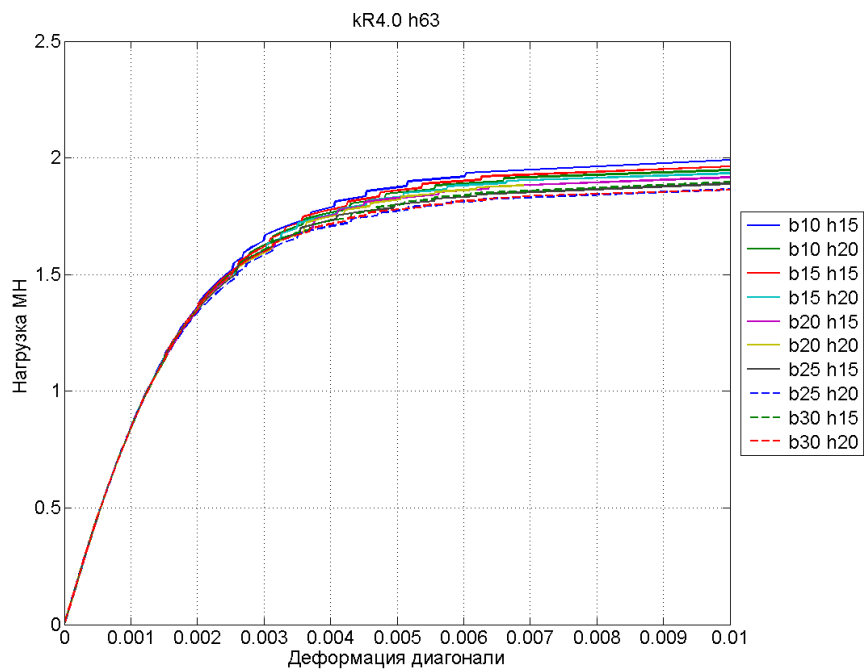


Рисунок 3.23– График зависимости деформации диагонали кирпичного слоя (с расчетным сопротивлением сжатию кладки 4.0 МПа и толщиной 0,63 м) от нагрузки при совместной работе с бетонным слоем различных марок и толщин

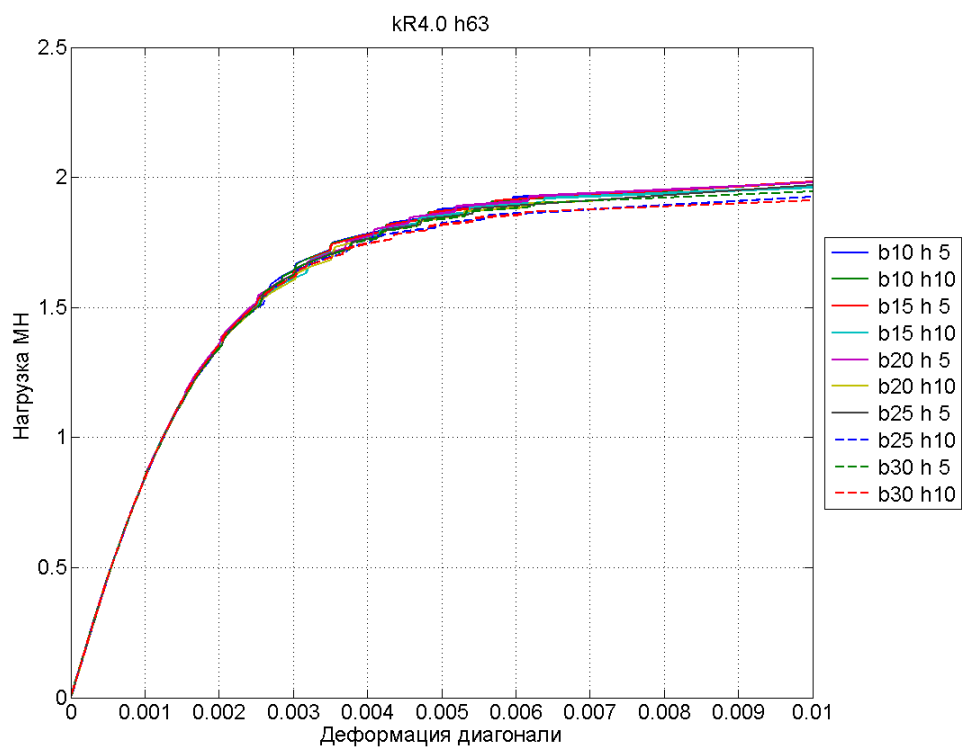


Рисунок 3.24– График зависимости деформации диагонали кирпичного слоя (с расчетным сопротивлением сжатию кладки 4.0 МПа и толщиной 0,63 м) от нагрузки при совместной работе с бетонным слоем различных марок и толщин

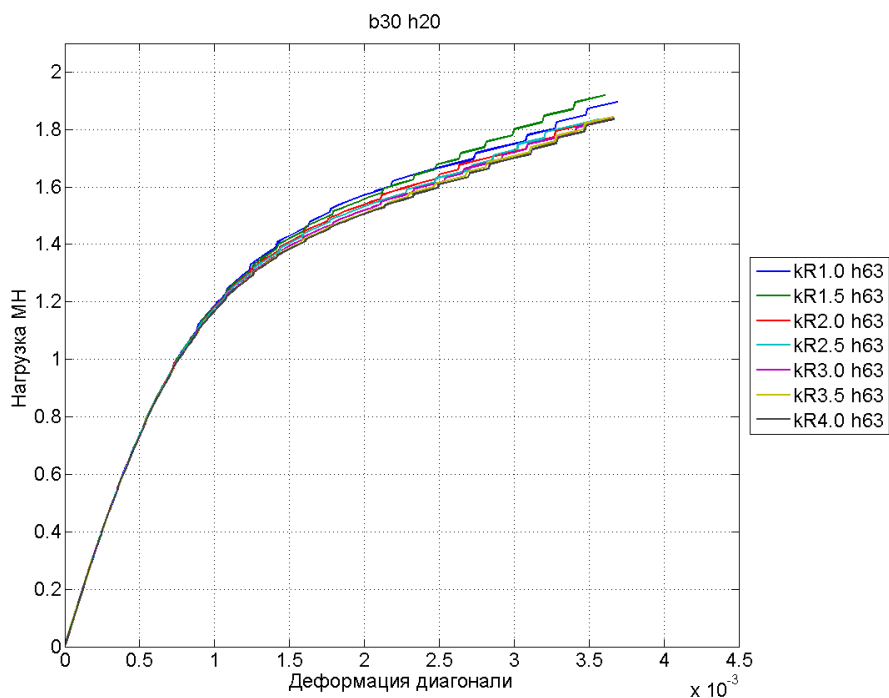


Рисунок 3.25 – График зависимости деформации диагонали бетонного слоя марки В30 и толщиной 0,20 м от нагрузки при совместной работе с кирпичными слоями толщиной 0,63 м.

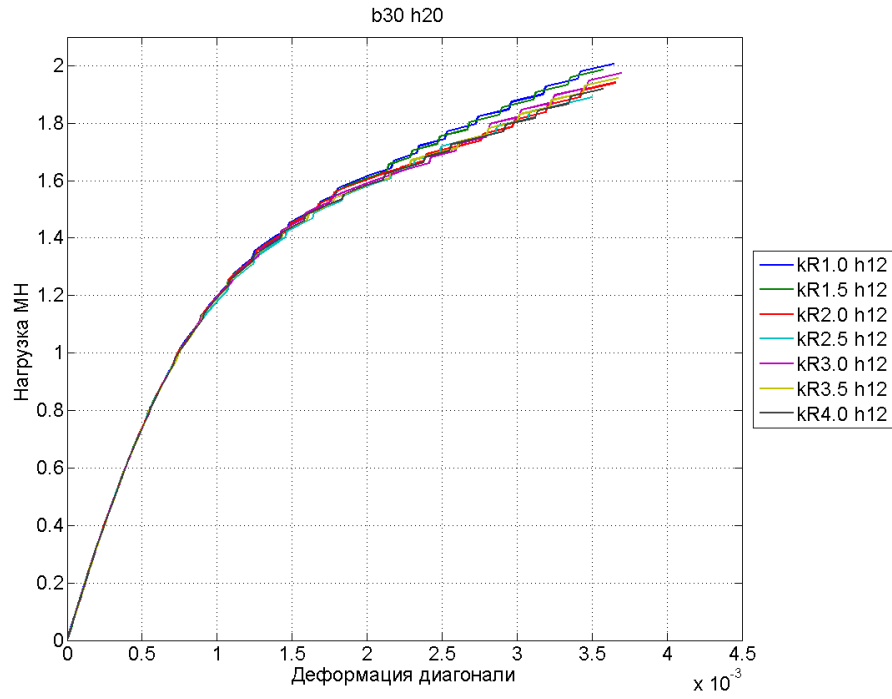


Рисунок 3.26 – График зависимости деформации диагонали бетонного слоя марки В30 и толщиной 0,20 м от нагрузки при совместной работе с кирпичными слоями толщиной 0,12 м.

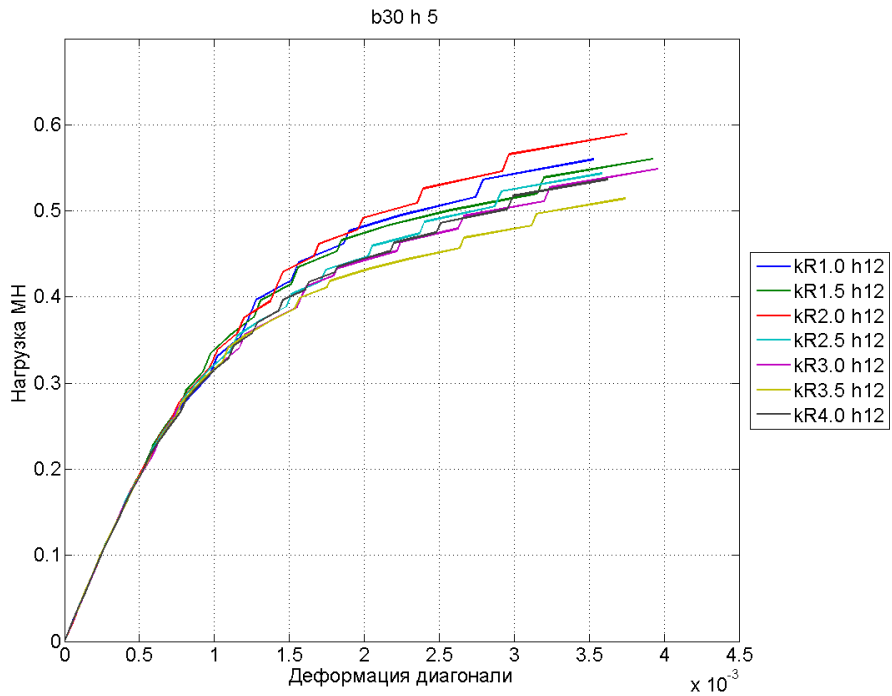


Рисунок 3.27 – График зависимости деформации диагонали бетонного слоя марки В30 и толщиной 0,05 м от нагрузки при совместной работе с кирпичными слоями толщиной 0,12 м.

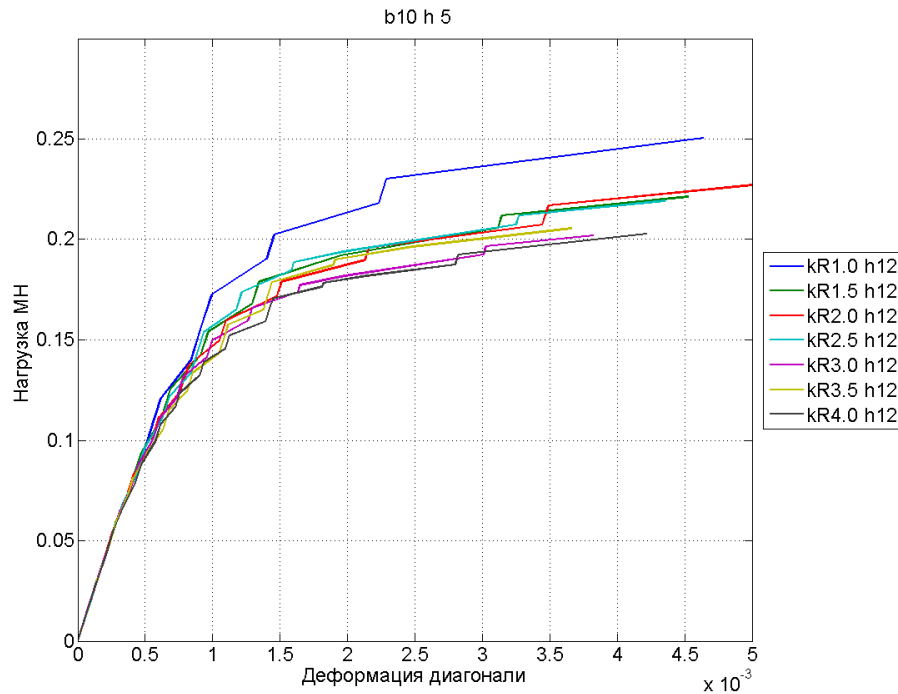


Рисунок 3.28 – График зависимости деформации диагонали бетонного слоя марки В10 и толщиной 0,05 м от нагрузки при совместной работе с кирпичными слоями толщиной 0,12 см

На рисунках 3.30 - 3.29 можно отметить бетонные слои с эквивалентной жесткостью при разной марке и толщине слоя. Все бетонные слои работают совместно с одним и тем же кирпичным слоем.

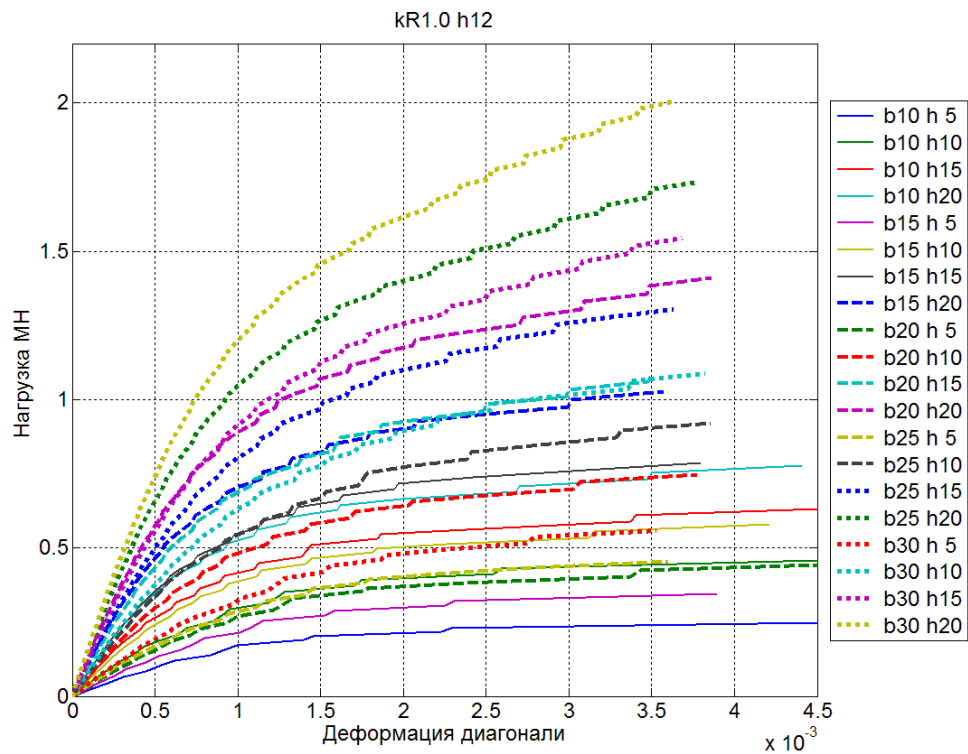


Рисунок 3.30 – Графики работы различных бетонных слоев с одинаковым кирпичным слоем

По рисунку 3.30 можно сделать вывод, 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 примерно одинаково.

Аналогичную картину видим при совместной работе бетонных слоев с кирпичным слоем с расчетным сопротивлением  $R=2$  МПа и толщиной 0,25 м (рисунок 3.31).

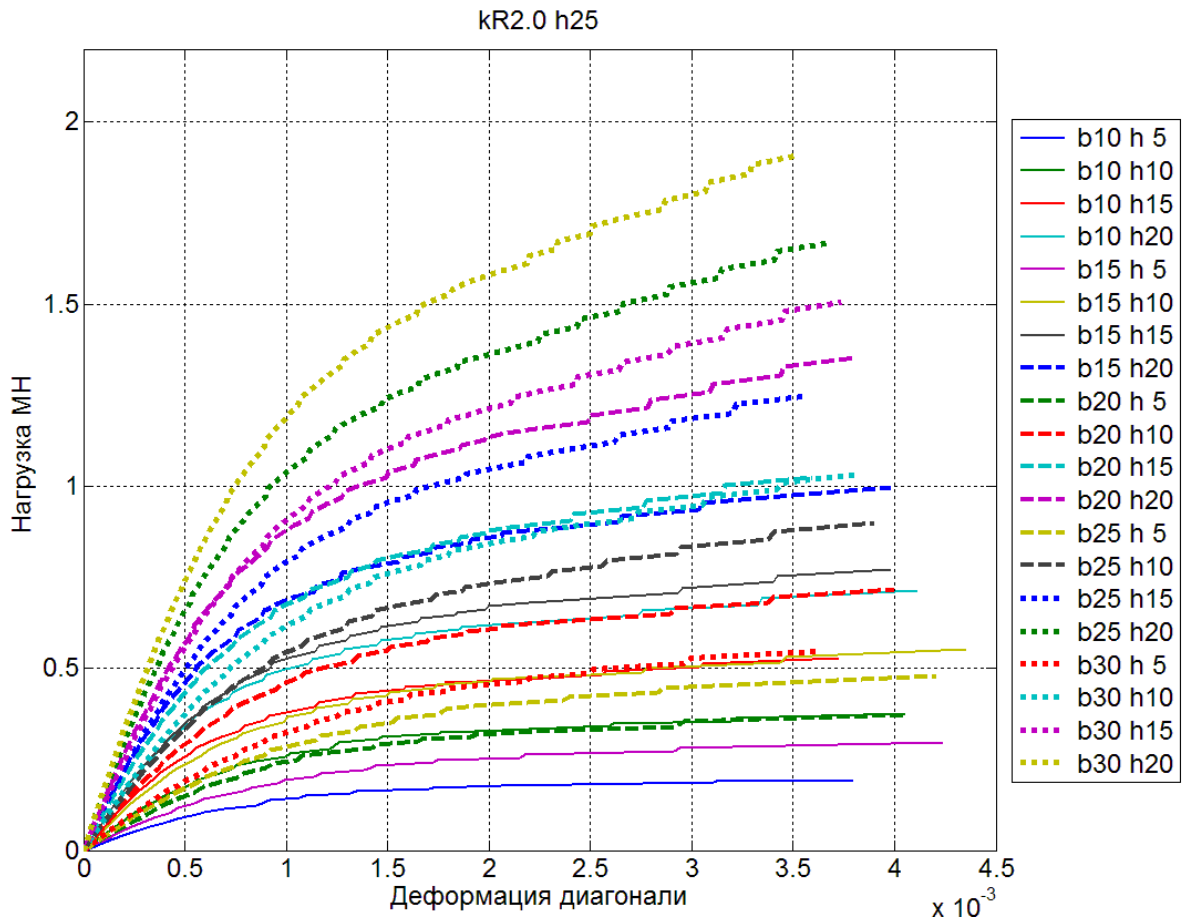


Рисунок 3.31 – Графики работы различных бетонных слоев с одинаковым кирпичным слоем.

По рисунку 3.31 можно сделать вывод, 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.



Похожую картину мы наблюдаем и при совместной работе бетонных слоев с другими видами кирпичных слоев.

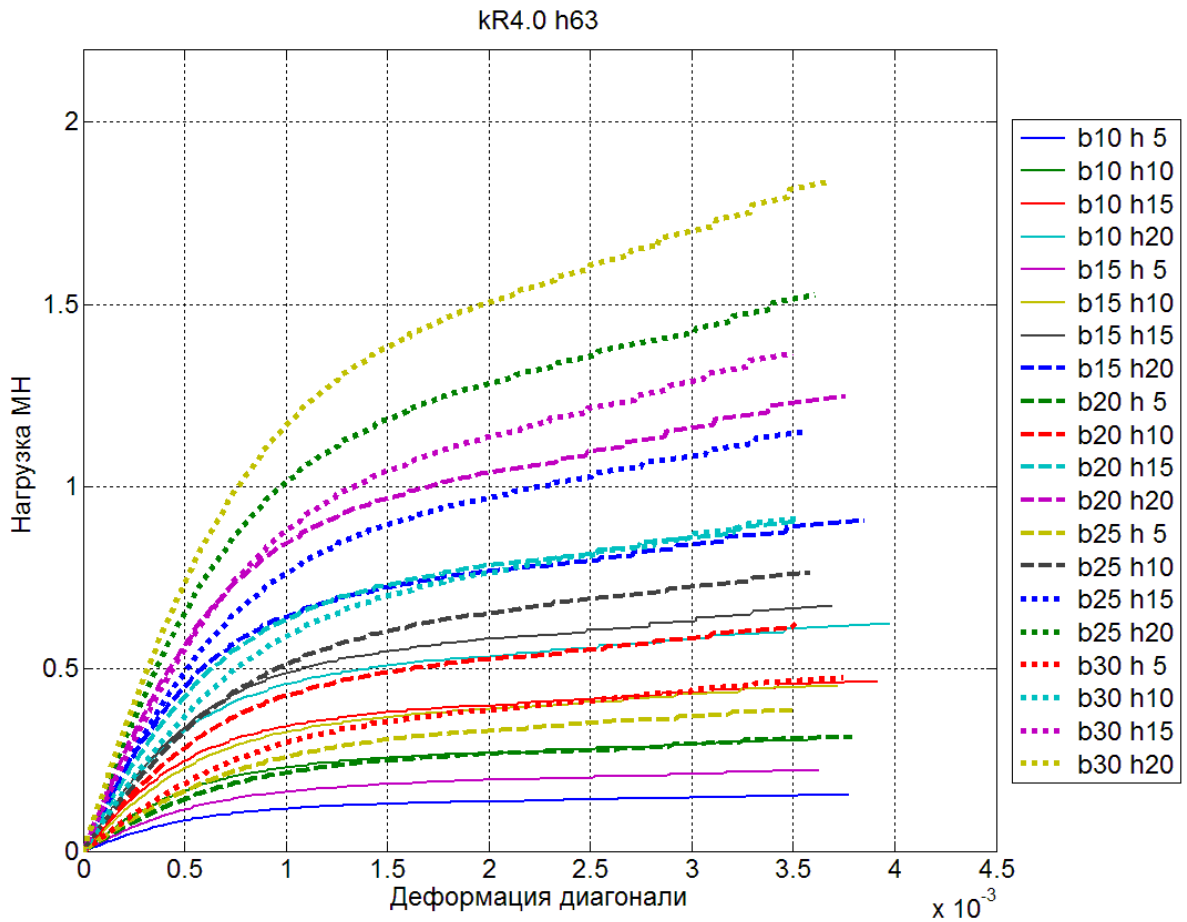


Рисунок 3.32 – Графики работы различных бетонных слоев с одинаковым кирпичным слоем

На рисунке 3.33 отдельно представлена работа эквивалентных по жесткости бетонных слоев В15h20, В20h15, В30h10.

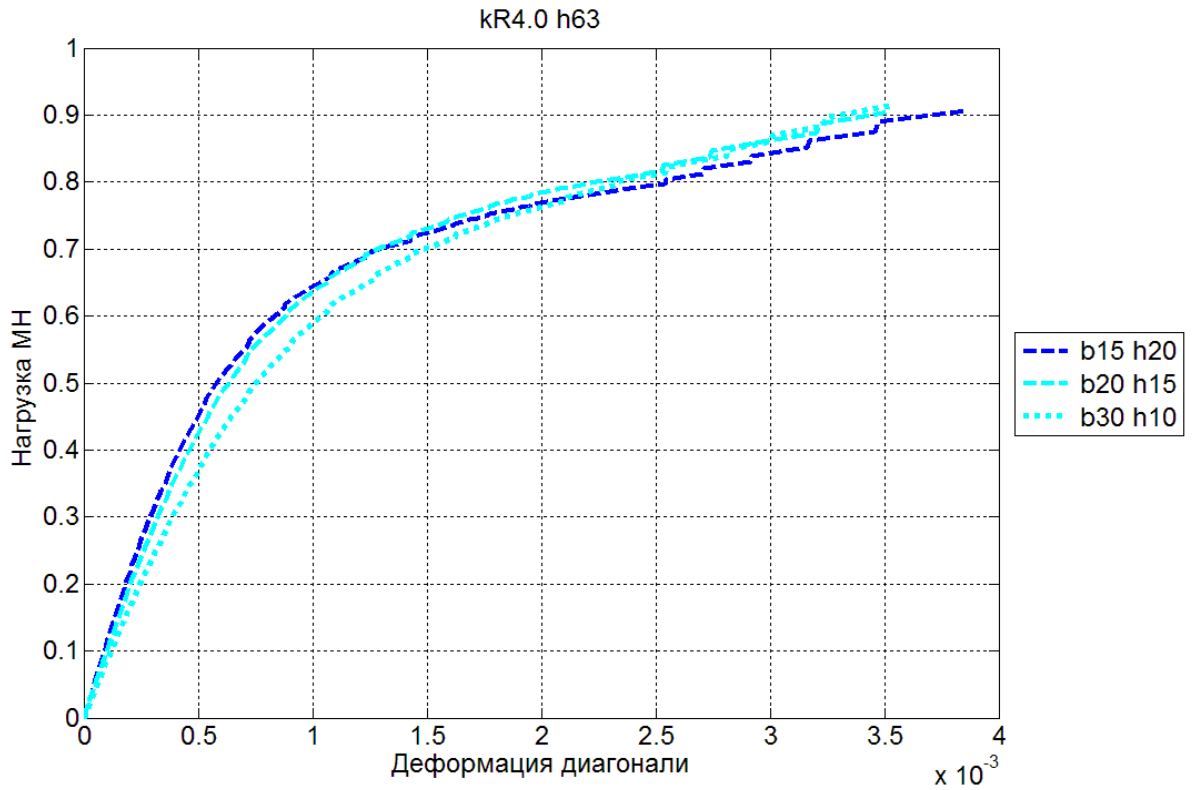


Рисунок 3.33 – Эквивалентно работа бетонных слоев В15h20, В20h15, В30h10

На рисунках 3.34 - 3.37 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 3.34-3.35 можно сделать вывод, что эквивалентную жесткость имеют следующие кирпичные слои:

- kR1.0 h54, kR1.5 h38, kR2.5 h25;
- kR2.5 h63, kR3.0 h54.

По рисунку 3.36 можно сделать вывод, что эквивалентную жесткость имеют следующие кирпичные слои:

- kR2.5 h63, kR3.0 h54;
- kR3.0 h63, kR3.5 h54.

По рисунку 3.37 можно сделать вывод, что эквивалентную жесткость имеют следующие кирпичные слои:

- kR1.0 h54, kR1.5 h38, kR2.5 h25;
- kR1.5 h63, kR2.5 h38.

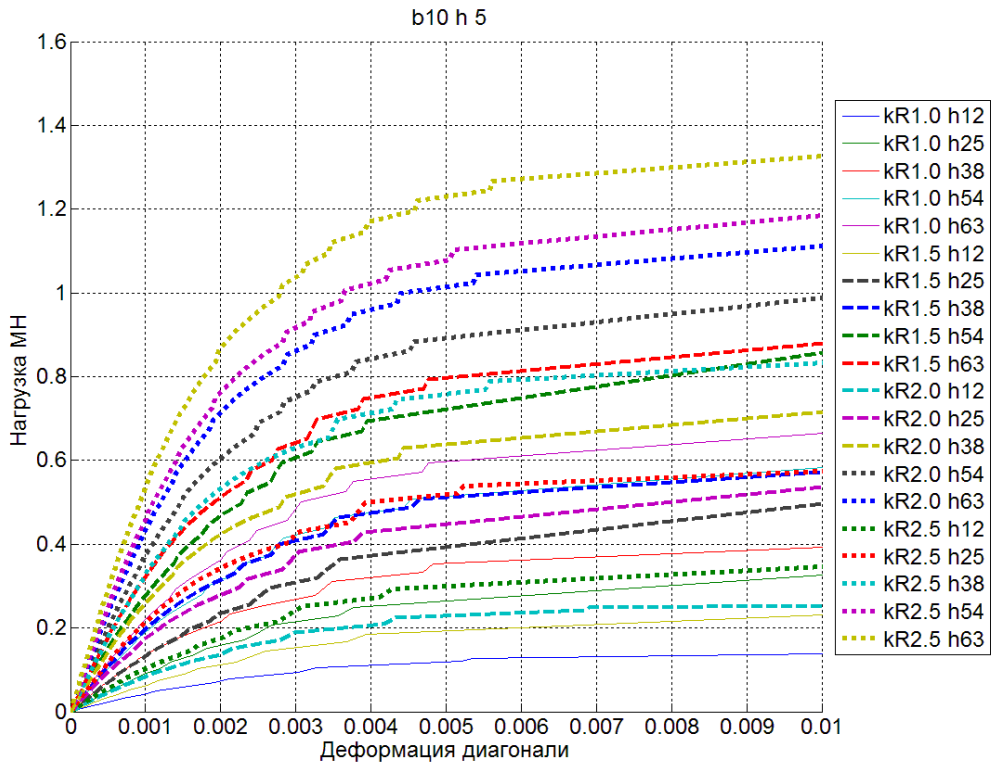


Рисунок 3.34 – Графики работы различных кирпичных слоев с одинаковым бетонным слоем

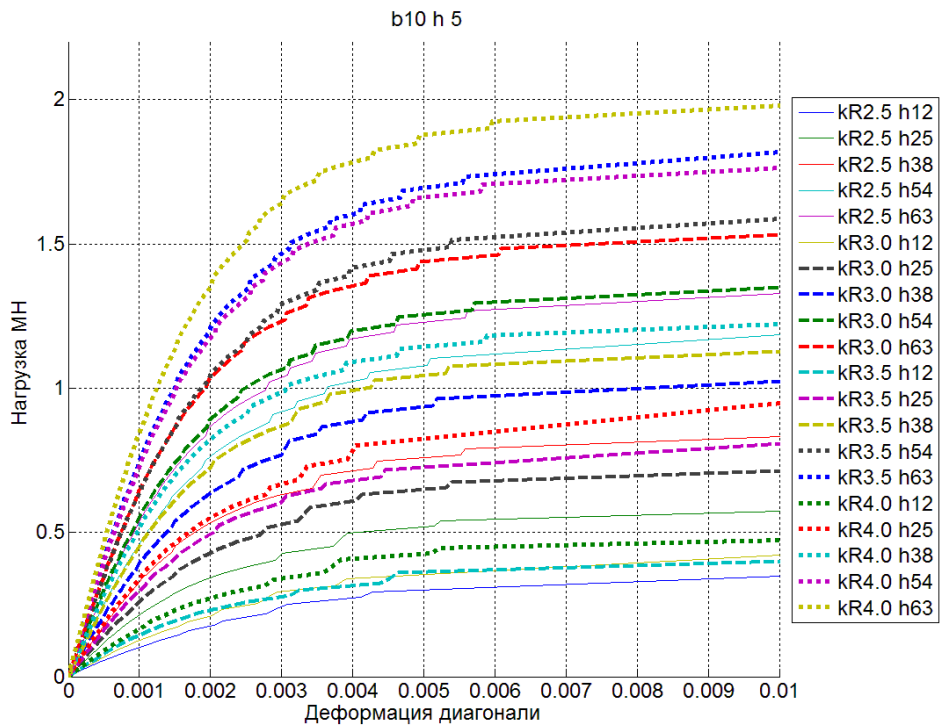


Рисунок 3.35 – Графики работы различных кирпичных слоев с одинаковым бетонным слоем

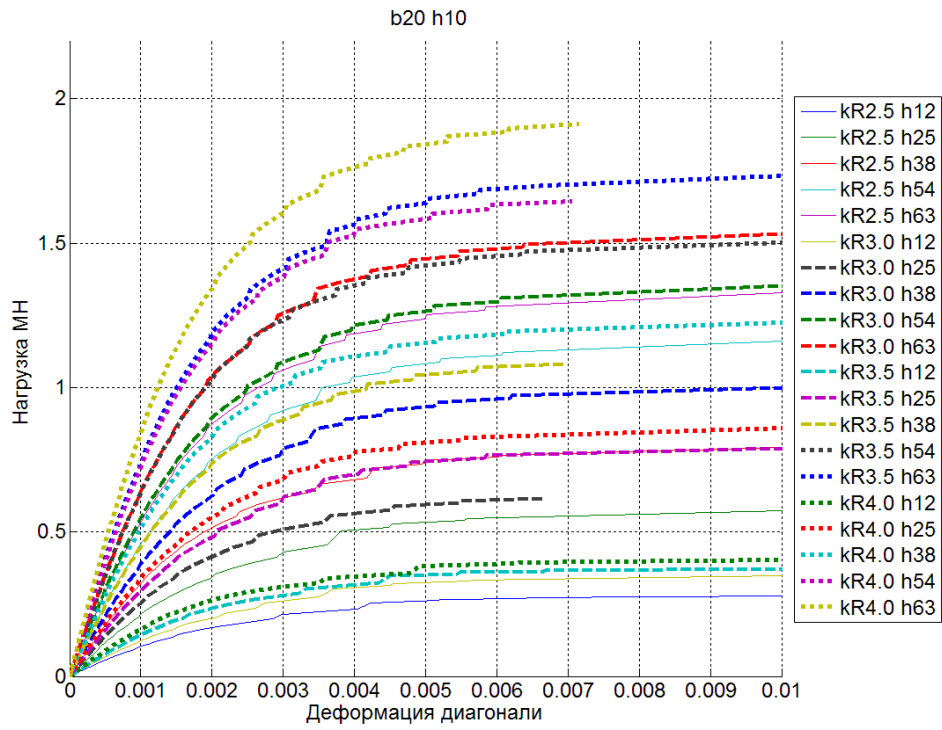


Рисунок 3.36 – Графики работы различных кирпичных слоев с одинаковым бетонным слоем

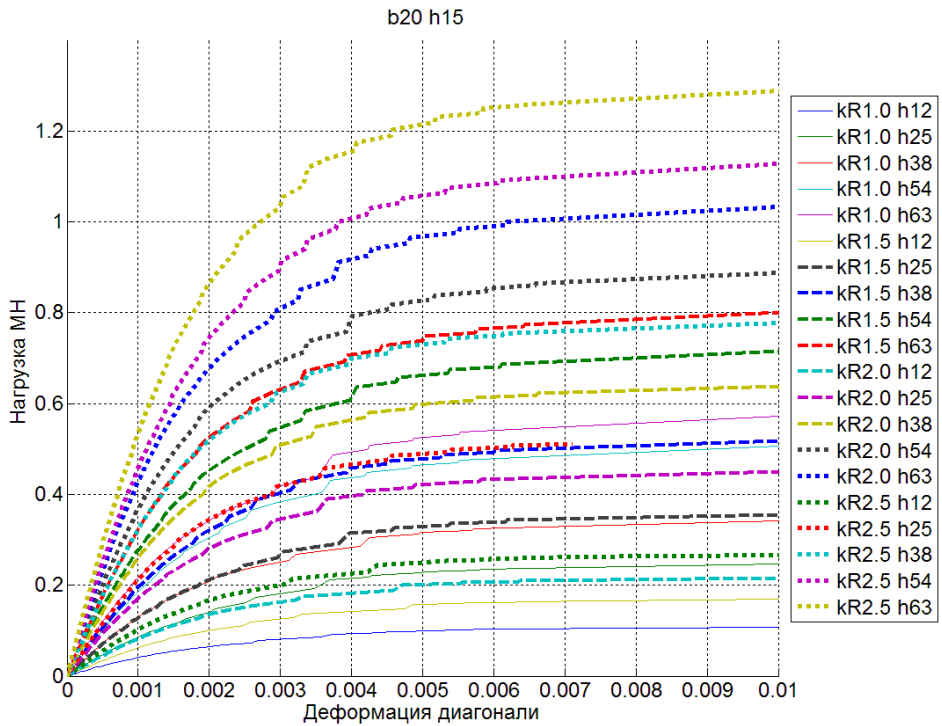


Рисунок 3.37 – Графики работы различных кирпичных слоев с одинаковым бетонным слоем

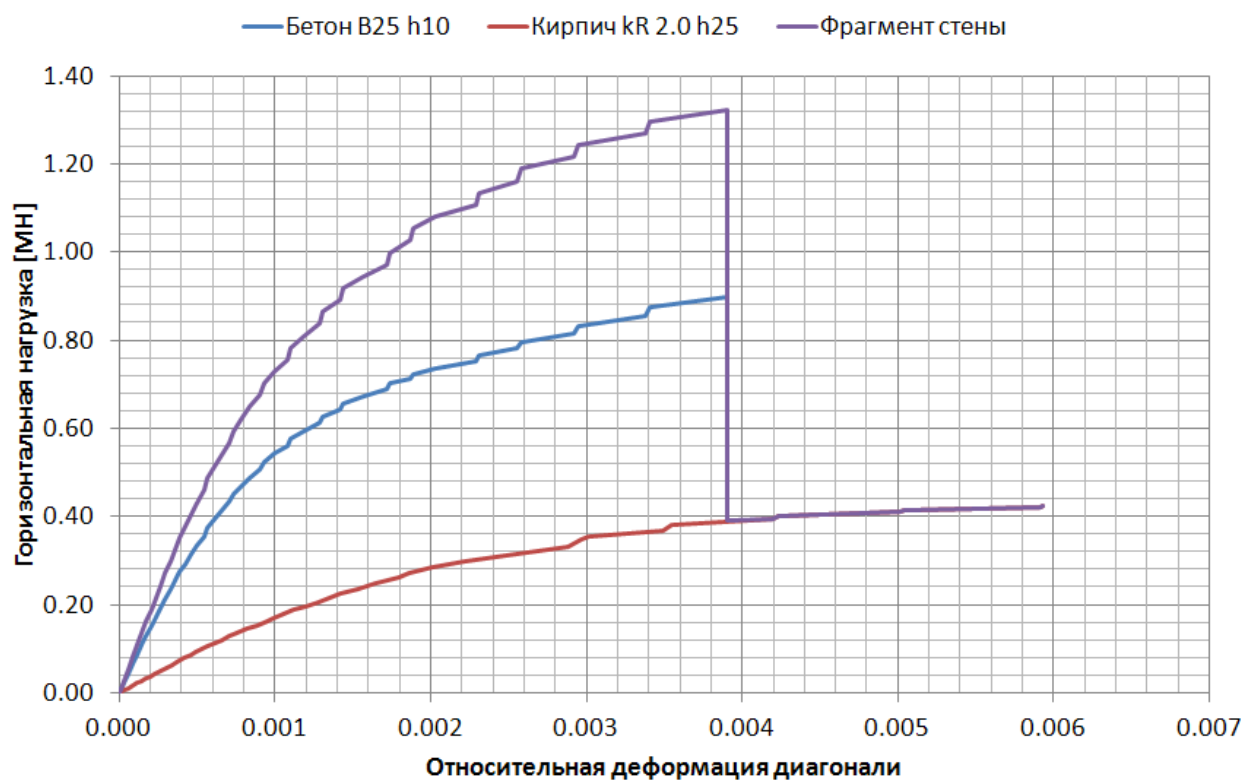
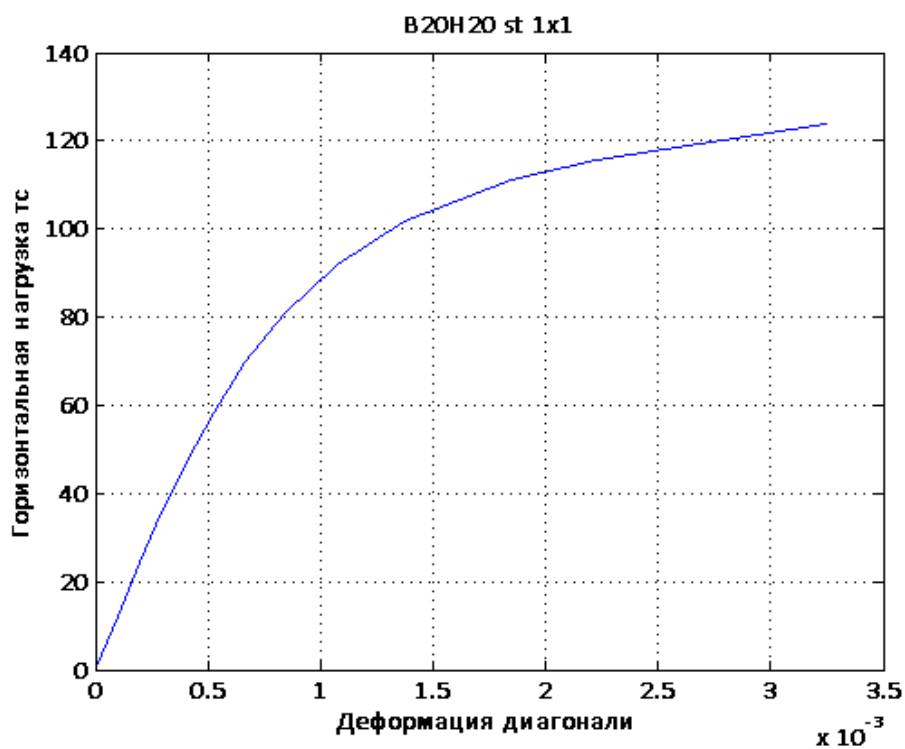


Рисунок 3.38 – Работа фрагмента стены на горизонтальную нагрузку.

На рисунке 3.38 приведена график суммарной нагрузки действующий на фрагмент стены, состоящий из бетонного слоя марки В25 толщиной 0,10 м и кирпичной кладки с расчетным значением сопротивления сжатию  $R=2$  МПа и толщиной  $h=0,25$  м. Суммирование силы проводилось по относительным деформациям

В процессе работ был проведен расчетный анализ «высоких» и «низких» многослойных стен с соотношениями сторон  $1 \times 1$  и  $1 \times 2$  при действии горизонтальной нагрузки. Были рассмотрены стены, состоящие из следующих слоев: слой 1 – кладка из кирпича, толщина 0,12 м, слой 2 – железобетонная стена толщиной 0,20 м, слой 3 – кладка из кирпича, толщина 0,25 м.

а)



б)

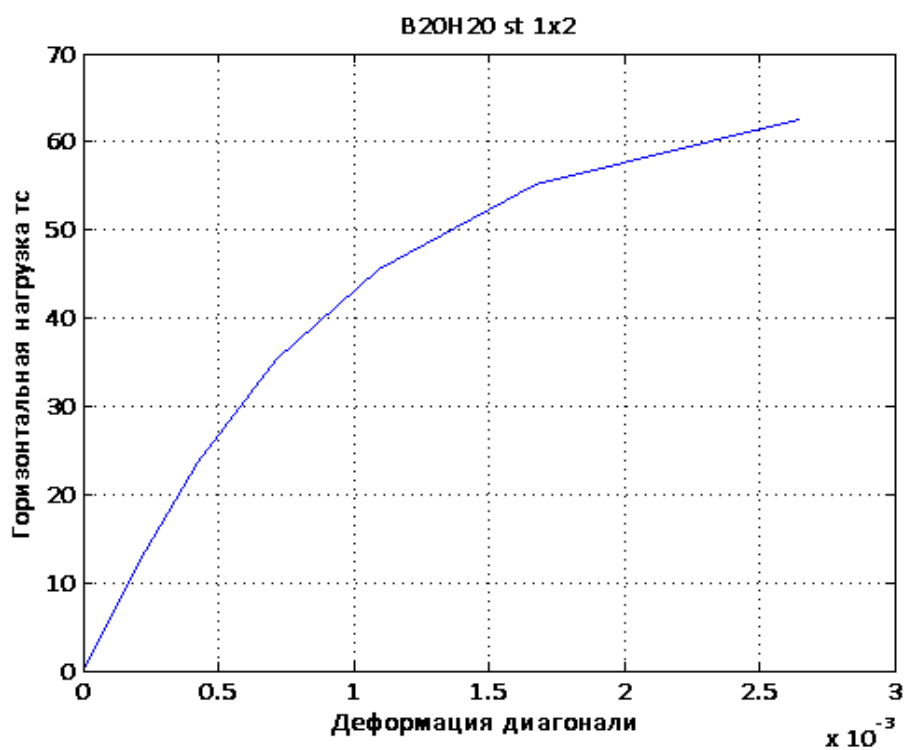
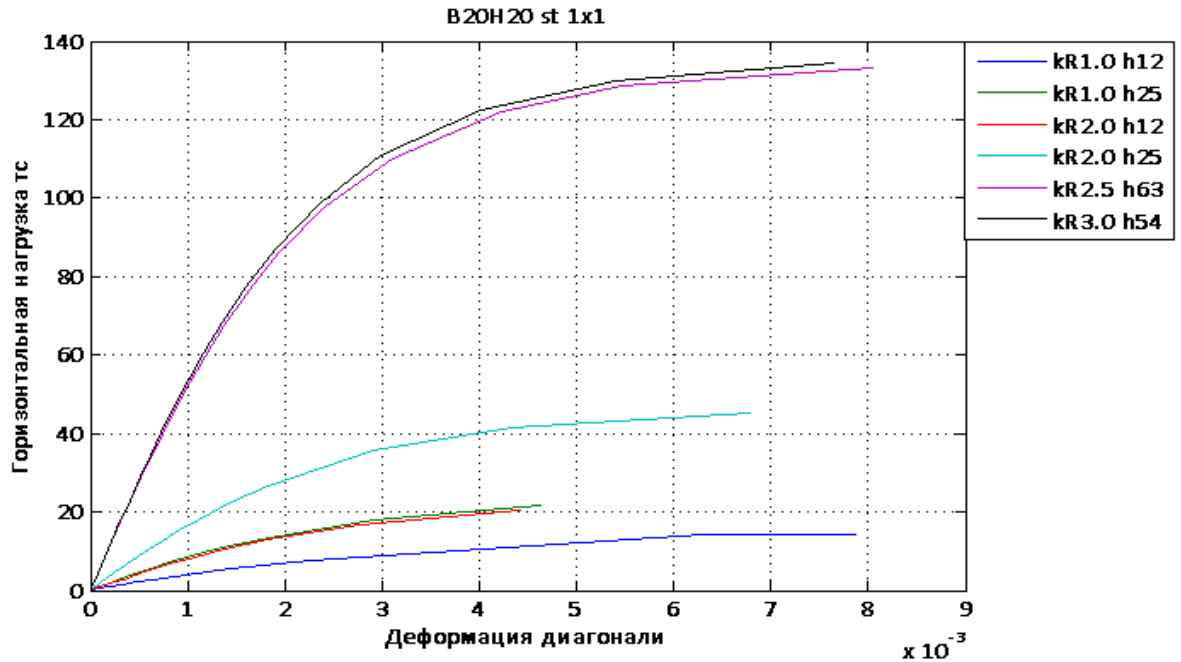


Рисунок 3.39 – Деформация диагонали бетонного слоя в «низкой» стене (а), в «высокой» стене (б). Максимальная горизонтальная нагрузка для стены 1×1 – 123.8 тс, для стены 1×2 – 62.6 тс. При совместном моделировании с со слоем кладки R=3 МПа, H=0,54 м

а)



б)

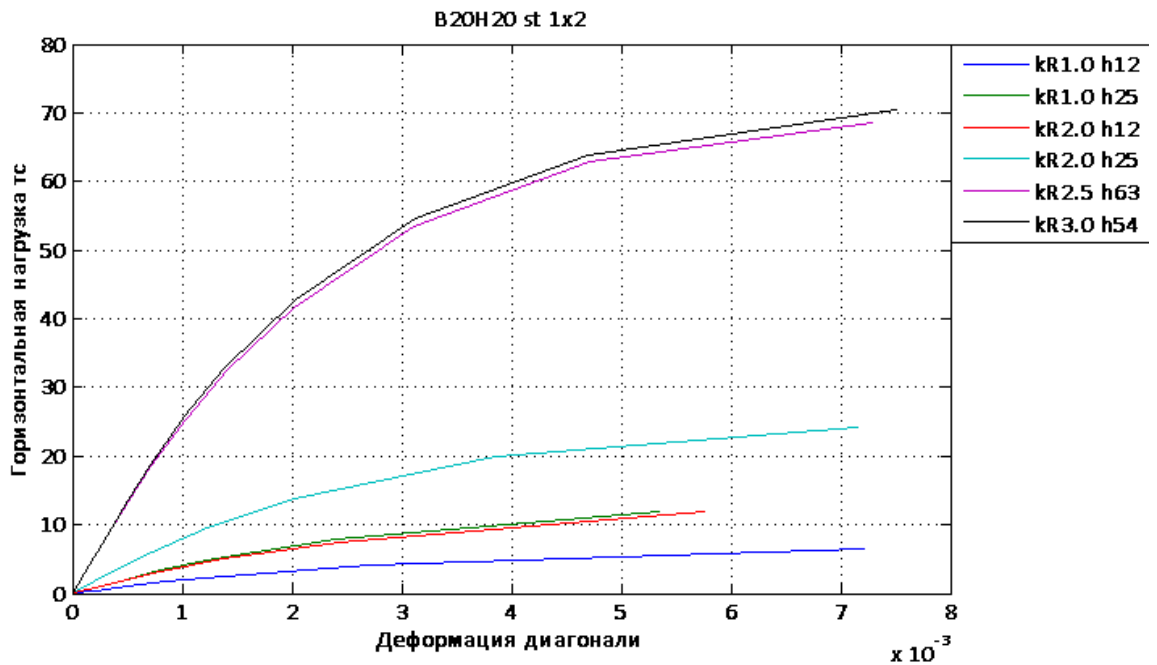


Рисунок 3.40 – Деформация диагонали кирпичных слоев в «низкой» стене (а 1×1), в «высокой» стене (б 1×2) при совместной работе с бетонным слоем марки В20 и толщиной 0,20 м

При оценке несущей способности стены от горизонтальной нагрузки по деформации диагонали критическая нагрузка для стены с соотношением сторон 1×1 практически в два раза превышает критическую нагрузку для стены 1×2.

Предложен итерационный метод расчета многослойных стен с учетом особенностей и нелинейного характера изменения жесткостных характеристик каждого слоя. 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.

Были проведены расчеты и параметрический анализ различных комбинаций кирпичных и бетонных слоев фрагмента стены.

При представленном подходе расчета многослойных стен, график зависимости «горизонтальная нагрузка – деформация диагонали» имеет ступенчатую «структуру» (рисунки 3.23-3.38). Это объясняется перераспределением доли нагрузки на каждый слой в процессе расчета. Параметры, отвечающие за перераспределение нагрузки, описаны в теоретической части.

Данная методика расчета многослойных стен позволяет быстро находить «эквивалентные» по жесткости кирпичные кладки для возможности усиления конструкции 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.

### **3.6 Верификации методика расчета стен на сейсмическую нагрузку**

В разделе приведено сопоставление и сравнение результатов, полученных в экспериментальных исследованиях, представленных в разделе 2.4 настоящей работы и расчетным методами. Расчеты проводились по методике, описанной в разделе 3.5.

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 плосконапряженное состояние конструкции. По предположению напряжения постоянны внутри элемента. Определяются главные напряжения, по ним оценивается состояние материала (упругая работа или пластическая стадия). В расчетах за основу приняты характеристики бетона марки В12.5. Принятая в расчетах диаграмма работы приведены на рисунке 3.41. КЭ-модель приведена на рисунке 3.42.

Таблица 3.4 – Кусочно-линейная аппроксимация диаграммы деформирования для бетона марки В12.5

№	Модуль Юнга E (МПа)	Деформации	Коэффициент
1	14166.7	0.00035	0.25
2	7303.9	0.00070	
3	3956.2	0.00105	
4	2073.2	0.00140	
5	909.1	0.00175	
6	501.2	0.00210	
7	286.7	0.00245	
8	277.0	0.00280	
9	267.6	0.00315	
10	258.4	0.00350	

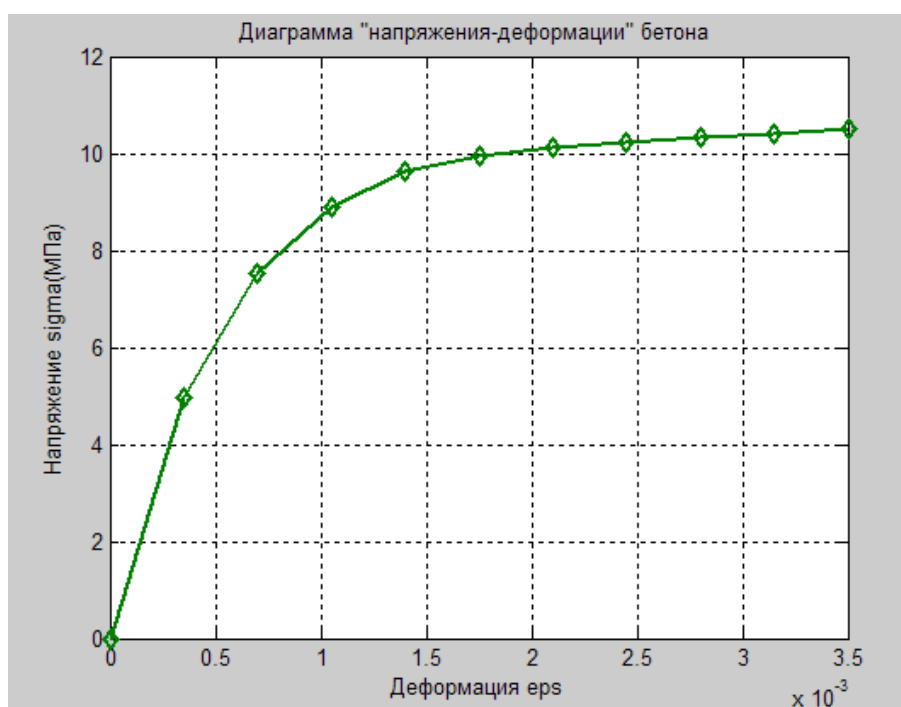


Рисунок 3.41 – Принятая диаграмма работы бетона В12.5

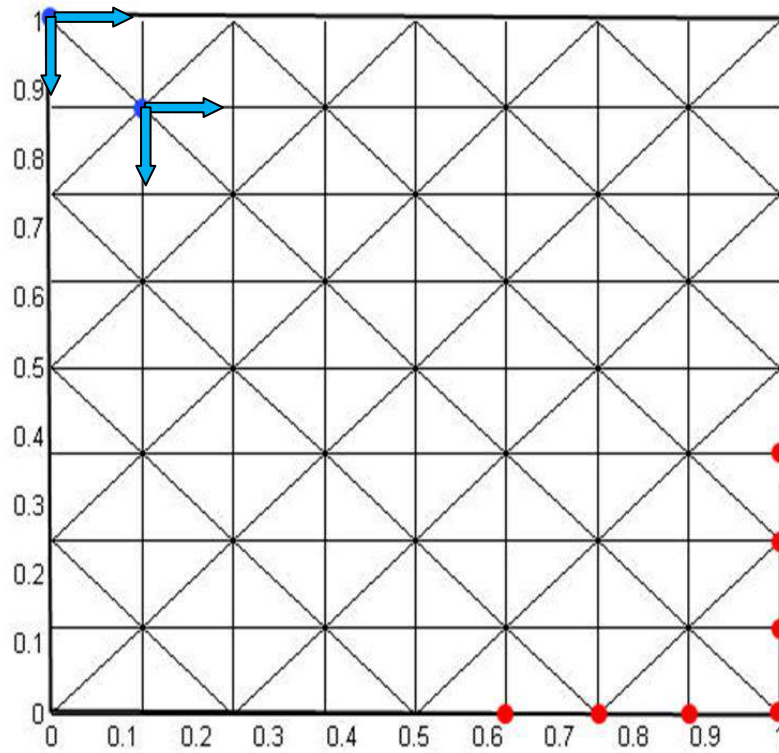


Рисунок 3.42 – КЭ модель фрагмента стены.

Красные узлы закреплены, к синим узлам – приложена нагрузка

На рисунках 3.43 – 3.48 приведены зависимости нагрузка-деформация диагонали фрагмента, полученные по результатам эксперимента и теоретического расчета.

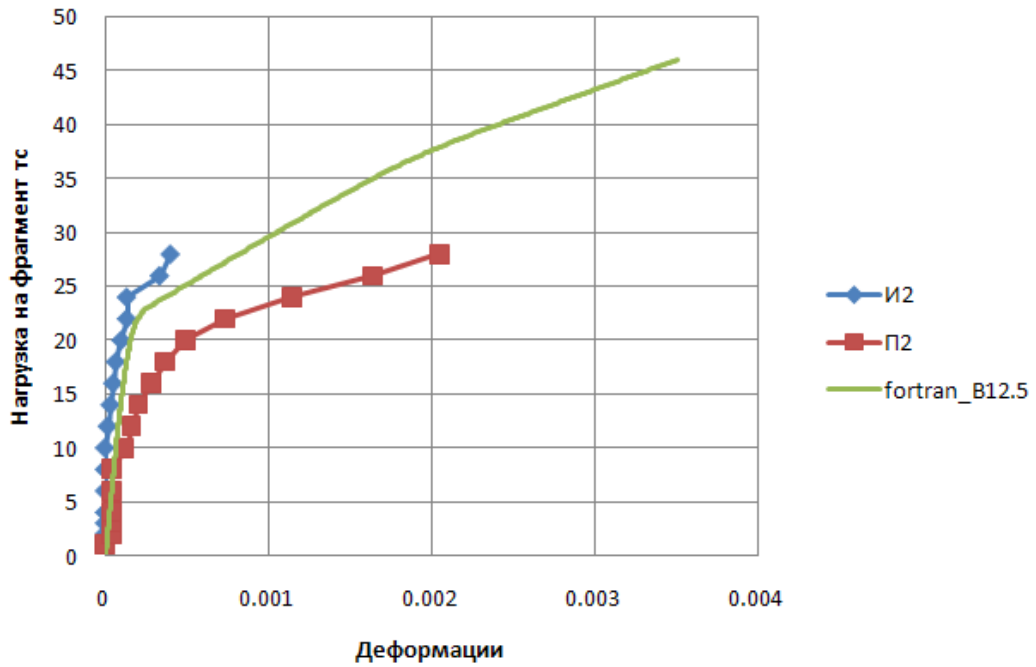


Рисунок 3.43 – Зависимость нагрузка–деформация диагонали образца ССМ-1. Теоретический расчет (fortran\_B12.5) и экспериментальные данные (И2 и П2)

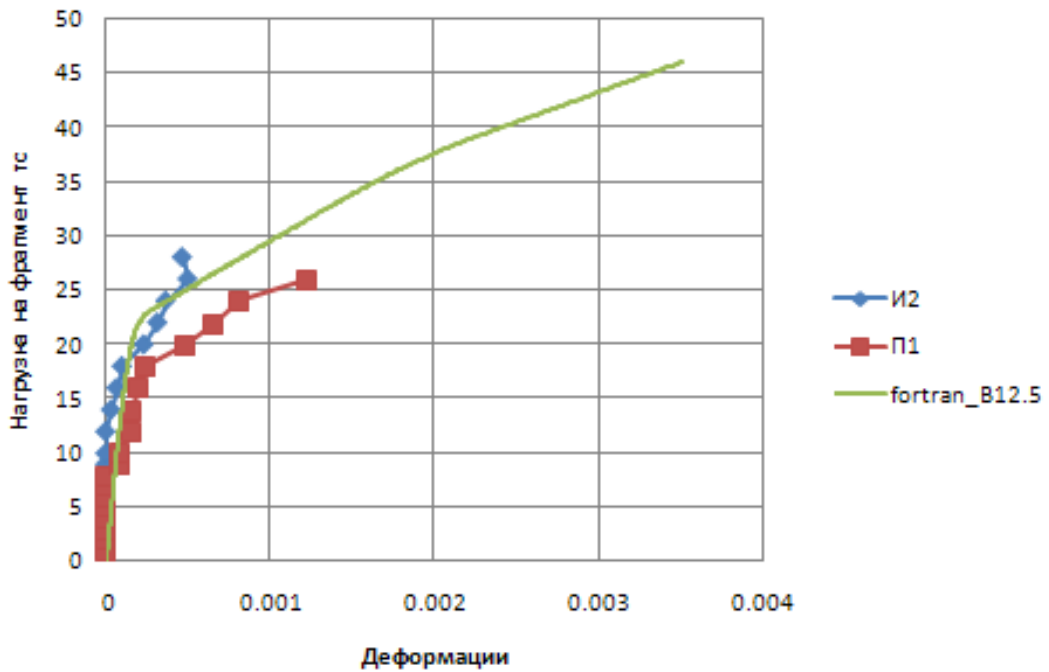


Рисунок 3.44 – Зависимость нагрузка–деформация диагонали образца ССМ-2. Теоретический расчет и экспериментальные данные.

- Линия — (fortran\_B12.5) – результаты теоретического расчета;
- Линия —◆— (И1, И2) – результаты эксперимента по датчику типа «И»;
- Линия —■— (П1, П2) – результаты эксперимента по датчику типа «П»

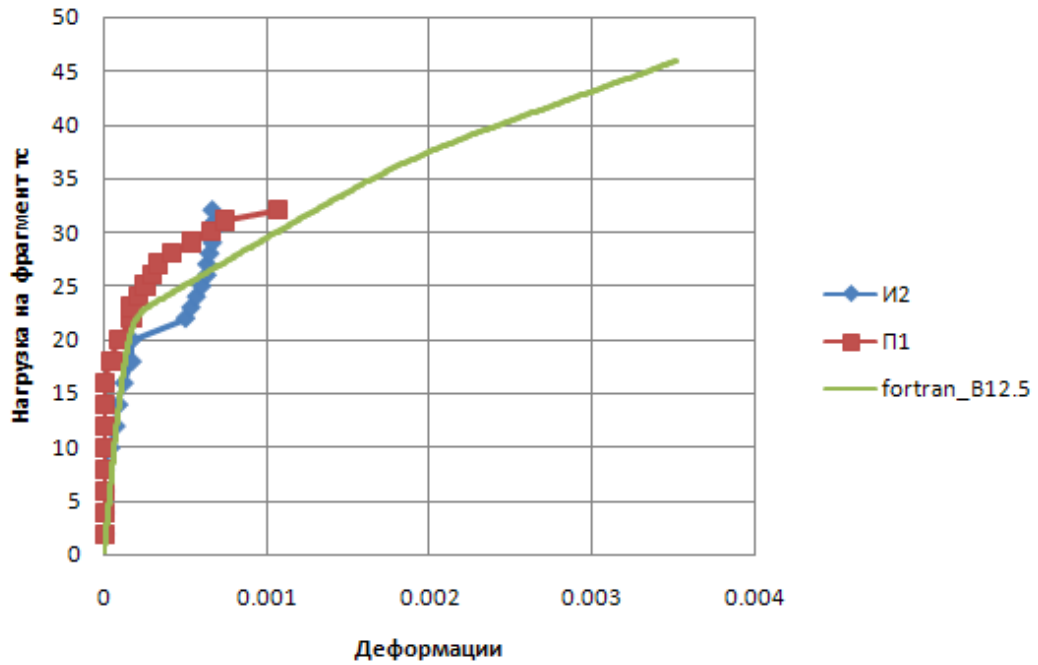


Рисунок 3.45 – Зависимость нагрузка–деформация диагонали образца ССМ-3. Теоретический расчет и экспериментальные данные

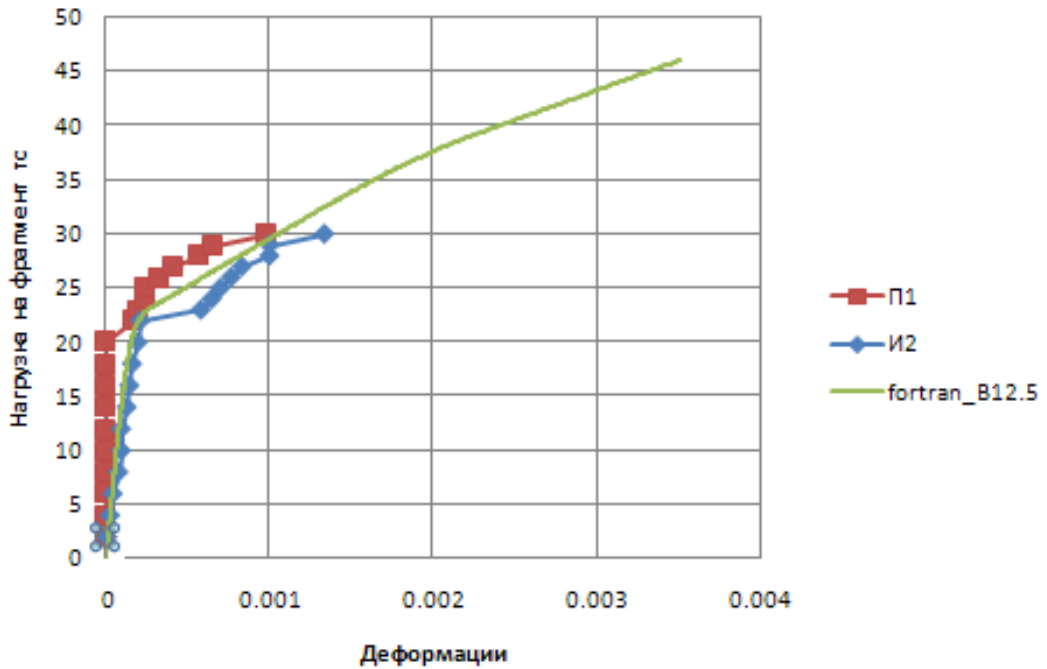


Рисунок 3.46 – Зависимость нагрузка–деформация диагонали образца СБМ-1. Теоретический расчет и экспериментальные данные

- Линия — (fortran\_B12.5) – результаты теоретического расчета;
- Линия —◆— (И1, И2) – результаты эксперимента по датчику типа «И»;
- Линия —■— (П1, П2) – результаты эксперимента по датчику типа «П»

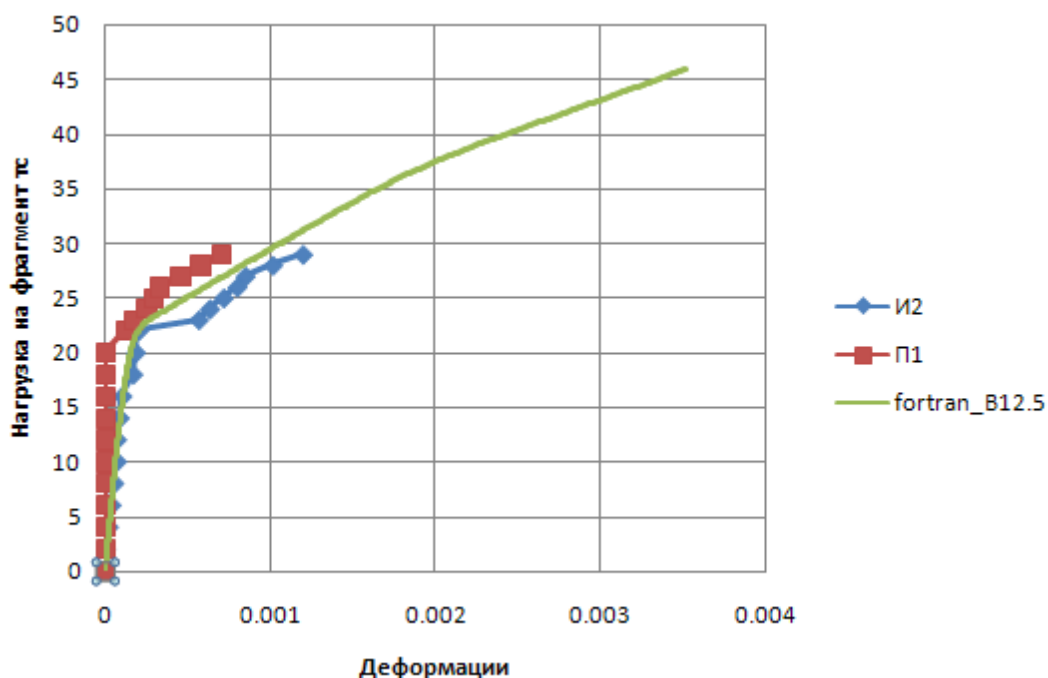


Рисунок 3.47 – Зависимость нагрузка–деформация диагонали образца СБМ-2. Теоретический расчет и экспериментальные данные

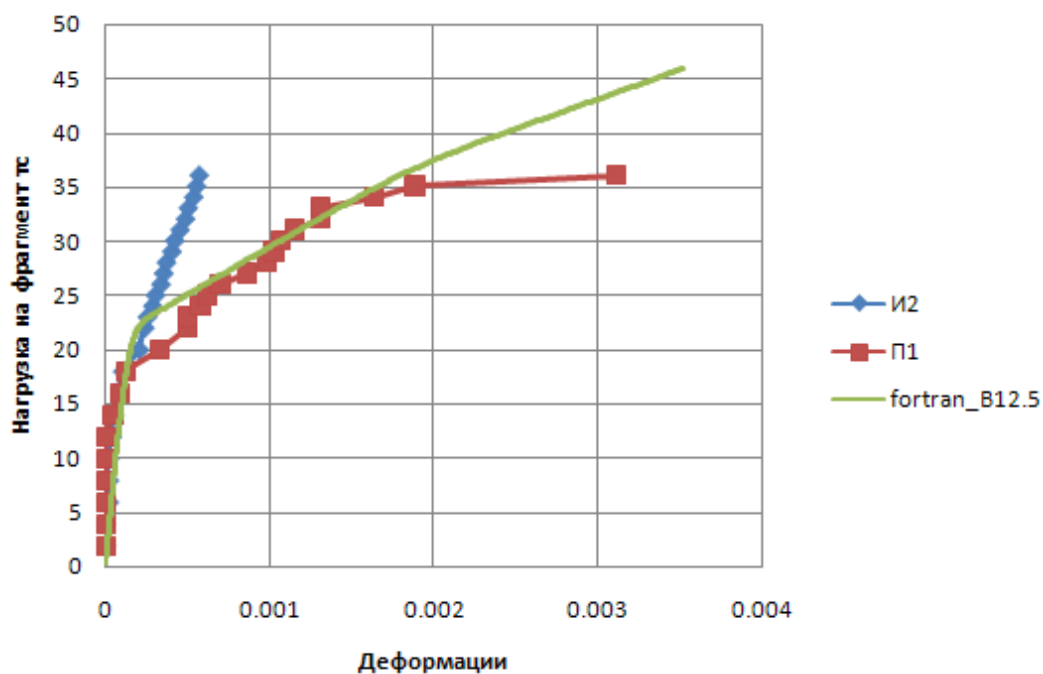





Рисунок 3.48 – Зависимость нагрузка–деформация диагонали образца СБМ-3. Теоретический расчет и экспериментальные данные.

- Линия  (fortran\_B12.5) – 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 3.43 – 3.48) можно сделать вывод, 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. Кроме того, в результате испытаний значение деформации в момент разрушения конструкции установить было не просто за счет слабого насыщения армированием и хрупкого характера разрушения. За предельную нагрузку при испытаниях принималось значение нагрузки, предшествующее переходу системы в пластическую стадию деформирования. Кроме того с учетом особенностей задания воздействия, разрушение произошло не по диагонали образца, а рядом с ней.

В соответствии с полученными результатами, можно предполагать, что разработанная методика воспроизводит экспериментальные данные с необходимой точностью.



## **Глава 4 РЕКОМЕНДАЦИИ ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ ЗДАНИЙ С ПОВЫШЕННЫМ СОПРОТИВЛЕНИЕМ ТЕПЛОПЕРЕДАЧЕ ДЛЯ СТРОИТЕЛЬСТВА В СЕЙСМИЧЕСКИХ РАЙОНАХ**

### **4.1 Основные положения**

Рекомендации разработаны при участии соискателя на основании проведенного анализа, обзора теоретических, экспериментальных исследований, выполненных соискателем и предшествующими исследователями, и направлены на обеспечение сейсмостойкости при проектировании и строительстве каменно-монолитных жилых и общественных зданий с многослойными стенами в сейсмических районах с расчетной сейсмичностью 7, 8 и 9 баллов.

К каменно-монолитным относятся здания, у которых капитальные стены выполняются трехслойными или многослойными, с железобетонным слоем (диафрагмой) посередине между двумя рядами каменной кладки, причем каменная кладка служит также несъемной опалубкой железобетонных диафрагм.

Все капитальные стены каменно-монолитных зданий должны быть, как правило, трехслойными или многослойными. В зданиях высотой до 10 этажей должно быть три продольных стены, высотой более 6 м. Максимальное расстояние между осями капитальных стен должно быть не более 10 м. Все стены здания должны быть непрерывны от фундаментов до кровли. Не допускается устройство в здании висячих стен. Железобетонный слой (диафрагма) должен проходить непрерывно по всем продольным и поперечным стенам на всю высоту здания, при этом осуществлением технологических и конструктивных мероприятий должна обеспечиваться работа всех слоев стен. Оконные и дверные проемы во всех стенах должны преимущественно совпадать по вертикали.

Чтобы исключить повреждения перемычек и других несущих элементов при землетрясении необходимо стремиться, чтобы оконные и дверные проемы в стенах одного направления не располагались анфиладно, на одной линии, перпендикулярной к осям этих стен, в любом месте как вдоль, так и поперек здания. Эти проемы должны перебиваться в плане одной или несколькими сплошными стенами. Ширина проемов в наружных стенах не должна превышать 1,80 м. В отдельных случаях допускается увеличивать ширину проемов до 2,10 м с устройством по краям проемов железобетонных колонн, включив в их сечение внутренний ряд каменной кладки. Во внутренних стенах ширина проемов должна быть не более 3,50 м с устройством железобетонных обрамлений на всю толщину стены по краям проемов. выносить из этих мест оконные и дверные проемы. Расстояние от внутренней поверхности примыкающей стены до проема должно быть не менее 0,39 м.

На отдельных небольших участках внутренних стен возможно не устраивать один ряд каменной кладки (в местах примыкания к стенам сантехкабин, вентиляционных блоков и др.). В этом случае необходимо устанавливать в этих местах при бетонировании индивидуальную опалубку.

Архитектурные и объемно-планировочные решения каменно-монолитных зданий должны приниматься по результатам технико-экономического анализа и обоснования, обеспечивать максимально комфортные условия проживания и эксплуатации. При этом необходимо учитывать, что наиболее слабыми местами в зданиях являются углы, примыкания и пересечения стен, в которых происходит концентрация напряжений, поэтому необходимо максимально дальше выносить от них дверные и оконные проемы.

При проектировании и строительстве каменно-монолитных зданий должны быть обеспечены требуемые сопротивления теплопередаче, воздухо- и паропрооницанию наружных стен, а также температура на отдельных участках их внутренней поверхности, установленные нормами глав СНиП по строительной теплотехнике [87], как в пределах всех глухих участков стен, так и на участках, расположенных по периметру проемов, в углах стен, а также в местах примыкания к наружным стенам балконов, перекрытий, покрытий и т.п.

Здания сложной формы в плане, а также при наличии значительного перепада высот, должны разделяться антисейсмическими швами на отдельные отсеки простой формы. Ширина антисейсмического шва определяется по формуле:

$$A=A_1 + A_2 + 2 \text{ см},$$

где  $A_1$  и  $A_2$  – максимальные перемещения (в см) двух смежных отсеков при действии расчетных горизонтальных сейсмических нагрузок.

При высоте здания до 5 м ширина такого шва должна быть не менее 3 см. Ширину антисейсмического шва здания большей высоты следует увеличивать на 2 см на каждые 5 м высоты.

Заполнение антисейсмических швов не должно препятствовать взаимным горизонтальным перемещениям отсеков здания.

Расстояние между температурно-усадочными швами должны устанавливаться расчетом.

Расчет допускается не производить при расчетной температуре наружного воздуха  $-40^\circ \text{C}$  и выше в случае, если эти расстояния удовлетворяют требованиям таблицы 4.1 и [62].

Температурные и осадочные швы совмещаются с антисейсмическими.

Таблица 4.1 Допускаемые расстояния между температурно-усадочными швами

Конструкции	Наибольшие расстояния, м, между температурно-усадочными швами, допускаемые без расчета, для конструкций, находящихся:		
	внутри отапливаемых зданий или в грунте	внутри неотапливаемого здания	на открытом воздухе
1. Бетонные, монолитные: при конструктивном армировании, без конструктивного армирования	30	25	20
	20	15	10
2. Железобетонные: сборно-монолитные и монолитные сплошные	40	30	25

Как правило, стены должны быть сквозными на всю ширину или длину здания. Весь план здания должен быть равномерно и симметрично насыщен продольными и поперечными стенами. Следует избегать местного и одностороннего сосредоточения жестких конструкций (например, стен), а также масс, так как это создает в здании потенциальные предпосылки для поворота его относительно осей и возникновения дополнительных напряжений и усилий. Ослабление наружных и внутренних стен здания проемами должно быть, по возможности, равномерным. Следует стремиться к тому, чтобы размеры простенков отдельных стен были бы примерно равными. Во всех стенах проемы должны совпадать по вертикали.

При проектировании летних помещений в каменно-монолитных зданиях повышенной этажности рекомендуется, как правило, предусматривать встроенные или выступающие лоджии. Применение балконов следует ограничить, вынос балконных плит не должен превышать 1.5 м.

Стены лоджий должны быть каменно-монолитными и проектироваться как продолжение соответствующих внутренних стен. Следует избегать применения тяжелых и высоких парапетов, фронтонов, башен и других тяжелых надстроек на здании, а также тяжело нагруженных больших консолей.

## **4.2 Основные принципы проектирования сейсмостойких каменно-монолитных зданий с многослойными стенами при особо высоком уровне сейсмической опасности**

Проектирование объектов строительства на площадках сейсмичностью более 9 баллов необходимо осуществлять с учетом следующих условий:

- разработке проекта должна предшествовать разработка ТЭО и получение соответствующего разрешения директивного органа;
- проектирование должно осуществляться на основе действующего СНиП II-7-81\* «Строительство в сейсмических районах» [85] с учетом положений настоящих «Рекомендаций»;
- с учетом фактических неблагоприятных грунтовых условий, рекомендуется следующая их классификация:
  - Класс «А» – уровень грунтовых вод выше 5 м, водонасыщенные грунты.
  - Класс «Б» - рыхлые песчаные и просадочные по 1 типу глинистые грунты.
  - Класс «В» – просадочные по 2 типу глинистые грунты.
  - Класс «Г» – склоны под углом более 15°.
  - Класс «Д» – разломы на коре.

Сложные гидрогеологические и грунтовые условия могут определить различные последствия с точки зрения сейсмической опасности и учета этой опасности в нормах проектирования.

На площадках класса «А» может быть допущено строительство отдельных общественных зданий (магазины, предприятия общепита, детсады-ясли, школы, коммунальные хозяйства местного назначения), необходимых для обслуживания населения в районах сложившейся жилой застройки.

Строительство на площадках, отнесенных к классу «Б» и «В» допускается только после уплотнения или после устранения просадочных свойств грунта, либо при использовании фундаментов, прорезающих просадочную толщу и опирающихся на плотный грунт. Проектирование таких фундаментов следует выполнять согласно соответствующим нормативным документам.

Строительство (кроме зон отдыха, открытых спортивных сооружений, баз материально-технического снабжения, автобаз, и различных сооружений открытого типа) на площадках, отнесенных к классам «Г» и «Д» по грунтовым условиям – запрещается.

Тип фундаментов определяется исходя из инженерно-геологических условий и экономического сопоставления выбираемых вариантов и обосновывается расчетом.

В зависимости от этого фундаменты могут быть ленточными (из сборных фундаментных плит и монолитные), в сложных геологических условиях - перекрестные ленты, свайные или плитные.

Основания и фундаменты каменно-монолитных зданий проектируются в соответствии с главами СНиП по основаниям зданий и сооружений и по свайным фундаментам.

Для повышения общей устойчивости каменно-монолитных зданий повышенной этажности рекомендуется проектировать под всем зданием подвал.

Возможно применение сейсмоизолирующих фундаментов и других сейсмоизолирующих мероприятий.

Стены подвала или техподполья могут выполняться монолитными, трехслойными, толщиной, равной толщине ограждающих стен или из полнотелых бетонных блоков толщиной 0,50-0,60 м с обеспечением перевязки кладки не менее 1/3 высоты блока. Швы между блоками заполняются раствором марки не ниже 50.

Поверх сборных бетонных блоков по всем стенам устраивается антисейсмический пояс высотой 0,40 м (под перекрытием 0,18 м) из монолитного бетона класса В15 на всю ширину стены с непрерывным продольным армированием 4 диаметром 10 А1 и поперечной арматурой диаметром 6 А1 через 0,25 м.

В этом поясе вдоль всех стен устанавливаются арматурные выпуски в монолитные железобетонные диафрагмы первого этажа.

Места установки выпусков должны соответствовать местам установки вертикальных каркасов в стенах.

В пересечениях и примыканиях стен подвала или техподполья устраиваются монолитные железобетонные сердечники из бетона класса В15 со сторонами, равными толщине стен, армированные продольной арматурой 4 диаметром 12 АШ, заанкеренной в нижнем и верхнем железобетонных поясах, и хомутами диаметром 6 А1 через 0,25 мм. Наружные и внутренние ряды всех стен выполняются из обычного кирпича на растворе марки 25 с расположением между ними непрерывных монолитных железобетонных диафрагм из бетона класса В15 толщиной 0,10, 0,12, 0,14, 0,16, 0,18 м (согласно расчета)., Кладку двух рядов стен возможно выполнять из мелких шлакоблоков или силикатного кирпича.

Бетон для железобетонных конструкций зданий, выполняемых в ходе строительства, следует готовить в заводских условиях.

Максимальных размер зерен крупного заполнителя должен быть не более 20 мм. Бетон должен применяться литой консистенции с осадкой конуса СтройЦНИИЛ 0,16-0,22 м.

Толщина железобетонного слоя стен должна, как правило, приниматься постоянной по высоте здания. В стенах нижних этажей здания можно увеличивать толщину железобетонной

диафрагмы с назначением арматуры по расчету. Для стыкования арматуры вышележащих каркасов в местах изменения сечения бетона устанавливаются арматурные выпуски.

Конструктивное армирование монолитных железобетонных диафрагм (прочность которых при расчетных нагрузках обеспечивается бетоном сжатой зоны) осуществляется армоблоками, используемыми для армирования всего поля стен. Для армирования устанавливаются плоские вертикальные каркасы с продольной арматурой диаметром 8-12 АШ с шагом не более 0,90 м (поперечные стержни диаметром 3 ВрI с шагом 0,30 мм) и горизонтальные каркасы с арматурой диаметром 5 ВрI с шагом не более 0,60 м по высоте стены.

Горизонтальные каркасы устанавливаются на всю ширину стены, включая каменную кладку. Вертикальная арматура должна располагаться симметрично относительно продольной оси стены. Вертикальная (продольная) арматура, требуемая по расчету стен в плоскости на особое сочетание нагрузок и устанавливаемая у торцовых стен (в местах пересечения рассматриваемой стены со стенами перпендикулярного направления или у граней проемов) должна размещаться на участках длиной 0,1-0,2 длины соответствующей стены.

Армирование монолитных диафрагм необходимо выполнять плоскими каркасами, устанавливаемыми с шагом не более 0,40 м и объединяемыми горизонтальными поперечными стержнями диаметром 6 мм в пространственные каркасы. Шаг поперечных стержней и хомутов в плоских каркасах не должен превышать удвоенной толщины стены, а также:

- при 7 баллах – 0,50 м и 30d;
- при 8 баллах – 0,40 м и 25d;
- при 9 баллах – 0,30 м и 20 d;

где d – диаметр вертикальных стержней.

Изменение количества расчетной арматуры по высоте здания следует осуществлять за счет изменения диаметров продольных арматурных стержней, сохраняя неизменными их количество и расстояние между ними.

В армоблоках, используемых для армирования стен, плоские каркасы должны устанавливаться с шагом не более 0,90 м при конструктивном армировании и не более 0,40 м при армировании поля стен расчетной арматурой, требуемой по расчету стен из плоскости на основе сочетания нагрузок.

Шаг поперечных стержней должен быть не более величин, указанных выше. Шаг горизонтальных стержней, объединяющих плоские каркасы и армоблок, не должен превышать 0,60 м с арматурой диаметром 5 ВрI.

Вертикальное расчетное или конструктивное армирование диафрагм должно быть непрерывным по всей высоте здания. Концы всех стержней заанкериваются в поясе поверх стен подвала или техподполья и во всех антисейсмических поясах здания. Стыкование вертикальной

арматуры каркасов производится внахлестку без сварки над перекрытием каждого этажа, а при арматуре диаметром 16 АШ – на сварке.

Минимальный диаметр продольной арматуры каркасов, устанавливаемых по расчету – не менее 12 мм АШ, устанавливаемых из конструктивных соображений – не менее 8 мм АШ. Максимальный диаметр – 16 мм АШ.

Вдоль каждой стороны стен должно быть насыщение вертикальной и горизонтальной арматурой с площадью сечения не менее 0,025% от площади соответствующего сечения (диафрагмы). Дополнительная конструктивная арматура обязательно устанавливается в монолитных диафрагмах:

- вертикальная, площадью не менее  $2.0 \text{ см}^2$  (4 диаметром 8 АШ): в пересечениях и примыканиях стен, у граней оконных и дверных проемов, у отверстий значительных размеров;
- горизонтальная (2 диаметром 5 ВрI через 0,60 м) в примыканиях и пересечениях стен. Арматура должна заходить не менее чем на 0,60 м за пересечение осей.

Выступающие части зданий должны быть на продолжении поперечных или продольных стен. Боковые стенки этих выступов должны быть дополнительно армированы горизонтальной арматурой на всю высоту здания для восприятия скалывающих напряжений при землетрясении. Стены могут выступать (в осях), не более: 2,0 м – при 7 баллах; 1,5 м – при 8 баллах и 1,0 м – при 9 баллах.

По всем капитальным стенам в уровнях всех междуэтажных перекрытий и покрытия необходимо предусматривать антисейсмические пояса из монолитного железобетона с непрерывным продольным армированием.

Антисейсмический пояс должен устраиваться на всю ширину стены (в наружных стенах допускается облицовка пояса камня пильного известняка толщиной 0,09 м) из бетона класса В15 высотой 0,40 м (под перекрытием 0,18 м) с непрерывным продольным армированием 4 диаметром 10 АI и поперечной арматурой диаметром 6 АI через 0,25 м.

Участки пояса под перекрытием усиливаются арматурными стержнями диаметром 5 ВрI с шагом 0,10 м.

Стыкование продольной арматуры антисейсмических поясов по длине должно осуществляться с помощью сварки.

Сборные железобетонные многпустотные панели перекрытий должны опираться на опорную часть антисейсмических поясов на 0,12 м (но не более, чтобы увеличить ширину антисейсмического пояса) и надежно заанкериваться в поясах. Укладка панелей перекрытий непосредственно на каменную кладку не допускается. Не допускается применять для перекрытий и покрытий железобетонные панели с гладкими боковыми гранями.

При бетонировании антисейсмических поясов бетон должен заходить в пустоты сборных многопустотных панелей перекрытий не менее чем на глубину опирания этих панелей.

На чистую поверхность сборных железобетонных панелей перекрытий вдоль стен, на которые они опираются, укладываются слои бетона толщиной 40 мм шириной по 1 м из бетона класса В10, армированные сеткой из арматуры диаметром 3 ВрI с шагом 0,20 м с обеспечением надежной связи с панелями перекрытий и с антисейсмическими поясами.

В зданиях, как правило, должны применяться трехслойные перегородки.

Допускается устройство перегородок из гипсовых плит при условии их армирования в каждом горизонтальном шве непрерывной арматурой диаметром 6 мм, покрытой цементным молоком. Обязательна установка с двух сторон всех дверных проемов деревянных брусков 0,08х0,06 м, надежно закрепленных к железобетонным перекрытиям. Лестницы каменно-монолитных зданий должны выполняться с использованием сборных железобетонных маршей и площадок.

Для опирания лестничных площадок из монолитных диафрагм должны выпускаться железобетонные консоли высотой не менее одного ряда кладки (0,19 м).

Укладка лестничных площадок непосредственно на каменную кладку не допускается.

### **4.3 Рекомендации по технологии выполнения трех- и многослойных каменно-монолитных стен**

Технологии возведения каменно-монолитных зданий предусматривает кладку наружных и внутренних стен зданий из камней (котелец, кирпич) по всему периметру стен двумя рядами, раздвинутыми на толщину бетонной части стен (диафрагмы), установку утеплителя и заполнение пластичным бетоном пространства между утепляющим слоем и внутренними рядами кладки. Железобетонная диафрагма, расположенная между внутренними рядами каменной кладки и утеплителем во всех стенах здания бетонируется на каждом этаже горизонтальными слоями на всю высоту этажа через 2-4 суток после возведения кладочных слоев. Эти диафрагмы являются очень ответственной конструкцией, воспринимающей вертикальные и горизонтальные нагрузки на здание, поэтому отношение к их устройству должно быть самое добросовестное с обеспечением высокого качества строительных работ.

Каменная кладка перевязывается вдоль стен в каждом ряду кладки, в том числе и в пересечениях. Связь между рядами кладки осуществляется за счет установки через каждые 60 см по высоте стен горизонтальных арматурных сеток шириной, равной толщине стен и отдельных арматурных стержней.



Каменная кладка внутренних рядов выполняется так, чтобы швы со стороны диафрагмы до конца не заполнялись раствором. Поэтому бетон железобетонной диафрагмы заполняет все неровности камней, а также заходит в швы между камнями, что обеспечивает хорошее сцепление между камнями и бетоном.

Для кладки стен возможно применять кирпич М75, мелкие шлакоблоки М35 или силикатный кирпич. Раствор цементно-песчаный М-25 (М-50 в зимних условиях) с пластифицирующими добавками и добавками, повышающими сцепление в кладке (в зимних условиях с добавками, обеспечивающими твердение при отрицательной температуре). Бетон класса В15 (М200) с крупностью заполнения 20 мм, осадка конуса 0,20-0,22 м.

Для армирования применяется арматура класса Вр-1, А-1, А-Ш., возможно применение стеклопластиковой стержневой арматуры.

Камни, перед укладкой в дело, должны быть очищены от пыли и смочены водой. В зимнее время камни должны быть очищены от наледи. Кладку вести по хорошо очищенной и смоченной поверхности перекрытия нижеследующего этажа или фундамента. Рекомендуется на строительной площадке камень сортировать по размеру, чтобы в каждом ряду стен были камни одинаковой ширины.

Кладку стен из камней следует выполнять захватками. Захватка должна быть такой, чтобы к моменту окончания кладки одного ряда всех стен на всю высоту на этой захватке раствор в кладке схватился (т.е. прошло не менее 2-х - 4-х дней).

Кладку внутренних рядов стен выполнить «впустошовку», то есть раствор в горизонтальных и вертикальных швах кладки со стороны монолитной диафрагмы не должен доходить до внутренней грани камней на 15-20 мм, чтобы исключить возможность падения раствора в пространстве между рядами кладки.

Расстояние между рядами кладки должно быть выдержано строго по проекту. Для контроля этого расстояния изготовить шаблон-доску шириной, равной ширине пространства между рядами кладки.

К доске следует прибить ручку и окрасить яркой краской, чтобы шаблон можно было легко обнаружить.

Монолитные железобетонные диафрагмы, расположенные между рядами каменной кладки во всех стенах здания, бетонируются с помощью бетононасоса.

Допускается, чтобы отдельные не габаритные камни внутреннего ряда кладки выступали во внутрь пространства между рядами, но не более чем на 50-60 мм.

С фасадной стороны наружных стен все растворные швы должны быть полностью заполненными и тщательно расшитыми для предотвращения попадания влаги во внутрь кладки и ее размораживания.

После возведения одного ряда кладки на высоту этажа арматурные стержни вертикальных каркасов армирования стен приварить к выпускам арматуры из нижнего этажа и прикрепить скобами к каменной стене для обеспечения вертикальности каркасов.

Кладку выполнять на растворе М25 с применением пластифицирующих добавок и добавок, увеличивающих сцепление. В зимних условиях кладку выполнять на растворе М50 с пластифицирующими добавками и добавками, обеспечивающими твердение раствора при отрицательных температурах. Запрещается выполнять каменную кладку в зимних условиях методом замораживания.

Перед бетонированием пространство между рядами кладки (дно и стены кладки) тщательно очистить от упавшего раствора и мусора, продуть компрессор и смочить водой. Для удобства очистки рекомендуется устраивать окна размером не менее 0,20×0,20 м в середине нижнего ряда кладки при длине участка стен более двух метров.

Учитывая важность полной очистки для пространства от упавшего раствора, мусора и пыли, бетонирование диафрагмы разрешается вести только после осмотра очищенных мест мастером или прорабом.

После укладки бетона диафрагмы, верхнюю поверхность необходимо выровнять (но не затирать), чтобы не было затруднений при последующей очистке этой поверхности от упавшего раствора и мусора перед бетонированием вышележащего участка диафрагмы.

#### *4.3.1. Порядок производства работ по возведению трехслойных каменно-монолитных стен из кирпича*

- 1) Кладку обоих слоев производить на всю высоту этажа.
- 2) Произвести бетонирование пространства между рядами кладки бетоном с помощью бетононасоса.

Перед бетонированием пространства между рядами кладки тщательно очистить от упавшего раствора и мусора, продуть компрессором и смочить водой.

- 3) После бетонирования бетонную смесь разровнять, но не затирать.
- 4) Выполнить монолитный пояс в уровне перекрытия с установкой арматурных выпусков.

Бетонирование пояса производить в два этапа:

- 1-й этап – до отметки установки плит перекрытий;
- 2-й этап – после установки плит перекрытий, до отметки их верха.

Категорически запрещается:

- 1) Уменьшать расстояние между рядами кладки.
- 2) Производить бетонирование при неочищенном пространстве между рядами кладки.
- 3) Выполнять бетонирование при  $t^{\circ} < (-5^{\circ}\text{C})$  без специальных мероприятий, обеспечивающих твердение бетона.

#### 4.3.2. Порядок производства работ по возведению многослойных каменно-монолитных стен из кирпича

1) При армировании наружных стен горизонтальными сетками из арматурной стали, высота слоя утеплителя должна быть равна вертикальному шагу сеток. В местах пересечения с вертикальной арматурой железобетонного слоя продольная арматура сетки разрезается. Кладка внутренней версты ведется ярусами, высотой равными вертикальному шагу сеток.

2) При армировании стен стержневой стеклопластиковой арматурой, в первую очередь, вывести наружную версту кладки на всю высоту этажа с закладкой стержневой стеклопластиковой арматуры. Затем на арматуру навесить плитный утеплитель. Далее установить арматурный каркас среднего железобетонного слоя и вывести внутреннюю версту (поярусно).

3) Произвести бетонирование пространства между рядами кладки бетоном с помощью бетононасоса.

Перед бетонированием пространство между рядами кладки тщательно очистить от упавшего раствора и мусора, продуть компрессором и смочить водой.

4) После бетонирования бетонную смесь разровнять, но не затирать.

5) Выполнить монолитный пояс в уровне перекрытия с установкой арматурных выпусков.

Бетонирование пояса производить в два этапа:

1-й этап – до отметки установки плит перекрытий;

2-й этап – после установки плит перекрытий – до отметки их верха.

Категорически запрещается:

1) Уменьшать расстояние между рядами кладки.

2) Производить бетонирование при неочищенном пространстве между рядами кладки.

3) Выполнять бетонирование при  $t^{\circ} < (-5^{\circ}\text{C})$  без специальных мероприятий, обеспечивающих твердение бетона.

### 4.4 Техника безопасности при возведении зданий с трех- и многослойными стенами

Организация рабочих мест должна обеспечить безопасность труда на всех этапах работ. Рабочие места оборудуют ограждениями и предохранительными устройствами. В темное время суток ограждения должны быть обозначены электрическими сигнальными лампами напряжением не выше 42V. Для защиты людей от повреждения электрическим током наружная электропроводка временного электроснабжения должна быть выполнена с изолированием проводов и размещена на опорах на высоте над уровнем земли, пола, настила, не менее:

– над рабочими местами – 2,5 м;

- над проходами – 3.5 м;
- над проездами – 6 м.

К работе с машинами, имеющими пневматический или электрический привод, допускаются рабочие, прошедшие специальное обучение.

Кирпич на поддонах подают в четырех или трехстенных ограждениях футлярами. При подаче в трехстенных футлярах пакет должен иметь наклон 15-18° в направлении задней ограждающей стенки. Футляры оборудуют приспособлениями, исключающими их раскрытие при подъеме.

Кладку стен ведут с подмостей или лесов. Высоту каждого яруса кладки назначают так, чтобы верх ее располагался на высоте 0,7 м от рабочего настила, при кладке ниже этого уровня и высоте выкладываемой стены выше 1,3 м от поверхности грунта, каменщики ведут работы с предохранительными поясами или с ограждающих или улавливающих средств коллективной защиты. До установки оконных или дверных блоков проемы наружных стен ограждают. При кладке стен высотой более 7 м по периметру здания устанавливают защитные козырьки. В темное время суток строительная площадка должна быть освещена. Строительно-монтажные работы прекращаются при гололеде, грозе и тумане, исключающем видимость в пределах фронта работ, при скорости ветра 15 м/с.

#### **4.5 Рекомендации по возведению элементов трех- и многослойных стен при отрицательных температурах**

Учитывая тот факт, что применение многослойных каменно-монолитных стен наиболее эффективно в регионах с суровыми климатическими условиями, в 2003 году при проектировании зданий в г. Иркутске с участием соискателя были разработаны, экспериментально апробированы и реализованы рекомендации по выполнению работ по бетонированию железобетонных слоев трех- и многослойных стен в условиях отрицательных температур.

Механизм физических процессов при отрицательных температурах относительно каменной кладки слоистых стен будет заключаться в следующем.

Наружная верста кладки будет находится в мерзлом состоянии с высокими прочностью раствора и нормальным сцеплением даже при прогреве бетона, так как теплоизоляционный слой создает внушительный барьер проникновению тепла (при прогреве) в кладку. Таким образом, наружная верста в мерзлом состоянии способна воспринимать усилия, возникающие от воздействия массы бетонной смеси (высота слоя до 60 см) в процессе ее укладки и выдерживания до начала схватывания цемента.

Иное состояние возможно ожидать во внутренней версте слоистой стены. Внутренняя верста в замороженном состоянии так же будет характеризоваться высокими механическими показателями. Но при укладке теплой бетонной смеси и первоначальном прогреве возможен быстрый отогрев раствора относительно тонкой кладки и его прочность в определенный момент будет равна или близкой к нулевой. В этом случае не исключен сдвиг или опрокидывание отдельных участков версты.

Такое же состояние не исключается и для внутренних слоистых стен.

Поэтому возникает необходимость в прогреве кладки как внутренних слоистых стен, так и наружных, выложенных методом замораживания, перед укладкой бетонной смеси в полости.

Таким образом, каменную кладку наружных стен рекомендуется возводить методом замораживания с последующим искусственным прогревом. При этом следует соблюдать обязательно ряд условий, при выполнении которых возможно получить кладку с физико-механическими показателями (прочность на сжатие, показатели нормального сцепления) соответствующими современным нормам сейсмостойкого строительства.

Эти условия заключаются в следующем:

- кладочный раствор укладывается на обеспыленную и очищенную от снега и наледи поверхность кладки;
- раствор расстилать небольшими порциями под 3-4 кирпича;
- кладку вести на подогретых растворах.

Температура раствора зависит от температуры наружного воздуха: при температуре наружного воздуха до  $-10^{\circ}\text{C}$  температура кладочного раствора не ниже  $+10^{\circ}\text{C}$ ; при температуре наружного воздуха до  $-20^{\circ}\text{C}$  температура раствора не ниже  $+15^{\circ}\text{C}$ ; при температуре воздуха ниже  $-20^{\circ}\text{C}$  температура раствора не ниже  $+20^{\circ}\text{C}$ .

- при производстве работ при температуре наружного воздуха ниже  $-20^{\circ}\text{C}$  рекомендуется марку раствора повысить на 1 ступень относительно проектной, с целью компенсации потерь прочности раствора при раннем его замерзании;
- обязательно полное заполнение вертикальных швов кладки в наружной версте;
- исключить вертикальные штрабы в примыканиях стен и границах делянок и захваток, должны использоваться убежные штрабы;
- для контроля физико-механических свойств кладки изготавливать образцы – «двойки» и кубики из раствора, которые выдерживаются в тех же условиях, что и кладка стен. Контрольные образцы испытываются в лабораторных условиях. После испытания их по необходимости корректируется технология кладки.

Прогрев кладки следует производить через внутренние полости, в которые в последующем будет укладываться бетон. Для прогрева рекомендуется использовать воздухообогрев или инфракрасные нагреватели.

Прогрев должен производиться до тех пор, пока прочность раствора в кладке не достигнет расчетной.

#### *4.5.1. Рекомендации по бетонированию при отрицательных температурах*

Железобетонные монолитные включения в слоистой кладке рассчитаны на восприятие сейсмических воздействий. К этим элементам кладки следует уделять особое внимание в процессе выдерживания стен при отрицательных температурах.

С целью исключения раннего замораживания бетона в приарматурных зонах и в контактных зонах с кирпичной кладкой бетонная смесь должна иметь положительную температуру в период укладки до прогрева. При этом расчет начальной температуры бетона должен учитывать теплопотери бетонной смеси в процессе транспортирования, укладки, потери на нагрев арматуры, утеплителя и кладки.

Рекомендуется марку бетона (класс бетона) повысить на 1 ступень относительно проектной при бетонировании в условиях отрицательных температур.

Бетонирование стен предполагается производить, по ярусам. Перед укладкой бетона в последующий ярус технологический шов следует обработать и прогреть до положительной температуры.

#### *4.5.2. Выбор методов зимнего бетонирования*

Основная цель выдерживания бетона при отрицательной температуре энергетическими методами – исключить раннее замораживание бетона и получить «критическую» прочность не менее 40% от марочной.

При анализе конструкций слоистых наружных стен с позиций возможностей осуществления прогрева бетона зимой выделяется позитивная особенность, которая заключается в том, что слой бетона укладывается в конструктивную «несъемную опалубку». Одна сторона «опалубки» (внешняя) характеризуется очень эффективным термическим сопротивлением. Следовательно теплопотери бетонной смеси в этой плоскости сводятся к минимуму. Вторая сторона опалубки (внутренняя кирпичная верста) характеризуется, низким термическим сопротивлением, но является плоскостью которую можно эффективно использовать для размещения на ней нагревателей.

Основные энергетические методы зимнего бетонирования применительно к конкретным конструкциям слоистых стен и технологическим возможностям средней строительной компании:

- использование «нашивных» электродов (периферийный электродный прогрев), которые закрепляются на внутренней поверхности внутренней версты кладки;

- воздухообогрев;

- инфракрасный прогрев через открытые поверхности бетона и через внешнюю поверхность внутренней версты.

- использование греющих изолированных проводов, закрепляемых на внутренней версте кладки или на арматуру железобетонного слоя.

- предварительный электроразогрев бетонной смеси с последующим выдерживанием методом термоса.

Проанализируем достоинства и недостатки вышеперечисленных методов.

#### *4.5.3. Использование «нашивных» электродов*

Достоинства:

- технологически легко осуществимый метод;
- не требует дефицитных и дорогих установок.

Недостатки:

- значительный расход арматуры на электроды;
- не исключаются короткие замыкания на арматуру и закладные детали (анкера) стены;
- требуются дополнительные установки для подогрева внутренней полости с целью исключения подмораживания бетона на контакте с поверхностью внутренней версты и электродов, особенно при температуре наружного воздуха ниже  $-10^{\circ}\text{C}$ .

#### *4.5.4. Воздухообогрев*

- в качестве самостоятельного метода прогрева бетона энергетически очень затратный;
- требует выполнения сложных и тщательных операций по созданию плотной замкнутой оболочки.

Достоинства и область использования:

- следует использовать как вспомогательного устройства для предварительного прогрева внутренней плоскости стены включая каменную кладку внутренней версты перед укладкой бетона.

#### *4.5.5. Инфракрасный прогрев*

Недостатки:

- ограниченная область использования в конкретной конструкции слоистой стены – только со стороны открытых поверхностей бетона.

Достоинства и область использования:

- установка технологична и состоит из металлического короба с закрепленными к нему ТНЭами или нихромовыми проводами (спиралями);
- можно использовать отражатели с галогенными излучателями;
- можно использовать как устройство для прогрева внутренней полости стены, включая каменную кладку внутренней версты, перед укладкой бетона
- может использоваться для прогрева антисейсмических поясов и прогрева бетона слоистой стены со стороны открытой поверхности при резком понижении температуры наружного воздуха.

#### 4.5.6. Греющие провода

Недостатки:

- требуется дополнительный подогрев полости слоистой стены перед укладкой бетона в случае резкого понижения температуры наружного воздуха (ниже – 10–15°C);
- значительный расход греющего провода до 15 м на 1 м<sup>2</sup> стены.

Достоинства и область использования:

- область применения практически неограниченна: слоистые стены, антисейсмические пояса и любые густоармированные монолитные элементы здания;
- греющие провода недефицитны;
- метод технологичен.

#### 4.5.7. Предварительный электроразогрев бетонной смеси

Недостатки:

- требует переоборудование раздаточных бадей (если подача смеси осуществляется через бадьи) для разогрева смеси.

Достоинства и область использования для бетонирования слоистых стен:

- как самостоятельный метод использования только при температуре наружного воздуха в период выдерживания не ниже -7°C;
- в случае подогрева внутренней полости слоистых стен воздухообогревом или инфракрасными нагревателями, можно использовать при температуре наружного воздуха ниже -7°C;
- эффективен метод в сочетании с использованием периферийного электродного прогрева или греющими проводами.

Исходя из конструктивных особенностей слоистых стен, рекомендуется из вышеперечисленных энергетических методов зимнего бетонирования слоистых стен и антисейсмических поясов использовать греющие провода и предварительный электроразогрев бетонной смеси как самостоятельные методы, так и их сочетание при низких температурах.



## 4.6 Рекомендации по проектированию состава бетона

Состав бетона является одним из основных факторов обеспечения качества бетонирования и, как следствие, высокой сейсмостойкости многослойной конструкции. При назначении расхода цемента для бетонов монолитных бетонных и железобетонных конструкций необходимо руководствоваться требованиями СНиП 82-02-95 [81]. Базовая норма расхода цемента для бетонов, изготовленных на портландцементе марки 400 для класса бетона по прочности на сжатие В15, составляет  $260 \text{ кг/м}^3$  и не должна превышать  $320 \text{ кг/м}^3$ , с учетом всех поправочных коэффициентов, корректирующих норму расхода цемента при использовании исходных материалов и бетонных смесей с иными свойствами.

Для достижения заданной удобоукладываемости бетонной смеси с низким расходом цемента рекомендуется использовать суперпластификаторы, например разжижитель С-3, в количестве 0,3-0,8% от массы цемента и комплексную добавку – пластифицирующую и воздухововлекающую – для обеспечения нерасслаиваемости литых смесей (связности) и сохранения удобоукладываемости до окончания схватывания цемента в бетоне. В качестве воздухововлекающего компонента комплексной добавки может быть применима смола нейтрализованная воздухововлекающая – СНВ или любая другая из этой группы добавок, отвечающая требованиям ГОСТ 24211 [33]. Количество добавок в составе комплексной С-3 + СНВ, в расчете на сухое вещество может быть принято соответственно (0,5-0,7) + (0,002-0,01)% от массы цемента. При этом оптимальное их количество устанавливается экспериментально при подборе состава бетона. Подбор состава бетона заключается в корректировке состава бетона без добавок, подобранного любым, проверенным на практике способом по показателям подвижности бетонной смеси, прочности, воздухоудержанию и др. показателям, заданным проектом при минимальном расходе цемента. Подбор состава бетона с комплексными полифункциональными добавками следует осуществлять в соответствии с указаниями [68].

При подборе состава литых бетонных смесей доля песка в смеси заполнителей превышает рекомендуемые и определяется экспериментальным путем по показателю нерасслаиваемости смеси.

При подборе состава бетона количество воздуха в бетонной смеси следует назначать с учетом продолжительности ее транспортирования, состояния дороги и количества перегрузок до укладки и уплотнения в опалубку сооружения. При корректировке состава бетона с комплексными добавками, включающими воздухововлекающий компонент, смеси должны перемешиваться в бетоносмесителе с максимальным приближением условий перемешивания (по виду смесителя и времени перемешивания) к производственным, а полученные данные затем проверяются в производственных условиях.

Таблица 4.2 – Составы бетона и результаты испытания экспериментальных образцов

№ состава	Расход материалов, кг на 1 м <sup>3</sup>						Плотность бетонной смеси, кг/м	Удобо- укладыва- емость, ОК -см	Прочность при сжатии, МПа, через суток			
	Соотношение компонентов по массе								8	14	28	
	Ц	П	Щ <sub>5-10</sub>	В	Добавка, % от массы Ц							
					С-3	СНВ						
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
1	367 1	713 1,943	1070 2,915	220 0,6	–	–	2370	П,7	9,6	–	19,15	24,18
2	317 1	783,5 2,472	1039,5 3,28	208 0,656	–	–	2348	4,9	8,3	–	19,0	24,00
3	316,8 1	736,5 2,325	1104,7 3,487	188,9 0,594	0,5	–	2346	7	7,6	–	20,3	25,6
4	313,6 1	784 2,5	1038,8 3,3125	186,2 0,594	0,5	–	2323	5,3	8,9	–	19,0	24
5	316 1	826,7 2,616	1010,6 3,198	187,7 0,594	0,5	–	2341	6,3	9,1	–	20,2	25,5
6	317,2 1	830 2,616	1014,4 3,198	188,4 0,594	1,0	–	2350	15,3	10,1	–	21,8	27,5
7	331 1	777 2,348	1029,4 3,11	196,6 0,594	0,7	0,01	2334	19	13,1	17,7	29,46	28,36
8	260 1	840 3,23	1025 3,94	195 0,75	0,7	0,01	2320	18	5,6	11,5	14,7	18,5

\*Примечание – возраст испытания 4 суток.

#### **4.7 Особенности технологии приготовления и формирования литых бетонных смесей**

Высокоподвижные и литые бетонные смеси с добавками готовят в бетоносмесителях гравитационного и принудительного действия. Исходные материалы в работающий смеситель загружать одновременно. При этом, рабочие растворы добавок суперпластификатор и СНВ рекомендуется вводить с 0,2-0,25 частями воды в процессе перемешивания. Продолжительность перемешивания целесообразно принимать 200-300 с, для смесителей гравитационного действия и 90-150 с для смесителей принудительного действия, в зависимости от объемов приготовления смеси.

Для равномерного распределения добавки в бетонной смеси продолжительность перемешивания после введения всех материалов должна быть не менее 90 с для смесителей гравитационного и 30 с – принудительного действия.

Доставку бетонной смеси с завода на объект целесообразно осуществлять автобетоносмесителем. Для восстановления однородности бетонной смеси перед разгрузкой автобетоносмесителя производят дополнительное перемешивание смеси в течение 3-5 мин. После окончания перемешивания готовая бетонная смесь удобоукладываемостью П4-П5 доставляется на строительную площадку в течение 20 мин. При продолжительности транспортирования 45-60 мин происходит потеря 25% ее подвижности. Если время транспортировки от завода товарного бетона более 1 ч, необходимо предусмотреть приготовление жесткой бетонной смеси введением 75-85% воды затворения на заводе, а остальную часть воды вместе с добавками вводить на строительной площадке.

Данные рекомендации предусмотрены для производства бетонных работ только при положительных температурах.

#### **4.8 Контроль качества бетонных работ**

Контроль качества на всех этапах технологического процесса бетонирования диафрагмы жесткости стен от бетонного завода до места укладки осуществляется по маршрутным паспортам в соответствии с картой пооперационного контроля (таблица 4.3).

Таблица 4.3 – Карта пооперационного контроля

Объект контроля	Контролируемый параметр	Способ контроля	Нормативный	Периодичность	Исполнитель
1	2	3	4	5	6
Входной контроль					
Заполнитель бетона (щебень, песок)	Прочность на сжатие (дробность)	Сжатие в цилиндре	ГОСТ 8269-87 ГОСТ 8736-93 ГОСТ 8267-93 ГОСТ 8735-88	Одна проба из партии 500 м <sup>3</sup>	Лаборатория
	Плотность	Взвешивание	То же	То же	То же
	Содержание илистых частиц	Отмучивание	То же	То же	То же
	Размер зерен заполнителя	Рассев на сите	То же	То же	То же
	Условия хранения	Визуально	То же	То же	То же
Цемент	Нормальная густота и сроки схватывания цементного теста	С помощью лабораторного оборудования	ГОСТ 310.3-76*	В случае сомнения соответствия фактической	Лаборатория
	Тонкость помола	Рассев на сите	ГОСТ 310.2-76*	То же	То же
	Предел прочности при изгибе и сжатии	Изгиб и сжатие образцов – балочек	ГОСТ 310.4-81	То же	То же
Операционный контроль					
БЕТОННЫЙ ЗАВОД					
Бетонная смесь	Подвижность смеси	С помощью стандартного конуса	ГОСТ 10181.1-81	2 раза в смену	Лаборатория
	Время перемешивания	Хронометраж	ГОСТ 7473	Постоянно	Обслуживающий персонал завода, лаборатория
	Температура смеси	Термометр		3 раза в смену	Лаборатория

Продолжение таблицы 4.3

1	2	3	4	5	6
Бетон	Физико-механические свойства бетона	Испытание образцов-кубиков	ГОСТ 10180-90 ГОСТ 12730.1-78 ГОСТ 12730.3-78 ГОСТ 12730.4-78 ГОСТ 12730.5-78	2 раза в смену	Лаборатория
Дозаторы	Точность дозирования инертных цемента и воды	Лабораторное оборудование	ГОСТ 7473-85	1 раз в месяц	То же
	Концентрация рабочего раствора добавок	То же	ГОСТ 7473-85	То же	То же
При транспортировании бетонной смеси					
Бетонная смесь	Время транспортирования	В зависимости от типа транспорта –	ГОСТ 7473-85	Постоянно	Линейный персонал,
Автотранспорт	Отсутствие утечек бетонного молока, защита бетонной смеси от атмосферных	Визуально	ГОСТ 7473-85	Постоянно	Линейный персонал, лаборатория
Бетонная смесь	Подвижность бетонной смеси	С помощью стандартного конуса	ГОСТ 10181.1-81	1 раз в смену	Лаборатория
	Температура бетонной смеси	Термометр	Руководство по производству бетонной смеси	3 раза в смену	Лаборатория
Бетон	Расслаиваемость	Метод «мокрого	ГОСТ 10181.4-81	1 раз в смену	Лаборатория
	Прочность бетона	Испытание образцов-кубиков	ГОСТ 10180-90	2 раза в смену	Лаборатория
	Плотность	Взвешивание	ГОСТ 12730.1-78	2 раза в смену	Лаборатория
	Содержание вовлеченного воздуха в бетонной смеси	С помощью паромера	ГОСТ 10181.3-81	2 раза в смену	Лаборатория

## ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Анализ различных конструктивных решений стен показал, что эффективным и надежным решением для строительства в климатических условиях сейсмических районов Сибири, Забайкалья и Дальнего Востока могут быть здания с многослойными каменно-монолитными стенами. Внутренние стены могут быть трехслойные, наружные стены могут быть трех- четырехслойные. Подобное решение сочетает в себе высокие теплотехнические характеристики и высокую сейсмостойкость.

Внедрение зданий с многослойными стенами в строительство растет с каждым годом. До настоящего времени, расчет зданий с многослойными стенами выполняется приближенно, исходя из условия, что вся нагрузка (вертикальная и горизонтальная) воспринимается только монолитным железобетонным слоем.

В диссертационной работе выполнена оценка совместной работы всех слоев – наружных и внутренних и учета их реальных прочностных и деформационных характеристик. Это позволяет подтвердить высокую сейсмостойкость подобных решений и повысить экономическую привлекательность каменно-монолитных конструкций.

Проведено теоретическое и практическое исследование характера взаимодействия слоев многослойной стены. В процессе работы подготовлена методика расчета многослойной стены с учетом совместной работы всех слоев при расчете на сейсмические воздействия.

Получены экспериментальные зависимости «горизонтальная сила – перемещение» для многослойных стен; разработаны рекомендации по конструированию, расчету и технологии возведения зданий с многослойными стенами с внутренним слоем из железобетона.

Проведен анализ поведения зданий с железобетонными стенами во время реальных землетрясений, проведены статических испытаний фрагментов многослойных стен зданий; выполнено компьютерное моделирование и параметрический анализ различных конструктивных решений несущих стен зданий.

Актуальность поставленной задачи, ее научная новизна, практическая ценность обоснованы результатами работы, которые были использованы при разработке проектов и строительстве реальных зданий:

- «Группа 5-ти этажных жилых домов в Октябрьском округе г. Иркутска»;
- «Группа 12-14 этажных зданий по Кубанской набережной в г. Краснодаре»;
- «5-ти этажный жилой дом по ул. Смолина в г. Улан-Удэ»;
- «9-ти этажный жилой дом литер 6 со встроенно-пристроенными помещениями по ул. Шоссе Нефтяников кв. 901 в г. Краснодаре»;

- «Два 10-ти этажных жилых дома с подземной гаражом-стоянкой по ул. Леонова, 1е в г. Черкесске»
- «Малоэтажная застройка района г. Магас, Республика Ингушетия».

В рамках работы совместно с ОАО «Краснодаргражданпроект» был разработан альбом типовых технических решений зданий с многослойными стенами.

При участии автора работы 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.

Подготовлены и активно используются рекомендации на применение керамических камней производства ОАО «Славянский кирпич» для стен зданий, возводимых в сейсмоопасных регионах Российской Федерации и альбомы технических решений, содержащие разделы по проектированию многослойных стен.

Основные результаты работы были доложены на IV и V Российской национальной конференции по сейсмостойкому строительству в г. Сочи в рамках докладов:

- «Сейсмостойкие здания с многослойными стенами» /А.А. Бубис // IV Национальная конференция по сейсмостойкому строительству и сейсмическому районированию (Сочи, 14-17 октября 2001 г);

- «Сейсмостойкие здания с многослойными стенами» /А.А. Бубис // V Национальная конференция по сейсмостойкому строительству и сейсмическому районированию (Сочи, 14-17 сентября 2003 г).

Основные положения диссертации изложены в журналах, включенных в перечень ВАК:

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

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

Иные статьи автора работы были опубликованы в печатных изданиях:

1. Бубис, А.А 11-я Международная конференция по сейсмической изоляции, диссипации энергии и активному регулированию сейсмической реакции сооружений (17-20 ноября 2009 года, Гаунджоу, Китай) / Айзенберг Я.М., Смирнов В.И., Бубис А.А. // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2009. № 6. С. 61-62.

2. Бубис, А.А Испытание системы сейсмозащиты в виде нижнего «гибкого» этажа многоэтажного жилого дома в г. Иркутске / Смирнов В.И., Бубис А.А., Семенов И.М.,

*Сутырин Ю.А., Безделев В.В.* // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2009. № 3. С. 49-54.

3. *Бубис, А.А.* Исследование пожарной опасности опытных образцов сейсмоизолирующих резинометаллических опор / *Смирнов В.И., Бубис А.А., Ламкин О.Б., Болковой А.Г., Гришин И.А.* // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2009. № 4. С. 34-39.

4. *Бубис, А.А.* 9-я Российская конференция по сейсмостойкому строительству и инженерной сейсмологии (с международным участием) (6-9 сентября 2011 года, г. Сочи, Краснодарский край) / *Айзенберг Я.М., Смирнов В.И., Бубис А.А.* // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2011. № 5. С. 56-60.

5. *Бубис, А.А.* Seismoisolation for upgrading of existing historical buildings and churches / *Eisenberg J.M., Smirnov V.I., Bubis A.A.* // В сборнике: ECCOMAS Thematic Conference - COMPDYN 2011: 3rd International Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering: An IACM Special Interest Conference, Programme 2011.

6. *Бубис, А.А.* Критерии оценки дефицита сейсмостойкости существующих зданий и сооружений в рамках федеральной целевой программы / *Смирнов В.И., Бубис А.А., Сушков П.А., Воронцова Н.Ю.* // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2012. № 4. С. 20-24.

7. *Бубис, А.А.* Методика расчета зданий с системой сейсмоизоляции в виде резинометаллических опор / *Бубис А.А., Юн А.Я., Петряшев С.О., Петряшев Н.О.* // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2012. № 2. С. 31-35.

8. *Бубис, А.А.* Методика расчета зданий на сейсмическое воздействие с системой сейсмоизоляции / *Смирнов В.И., Бубис А.А., Юн А.Я., Петряшев С.О., Петряшев Н.О.* // Промышленное и гражданское строительство. 2012. № 3. С. 17-20.

9. *Бубис, А.А.* Обеспечение комплексной сейсμβезопасности территории РФ в рамках федеральной целевой программы «Повышение устойчивости жилых домов, основных объектов и систем жизнеобеспечения в сейсмических районах Российской Федерации на 2009-2014 годы» / *Смирнов В.И., Бубис А.А., Сушков П.А., Воронцова Н.Ю.* // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2012. № 3. С. 58-61.

10. *Бубис, А.А.* Использование модифицированных спектров реакции реальных акселерограмм для предварительной оценки поведения зданий с сейсмоизоляцией / *Смирнов В.И., Бубис А.А., Петряшев Н.О., Петряшев С.О., Юн А.Я.* // Вестник НИЦ Строительство. 2013. № 7-8 (31). С. 69-83.



11. Бубис, А.А. Разработка инструментария для проведения мониторинга обеспечения комплексной сейсмобезопасности в сейсмических районах Российской Федерации. Проведение мониторинга в рамках федеральной целевой программы / Смирнов В.М., Бубис А.А., Сушков П.А., Воронцова Н.Ю. // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2013. № 1. С. 15-20.

12. Бубис, А.А. Обсуждение проекта свода правил: «Здания сейсмостойкие и сейсмоизолированные. Правила проектирования» / Смирнов В.И., Бубис А.А. // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2014. № 3. С. 22-33.

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

14. Бубис, А.А. Нормы обязательного применения СП 14.13330.2014 «Строительство в сейсмических районах» / Смирнов В.И., Бубис А.А. // *Современные строительные материалы, технологии и конструкции. Материалы Международной научно-практической конференции, посвященной 95-летию ФГБОУ ВПО «ГГНТУ им. Акад. М.Д. Миллионщикова» 24-26 марта 2015 г, Россия, Чеченская Республика, г. Грозный. – Т.1. С. 77*

Патенты, полученные соискателем:

1. Патент на полезную модель №136164 «Установка для моделирования сейсмических воздействий» авторы Смирнов В.И., Бубис А.А. Зарегистрировано в Государственном реестре полезных моделей 27 декабря 2013 года.

2. Патент на полезную модель №142599 «Модульная установка для динамических испытаний, в том числе испытаний с имитацией сейсмического воздействия» авторы Смирнов В.И., Бубис А.А. Зарегистрировано в Государственном реестре полезных моделей 28 мая 2014 года.

3. Патент на полезную модель №150738 «Сейсмоизолирующая опора (варианты)» авторы Смирнов В.И., Бубис А.А. Зарегистрировано в Государственном реестре полезных моделей 29 сентября 2014 года.

4. Патент на полезную модель №159311 «Конструктивное решение сборного железобетонного каркаса, включающего полые железобетонные колонны, полые железобетонные балки (ригели) и пустотные плиты перекрытия для строительства зданий и сооружений в сейсмически опасных районах» авторы Смирнов В.И., Бубис А.А. Зарегистрировано в Государственном реестре полезных моделей 14 января 2016 года.

**ЛИТЕРАТУРА**

1. Аграновский, В.Д. О расчете прочности железобетонных перемычек и стен на поперечную силу / В.Д. Аграновский // Монолитное домостроение. – М.: ЦНИИЭПжилища, 1982. – С. 51-57.
2. 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.
3. Айзенберг, Я.М. Генерирование ансамбля расчетных акселерограмм квазиземлетрясений / Я.М. Айзенберг, С.В. Ульянов // Труды III Европейского симпозиума по сейсмостойкому стр-ву. – София: Изд-во АН БНР, 1970. – С. 214-220.
4. Айзенберг, Я.М. Метод оптимизации параметров здания при ограничении максимальных сейсмических перемещений нижнего этажа / Я.М. Айзенберг, В.К. Папелишвили // Сейсмостойкое строительство: реф. сб. – М.: ЦИНИС, 1974. – Вып. 5. – С. 7-13.
5. Айзенберг, Я.М. Сооружения с выключающимися связями для сейсмических районов / Я.М. Айзенберг – М.: Стройиздат, 1976. – 229 с.
6. Айзенберг, Я.М. Динамические испытания системы с выключающимися связями и упорами-ограничителями / Я.М. Айзенберг, М.М. Деглина // Сейсмостойкое строительство: реф. сб. – М.: ЦИНИС, 1977. – Вып. 1. – С. 18-22.
7. Айзенберг, Я.М. Адаптивные системы сейсмической защиты сооружения / Я.М. Айзенберг [и др.]. – М.: Наука, 1978. – 248 с.
8. Айзенберг, Я.М. Регулирование сейсмической реакцией сооружений с деградирующей жесткостью путем регулирования их спектров состояний / Я.М. Айзенберг, В.И. Смирнов // Сейсмостойкое строительство: реф. сб. – М.: ВНИИИС, 1981. – Вып. 10. – С. 14-19.
9. 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., 1981. – С. 50-52.
10. 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.
11. Айзенберг, Я.М. Сейсмическое районирование и сейсмостойкое строительство (методы, практика, перспективы) / Я.М. Айзенберг [и др.]; под ред. Е.В. Басина. – М.: ГУП ЦПП, 1998. – 259 с.

12. 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 (Сочи, 14-17 октября 1997 г.): тез. докл. – С. 67.

13. 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.

14. Айзенберг, Я.М. Высокосейсмостойкие здания с эффективными трехслойными и многослойными стенами / Я.М. Айзенберг, В.И. Смирнов // БСТ. – 1999. – № 9. – С. 31-33.

15. Айзенберг, Я.М. Управление механизмом развития неупругих деформаций и повреждений конструкций для железобетонных монолитных зданий / Я.М. Айзенберг, А.Д. Дугричилов // Науч.-техн. конф. «Проблемы комплексной застройки южного берега Крыма»: тез. докл. – Симферополь: филиал ДИСИ, 1988.

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

17. Айзенберг, Я.М. Управление механизмом неупругих деформаций и повреждений конструкций при сейсмическом воздействии / Я.М. Айзенберг // СМиРС. – 1986. – №1. – С. 1-8.

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

19. 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.

20. 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.

21. Ашкинадзе, Г.Н. Железобетонные стены сейсмостойких зданий. Исследования и основы проектирования / Ашкинадзе Г.Н., А. Скарпас [и др.]. – М.: Стройиздат, 1988. – 504 с.

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

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

24. Береговой, А.М. Ограждающие конструкции с повышенными теплозащитными качествами / А.М. Береговой. – Пенза, 1995. – 315 с.
25. Бондаренко, В.М. Железобетонные и каменные конструкции / В.М. Бондаренко, Д.Г. Суворкин – М.: Высш. школа, 1987. – 384 с.
26. 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.
27. Воронов, А.Н. К построению зависимостей между напряжениями и деформациями для каменной кладки при плоском напряженном состоянии / А.Н. Воронов // Исследования по строительным конструкциям: сб. науч. тр. ЦНИИСК. – М., 1984. – С. 64-70.
28. Вопросы инженерной сейсмологии // Сейсмическое движение грунта. – М.: Наука, 1970. – Вып. 13. – 203 с.
29. Гихман, И.И. Введение в теорию случайных процессов / И.И. Гихман, А.В. Скороход. – М.: Наука, 1965. – 656 с.
30. 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: сб. науч. тр. ЦНИИСК. – М., 1985. – С. 94-101.
31. Гольденблат, И.И. Модели сейсмостойких сооружений / И.И. Гольденблат [и др.]. – М.: Наука, 1979. – 252 с.
32. Голышев, А.Б. Проектирование железобетонных конструкций: справочное пособие / Голышев А.Б. [и др.]. – Киев: Будивельник, 1985. – 496 с.
33. ГОСТ 24211-2008 Добавки для бетонов и строительных растворов. Общие технические условия, М, 2008.
34. 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.
35. Демин, Э.В. Последствия землетрясений на территории Республики Бурятия (1957-1995 гг.) / Э.В. Демин, Г.И. Татьков. – Улан-Удэ, 1996. – 126 с.
36. Дугричилов, А.Д. Регулирование развития неупругих деформаций и повреждений железобетонных монолитных диафрагм с проемами для повышения их сейсмостойкости: дис. ... канд. тех. наук: 05.23.01/ А.Д. Дугричилов. – М., 1990. – 176 с.
37. Жаров, А.М. Реакция сооружения на нестационарное сейсмическое воздействие / А.М. Жаров // Строительная механика и расчет сооружений. – 1964. – № 6. – С. 37-41.
38. Завриев, К.С. Основы теории сейсмостойкости зданий и сооружений / К.С. Завриев [и др.]. – М.: Стройиздат, 1970. – 224 с.

39. Ивенко, В.Г. Исследование напряженно-деформированного состояния стен из каменной кладки при сейсмических воздействиях: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.17 / В.Г. Ивенко. – М., 1978. – 167с.
40. Измайлов, Ю.В. Сейсмостойкие монолитные здания / Ю.В. Измайлов. – Кишинев: Картя Молдовеняскэ, 1989. – 290 с.
41. Карпенко Н.И., Розенберг М.Я. Критерии прочности железобетонных стеновых панелей с трещинами по **бетону**. // Железобетонные конструкции сельских зданий. Сб. научных трудов ЦНИИЭП сельстроя, Москва, 1985г.
42. Карпатское землетрясение 1986 г. / Под ред. А.В. Друмя [и др.]. – Кишинев: Штиинца, 1990. – 333 с.
43. Кириков, Б.А. Сейсмостойкость древних сооружений / Б.А. Кириков. – М.: Наука, 1992. – 136 с.
44. Коноводченко В.И. Исследование сейсмостойкости кирпичной кладки и виброкирпичных панелей. – В сб. Сейсмостойкость крупнопанельных и каменных зданий. М., 1967.
45. Кулыгин, Ю.С. О предельном проценте армирования железобетонных элементов каркасных зданий для сейсмических районов / Ю.С. Кулыгин // Сейсмостойкость зданий и инженерных сооружений. – Вып. 59. – М.: Стройиздат, 1975. – С. 181-199.
46. 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. – М., 1976. – С. 53-62.
47. Медведев, С.В. Сейсмические воздействия на здания и сооружения / С.В. Медведев, Б.К. Карапетян, В.А. Быховский – М.: Стройиздат, 1968. – 191 с.
48. Николаенко, Н.А. Динамика и сейсмостойкость сооружений / Н.А. Николаенко, Ю.П. Назаров. – М.: Стройиздат, 1988. – 312 с.
49. Ньюмарк, Н. Основы сейсмостойкого строительства / Н. Ньюмарк, Э. Розенблюэт; сокр. пер. с англ.; под ред. Я.М. Айзенберга. – М.: Стройиздат, 1980. – 344 с.
50. Онищик, Л.И. Прочность и устойчивость каменных конструкций / Л.И. Онищик. – М. Л.: Главная редакция строительной литературы, 1937. – 291 с.
51. 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. – Фрунзе, 1971. – С. 48-50.
52. 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.

53. Пановко, Я.Г. Внутреннее трение при колебаниях упругих тел / Я.Г. Пановко. – М.: Физматгиз, 1960. – 193 с.
54. Пастернак, П.Л. Комплексные конструкции / П.Л. Пастернак. – М.: Стройвоенмориздат, 1948. – 89 с.
55. Поляков, С.В. Каменная кладка в каркасных зданиях / С.В. Поляков. – М.: Стройиздат, 1956. – 188 с.
56. Поляков, С.В. Сейсмостойкие конструкции зданий / С.В. Поляков. – М.: Госстройиздат, 1969. – 335 с.
57. Поляков С.В. и др. Проектирование сейсмостойких зданий. – М.: Стройиздат, 1971. – 356 с.
58. Поляков, С.В. Последствия сильных землетрясений / С.В. Поляков. – М.: Стройиздат, 1978. – 311 с.
59. 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.
60. Поляков, В.С. Экспериментальное исследование моделей с изменяющимися жесткостями / В.С. Поляков, А.В. Черкашин // Сейсмостойкое строительство: реф. сб. – М.: ЦИНИС, 1976. – Вып. 9. – С. 51-54.
61. Поляков, С.В. Каменные конструкции / С.В. Поляков, Б.Н. Фалевич. – М.: Стройиздат, 1960. – 307 с.
62. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения арматуры (к СНиП 2.03.01-84). – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 192 с.
63. Пособие по проектированию каменных и армированных конструкций (к СНиП П-22-81), ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко Госстроя СССР М. 1987
64. Проектирование и строительство сейсмостойких зданий и сооружений: тезисы докладов: Всесоюзное совещание (Фрунзе, октябрь 1971 г.) / Госстрой Кирг. ССР, ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко, Фрунз. политехн. ин-т, Каз. ПромстройНИИпроект Госстроя СССР. – Алма-Ата, 1971.
65. Рассказовский, В.Т. Основы физических методов определения сейсмических воздействий / В.Т. Рассказовский. – Ташкент: Фан, 1973. – 160 с.
66. Ржевский, В.А. Разработка основ методики расчета зданий и сооружений с учетом локальных повреждений на сейсмические воздействия / В.А. Ржевский. – М.: ЦНИИСК, 1992.
67. Рекомендации по расчету бескаркасных зданий из монолитного железобетона для условий строительства в сейсмических районах». М.: ЦНИИЭП жилища, 1984

68. Руководство по применению химических добавок в бетоне – М: Стройиздат, 1981
69. Сафаргалиев С.М., Сейсмостойкие каменные конструкции: Учебное пособие для вузов./ С.М. Сафаргалиев – Алма-Ата, Ана Тілі, 1992. -236 с. 85 с.
70. Сейсмостойкие сооружения и теория сейсмостойкости: по материалам V Международной конференции по сейсмостойкому строительству / под ред. С.В. Полякова, А.В. Черкашина. – М.: Стройиздат, 1978. – 272 с.
71. Смирнов А.Ф. Строительная механика. Динамика и устойчивость сооружений / А.Ф. Смирнов [и др.]; под ред. А.Ф. Смирнова. – М.: Стройиздат, 1984. – 414 с.
72. 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 научная техническая конференция молодых ученых и специалистов Таджикской ССР: тез. докл. – Душанбе: Дониш Душанбе, 1980 – С. 28-30.
73. Смирнов, В.И. Использование спектра сейсмической реакции для анализа реакции сооружения с многоступенчатым выключением связей / В.И. Смирнов // Вторая республиканская конференция молодых ученых и специалистов Киргизии. – Фрунзе, 1981. – С. 106-108.
74. Смирнов, В.И. Моделирование на ЭЦВМ сооружений с переменной структурой / В.И. Смирнов // Сейсмостойкое строительство: науч.-техн. реф. сб. ВНИИИС – М., 1981. – Вып. 8. – С. 18-23.
75. 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. сб. ВНИИИС. – М., 1981. – Вып. 12. – С. 13-17.
76. Смирнов, В. И. Исследование сейсмоизоляции зданий с многоступенчатой системой упругих и упругопластических выключающихся связей: дис. канд. тех. наук: 05.23.01 / В.И. Смирнов. – М., 1981. – с.
77. Смирнов В.И. Сейсмостойкие здания с многослойными стенами / В. И. Смирнов, А.А. Бубис // IV Национальная конференция по сейсмостойкому строительству и сейсмическому районированию (Сочи, 14-17 октября 2001 г.): тез. докл. – С. 120.
78. Смирнов В.И. Сейсмостойкие здания с многослойными стенами / В.И. Смирнов, А.А. Бубис // V Национальная конференция по сейсмостойкому строительству и сейсмическому районированию (Сочи, 14-17 сентября 2003 г.): тез. докл. – С.126.
79. СНиП II-7-81\* «Строительство в сейсмических районах», М, МИНСТРОЙ России, 1995 – 120 с.
80. СНиП II-22-81\* «Каменные и армокаменные конструкции». М, 2004, – 40 с

81. СНиП 82-02-95 Федеральные ( типовые ) элементные нормы расхода цемента при изготовлении бетонных и железобетонных изделий и конструкций, М, ФГУП ЦПП 1996
82. 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.
83. Соловьев, П.В. ФОРТРАН для персонального компьютера / П.В. Соловьев. – М.: Арист, 1991. – 223 с.
84. Сорокин, Е.С. К теории внутреннего трения при колебаниях упругих систем / Е.С. Сорокин. – М.: Госстройиздат, 1960. – 131 с.
85. СП 14.13330.2014 «СНиП II-7-81\* Строительство в сейсмических районах», – М, ФЦС, 2014 г, 125 с
86. СП 15.13330.2012 «СНиП 11-22-81\* «Каменные и армокаменные конструкции», – М, ФЦС, 2012 г., 78 с.
87. СП 50.13330.2012 Тепловая защита зданий. Актуализированная редакция СНиП 23-02-2003.
88. СП 63.13330.2012 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003. М, ФЦС, 2013 г.
89. Токарский, Н.М. Архитектура древней Армении / Н.М. Токарский. – Ереван: Изд-во Академии Наук Армянской ССР, 1946. – 602 с.
90. Трагедия Спитака не должна повториться/ редакторы Э.Е. Хачиян, Т.Г. Маркарян, С.А. Карапетян, Г.С. Азизян – Ереван: Воскан Ереванци 1998. – 246 с.
91. Хаузнер, Дж. Расчет сооружений на сейсмические воздействия по предельному состоянию / Дж. Хаузнер // Международная конференция по сейсмостойкому строительству: сб. статей – М.: Госстройиздат, 1961. – С. 19-30.
92. Хачиян, Э.Е. Сейсмические воздействия на высотные здания и сооружения / Э.Е. Хачиян. – Ереван: Айстан, 1973. – 327 с.
93. Шебалин, Н.В. Замечания о преобладающих периодах, спектрах и очагах сильных землетрясений / Н.В. Шебалин // Сейсмические исследования для строительства. – М.: Наука, 1971. – С. 50-78. – (Вопр. инж. сейсмологии; вып. 14).
94. Шебалин, Н.В. Очаги сильных землетрясений на территории СССР / Шебалин, Н.В. – М.: Наука, 1974. – 56 с.
95. Эйби, Дж.А. Землетрясения/ Дж.А. Эйби, перевод с английского Б.Г. Слепцова, Н.М. Хайме, под редакцией И.С. Комарова – М., «Недра» 1982. – 264 с.
96. Amin, M., Significance of Nonstationarity of Earthquake Motions / M. Amin, H.S.Ts'ao, A.H.-S. Ang // Proc. Fourth WCEE (Santiago, Chile, 1, A-1, 1969). – P. 97–114.



97. Bertero, V.V. Aseismic Design Implications of Near-fault San Fernando Earthquake Records / V.V. Bertero, S.A. Mahin, R.A. Herrer // Earthquake Engineering & Structural Dynamics. – 1978. – vol. 6. – P. 31–42.
98. Borges, I.E. Observation of buildings subjected to dynamic loading / I.E. Borges et al. // Proc. Sympos. RIIEM Bucuresti, 1969. – P. 214–232.
99. EN 1992-1-1. Eurocode 2: Design of concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings. 2004 – p. 225.
100. Housner, G.W. Earthquake Resistant Design Based on Dynamic Properties of Earthquake / G.W. Housner // Journ. ACI. – 1956. – 28(1). – P. 85-98.
101. Imbeault, F.A. Effect of Degrading Stiffness on the Response of Multistory Frames Subjected to Earthquakes / F.A. Imbeault, N.N. Nielsen // Proc. of the WCBE (Rome, Italy, 1973).
102. Iwan, W.D. A Model for the Dynamic Analysis of Deteriorating Structures / W.D. Iwan // Proc. Fifth WCBE, (Rome, Italy, 1973). – P. 1782–1791,
103. Murphy L.M. San Fernando, California, Earthquake of February 9, 1971/ L.M. Murphy – Washington. D.C. 1973 – p. 841 .
104. Newmark, N.M. A Method of Computation for Structural Dynamics / N.M. Newmark // J. Eng. Mech. Div. ASCE 85, (EM3). – 1959. – P. 67–94.
105. Proceedings of the U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Volumes 1-2, Earthquake Engineering Research Institute, 2002, – p. 943
106. Rascon, O.A. A Physically Based Model to Simulate Strong Earthquake Records on Firm Ground / O.A. Rascon, C.A. Cornell // Proc. Fourth WCEE (Santiago, Chile, 1). – A-1. – P. 34–96.
107. Smirnov, V.I. Seismic Response Multi-Layer Bearing Walls / V.I. Smirnov // Proc. 11 World Conference on Earthquake Engineering (Acapulco, Mexico, June 23-28, 1996).
108. Tajimi, H. Site Characteristics in Strong Motion Accelerograms // Bui. Earthq. Res. Struct. – 1962. – N 3. – P. 406–424.
109. Udo Meyer 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. S 94-106