

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ
ФЕДЕРАЛЬНОЕ ГОСУДАРСТВЕННОЕ БЮДЖЕТНОЕ ОБРАЗОВАТЕЛЬНОЕ УЧРЕЖДЕНИЕ
ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ
«ПЕНЗЕНСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ УНИВЕРСИТЕТ АРХИТЕКТУРЫ И СТРОИТЕЛЬСТВА»
ИНЖЕНЕРНО-СТРОИТЕЛЬНЫЙ ИНСТИТУТ
КАФЕДРА «СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ»

Согласовано:
Гл. специалист предприятия

Утверждаю:
Зав. кафедрой

подпись, инициалы, фамилия

подпись, инициалы, фамилия

“.....”20 г.

“.....”20 г.

ПОЯСНИТЕЛЬНАЯ ЗАПИСКА
К ВЫПУСКНОЙ КВАЛИФИКАЦИОННОЙ РАБОТЕ МАГИСТРА ПО
НАПРАВЛЕНИЮ ПОДГОТОВКИ 08.04.01 «СТРОИТЕЛЬСТВО»
НАПРАВЛЕННОСТЬ «ТЕОРИЯ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ ЗДАНИЙ И
СООРУЖЕНИЙ»

Тема ВКР «Исследование прочности и деформативности
кирпичных балок-стенки при изгибе
их высоты

Автор ВКР Кузьменко Анастасия Павловна

Обозначение _____ Группа СТ-22н

Руководитель ВКР Пальков Н.Н.

Консультанты по разделам:

архитектурно-строительный _____

расчетно-конструктивный Пальков Н.И.

основания и фундаменты _____

технологии и организации строительства _____

экономики строительства _____

вопросы экологии и безопасность _____

жизнедеятельности _____

НИР Пальков Н.И.

Нормоконтроль _____

ПЕНЗА 2017 г.

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ
ФЕДЕРАЛЬНОЕ ГОСУДАРСТВЕННОЕ БЮДЖЕТНОЕ ОБРАЗОВАТЕЛЬНОЕ УЧРЕЖДЕНИЕ
ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ
«ПЕНЗЕНСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ УНИВЕРСИТЕТ АРХИТЕКТУРЫ И СТРОИТЕЛЬСТВА»

ИНЖЕНЕРНО-СТРОИТЕЛЬНЫЙ ИНСТИТУТ
КАФЕДРА «СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ»

«УТВЕРЖДАЮ»
Зав. кафедрой _____
_____ 20 ____ г.

ЗАДАНИЕ
на выполнение выпускной квалификационной работы магистра
по направлению подготовки 08.04.01 «Строительство»
направленность «Теория и проектирование зданий и сооружений»

Автор ВКР Кузьмина А.П.

Группа СТ-22н

Тема ВКР Исследование прочности и деформативности
кирпичных блоков стен при изменении их высоты

Консультанты:
архитектурно-строительный раздел _____

расчетно-конструктивный раздел Павлов И.И.

основания и фундаменты _____

технология и организация строительства _____

экономика строительства _____

вопросы экологии и безопасности жизнедеятельности _____

НИР Павлов И.И.

I. ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ ДЛЯ ВКР

1. Место строительства _____

2. Назначение здания. Степень новизны разрабатываемой работы. Реальность ВКР
Впервые проведены экспериментальные исследования
кирпичных стен опирающихся на подвешен. конструкции

(указать отличие от типового или ранее разработанного проекта)

II. СОСТАВ ВКР

1. Архитектурно-строительная часть должна быть представлена следующими проектными материалами:

- объемно-планировочное и конструктивное решение;
- генплан 1-500, 1-1000;
- планы неповторяющихся этажей М 1-100, 1-200;
- поперечный и продольный разрезы М 1-100, 1-200;
- фасады М 1-100, 1-200;
- план фундаментов М 1-200, 1-400; конструктивные детали и сечения фундаментов М 1-10, 1-20, 1-50;
- план кровли М 1-400, 1-800;
- технико-экономические показатели.

2. Расчетно-конструктивная часть должна состоять из:

- выбора типа, материала и конструктивной схемы здания или сооружения;
- расчета конструкций и основания;
- составления рабочих чертежей со спецификациями;
- оформления пояснительной записки.

3. Раздел технологии и организации строительства включает в себя:

- стройгенплан на стадии возведения подземной или надземной части здания;
- технологические карты на ведущие строительные процессы;

4. Раздел экономики строительства включает в себя:

- ведомость укрупненной номенклатуры работ на общестроительные работы на проектируемый объект;
- календарный план с графиками потока основных ресурсов (рабочих, капиталовложений, грузов), интегральным графиком капиталовложений и технико-экономическими показателями;

5. Вопросы экологии и безопасность жизнедеятельности.

III. ТРЕБОВАНИЯ К ВЫПОЛНЕНИЮ ВКР

Сроки выполнения ВКР устанавливаются с 29.05 по 25.06 20 17 г.

Объем ВКР: чертежей 8-10 листов, пояснительной записки от 60 до 100 страниц.

Законченная ВКР с пояснительной запиской, подписанной консультантами и руководителем, представляется на кафедру для окончательного решения и допуска к защите.

Дата выдачи «21» мач 20 17 года.

Руководитель ВКР _____

ВВЕДЕНИЕ.

Магистерская диссертация посвящена совершенствованию методов расчета стен из каменной кладки, опирающихся на поддерживающие конструкции. Развитие методов расчета осуществлялось на основе физического и численного эксперимента.

Опираение стен на балочные поддерживающие конструкции имеет широкое применение в практике строительства зданий из каменной кладки. К таким разновидностям конструкций можно отнести фрагменты стен, опирающиеся на перемычки над оконными и дверными проемами, стены опирающиеся на монолитные железобетонные перекрытия в каркасных зданиях, элементы стен над проездами через здание. Стены таких зданий выполняют роль несущих и ограждающих конструкций. Работа кирпичных стен опирающихся на поддерживающие конструкции в восприятии нагрузок не учитывается. В то же время, практика показывает, что прочность перемычек значительно повышается с увеличением высоты кирпичной кладки над ней. При этом, работу таких стен определить очень сложно из-за отсутствия совершенных методов расчета.

Актуальность темы магистерской диссертации. Развитие методов расчета кирпичных стен, которые опираются на перемычки и др. поддерживающие балки актуально. Актуальность заключается в том, что при проектировании кирпичных зданий возникают острые проблемы, связанные с отсутствием методов расчета и конструирования стен, опирающихся на стальные и железобетонные изгибаемые элементы.

В магистерской диссертации проведен анализ существующих методов расчета стен из каменной кладки и сделан вывод, что эти методы являются весьма приближенными, не описывают физическую работу каменной кладки в стеновом заполнении, не позволяют обеспечить безопасность, и нуждаются в значительном совершенствовании. Одной из причин несовершенства методов расчета является отсутствие целенаправленных исследований каменной

кладки. Другой причиной является то, что объем исследований стеновых заполнений значительной степени уступают исследованиям железобетонных стен. Программы исследований не имели комплексной оценки работы каменной кладки в стеновых заполнениях.

Сложность напряженного состояния балок-стенок не позволяет использовать существующие методы расчета стен. Автором обоснован новый подход к оценке работы указанных элементов, который базируется на расчетных моделях.

Цель магистерской диссертации заключается в разработке принципа построения расчетных моделей и расчетных зависимостей, позволяющих описать физическую работу балок-стенок и обеспечить их прочность.

Для осуществления поставленной цели решены следующие задачи:

- проведен анализ результатов отечественных и зарубежных исследований стен из каменной кладки.
- разработана программа комплексного анализа экспериментально-теоретических исследований балок-стенок из каменной кладки.
- проведен анализ результатов экспериментальных исследований балок-стенок, с различными типами поддерживающих конструкций, вариантов передачи нагрузки и высоты кирпичной кладки балок-стенок.
- проведены исследования стен численным методом на основе ППП АП ЖБК.

Получены следующие научные результаты:

- новые данные о сопротивлении балок-стенок из каменной кладки опирающихся на стальные и железобетонные балки.
- выявлены закономерности образования и развития трещин и схемы разрушения балок-стенок.
- разработан принцип построения расчетных моделей балок-стенок из каменной кладки на основе каркасно-стержневой модели.
- построена расчетная каркасно-стержневая модель и расчетные зависимости.

Практическое значение магистерской диссертации заключается в совершенствовании процесса проектирования балок-стенок из каменной кладки.

Работа выполнялась на кафедре Строительных конструкций в Пензенского ГУАС доктора технических наук, профессора Н.Н. Ласькова.

1. СОСТОЯНИЕ ВОПРОСА, ЦЕЛЬ И ЗАДАЧИ ИССЛЕДОВАНИЙ.

1.1. Обзор проведенных экспериментальных исследований стен из каменной кладки.

В настоящее время вопросы прочности каменной кладки при совместном действии вертикальных и горизонтальных сил не нашли отражения ни в отечественных ни в зарубежных нормах. В нашей стране изучением сложного напряженного состояния каменной кладки занимались С.В. Поляков, Г.Г. Морозов, Ю.В. Измайлов, Г.А. Гениев, Г.А. Тюпин, Г.Н. Брусенцов, Т.И. Баранова, Н.Н. Ласьков, А.К. Чармадов, А.Н. Воронов, В.Г. Иевенко, С.В. Кожаринов, В.И. Коноводченко и др. За рубежом самые крупные исследования проводили A.W. Page, W. Samarasinghe, A.W. Hendry, B.P. Sinha, F. Jokel, S. Fattal, C. Carter, J.G. Borchelt, S.C. Anand, C. Saw, D.T. Young, B.S. Smith и др.

В ЦНИИСК им. Кучеренко Поляковым С.В. и Коноводченко [39, 57] были проведены экспериментальные исследования виброкирпичных панелей на перекос. Изучались виды армирования панелей, в частности наружное и внутреннее расположение продольной арматуры.

В работе [67] приводятся результаты экспериментальных исследований вибрированной и для сравнения ручной кладки. Испытания проводились по двум схемам плоского напряженного состояния: сжатие-сжатие и сжатие-растяжение. В свою очередь, две основные схемы подразделялись на восемь вариантов загрузки образцов, рис. 1.1.

Испытанию подвергались образцы вибрированной и ручной кладки в виде стенок размерами соответственно $0,79 \times 0,14 \times 0,78$ м и $0,79 \times 0,12 \times 0,78$ м, изготовленные из глиняного кирпича пластического прессования с пределом прочности на сжатие 14,1 МПа на цементно-известковом растворе состава 1:0,46:4,6. Для образцов стенок принималась цепная перевязка с толщиной

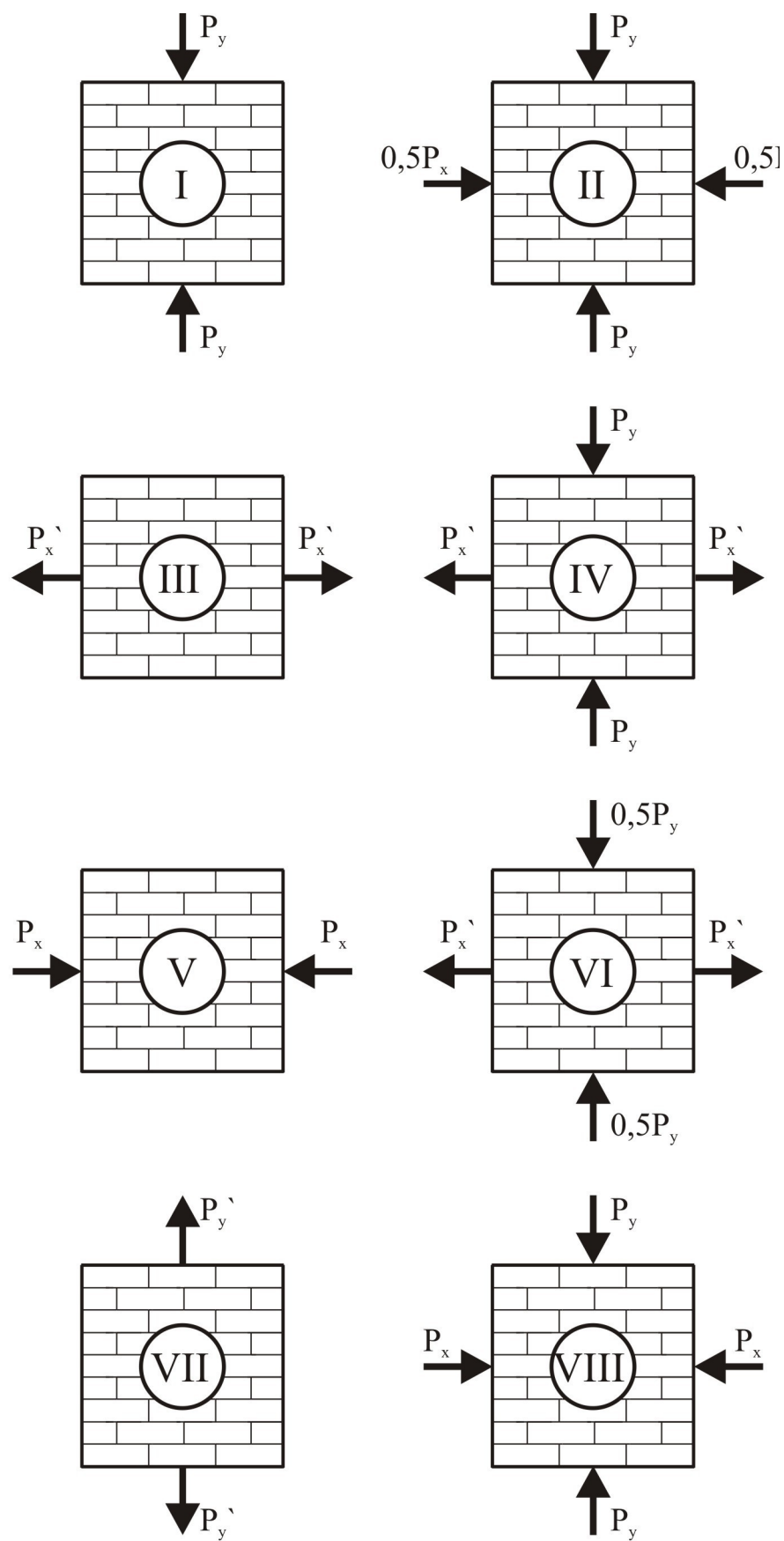


Рис. 1.1. Варианты приложения нагрузки.

горизонтальных швов 12 мм и вертикальных - 10 мм. Образцы вибрированной кладки изготавливались в металлических опалубках на вибростолу.

Все испытания проводились в установке, разработанной автором. Чтобы уменьшить при испытании влияние на прочность образцов сил трения, возникающих при сжатии на опорных гранях образцов, между гранью и распределительной балкой укладывались два слоя технического целлулоида толщиной по $0,8 \div 1$ мм с графитовой смазкой между ними.

Нагрузка на образцы подавалась ступенями, равными $0,1$ ожидаемой разрушающей нагрузки с выдержкой на каждой ступени $3-5$ мин. При испытаниях на сжатие-сжатие и сжатие-растяжение, нагрузка поднималась до заданного уровня сначала по одной оси, а затем сразу же по другой, после чего снимались показания с приборов.

В ТИСС АН Таджикской ССР Кожариновым С.В. проведены испытания образцов стен из каменной кладки комплексной конструкции [38] (рис. 1.2 и 1.3) на перекося. Образцы размерами $1,5 \times 2,7 \times 0,38$ м и $1,55 \times 1,55 \times 0,38$ м выполнялись из глиняного и силикатного кирпича и кладки с различными усилениями.

Испытания проводились при четырех уровнях вертикального обжатия кладки. Для образцов высотой $2,7$ м σ_0 принималось $\sigma_0=0,2$ МПа и $\sigma_0=0,5$ МПа, для образцов высотой $1,55$ м - $\sigma_0=0$ и $\sigma_0=0,21$ МПа. Горизонтальная нагрузка прикладывалась ступенями, равными $6-10$ кН до разрушающей величины.

В работах [31, 32] приводятся результаты испытаний на перекося панелей из мелких бетонных блоков и пильного известняка при различном уровне вертикального обжатия кладки (от 0 до $0,814$ МПа) за счет натяжения продольной арматуры. Основная часть опытов была проведена на фрагментах каркасно-блочных стен в $1/2$ натуральной величины с размерами $3,255 \times 1,58 \times 0,2$ м, сечение железобетонных элементов - $0,2 \times 0,2$ м. Загружение проводилось по двум схемам. Первая - при действии статической диагонально направленной силы. По второй схеме стены испытывались при одновременном действии вертикальной и горизонтальной нагрузки.

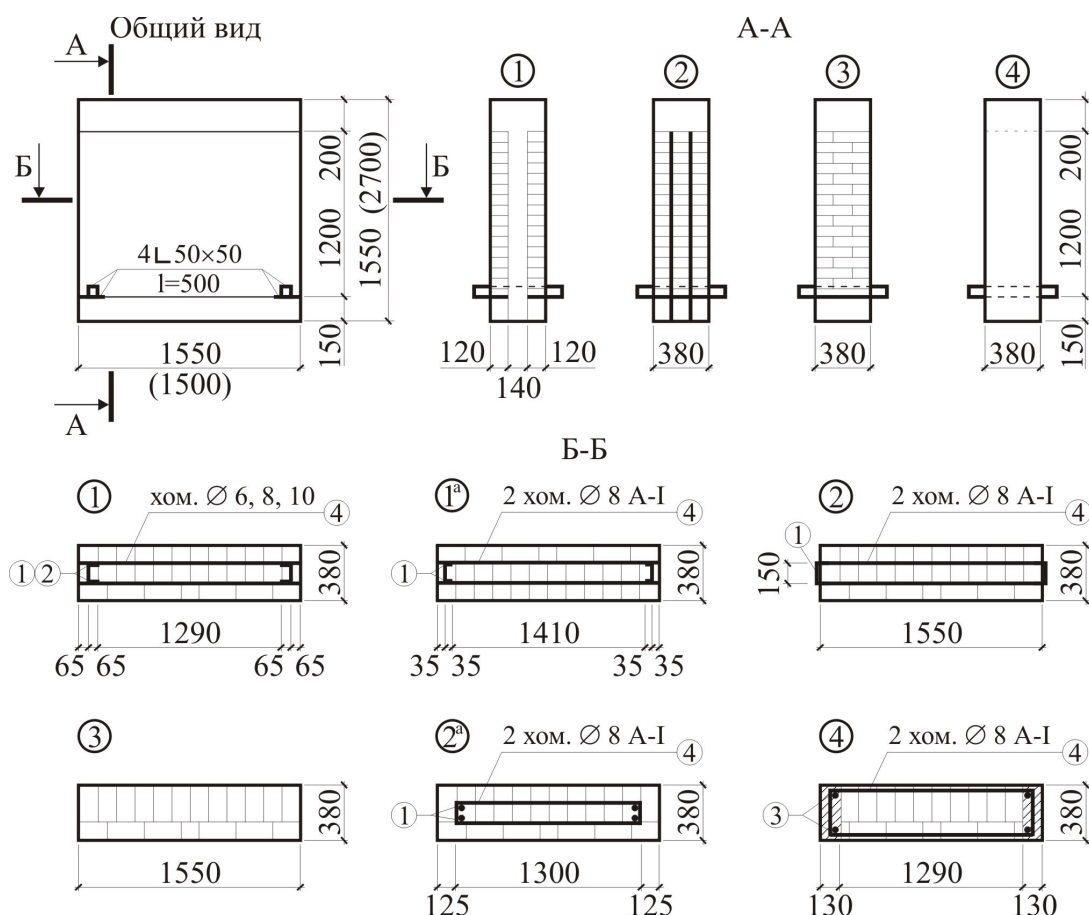


Рис. 1.2. Конструкции образцов: 1, 1^а, 4 - комплексной конструкции; 2, 2^а - усиленных вертикальной арматурой; 3 - без усиления, [38].

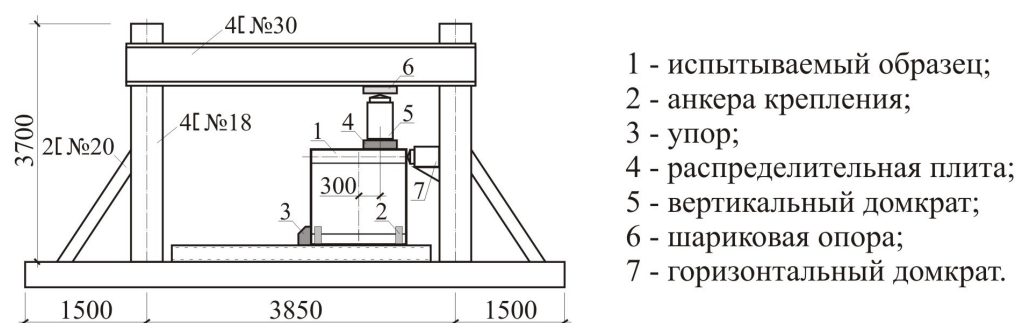


Рис. 1.3. Схема испытания фрагментов стен, [38].

Помимо панелей с заполнением в виде кладки были испытаны отдельно рамы без заполнения и с заполнением монолитным мелкозернистым известняковым бетоном. Авторами были получены данные о работе различного рода заполнения в составе рамного железобетонного каркаса.

В Пензенском ИСИ [4, 12, 13] Т.И. Барановой и Н.Н. Ласьковым были проведены экспериментальные исследования фрагментов стен из каменной кладки при совместном действии вертикальных и горизонтальных нагрузок.

Было испытано семь образцов с размерами $1,5 \times 1,5 \times 0,38$ м при различных соотношениях вертикальной и горизонтальной сил. Стены вначале нагружались вертикальной нагрузкой, равномерно распределенной по верхней грани стены, а затем горизонтальной нагрузкой, прикладываемой к стене через опорную площадку размером $0,4 \times 0,38$ м у верхнего края образца. Изучалось влияние уровня вертикальной нагрузки при разрушении горизонтальной силой. График нагружений, а также результаты анализа схем разрушения и напряженно-деформированного состояния показаны на рис. 1.4.

Наиболее значительными исследованиями стен из каменной кладки при совместном действии вертикальных и горизонтальных сил зарубежных авторов являются исследования, проведенные учеными Великобритании, Австралии, США и Канады.

Авторами работы [74] проведены испытания 32 кирпичных стен с размерами $1,22 \times 1,24 \times 0,094$ м. Образцы нагружались вертикальной нагрузкой, передаваемой на образец с помощью трех блоков длиной 0,28 м и нагрузкой, прикладываемой на образец по диагонали через треугольный башмак со стороной 0,15 м, рис. 1.5. В работе авторы изучали виды и гипотезы разрушения стен при различных комбинациях сжимающих вертикальной и диагональной нагрузок.

Изучению новой гипотезы разрушения от среза кирпичной кладки посвящены экспериментальные исследования, изложенные в работе [97]. Экспериментальные исследования проводились на тройках кирпичной кладки с помощью установки, показанной на рис. 1.6. Всего было испытано 65 троек. Установка позволяла прикладывать сжимающие усилия по нормали к растворным швам и, одновременно, сдвигающую нагрузку, прикладываемую к среднему кирпичу.

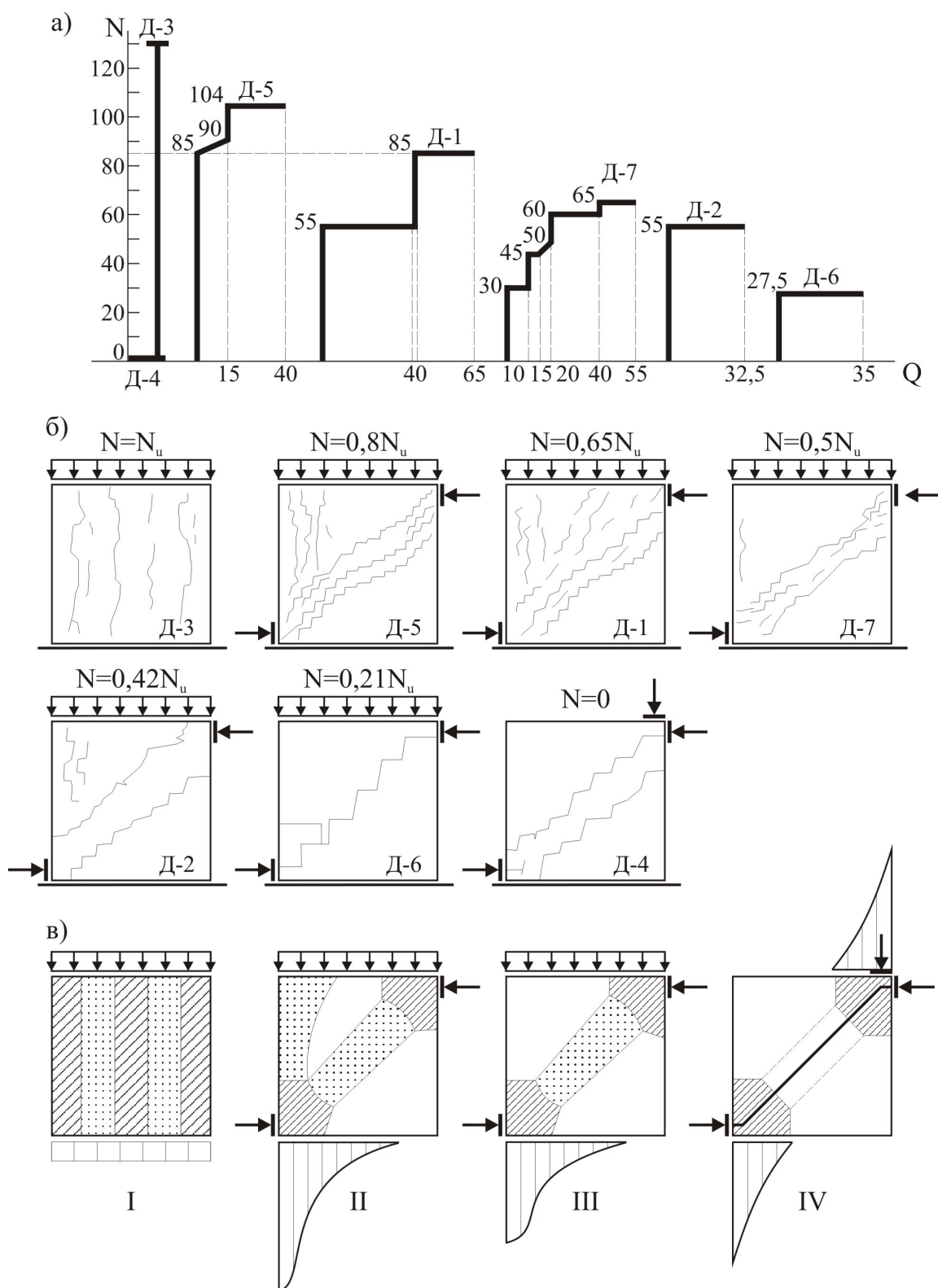


Рис. 1.4. Схема нагружения и характер разрушения образцов, [5, 12, 13]
а - график нагружений образцов диафрагм жесткости;
б - виды разрушений образцов; в - классификация видов разрушения диафрагм.

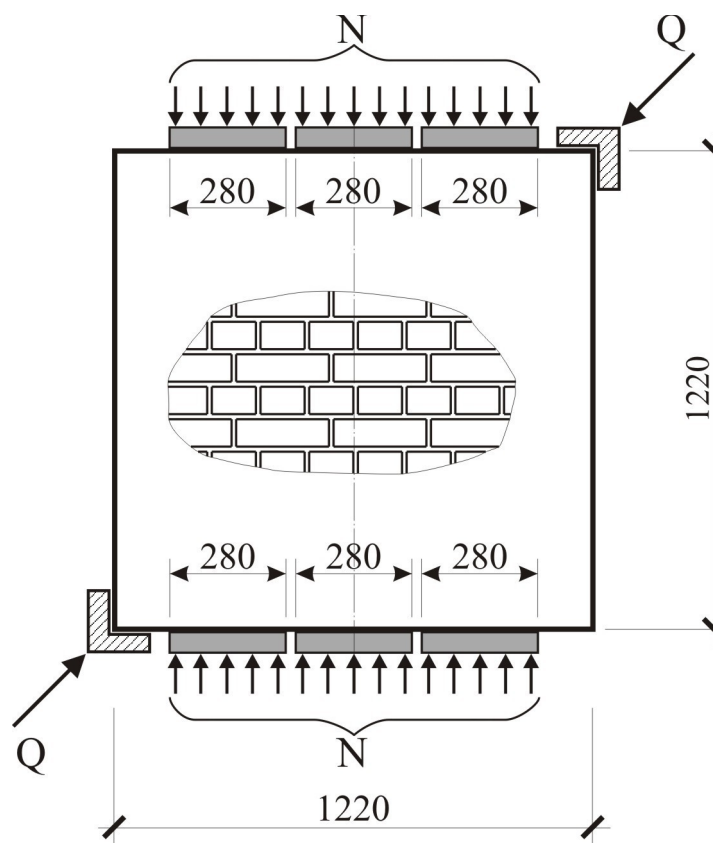


Рис. 1.5. Схема испытания стен.

Авторы работы [98] приводят результаты экспериментальных исследований работы кирпичной кладки при диагональном растяжении. Круглые образцы диаметром 381 мм вырезались из квадратного участка кладки $0,406 \times 0,406$ м толщиной 0,1 м. Образцы испытывались сжимающей нагрузкой, направленной под углом 45° к растворным швам. Нагрузка прикладывалась через фанерную прокладку толщиной 3,17 мм и шириной 6,35 мм, т.е. $1/12$ диаметра образцов, рис. 1.7. Испытания проводились с целью проверки расчета на растяжение неоднородных материалов.

В работе [86] исследовалась прочность кирпичной кладки при двухосном сжатии. В основу опытов было положено испытание квадратных кирпичных панелей $0,36 \times 0,36$ м при различных комбинациях сжимающих напряжений и различной ориентации панелей по отношению к действующей нагрузке. Чтобы исключить влияние трещин и других дефектов, возникаю-

щих при изготовлении и сушке, кирпичи специально выпиливались из прес-
сованных образцов большого размера.

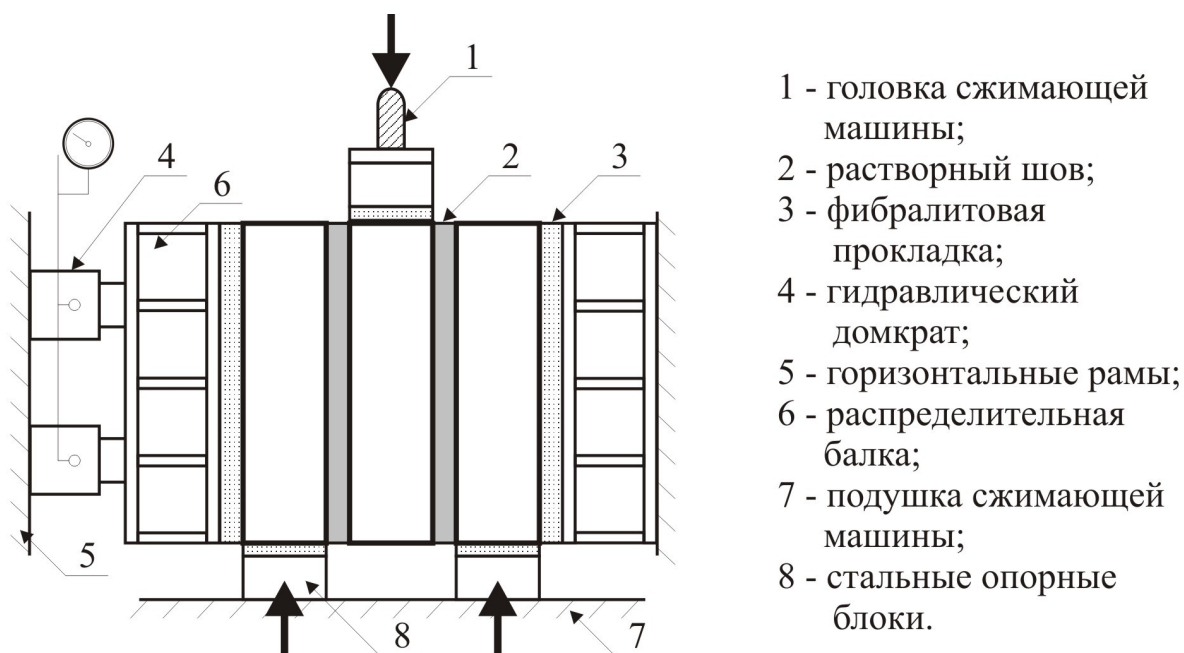


Рис. 1.6. Схема испытания образцов на срез, [97].

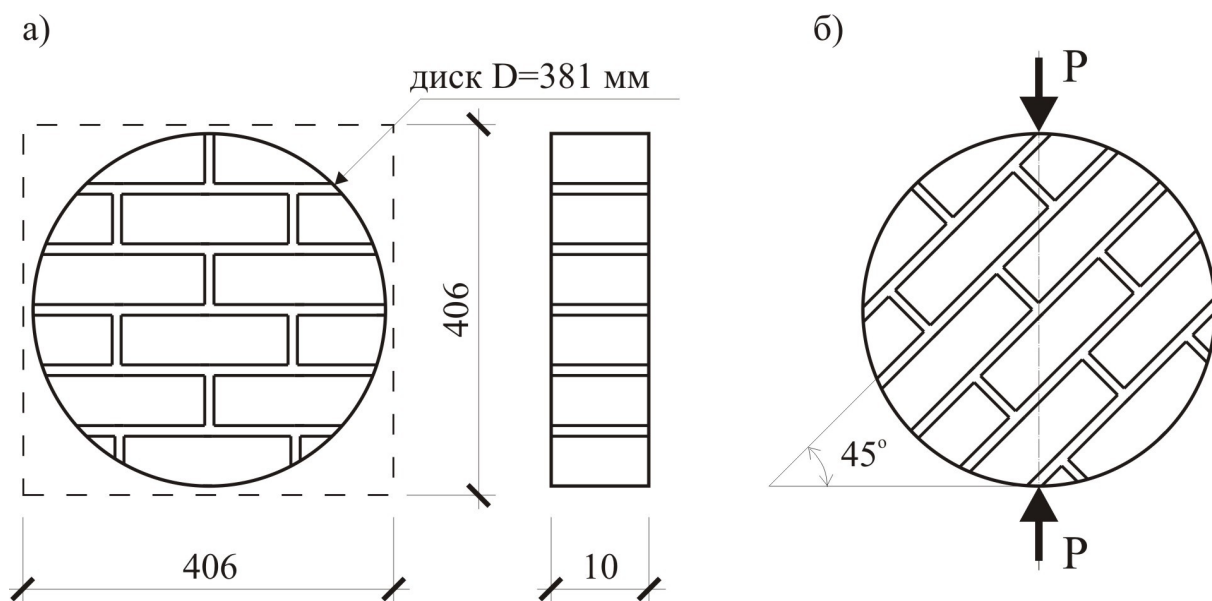
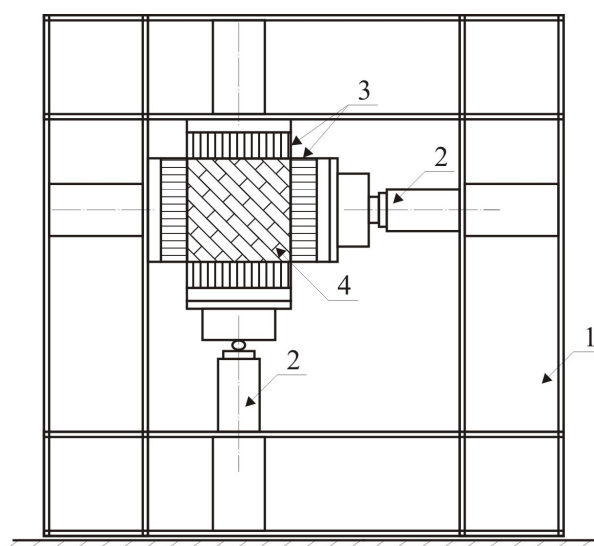


Рис. 1.7. Конструкция (а) и схема испытания (б) образцов кирпичной кладки, [98].

Кирпичные панели испытывались на специальной установке, схема которой приведена на рис. 1.8. Нагрузка на образцы прикладывалась при помощи гидравлической системы, причем постоянное соотношение горизонтальной и вертикальной нагрузки выдерживалось в течение каждого цикла испытаний, что соответствовало простому нагружению. Чтобы исключить влияние касательных напряжений, возникающих при передаче сжимающей нагрузки на образец, в установке использовались металлические щетки, через которые действующая нагрузка передавалась на панель.

В работах [72, 88, 89] авторы получили поверхности разрушения при однородном поле двухосного растяжения-сжатия. Ими были проведены экспериментальные исследования панелей из кирпичной кладки, выполненных из кирпича в масштабе 1:6 с прочностью на сжатие 30,5 МПа и раствора состава 1:0,25:3 (цемент: известь: песок) прочностью 9,6 МПа. Испытания проводились в установке, использованной в работе [86], рис. 1.8.

Двухосное напряженное состояние создавалось путем приложения сжимающих и растягивающих нагрузок через металлические щетки, чтобы исключить влияние касательных напряжений. Для приложения растягивающих нагрузок щетки были приклеены к граням образца эпоксидным раствором.



1 - силовая рама; 2 - гидравлический домкрат;
3 - металлические щетки; 4 - опытный образец.

Рис. 1.8. Схема испытания кирпичных панелей, [86, 72, 88,89]

Угол	Одноосное растяжение	Двухосное напряженное состояние	Одноосное сжатие
0°			
22,5°			
45°			
67,5°			
90°			

Двухосное сжатие

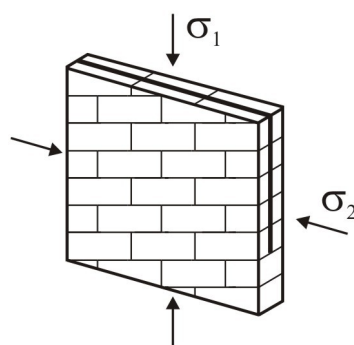
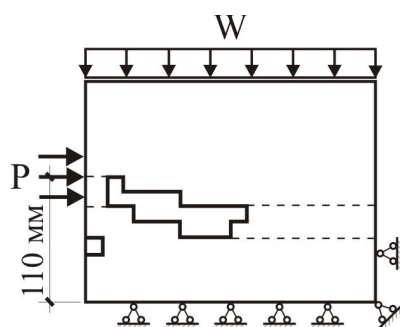
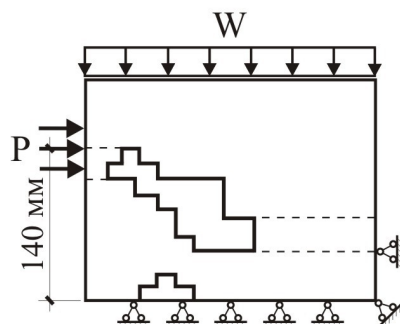
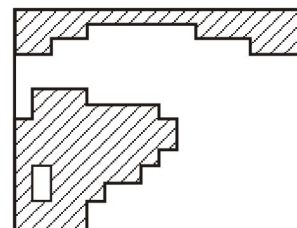


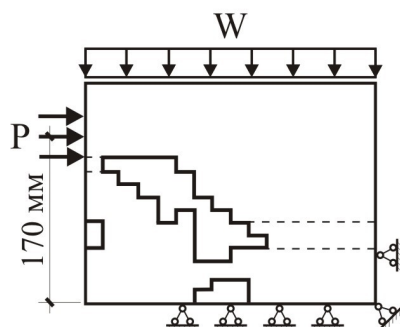
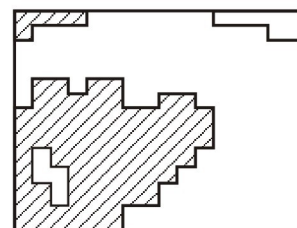
Рис. 1.9. Схемы испытания и виды разрушения образцов, [72, 88, 89].



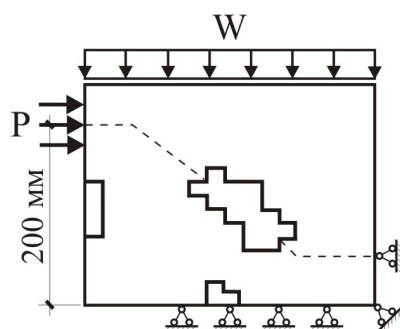
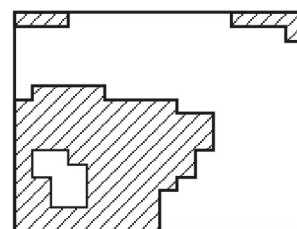
диафрагма F
 $\alpha=36^\circ$
 $W=160 \text{ H}$
 $P=220 \text{ H}$



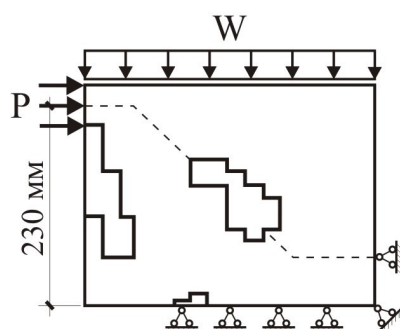
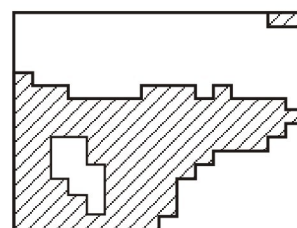
диафрагма D
 $\alpha=43^\circ$
 $W=320 \text{ H}$
 $P=344 \text{ H}$



диафрагма C
 $\alpha=50^\circ$
 $W=480 \text{ H}$
 $P=402 \text{ H}$



диафрагма A
 $\alpha=56^\circ$
 $W=640 \text{ H}$
 $P=427 \text{ H}$



диафрагма E
 $\alpha=63^\circ$
 $W=800 \text{ H}$
 $P=408 \text{ H}$

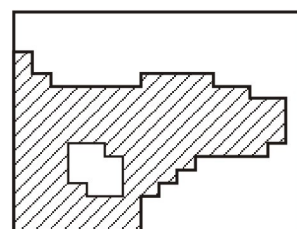


Рис. 1.10. Схемы нагружения и зоны разрушения диафрагм жесткости, [89].

Всего было испытано 180 панелей с пятью различными расположениями горизонтальных швов, относительно оси приложения нагрузки, рис. 1.9. Для каждого варианта проведена серия испытаний при различных соотношениях главных напряжений.

Для определения предельной прочности кирпичных стен и схем их разрушения была проведена серия испытаний диафрагм жесткости [89] при комбинированном действии сжимающей и горизонтальной нагрузки, которая прикладывалась к образцу на разной высоте. Точки приложения горизонтальной нагрузки находились на расстоянии 110, 140, 170, 200 и 230 мм от основания стены, рис.1.10. Размеры панелей принимались $0,32 \times 0,018 \times 0,245$ м.

В Пензенской ГАСА, в рамках комплексной программы исследования стен, проведены экспериментальные исследования стен из каменной кладки разной высоты при совместном действии вертикальных и горизонтальных сил, выполненных из моделей кирпичей в масштабе 1:2. [6,7]. Всего было испытано 15 образцов стен толщиной 12,5 см. Длина образцов принималась постоянной и равной $L=70$ см. Высота изменялась в пределах $H=0,35$ м ; 0,7 м; 1,0 м; 1,7 м. Схема программы испытаний показана на рис. 1,11.

Таким образом, рассмотрены в основном все наиболее значительные экспериментальные исследования стен из каменной кладки, проведенные к настоящему моменту.

1.2. Методы расчета стен из каменной кладки.

Проектирование каменных и армокаменных конструкций в нашей стране выполняется в соответствии с главой СНиП II-22-81, [65].

Для расчета стен, воспринимающих кроме вертикальных сжимающих нагрузок также горизонтальные нагрузки, в том числе ветровые и сейсмические, в рамках СНиП II-22-81 используется метод расчета внецентренно сжатых элементов. На рис. 1.11 показана наиболее распространенная схема на-

гружения стен при действии изгибающего момента в плоскости стены. При расчете неармированных внецентренно сжатых стен используются рекомендации п. 4.7 [65], согласно которым прочность стен определяется по формуле

$$N \leq m_g \varphi_1 R A_c \omega, \quad (1.1)$$

где A_c - площадь сжатой части сечения при прямоугольной эпюре напряжений (рис. 1.12.), определяемая из условия, что ее центр тяжести совпадает с точкой приложения расчетной продольной силы N . Положение границы площади A_c определяется из условия равенства нулю статического момента этой площади относительно ее центра тяжести для прямоугольного сечения

$$A_c = A \left(1 - \frac{2e_0}{h} \right) \quad (1.2)$$

$$\varphi_1 = (\varphi + \varphi_c) / 2, \quad (1.3)$$

где

R - расчетное сопротивление кладки сжатию;

A - площадь сечения элемента;

h - высота сечения в плоскости действия изгибающего момента;

e_0 - эксцентриситет расчетной силы N относительно центра тяжести сечения

$$e_0 = \frac{M}{N} + e_{сл}; \quad (1.4)$$

φ - коэффициент продольного изгиба для сечения в плоскости действия изгибающего момента;

φ_c - коэффициент продольного изгиба для сжатой части сечения в плоскости действия изгибающего момента.

Геометрическая интерпретация зависимости (1.1) показана на рис. 1.13.

Согласно п. 4.20 [65] расчет неармированной каменной кладки на срез по горизонтальным неперевязанным швам в настоящее время производится по формуле

$$Q \leq (R_{sq} + 0,8n\mu\sigma_0)A, \quad (1.5)$$

Где Q - расчетная поперечная сила от внешних нагрузок;

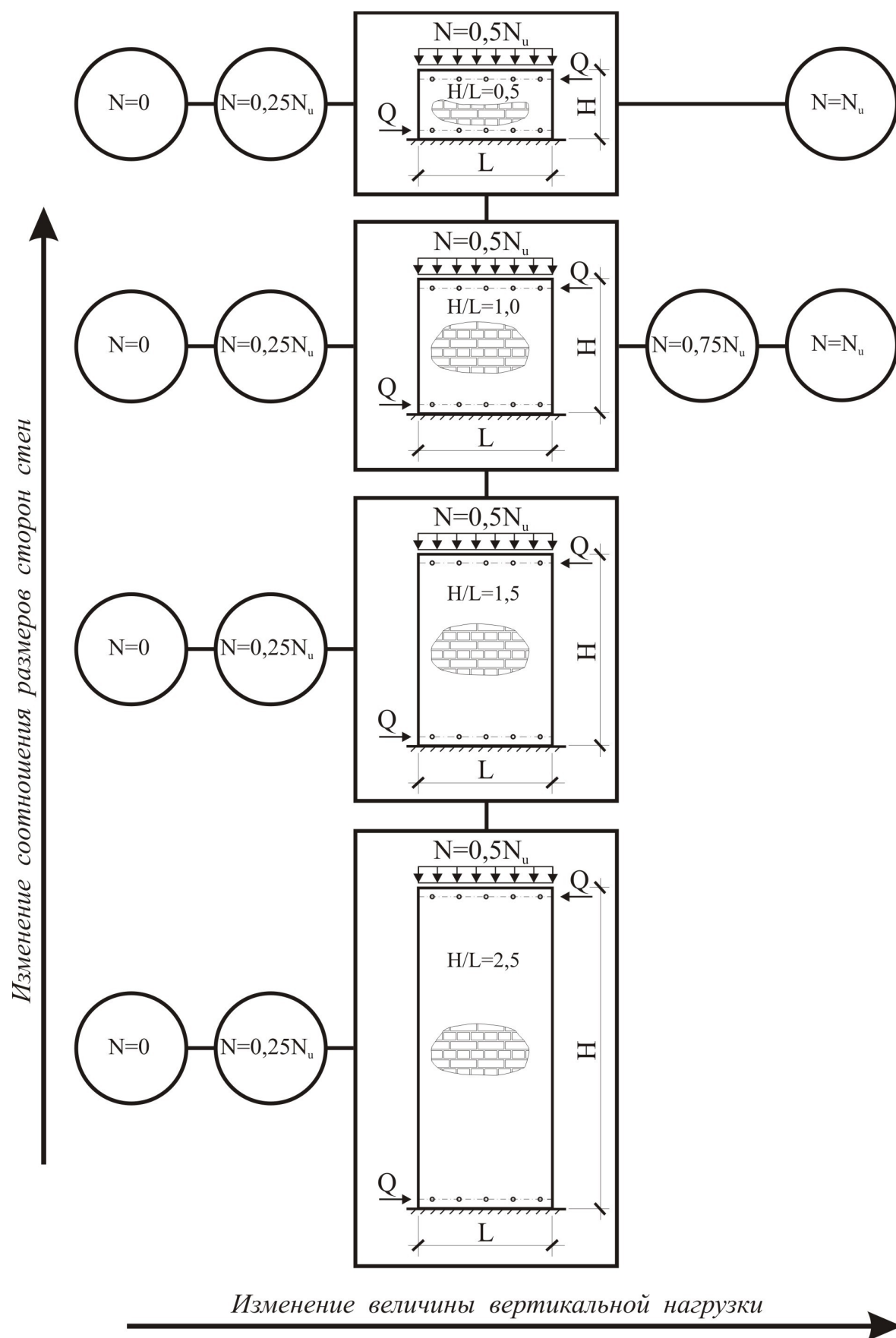


Рис. 1.11. Схема программы исследований стен, [6, 7]

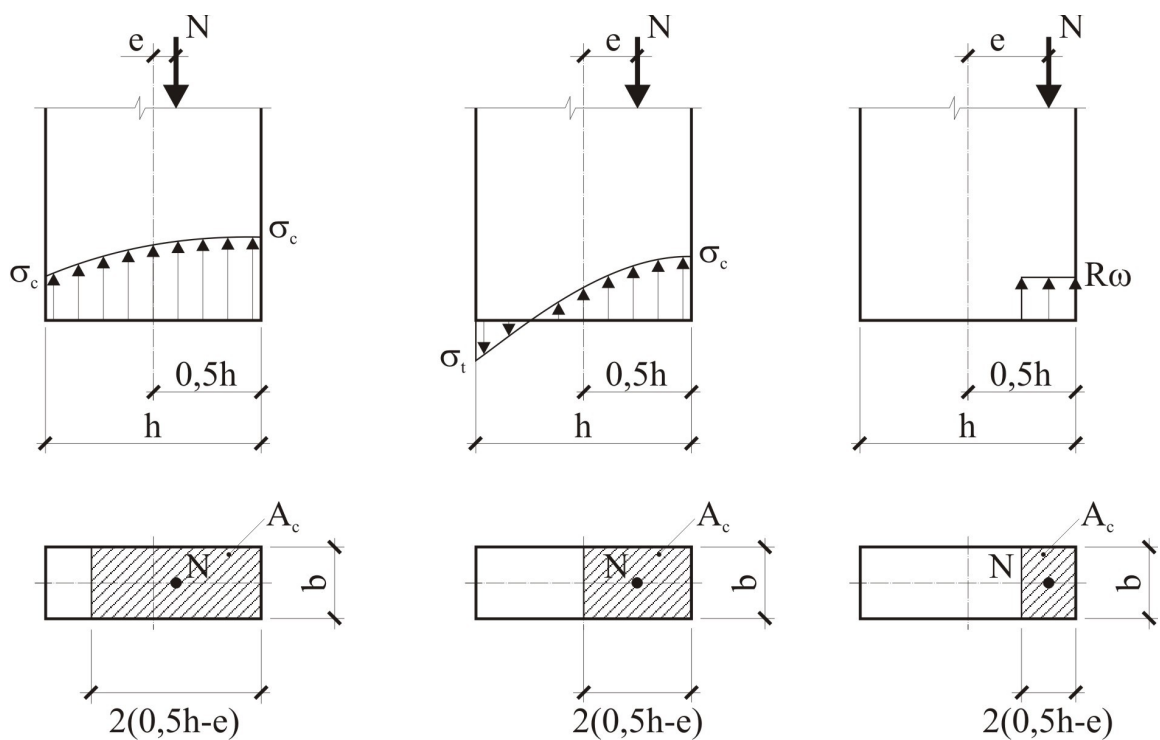


Рис.1.12. Схема нагружения стен при внецентренном сжатии.

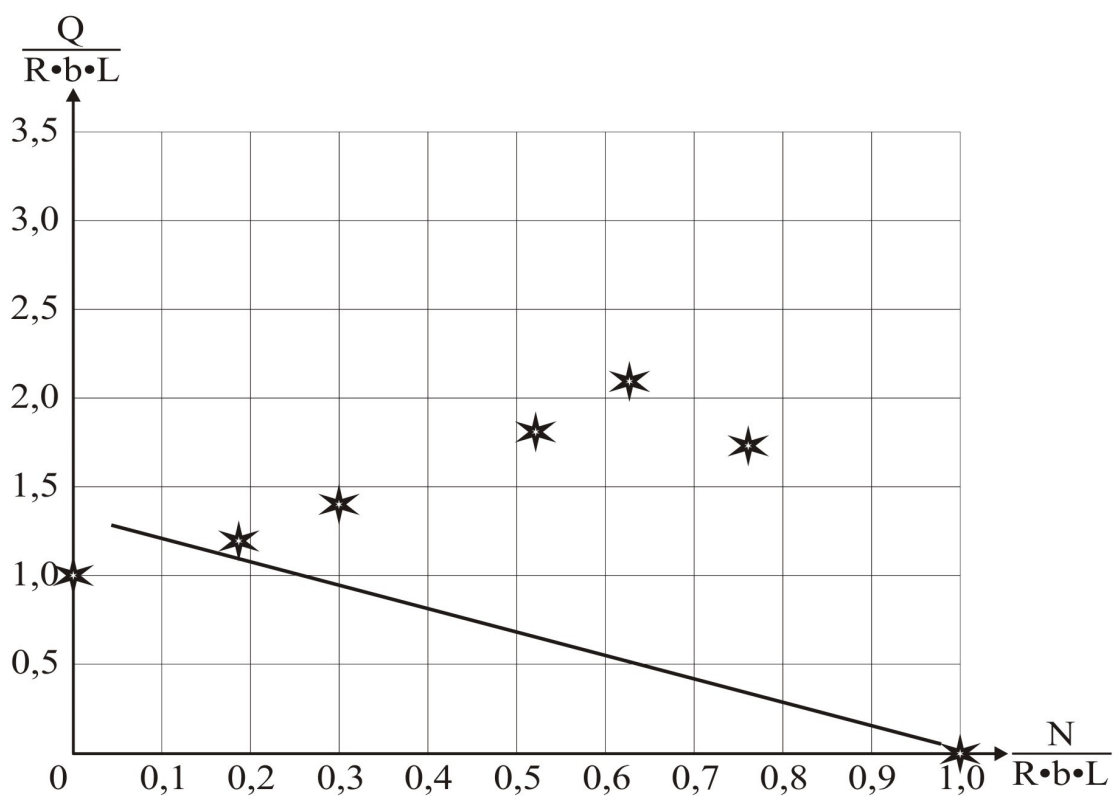


Рис. 1.13. График сопоставления расчетных и опытных величин.

★ - опыты Пензенского ИСИ, [5, 12].

R_{sq} - расчетное сопротивление срезу;

μ - коэффициент трения по шву кладки, принимаемый для камней правильной формы равным 0,7;

σ_0 - среднее напряжение сжатия при наименьшей расчетной нагрузке N_0 , определяемой с коэффициентом 0,9

$$\sigma_0 = N_0 / A; \quad (1.6)$$

n - коэффициент, принимаемый равным 1,0 для кладки из полнотелого кирпича;

A - расчетная площадь сечения.

Схема нагружения стены показана на рис. 1.14, геометрическая интерпретация зависимости (1.5) показана на рис. 1.15.

Согласно [5, 12] расчет прочности стен из каменной кладки при совместном действии вертикальных и горизонтальных сил предлагается производить по формуле, полученной по результатам экспериментальных исследований стен, проведенных в Пензенском ИСИ, которая имеет вид:

$$Q \leq mR \times \sin\left(n \frac{N}{R} + k\right), \quad (1.7)$$

где

Q и N - расчетные горизонтальная усилия от внешних нагрузок;

R - расчетная прочность каменной кладки на сжатие;

m , n , k - коэффициенты, принимаемые при $N \geq 0,57R/A$ равными соответственно 0,5; 0,5; 0,25 и при $N < 0,57R/A$ равными соответственно 0,5; 0,775; -0,5;

A - расчетная площадь поперечного сечения стены.

Схема нагружения стены показана на рис. 1.16, геометрическая интерпретация зависимости (1.7) показана на рис. 1.17.

Другим направлением развития методов расчета каменных конструкций является разработка критериев прочности кладки при плоском напряженном состоянии.

В работе [18] Г.А. Гениевым был разработан критерий прочности, который обосновывает три различных механизма разрушения каменной кладки:

1. Разрушение от раздробления, проявляющееся при одноосном и двухосном неравномерном или равномерном сжатии.
2. Разрушение от отрыва, проявляющееся при одноосном и двухосном неравномерном или равномерном растяжении.

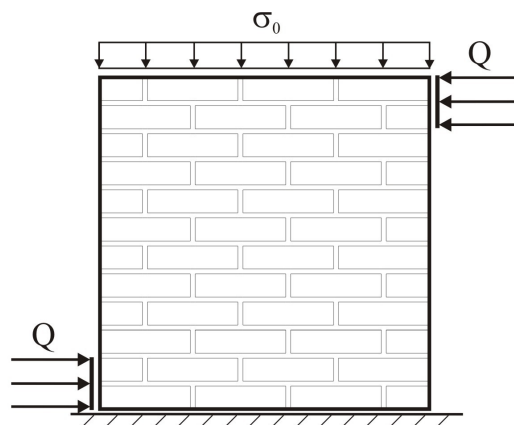


Рис. 1.14. Схема нагружения стены при работе на срез по неперевязанным сечениям.

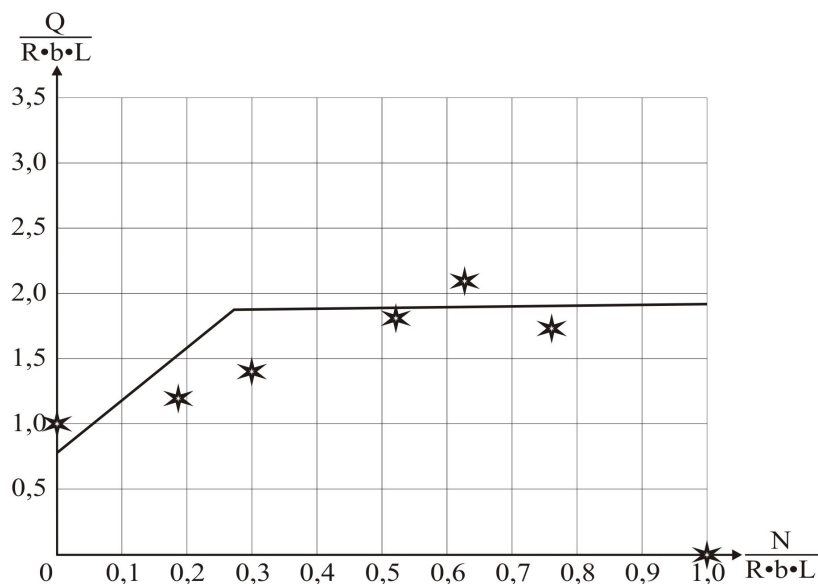


Рис. 1.15. График сопоставления расчетных и опытных величин.

★ - опыты Пензенского ИСИ, [5, 12].

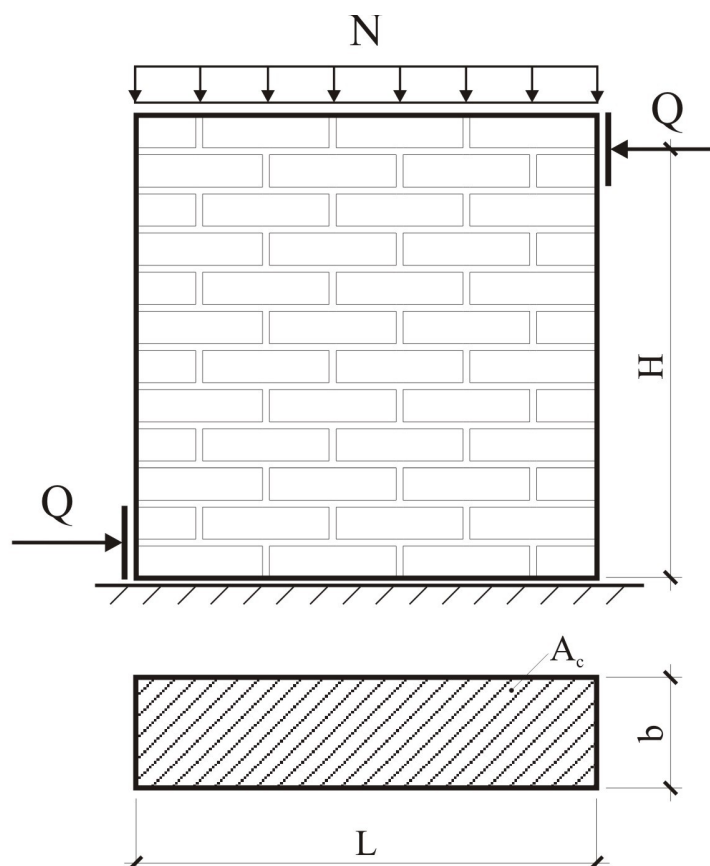


Рис. 1.16. Схема нагружения стены при расчете по рекомендациям, [5,12].

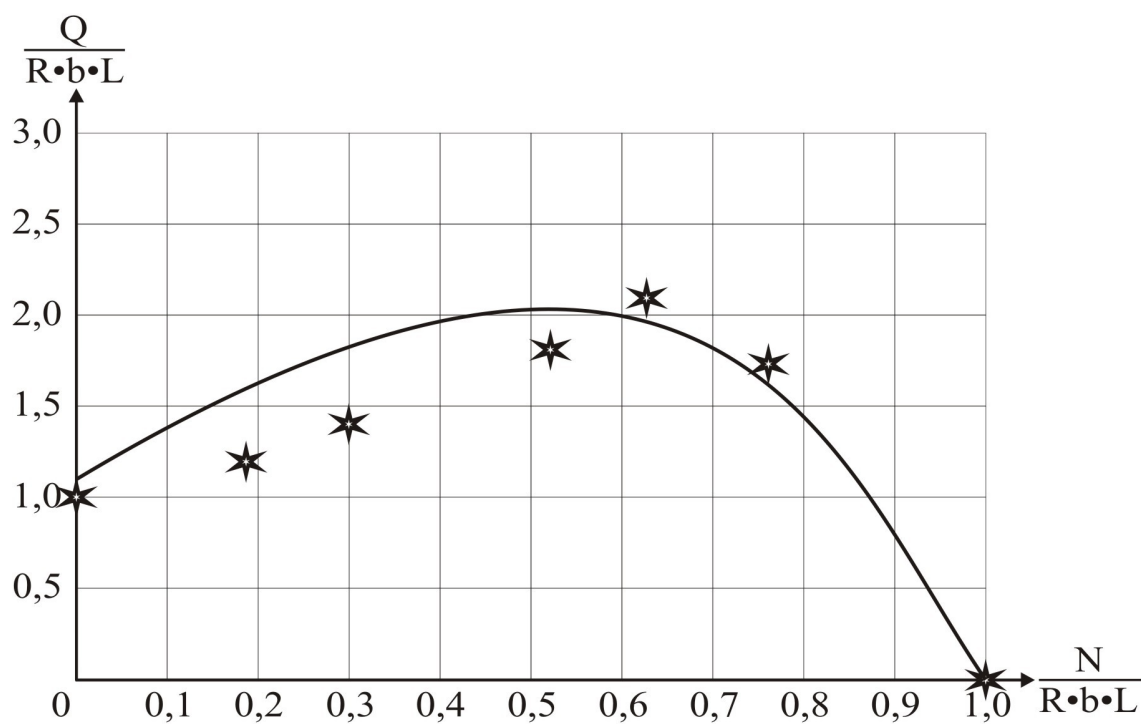


Рис. 1.17. График сопоставления расчетных и опытных величин.
 ★ - опыты Пензенского ИСИ, [5, 12].

3. Разрушение от сдвига, проявляющееся при смешанных двухосных напряженных состояниях - сжатие-растяжение.

Разработанный критерий прочности представлен в виде двух независимых уравнений, первое из которых описывает границу прочного сопротивления кладки в областях двухосного сжатия и растяжения, второе в области смешанных напряженных состояний:

$$T_s = T_{сн} \cdot X \cdot \sqrt{\frac{1}{3} \cdot (1 - \sin\varphi \cdot \cos\varphi)} ; \quad (1.8)$$

$$X^{-1} = \sqrt{\mu^{-2} + \eta^{-1}} - \mu^{-1} , \quad (1.9)$$

где

T_s , $T_{сн}$ - соответственно предельное значение интенсивности касательных напряжений для рассматриваемого вида напряженного состояния горизонтальным швам;

X - приведенный радиус-вектор предельной кривой сопротивления каменной кладки;

$\varphi = \arctg \sigma_2 / \sigma_1$ - угол между направлением радиуса-вектора X и осью X ;

σ_2 и σ_1 - главные напряжения.

Величины μ^{-1} и η^{-1} в (1.9) определяются разными формулами для выражения критерия прочности, относящегося к области раздробления-отрыва и для выражения, относящегося к области разрушения кладки от сдвига. В этой работе кладка считается ортотропным физически нелинейным материалом. В нормах принят единый модуль упругости, иными словами, кладка считается изотропным материалом. В то же время вследствие различной частоты швов в направлениях перевязанных и неперевязанных швов естественно предположить, что кладка является ортотропным материалом. Деформационные зависимости для каменной кладки при этом условии могут быть записаны следующим образом:

$$\begin{cases} \varepsilon_x = \frac{1}{E_1 \psi} - (\sigma_x - \nu_{12} \sigma_y); \\ \varepsilon_y = \frac{1}{E_2 \psi} - (-\nu_{21} \sigma_x + \sigma_y); \\ \varepsilon_{xy} = \frac{\tau_{xy}}{GF}; \frac{\nu_{12}}{E_1} = \frac{\nu_{21}}{E_2}, \end{cases} \quad (1.10)$$

где

E_1, E_2, G - соответственно модули Юнга в направлениях X, Y и модуль сдвига.

Система (1.10) представляет собой основы деформационной теории пластичности каменной кладки, которая явилась обобщением деформационной теории пластичности бетона при кратковременном действии нагрузки в условиях простого нагружения Г.А. Гениева.

В работах [16, 19] приводятся критерии прочности и пластичности ортотропных материалов, с помощью которых Г.А. Гениев развивает теорию прочности каменной кладки.

Полная система предельных или расчетных условий прочности каменной кладки согласно [19] записывается в виде:

$$\begin{cases} -R_1(\alpha) \leq \sigma_1 \leq R_{t1}(\alpha) \\ R_2(\alpha) \leq \sigma_2 \leq R_{t2}(\alpha) \\ \tau_{1,2} \leq R_{sq}(\alpha) - \mu \sigma_{12}, \end{cases} \quad (1.11)$$

где

$$\begin{cases} \sigma_x = \sigma_1 \cdot \cos^2 \alpha + \sigma_2 \cdot \sin^2 \alpha \\ \sigma_y = \sigma_1 \cdot \sin^2 \alpha + \sigma_2 \cdot \cos^2 \alpha \\ \tau_{xy} = (\sigma_1 - \sigma_2) \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha \\ \sigma_{12} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2}; \tau_{1,2} = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2}; \end{cases} \quad (1.12)$$

$R_1(\alpha); R_2(\alpha); R_{t1}(\alpha); R_{t2}(\alpha); R_{sq}(\alpha)$ - расчетные сопротивления каменной кладки соответственно сжатию, растяжению и срезу с учетом угла наклона горизонтальных швов кладки.

Геометрическая интерпретация критерия показана на рис. 1.19.

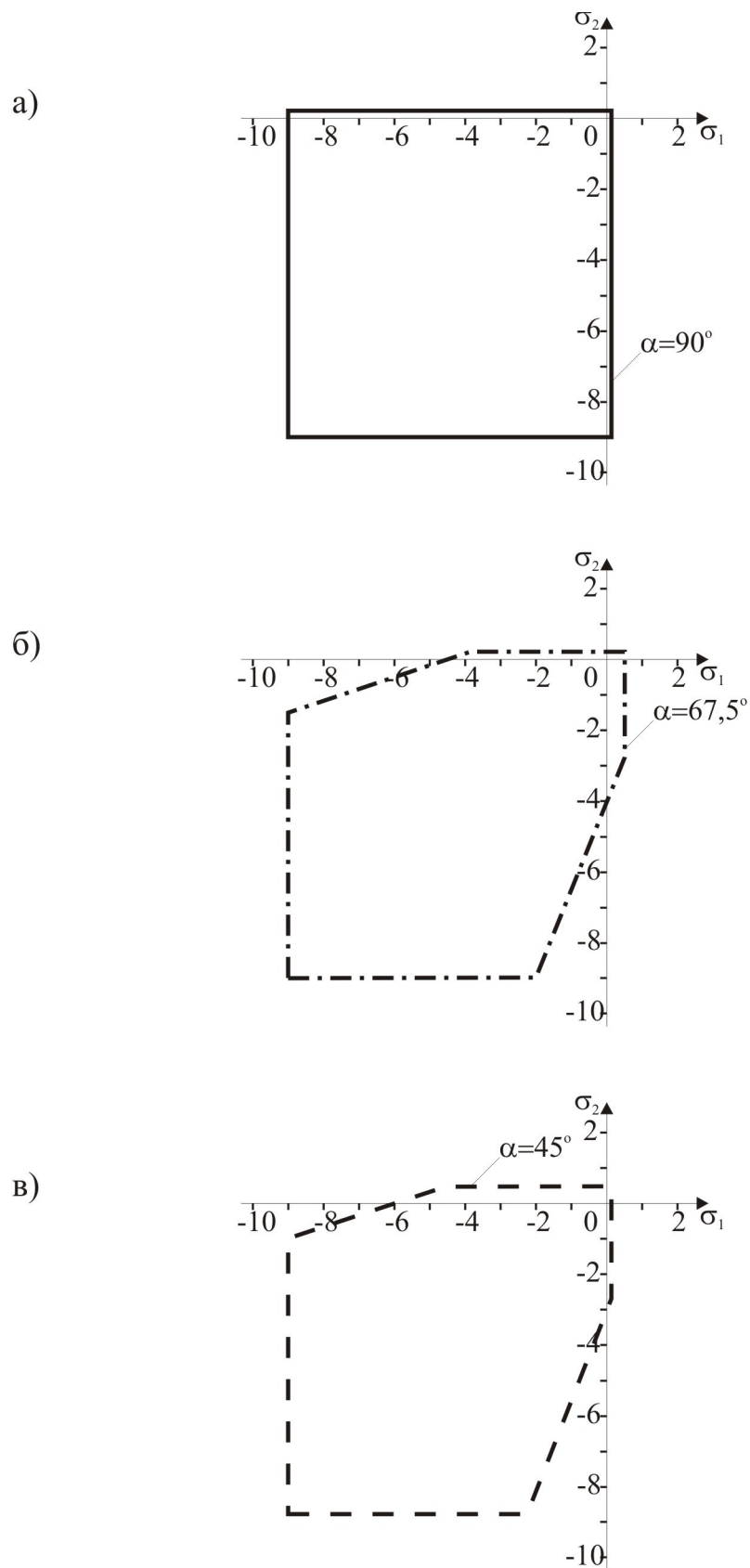


Рис. 1.19. Границы областей прочного сопротивления каменной кладки при углах наклона горизонтальных швов: а - $\alpha=90^\circ$; б - $\alpha=67,5^\circ$; в - $\alpha=45^\circ$, [19].

Полученные зависимости (1.11) и (1.12) могут использоваться в расчетах каменных конструкций с применением метода конечных элементов (МКЭ). Этот метод получил заслуженное признание у исследователей железобетонных конструкций, а в расчетах каменных конструкций его применение находится, по-видимому, на начальном этапе своего развития. Это обстоятельство кажется странным, так как сама конструкция каменной кладки своей регулярностью подсказывает применение МКЭ.

Зарубежные исследователи не имея разработанной в достаточной степени теории прочности каменной кладки даже в условиях одноосного напряженного состояния, но имея мощную компьютерную технику, начали применение МКЭ еще в 70-е годы. В ранних работах этих исследователей материал кладки считался упругим, а учет неоднородности достигался разбивкой кладки на два вида конечных элементов - кирпич и раствор с разными модулями упругости.

В работах [84, 85] автор предлагает учитывать физическую нелинейность каменной кладки, используя МКЭ.

Нелинейное поведение кладки, по мнению автора этих работ, обуславливается с одной стороны нелинейными деформационными характеристиками растворного шва, а с другой прогрессирующим разрушением швов с последующим перераспределением усилий в них. Кирпичи моделируются общепринятыми восьмипараметровыми элементами для плоского напряженного состояния с четырьмя внутренними степенями свободы и изотропными упругими свойствами. Элементы, имитирующие швы, вытянуты по длине, и их деформации ограничены направлениями нормальными и параллельными к этим швам.

В качестве критерия разрушения швов предлагается использовать кривую, связывающую действие нормальных и сдвигающих усилий, рис. 1.20.

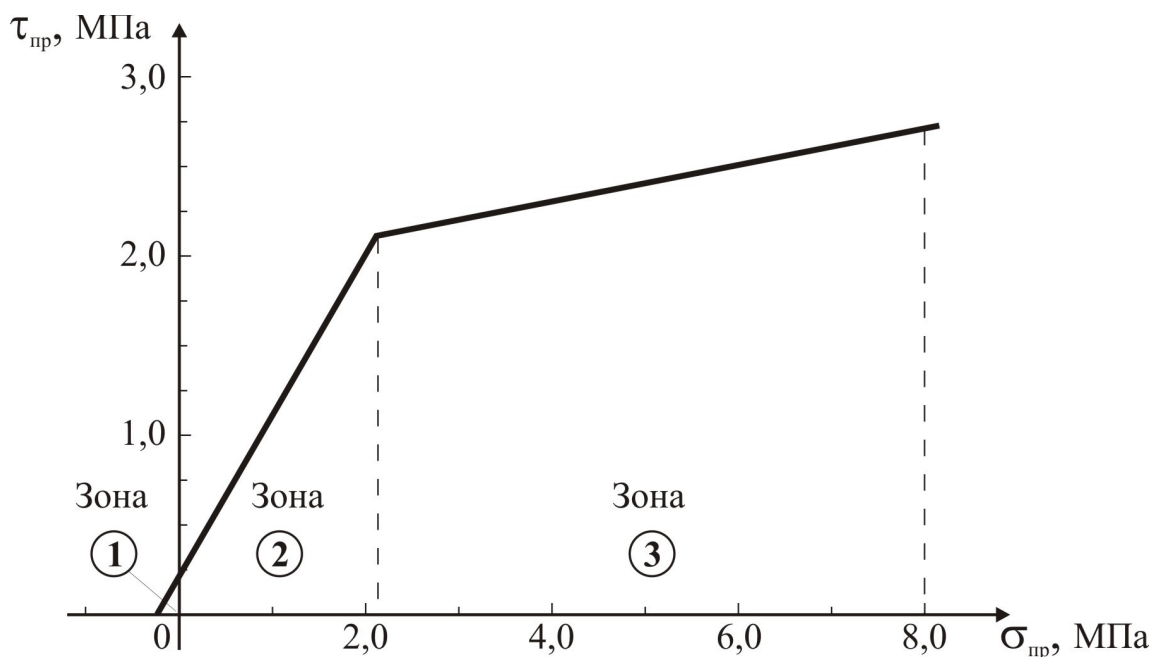


Рис. 1.20. Критерий разрушения растворного шва

Точка перелома графика соответствует изменению вида разрушения от чистого сдвига до совместного разрушения кирпича и шва. Для удобства график разбит на три зоны. Для каждой зоны получены следующие соотношения нормальных и касательных напряжений:

$$\left. \begin{array}{ll} \text{Зона} & 1: \quad \tau_{нр} = 0,66\sigma_{нр} + 0,19 \\ \text{Зона} & 2: \quad \tau_{нр} = 0,87\sigma_{нр} + 0,19 \\ \text{Зона} & 3: \quad \tau_{нр} = 0,11\sigma_{нр} + 0,19 \end{array} \right\} \quad (1.13)$$

При нарушении условия зоны 1 (1.13) происходит нарушение нормального сцепления от растяжения. Если не выполняются условия зон 2 и 3, то разрушение происходит в результате нарушения касательного сцепления при совместном действии сжимающих и сдвигающих напряжений. Т.о. разрушение в швах происходит, когда нарушается касательное или нормальное сцепление шва с камнем или прочность раствора шва на растяжение.

Эти характеристики элементов были объединены с помощью программы ЭВМ МКЭ для получения расчетной модели каменной кладки с нелинейными свойствами швов. Программа имитировала поведение кладки на различных уровнях приложенной нагрузки. Две главные итерации осуществля-

лись на каждом уровне. Первая итерация воспроизводит нелинейные деформационные свойства раствора с использованием шагово-итерационного метода начальных напряжений, вторая допускает изменение жесткости конструкций, поскольку швы постепенно разрушаются при растяжении или сдвиге. Как только при определенном значении жесткости конструкции достигается сходимость, делается проверка нарушения критерия разрушения для каждого элемента шва. Если далее появляется трещина, то жесткость конструкции соответственно исправляется, и задача решается заново. Эта итерация продолжается до тех пор, пока никаких трещин не образуется, рис 1.21. Окончательное разрушение, которое происходит после значительного разрушения или проскальзывания в швах, определить нельзя. Для точной оценки предельной нагрузки следует включить в предложенную модель критерий разрушения кирпича. Автор рассматриваемых работ считает, что такого критерия пока нет, и трудность его разработки связана с сложностью трех-осного состояния, вызываемого взаимодействием кирпича и раствора, и местными эффектами.

Авторы работы [81] предложили методику расчета каменных стен, воспринимающих вертикальные и горизонтальные нагрузки в плоскости стены, рис. 1.22.

Согласно сформулированных ими критериев, разрушение кирпичной кладки при действии вертикальной и горизонтальной нагрузки происходит:

В результате превышения допускаемого напряжения сжатия σ_1 .

При достижении предела касательных напряжений τ_{xy} в горизонтальном шве.

Из-за разрушения кирпичей вследствие действия поперечной силы $Q_{\text{кирп.}}$, которая возникает в них при наличии щелей в вертикальных швах и при $\sigma_2=0$.

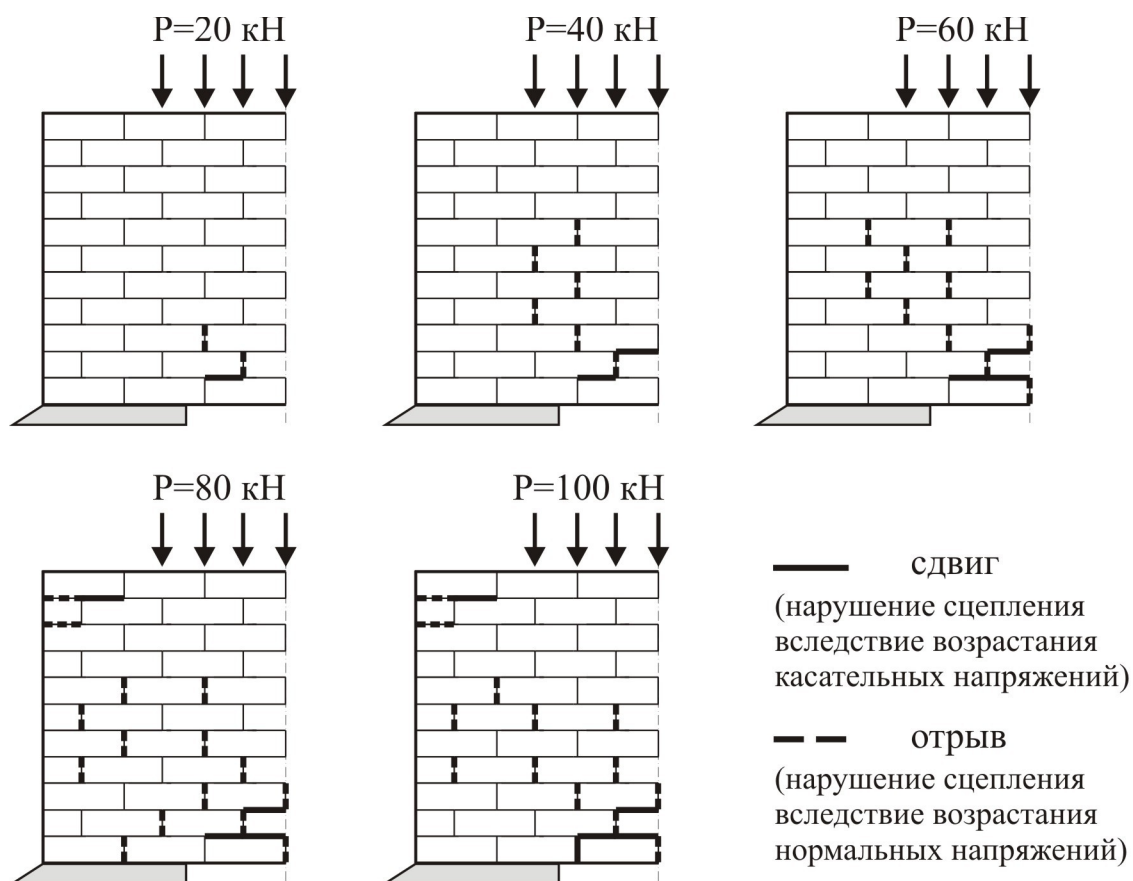


Рис. 1.21. Исследование трещинообразования на конечно-элементной модели образцов из каменной кладки, [84, 85].

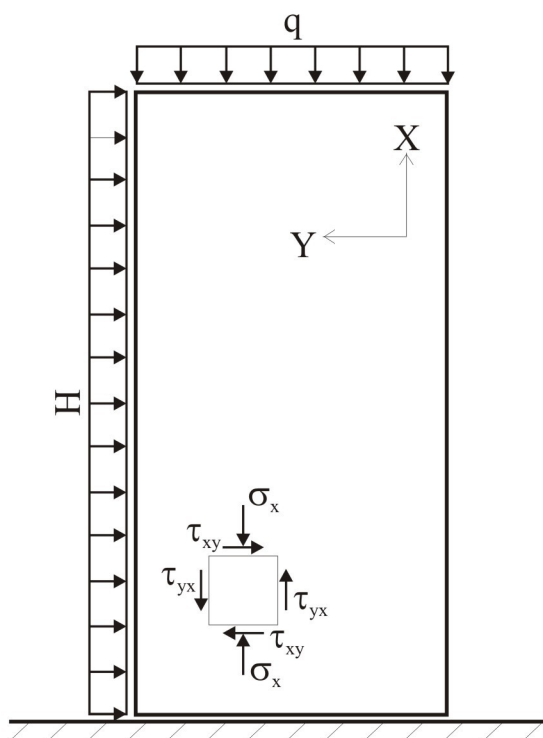


Рис. 1.22. Схема нагружения стен, [81].

Такое формулирование критериев предполагает наличие линейной связи между нормальными σ_x и касательными τ напряжениями. Горизонтальными напряжениями σ_y авторы пренебрегают ввиду их незначительной величины. Сформулированные критерии обрушения в координатных осях $\sigma - \tau$ могут быть изображены в виде прямых a, b, c, d, рис. 1.23.

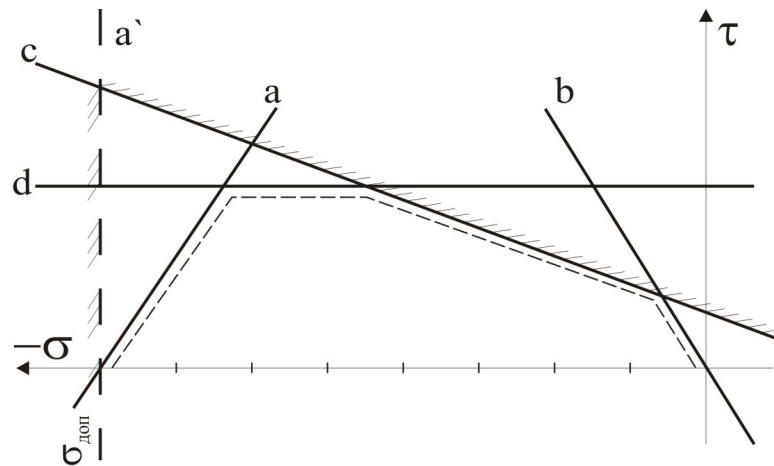


Рис. 1.23. Границы областей прочного сопротивления каменной кладки для стен, воспринимающих вертикальные и горизонтальные нагрузки [81]

Прямые, приведенные на рис. 1.23, предлагается выразить следующими уравнениями:

$$\left. \begin{array}{ll} \text{прямая} & "a": \quad \sigma_x = [\sigma] - \tau \frac{\Delta x}{\Delta y} \\ \text{прямая} & "b": \quad \sigma_x = \tau \cdot 2 \frac{\Delta x}{\Delta y} \\ \text{прямая} & "c": \quad \tau = \tau_0 + \mu \sigma_x \\ \text{прямая} & "d": \quad \tau = [Q_{\text{кирп}}] \cdot \frac{1}{2 \cdot \Delta x \cdot B} \end{array} \right\} \quad (1.14)$$

где

$[\sigma]$ - предельное сжимающее напряжение для каменной кладки;

τ_0 и μ - опытные значения, полученные авторами [81];

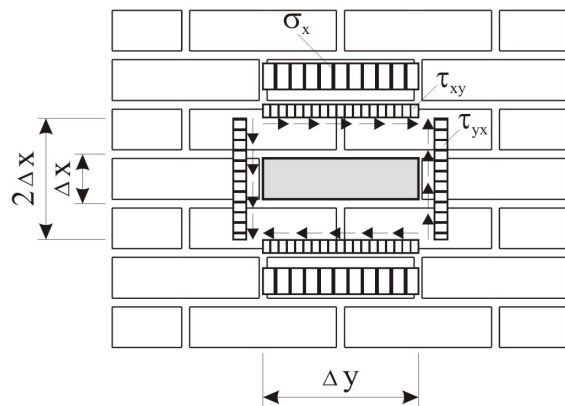
$[Q_{\text{кирп}}]$ - предельное поперечное усилие, воспринимаемое кирпичем;

определяется согласно схемы рис. 1.24 (в);

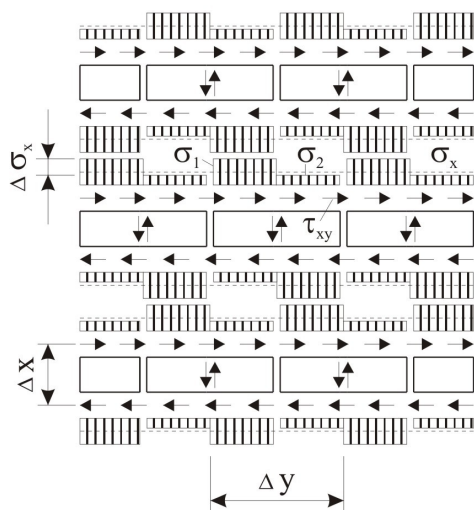
Δx и Δy - показаны на рис. 1.24 (а, б).

Авторы работ [6, 44] предложили методику расчета стен из каменной кладки, разработанную на основе каркасно-стержневой модели. Согласно этой модели работа стен из каменной кладки при совместном действии вер-

а)



б)



в)

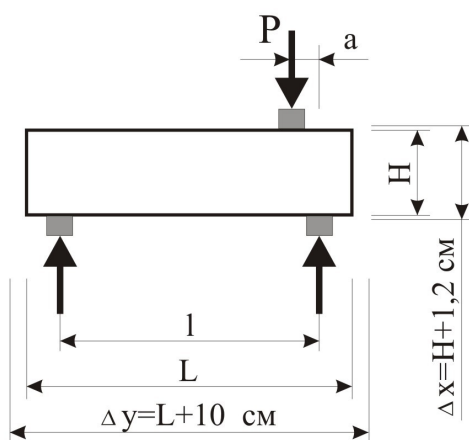


Рис. 1.24. К определению расчетных параметров критерия прочности каменной кладки, [81].

тикальных и горизонтальных сил можно представить в виде X-образных стержневых участков, оси которых входят в стержневую модель, состоящую из наклонных. Вертикальных и горизонтальных стержней рис. 1.25. Вертикальный стержень, расположенный слева от оси симметрии, испытывает сжатие, а расположенный справа от оси симметрии – растяжение. Наклонные стержни имитируют концентрированные потоки сжимающих и растягивающих напряжений, пересекающиеся в центральной части стены.

Предельным состоянием по растянутой зоне является состояние, когда напряжения в растянутой зоне достигают предельных значений. Предельным состоянием по наклонной сжато-растянутой полосе является состояние, когда напряжения в каменной кладке по ширине расчетной полосы достигает предела прочности при сжатии - γR и предела прочности при растяжении $\gamma_t R_t$ по длине полосы.

На основе разработанной расчетной модели составлены условия прочности, по растянутой зоне

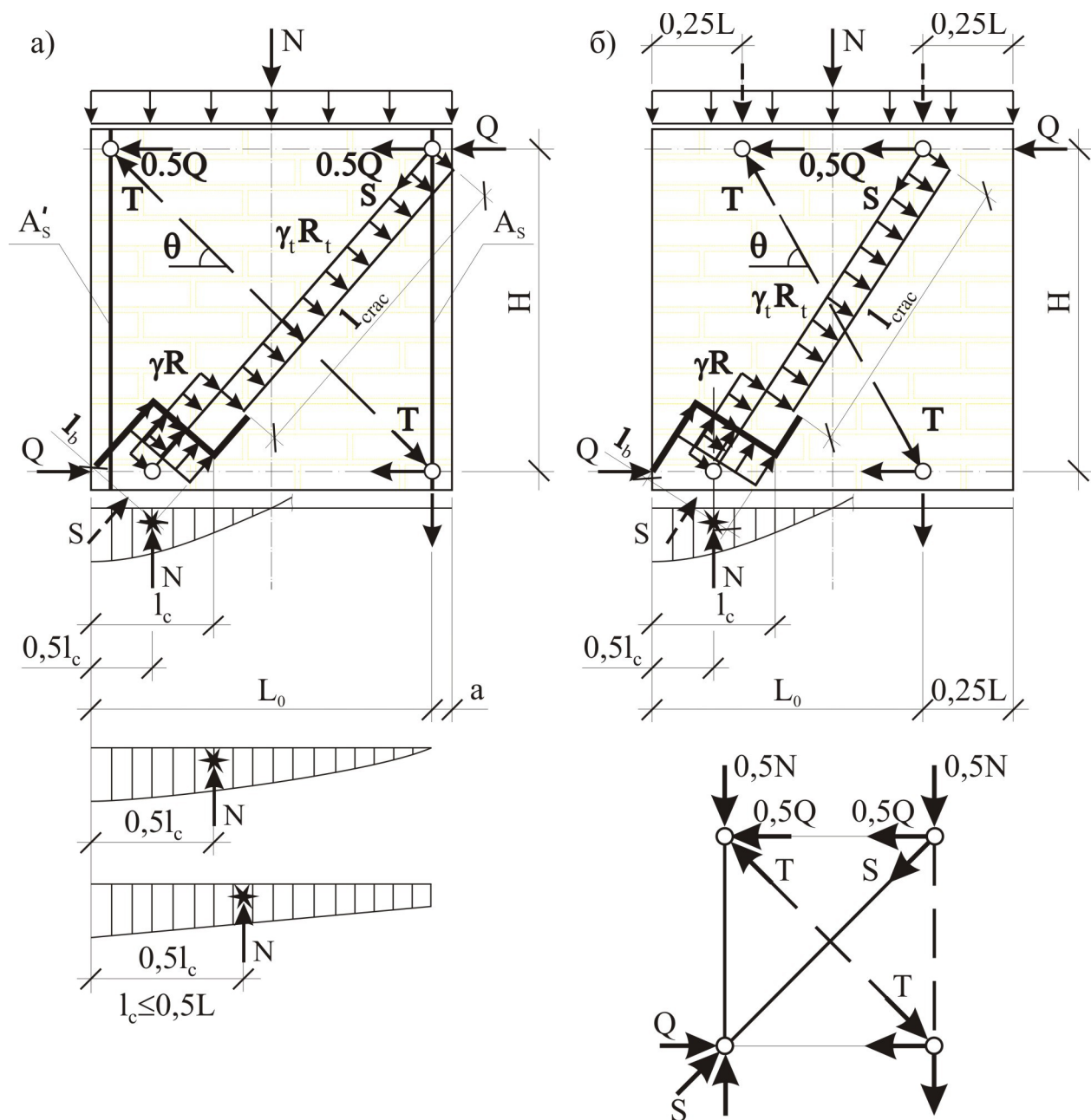
$$Q \leq 2 \cdot \gamma_s \cdot R_s / \operatorname{tg} \theta + N, \quad (1.15.)$$

по сжатой зоне

$$Q \leq \gamma_c \cdot \gamma_r \cdot \gamma_{\sigma_c} \cdot R \cdot b \cdot l_b \cdot \cos \theta + \gamma_t \cdot \gamma_{rt} \cdot \gamma_{\sigma_t} \cdot R_t \cdot b \cdot l_{crac} \cdot \sin \theta. \quad (1.16.)$$

В расчетные зависимости введена система коэффициентов, которая осуществляет идентификацию опытных и расчетных величин, а также учитывает влияние изменения соотношения сторон, влияние изменения соотношения вертикальных и горизонтальных сил и особенности каменной кладки.

Наиболее значимой работой в направлении разработки критериев прочности каменной кладки для ЭВМ с помощью МКЭ является работа [72]. Критерий прочности авторы предлагают записать в напряжениях, действующих в плоскостях, совпадающих с плоскостями постельных швов, т.е. в нормальных напряжениях перпендикулярных (σ_n) и параллельных (σ_p) постельному шву и касательном напряжении (τ) вдоль постельного шва.



○ - ключевые точки каркасно-стержневой модели

Рис. 1.25 Расчетные схемы стен из каменной кладки при совместном действии вертикальных и горизонтальных сил на основе каркасно-стержневой модели, [6, 44].

а - при наличии концентрированной арматуры в растянутой зоне; б - при отсутствии концентрированной арматуры.

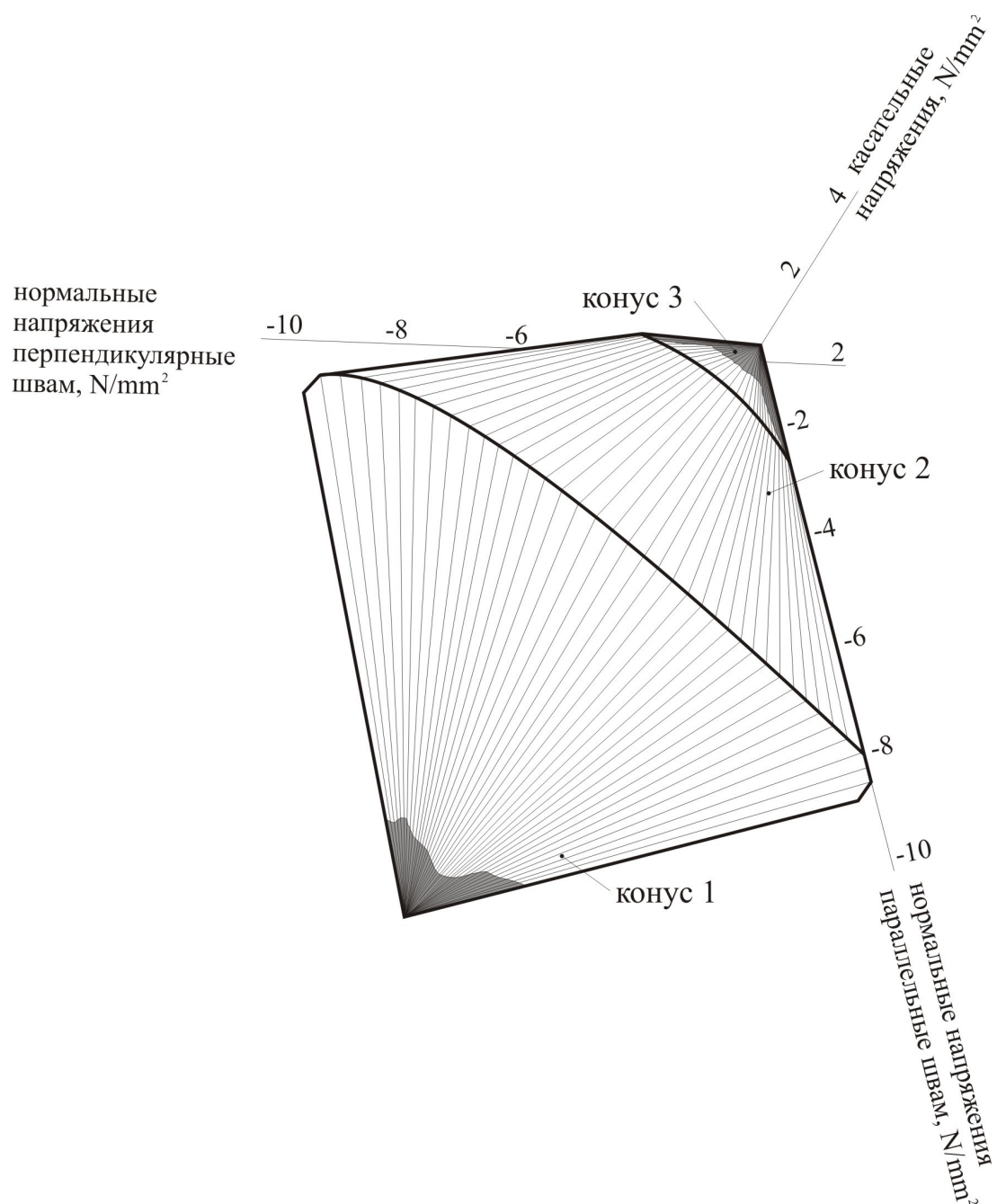


Рис. 1.27. Поверхность разрушения каменной кладки при двухосном напряженном состоянии.

Предложенные зависимости имеют вид:

$$\begin{cases} \sigma_n = [\sigma_1 + \sigma_2] / 2 - [(\sigma_1 - \sigma_2) / 2] \cdot \cos 2\theta \\ \sigma_p = [\sigma_1 + \sigma_2] / 2 + [(\sigma_1 - \sigma_2) / 2] \cdot \cos 2\theta \\ \tau = [(\sigma_1 - \sigma_2) / 2] \cdot \sin 2\theta, \end{cases} \quad (1.17)$$

где

σ_1, σ_2 и θ см. рис. 1.9.

Математическое выражение для эллиптического конуса было предложено следующего вида:

$$A\sigma_n^2 + B\sigma_p^2 + C\tau^2 + D\sigma_n\sigma_p + E\sigma_n + F\sigma_p + 1 = 0 \quad (1.18)$$

Постоянные A, B, C, D, E, F для каждого из трех конусов указаны в табл. 1.2.

Таблица 1.2.

Константы для уравнения поверхности разрушения

Конус	A	B	C	D	E	F
1	2	3	4	5	6	7
1	0,06	-0,64	-24,3	12,0	119	95,8
2	-262	-327	-3260	2720	-1860	-1110
3	29,4	-34,0	-6150	5960	-2660	-2080

Примечание: Все числа таблицы нужно умножить на 10^{-3} .

На основе компьютерной программы для зависимости 1.16 была получена пространственная поверхность прочного сопротивления каменной кладки, рис. 1.27.

1.3. Анализ и оценка экспериментальных исследований.

В обзоре экспериментальных исследований рассмотрено большинство ранее проведенных опытов по изучению двухосного напряженного состояния стен из каменной кладки.

Собранный материал анализировался на основе изучаемых факторов, принятых авторами. Наиболее весомые исследования были проведены в ЦНИИСК им. Кучеренко (более 50 фрагментов и моделей стен) и австралийскими учеными из Новокастлинского университета NSW (180 моделей стен). Программы исследований не повторяли, а дополняли друг друга. Исследовались следующие факторы - схемы нагружений; соотношение вертикальной и горизонтальной силы; способы изготовления (ручная и вибрированная кладка);

комбинации двухосного нагружения, в т.ч. с разным углом ориентации постельных швов; армирование и усиление каменной кладки включениями железобетонных элементов, в т.ч. комплексные стены; предварительное напряжение вертикальной арматуры; срез постельных швов.

По схемам нагружений, принимаемым в исследованиях, следует отметить, что их выбор обосновывался задачами проводимых исследований. В основном принимались две схемы нагружения каменной кладки. Фрагменты стен испытывались на перекося при дополнительном обжатии продольной силой (рис. 1.3, 1.4, 1.5) или без нее (рис. 1.7). Задачей таких испытаний являлось определение предельных разрушающих усилий для стен при изменении изучаемого фактора. Модели каменной кладки испытывались при действии различных комбинаций двухосного однородного нагружения, рис. 1.1, 1.6, 1.8, 1.9. Задачей исследований являлось определение критической комбинации напряжений для реализации заданного вида разрушения каменной кладки.

Увеличение несущей способности с повышением уровня вертикального обжатия отличалось в опытах, проведенных Кожариновым С.В., [38]. Причем у образцов из обычного кирпича оно проявлялось более сильно, чем у образцов из силикатного кирпича, рис.1.28.

Изменение величины вертикальной силы в широком диапазоне от 0 до разрушающей величины в опытах Пензенского ИСИ [4, 12,13] позволило получить закономерность изменения прочности стен из каменной кладки, которая характеризуется подъемом прочности $N=(0\div0,65)N_u$ и ее спадом при $N=(0,65\div1,0)N_u$, рис. 1.29, где N_u - величина разрушающей вертикальной силы при горизонтальной равной нулю.

В схемах разрушения образцов четко прослеживается закономерность изменений, определяемая соотношением вертикальных и горизонтальных сил, рис. 1.4 (б).

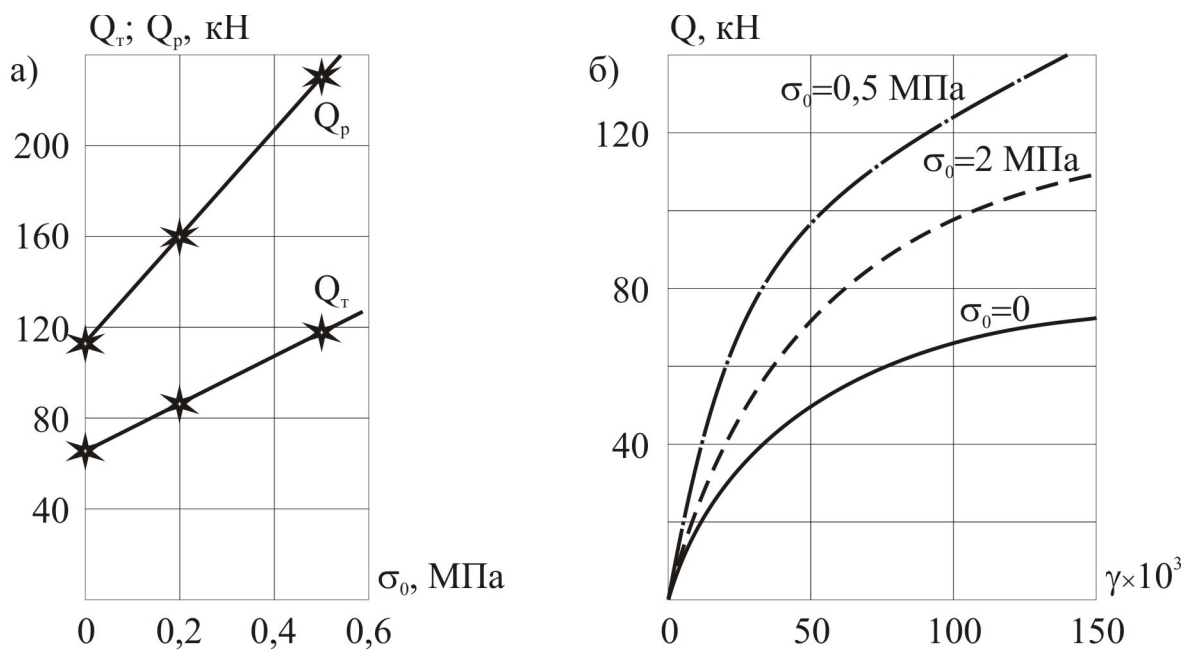


Рис. 1.28. а) зависимости Q_T (появление первой трещины), Q_P (разрушающая нагрузка) от уровня вертикального обжатия образцов (σ_0); б) графики перегиба образцов, [38].

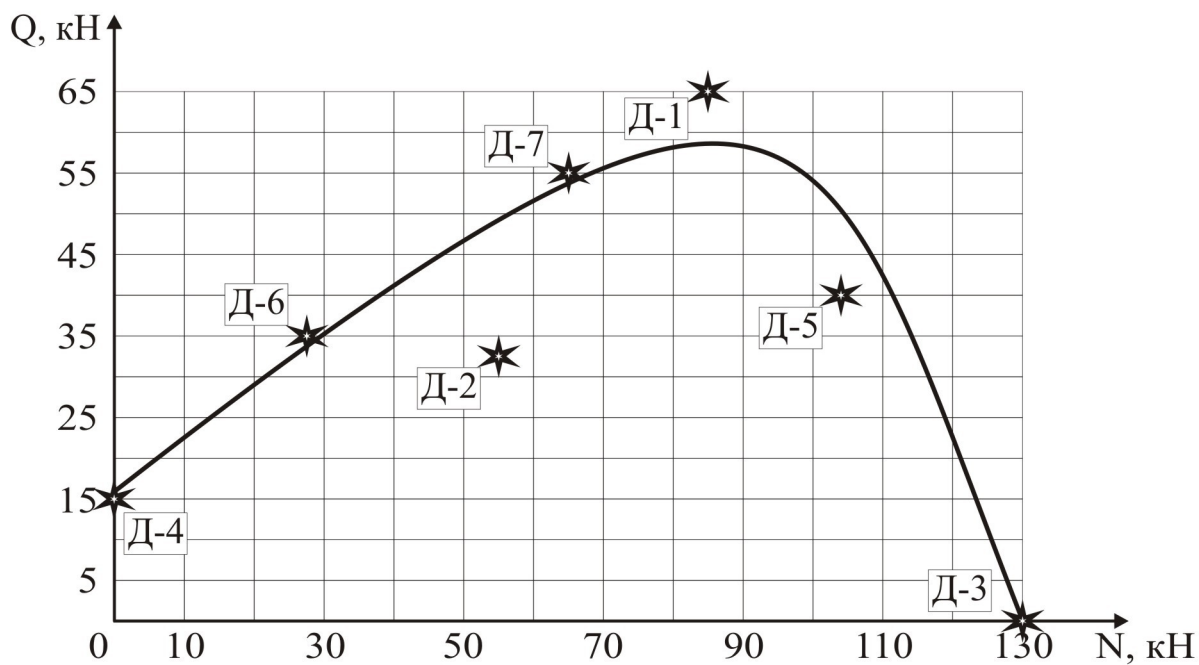


Рис.1.29. Зависимость прочности стен при разрушении горизонтальной силой Q от величины вертикальной нагрузки N , [5, 12, 13].

Первая схема соответствует разрушению при равномерном сжатии и наступает при значениях вертикальной нагрузки близкой предельной величине. Второй вид разрушения - в форме расходящихся лучей с общим основанием - наступает при значении вертикальной силы $N=(0,5\div 0,75)N_u$. Третий вид разрушения - по наклонной полосе - наступает при значении вертикальной силы $N=(0,25\div 0,5)N_u$. Четвертый вид разрушения - по наклонной трещине - наступает при малых значениях вертикальной силы $N=(0\div 0,25)N_u$.

Результаты испытания армированных образцов заметно отличаются от результатов неармированных, испытанных при тех же условиях. Разрушение неармированных образцов наступало сразу после появления первых трещин. В работах [38, 39, 57] отмечается, что армирование и усиление кладки железобетонными включениями повышает ее несущую способность при действии горизонтальных нагрузок. Наибольший эффект усиления кладки проявляется при отсутствии обжатия. Наружное расположение вертикальной арматуры также повышает эффект армирования.

Предварительное натяжение вертикальной арматуры изучалось в опытах [31, 32]. Увеличение предварительного напряжения в арматуре от 0 до 0,814 МПа позволило повысить несущую способность панелей из каменной кладки при диагональном нагружении в 3,5 раза.

Влияние способа изготовления каменной кладки изучалось Чармадовым А.К. в работе [67]. Предел прочности вибрированной кладки при сжатии перпендикулярно горизонтальным швам в 2 раза выше, чем ручной. Прочность вибрированной кладки на растяжение по неперевязанному сечению выше прочности ручной кладки в 3,07 раза, а по перевязанному сечению в 1,48 раза. Такое повышение прочностных характеристик объясняется высокой монолитностью виброкладки.

В работе [67] проведены испытания каменной кладки по двум схемам плоского напряженного состояния: сжатие-сжатие и сжатие-растяжение. По

результатам опытов построены области прочного сопротивления кладки при различных комбинациях главных напряжений, рис. 1.30.

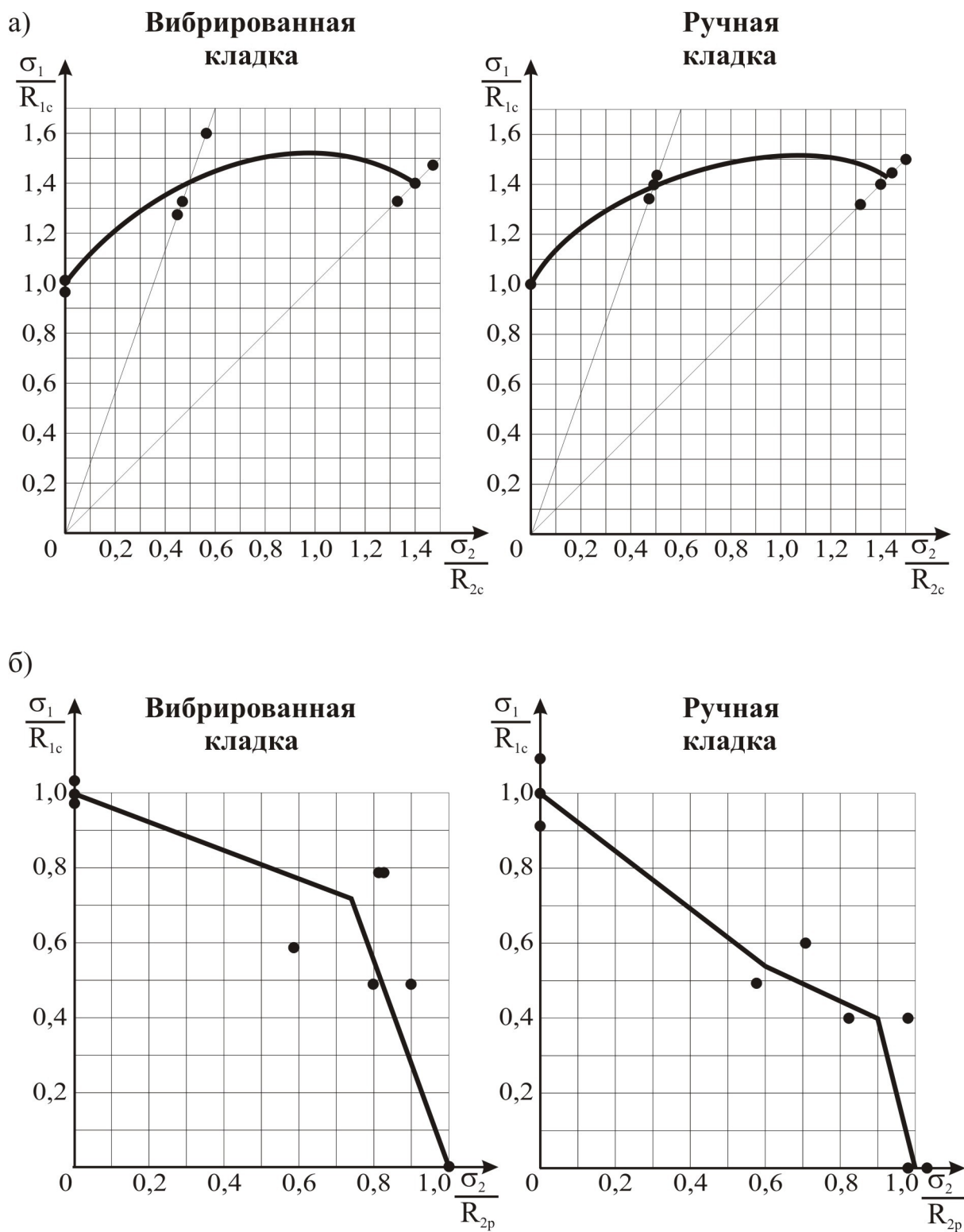


Рис.1.30. Экспериментальные кривые прочности каменной кладки, [67]
а - при двухосном сжатии при соотношениях $\sigma_1/\sigma_2=3$ и $\sigma_1/\sigma_2=1$;
б - при сжатии-растяжении.

На основе анализа схем разрушения, проведенных испытаний [67], были выявлены три механизма разрушения каменной кладки:

1. Разрушение от раздробления, проявляющееся при одноосном и двухосном неравномерном или равномерном сжатии.
2. Разрушение от отрыва, проявляющееся при одноосном и двухосном неравномерном или равномерном растяжении.
3. Разрушение от сдвига, проявляющееся при различных комбинациях сжатия-растяжения.

Влияние величины нормального обжатия на прочность каменной кладки срезу по неперевязанным сечениям изучалось в работе австралийских ученых [97]. Выявлено, что зависимость прочности растворного шва при срезе от величины сжимающей нормальной силы носит линейный характер. Кроме этого было выявлено влияние соотношения модулей упругости раствора и камня на прочность каменной кладки при срезе.

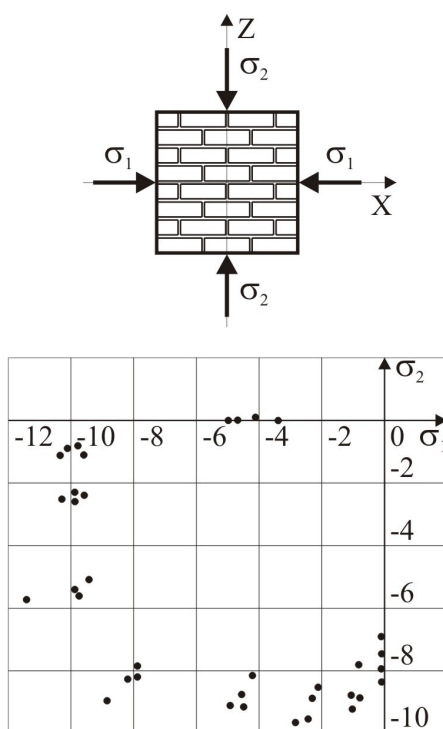
В работах зарубежных авторов [86, 72, 88, 89] определяющим направлением исследований было испытание каменной кладки при действии двухосного однородного нагружения. Программой исследований предусматривалось испытание моделей стен с различными вариантами углов наклона постельного шва относительно осей действия усилий, рис. 1.9. По результатам испытаний построены области прочного сопротивления каменной кладки (рис. 1.31) при различных комбинациях главных напряжений и углах наклона постельных швов.

На основе анализа схем разрушения были определены механизмы разрушения каменной кладки при двухосном напряженном состоянии и выделены области соотношения напряжений, разделяющие различные виды разрушений, рис. 1.32.

В участке А разрушение происходит из-за раздробления каменной кладки при действии одноосных и двухосных сжимающих усилий. В участках В и С разрушение происходит вдоль постельного шва под действи-

ем срезающих или растягивающих усилий. В участке D разрушение происхо-

а) $\theta=0^\circ$



б) $\theta=22,5^\circ$

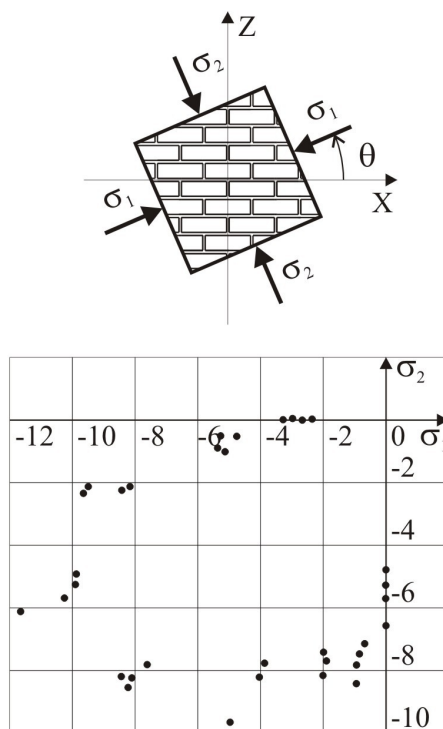


Рис. 1.31. Экспериментальные значения пределов прочности
кирпичной кладки при различных углах θ и $\mu=1$,
дит [86, 72, 88, 89].

по вертикальным швам в результате действия растягивающего или сдвигающего усилия.

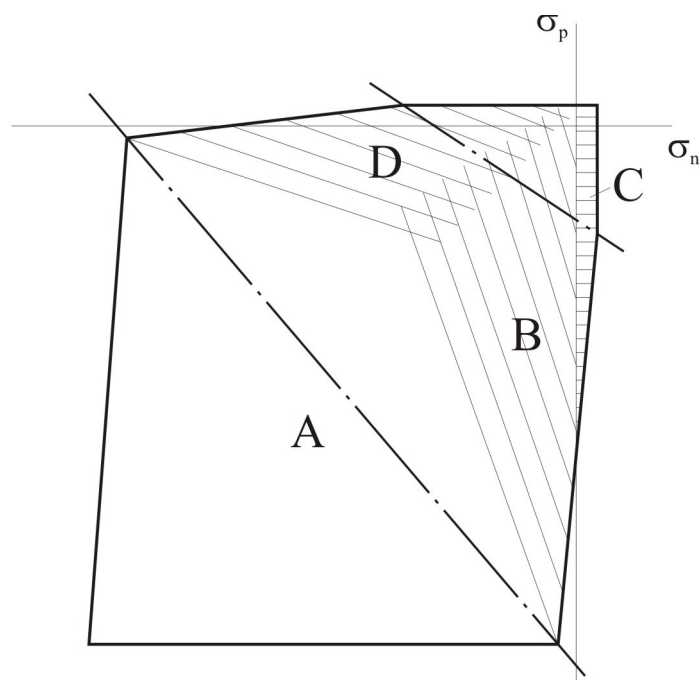


Рис. 1.32. Области напряжений, разделяющие различные виды разрушений каменной кладки

Подводя итоги анализа проведенных исследований, можно отметить, что исследования проводились по двум направлениям. В первом направлении испытывались фрагменты стен с целью изучения отдельного фактора, влияющего на их прочность. Во втором направлении испытывались модели стен с целью выявления механизмов разрушения каменной кладки и определения областей критических комбинаций, при которых они реализуются.

По первому направлению исследователями изучено довольно большое число факторов, влияющих на прочность стен из каменной кладки при совместном действии вертикальных и горизонтальных сил. Вместе с тем соотношение сил Q/N в основном не исследовалось, а принималось в экспериментальных исследованиях как постоянная величина. Исследования изменения прочности стен в зависимости от изменения вертикальной силы проведены были только в Пензенском ИСИ [4, 12, 13].

В собранных испытаниях большое внимание уделялось влиянию армирования и усиления стен. Однако не изученным остается вопрос определения граничного процента армирования. Исследование армирования, в

рассмотренных работах, не связано с выявлением общей картины напряженно-деформированного состояния, и каждый вид армирования или усиления изучался без изменения вертикальной и горизонтальной силы.

Основной объем испытаний был выполнен при диагональном нагружении стен. Однако недостатком является отсутствие способа определения размеров участков, передающих нагрузку.

Не все основные факторы исследовались на основе физического эксперимента, в т.ч. нет исследований фактора роста высоты стены.

Все программы исследований носили характер локального исследования единичного фактора, и отсутствуют исследования стен по единой комплексной программе.

Положительным является то, что по второму направлению исследования проводились с учетом ориентации постельных швов, влияющих на сопротивление кладки при двухосном нагружении.

Проведенные испытания позволили выявить механизмы разрушения каменной кладки при различных значениях главных напряжений. Это позволит в дальнейшем разработать методы расчета, основанные на МКЭ с применением ЭВМ, а также получить коэффициенты, учитывающие ортотропные свойства кладки для применения их в инженерных методах расчета.

В целом, на основе проведенного анализа собранного материала можно заключить, что проведенных к настоящему времени испытаний не достаточно, чтобы на их основе разработать методы расчета, охватывающие все возможные виды разрушения и учитывающие различные факторы, влияющие на работу стен из каменной кладки при совместном действии вертикальных и горизонтальных сил.

1.4. Анализ и оценка методов расчета

Рассмотренные в обзоре методы расчета стен из каменной кладки при совместном действии вертикальных и горизонтальных сил можно разделить на две группы. Первая группа - это инженерные методы, построенные на использовании расчетной модели, полученной на основе экспериментальных исследований. Эти методы часто используются нормативными документами в практике проектирования. Вторая группа - это методы расчета, которые основываются на критериях прочности материала, и их можно использовать в расчетах только с помощью МКЭ с применением ЭВМ.

Методы первой группы целесообразно оценить с точки зрения описания характера изменения опытной разрушающей силы, охвата возможных видов разрушения, с точки зрения предпосылок, принятых в основу методов расчета, а также полноты учета напряженно-деформированного состояния стен, с точки зрения учета работы арматуры, перехода от расчета на совместное действие вертикальной и горизонтальной силы к расчету стен на действие одной из указанных сил и с точки зрения количественного соотношения опытных и расчетных сил.

Характер изменения опытной разрушающей силы в зависимости от роста продольной силы не учитывается не одним из методов, принятых в нормах по проектированию каменных конструкций, рис. 1.13 и 1.15. Указанный характер изменения опытной разрушающей силы хорошо описывает метод расчета, предложенный Пензенским ИСИ, рис. 1.17. Однако коэффициенты, входящие в условие прочности, имеют ограниченную область применения и позволяют описывать лишь результаты опытов, проведенных в Пензенском ИСИ.

Одной из причин такого недостатка нормативных методов является то, что в своей основе рассмотренные методы имеют различные предпосылки и описывают лишь один из возможных видов разрушения.

Метод расчета внецентренно-сжатых элементов основывается на методике расчета, разработанной на основе одноосных экспериментальных ис-

следований столбов из каменной кладки, и поэтому не отражает особенности работы стен при совместном действии вертикальных и горизонтальных сил.

Разрушение в результате среза неперевязанных сечений с учетом вертикального обжатия лежит в основе метода расчета каменных конструкций на срез.

Работа вертикальной и горизонтальной (сетчатой) арматуры учитывается методом расчета внецентренно-сжатых элементов. Однако степень учета влияния арматуры на прочность стен при совместном действии вертикальных и горизонтальных сил остается недостаточной.

Методы расчета не учитывают соотношение сторон стен и не имеют плавного перехода от расчета на совместное действие вертикальной и горизонтальной силы к расчету на действие одной из указанных сил. Таким образом, отсутствует единая методика расчета стен при изменении схем нагружения.

Действующие методы расчета дают значительные отклонения опытных и расчетных сил, как в сторону занижения расчетной прочности, так и в сторону завышения прочности примерно в 2 раза, рис. 1.13 и 1.15.

Таким образом, в качестве общей оценки инженерных методов расчета можно отметить, что эти методы основываясь на различных предпосылках, недостаточно полно описывают действительное напряженное состояние стен из каменной кладки, что в значительной степени объясняется с одной стороны сложностью работы стен, а с другой - недостаточным количеством экспериментальных исследований, чтобы выявить одновременное влияние различных факторов на прочность стен.

Методы расчета, относящиеся ко второй группе, целесообразно оценить с точки зрения описания ортотропных свойств каменной кладки; описания возможных механизмов разрушения кладки; с точки зрения учета нелинейности работы материала; с точки зрения учета работы арматуры; а также с точки зрения возможности плавного перехода от работы каменной кладки

при двухосном напряженном состоянии к работе каменной кладки при любом виде одноосного напряженного состояния.

Ортотропные свойства каменной кладки учитываются в методе расчета, разработанном Гениевым Г.А. [16, 19], который основывается на теории прочности и пластичности ортотропных материалов. Другим методом, позволяющим учитывать указанные свойства каменной кладки, является метод расчета, разработанный группой австралийских ученых под руководством Page A.W. [72]. В основе этого метода лежат опытные данные, полученные при испытании каменной кладки при различных схемах нагружения (рис. 1.9) и обработанные с помощью мощной компьютерной программы по методу конечных элементов.

Все рассмотренные методы расчета второй группы учитывают нелинейность работы материала при разном подходе к решению данной проблемы. Так в работах [16, 18, 19] учет нелинейной работы заложен в уравнения равновесия, в работах [72, 84, 85] учет нелинейности осуществляется с помощью МКЭ.

Все методы расчета описывают механизмы разрушения каменной кладки при плоском напряженном состоянии, а также позволяют плавно переходить от одного вида разрушения к другому и от работы каменной кладки при двухосном напряженном состоянии к работе каменной кладки при любом виде одноосного напряженного состояния.

Недостатком рассмотренных методов является отсутствие возможности учета арматуры в работе каменной кладки.

Другим важным недостатком является отсутствие достаточно простого механизма, связывающего нагрузки, действующие на стену, с напряжениями в критических конечных элементах стены. Поэтому такие методы расчета целесообразно использовать для анализа напряженно-деформированного состояния стен на стадии разработки расчетных моделей для инженерных ме-

тодов расчета, а также для получения коэффициентов, позволяющих учитывать специфические свойства материалов.

1.5. Цель и задачи исследований.

Проведенный анализ существующих методов расчета стен из каменной кладки позволяет сделать вывод, что эти методы являются весьма приближенными, не описывают физическую работу каменной кладки в балках-стенках, не обеспечивают безопасность, и нуждаются в значительном совершенствовании. Таким образом, сложность напряженного состояния балок-стенок, при деформации железобетонных каркасов не позволяет использовать существующие методы расчета стен.

В магистерской диссертации ставились следующие задачи:

- провести систематизацию результатов экспериментальных исследований балок-стенок кирпичных зданий с различными поддерживающими балками, выполненных разными авторами;
- провести исследования напряженно-деформированного состояния балок-стенок кирпичных зданий на основе численного метода с использованием результатов испытаний фрагментов стен;
- провести анализ результатов экспериментальных исследований балок-стенок из каменной кладки с различными поддерживающими балками, выполненных за рубежом;
- разработать метод оценки балок-стенок из каменной кладки, используя ранее разработанную каркасно-стержневую модель, хорошо описывающую работу железобетонных стен.

2. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ КИРПИЧНЫХ СТЕН.

2.1. Рабочая программа экспериментальных исследований стен.

Проведенный анализ исследований кирпичных стен позволил установить, что каменная кладка в стенах работает в основном в условиях плоского напряженного состояния. Особое внимание при анализе работы кирпичных стен уделялось исследованиям стен опирающихся на поддерживающие конструкции – железобетонные и стальные балки. На основе отобранных исследований была разработана программа комплексного анализа работы выше указанных конструкций.

Программа предусматривала проведение собственных экспериментов, позволяющих оценить работу стен визуально.

Целью программы является разработка метода расчета стен, опирающихся на поддерживающие конструкции на основе расчетной каркасно-стержневой модели.

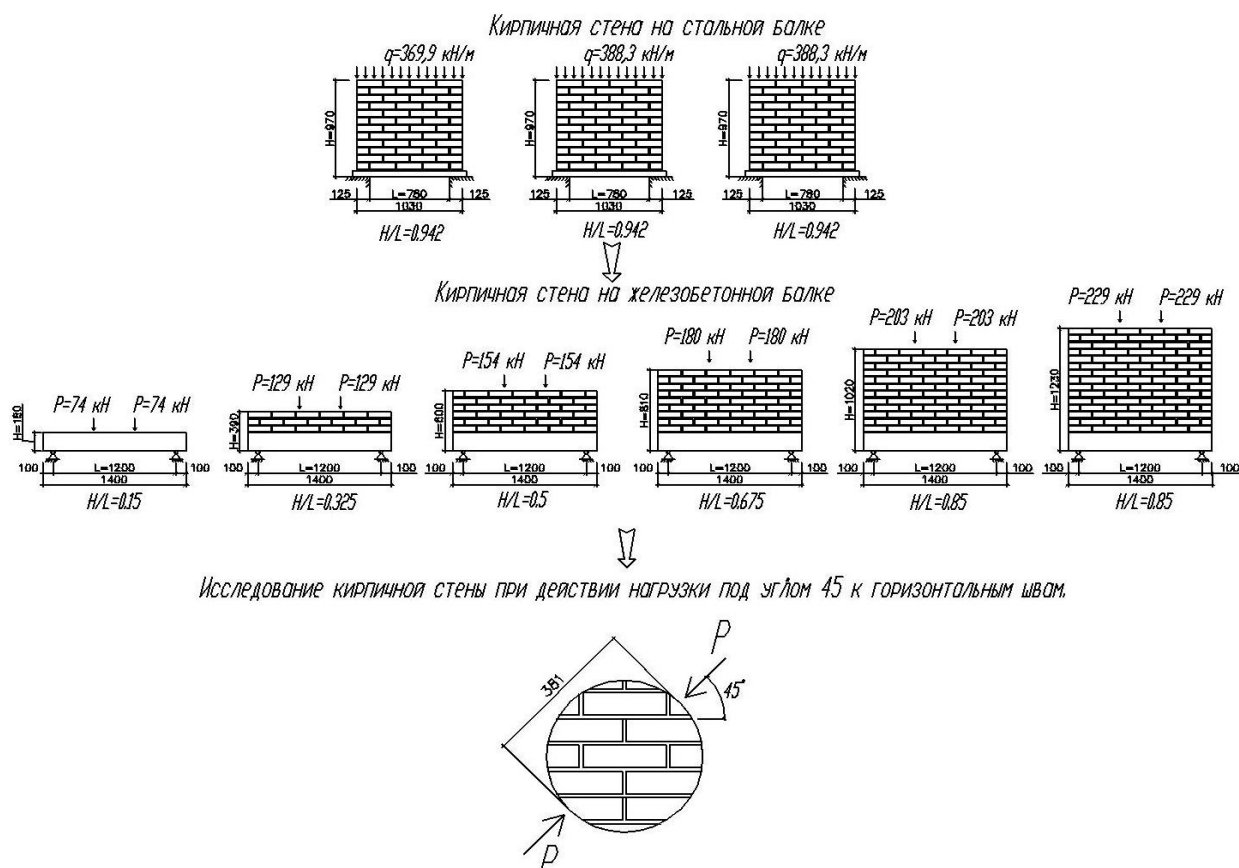


Рис. 2.1. Схема программы экспериментальных исследований стен.

Принцип построения программы исследований стен заключался в описании геометрических размеров образцов и основных факторов, влияющих на прочность стен. Схема программы показана на рис. 2.1.

Программой предусматривалось исследование трех серий образцов, в каждой из которых были свои геометрические размеры стен и способы нагружения.

В целом программа исследований позволяет получить полную информацию о характере работы и видах разрушения кирпичных стен опертых на балочный элемент.

2.2. Опытные образцы стен.

2.2.1. Первая серия образцов.

Первая серии образцов была исследована в университете EL-Mansoura, Египет. Образцы представляли собой кирпичную стену, опертую на железобетонную балку. Размеры балки в сечении 105x180 мм, длина 1400 мм. Стены выполнялись из глиняного кирпича с размерами 225x105x60 мм. Всего было изготовлено шесть серий образцов фрагментов стен толщиной 105 мм по два образца в каждой серии. Длина оставалась постоянной $L=1400\text{мм}$, а высота образцов менялась и применялась равной: $H=180\text{мм}$ без кирпичной кладки; $H=390\text{мм}$ с тремя рядами кирпичной кладки; $H=600\text{мм}$ с шестью рядами кирпичной кладки; $H=810\text{мм}$ с девятью рядами кирпичной кладки; $H=1020\text{мм}$ с двенадцатью рядами кирпичной кладки; $H=1230\text{мм}$ с пятнадцатью рядами кирпичной кладки. Кирпичи предварительно увлажнялись водой, чтобы обеспечить частичную насыщенность кирпича, что приводит к лучшей связи между кирпичом и раствором.

Схема испытаний показана на рис. 2.2.

Физико-механические свойства первой серии образцов.

Железобетонная балка изготавливалась из бетона, состоящего из гравия, песка, портландцемента и питьевой воды. Соотношение Ц:П:Г=0,3:1:1,

где Ц- цемент; П- песок; Г- гравий. Водоцементное соотношение составило 0,6.

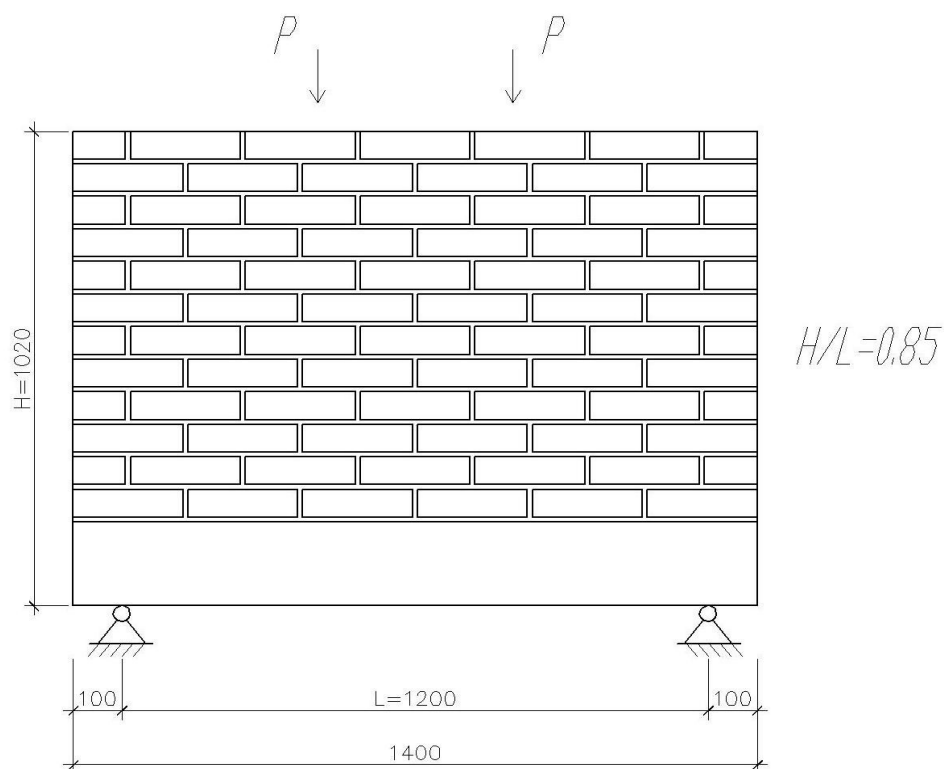


Рис. 2.2. Схема эксперимента.

Для армирования применялась высококачественная сталь. Два верхних стержня имели диаметр 10 мм, а два нижних диаметр 12 мм. Для соединения стержней в каркас использовалась поперечная арматура диаметром 6 мм, установленная с шагом 100 мм.

Среднее значение прочности кирпича при сжатии 45 кг/см^2 , водопоглощение 9,24%.

Раствор представлял собой смесь цемента, извести и песка в пропорции 1:1:6. Водоцементное соотношение 1:3.

Методика испытаний первой серии образцов.

Образец устанавливался в раму. Для приложения нагрузки использовался домкрат. Он устанавливался на двутавр. Под который подкладывались металлические ролики, для передачи вертикальной нагрузки в две точки.

Внешний вид установки показан на рис. 2.3.

Нагружение стен производилось в два этапа. Вначале нагрузка доводилась до проектного значения. После чего образец доводился до полного разрушения.



Рис. 2.3. Общий вид.

2.2.2. Вторая серия образцов.

Вторая серия была испытана на базе ПГУАС в лаборатории кафедры «Строительных конструкций». Образцы представляли собой кирпичную стену, опертую на стальной швеллер №14. Опытные стены выполнялись из глиняного кирпича, с размерами 250x120x65 мм. Всего было изготовлено три образца стен толщиной 120 мм. Длина и высота образцов принималась постоянной и равной $H=970$ мм $L=1030$ мм. Для удобства перемещения стены выкладывались на специальных металлических пластинах, позволяющих их транспортировать к месту испытания.

Конструкция опытных образцов показана на рис. 2.4.

Физико-механические свойства второй серии образцов.

Для изготовления образцов применялся глиняный кирпич с прочностью на сжатие 100 кг/см^2 и водопоглощением 12,1%.

Кладка образцов выполнялась на цементно-песчаном растворе состава 1:3 со средним пределом прочности на сжатие $R=11,7$ МПа. В качестве вяжущего применялся портландцемент марки 400, а в качестве заполнителя - кварцевый песок. Приготовленный раствор имел консистенцию, соответствующую усадке конуса 9-13 см.

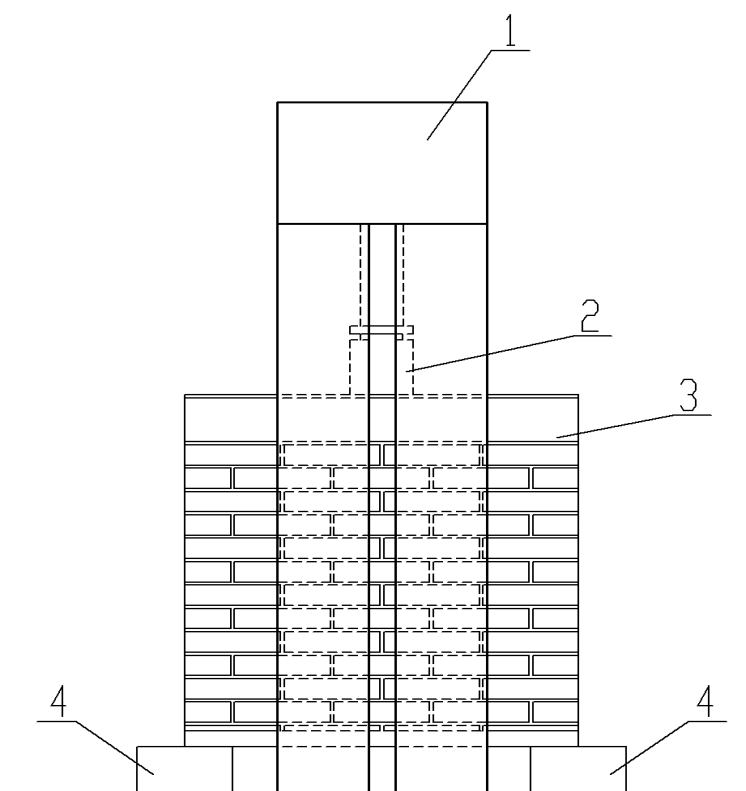


Рис. 2.4. Схема испытаний.

1-устройство для приложения вертикальной нагрузки;
2-гидравлический домкрат; 3-двутавр; 4- опоры.

Методика испытаний второй серии образцов.

Образец устанавливался на опоры (4) размером 125 мм, т.е. расстояние между опор составило 780 мм. На стену устанавливался двутавр (3), который равномерно распределял нагрузку от домкрата (2). Домкрат упирался в траверсу (1) силового поля.

Внешний вид силовой установки показан на рис. 2.5.

Нагружение стен производилось этапами по 5 тонн. После каждого этапа проводился осмотр стен. Таким образом, образец доводился до полного разрушения.



Рис. 2.5. Общий вид.

2.2.3. Третья серия образцов.

Третья серия образцов была исследована в Научно-Исследовательской Организации по Строительной Керамике в США. Было испытано пять образцов. Образцы имели круглую форму диаметром 381мм. Конструкция опытных образцов показана на рис. 2.6. Они вырезались из квадратных кирпичных элементов со сторонами 406мм и толщиной 102мм. В данном эксперименте использовался кирпич с размерами 203x102x57мм. Толщина швов принималась равной 9мм.

Физико-механические свойства третьей серии образцов.

Для изготовления образцов применялся глиняный кирпич с прочностью на сжатие 81 Н/мм^2 .

Кладка образцов выполнялась на цементно-песчаном растворе состава 1:3. Раствор набрал достаточную прочность через 28 дней. Средний предел

прочности на сжатие по данным испытания кубиков раствора составил $R=11,7$ МПа.

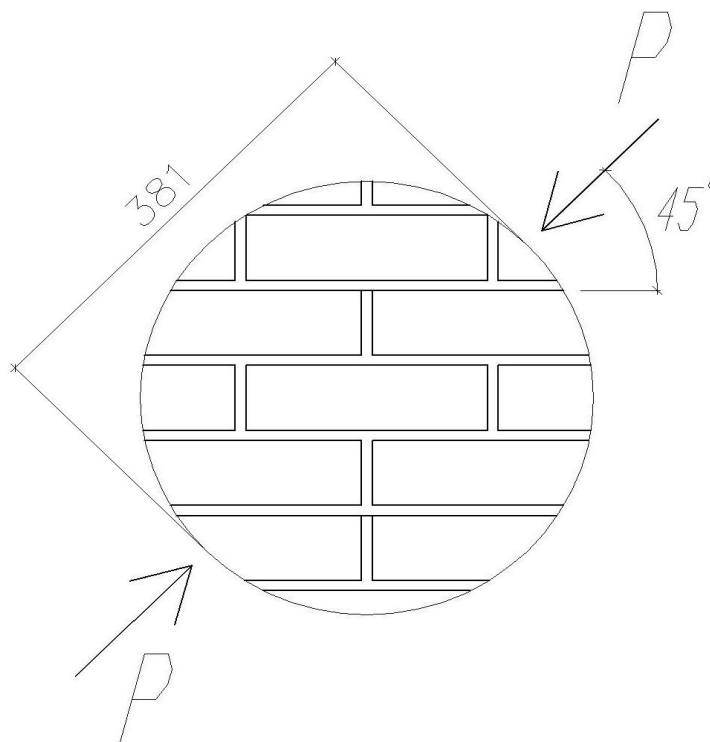


Рис. 2.6. Схема испытаний.

Методика испытаний третьей серии образцов.

Образцы испытывались под действием нагрузки сжатия под углом 45° к кирпичной кладке. Нагрузка прикладывалась к образцам через фанерные полосы толщиной 10 мм, в толщину 32 мм, то есть $1/12$ диаметра образца.

3. РЕЗУЛЬТАТЫ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ ФРАГМЕНТОВ СТЕН ИЗ КАМЕННОЙ КЛАДКИ.

3.1. Стены из каменной кладки, опирающиеся на поддерживающие балки при действии вертикальной равномерно-распределенной нагрузки.

3.1.1. Образование и развитие трещин, формы разрушения стен.

Напомним, что изучение работы стен опирающихся на стальные поддерживающие балки при действии вертикальной равномерно-распределенной нагрузки проводилось на серии из трех образцов БС-1-1, БС-1-2 и БС-1-3, с размерами $l \times H \times b$ равными 0,78x0,97x0,12 м.

Схема нагружения и схема опирания образцов данной серии не менялась, рис. 2.4. Нагружение стен производилось этапами по 5 тонн. Разрушение образцов происходило по одинаковой схеме. При достижении нагрузки 0,7 от разрушающей величины около 28 тонн, в образцах появлялась первая трещина Т-1.

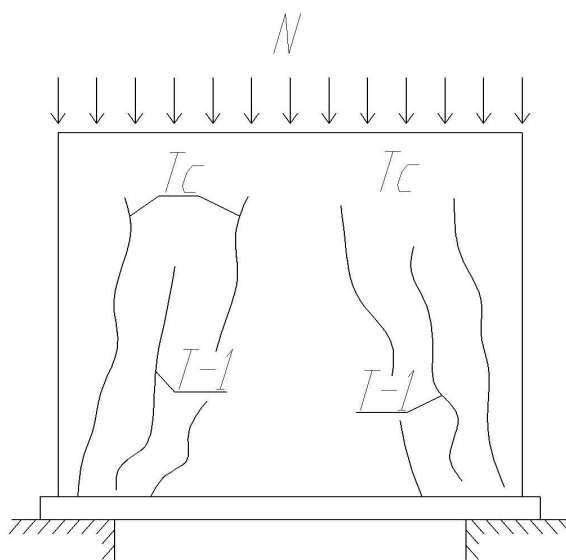


Рис. 3.1. Схема образования и развития трещин в образцах первой серии.

Трещина начиналась около одной из опорной зоны образцов, и пересекала 2-3 ряда кирпичей. Развитие трещины происходило при небольшом отклонении к средней части стены. Угол наклона ее к горизонтальным шва со-

ставлял $70-80^{\circ}$. Ширина раскрытия трещин составляла 1-2 мм. Характер образования трещин показан на рис. 3.2.-3.4.



Рис. 3.2. Характер образования трещин в образце БС-1-1.



Рис. 3.3. Характер образования трещин в образце БС-1-2.



Рис. 3.4. Характер образования трещин в образце БС-1-3.

При дальнейшем увеличении нагрузки в этом направлении образовались еще 2-3 трещины Тс, расположенные друг от друга на расстоянии 120 мм, т.е. в полкирпича. Трещины развивались как по швам, так и по кирпичам. В результате в этой зоне кладка разделилась на отдельные полосы. Нагрузка в этот момент была 32-36 тонн, что составляет 0,8-0,9 от разрушающей величины. Ширина раскрытия трещин также была в пределах 1-2 мм.

Не значительное увеличение нагрузки приводило к разрушению стен. Разрушение происходило в результате потери устойчивости одной из крайней полосы, выделенной при образовании и развитии трещин Т-1 и Тс, и сопровождалась раздроблением кирпичей в опорной зоне рис.3.2. Разрушающая величина нагрузки при этом составляла около 40 тонн.

3.1.2. Усилия образования трещин, разрушающие усилия.

Опытные величины усилий образования трещин и разрушающих нагрузок, испытанных образцов приведены в табл. 3.1.

Таблица 3.1.

Разрушающие усилия и усилия образования трещин.

№	Марка испытываемой стены	Разрушаю- щие усилия	Усилие образования трещин	
			Т-1	Тс
1	2	3	4	5
1	БС-1-1	38	26,6	32,3
2	БС-1-2	40	28	34
3	БС-1-3	39	27,3	33,2

3.2. Стены из каменной кладки, опирающиеся на железобетонные поддерживающие балки при действии двух вертикальных сосредоточенных сил.

3.2.1. Образование и развитие трещин, формы разрушения стен.

Для изучения работы стен опирающихся на железобетонные поддерживающие балки при действии вертикальных сосредоточенных нагрузок использовались эксперименты, проведенные в университете El-Mansoura, Египет.

Всего было испытано 12 образцов с шестью разными высотами кирпичной стены по 2 в каждой высоте БС-2-1, БС-2-2, БС-2-3, БС-2-4, БС-2-5, БС-2-6. Длина и ширина стен $l \times b$ не менялись и принимались равными $1,4 \times 0,105$ м. Высота кирпичной стены изменялась и принималась соответственно равной; $h_{БС-2-1} = 0$ - без кирпичной кладки; $h_{БС-2-2} = 0,21$ м - 3 ряда кирпичной кладки; $h_{БС-2-3} = 0,42$ м - 6 рядов кирпичной кладки; $h_{БС-2-4} = 0,63$ м - 9 рядов кирпичной кладки; $h_{БС-2-5} = 0,84$ м - 12 рядов кирпичной кладки; $h_{БС-2-6} = 1,05$ м - 15 рядов кирпичной кладки. Схема нагружения и схема опирания образцов не менялась, рис. 2.3.

В образцах БС-2-1 кирпичной кладки не было. Разрушение происходило стандартно и соответствовало разрушению железобетонной балки с образованием и развитием нормальных и наклонных трещин, рис. 3.5



Рис. 3.5. Характер образования трещин в образце БС-2-1.

Вначале нагружения при нагрузке равной 0,5-0,6 от разрушающей величины образовались нормальные трещины T_n высотой приблизительно равной половине высоты сечения балки. С увеличением нагрузки до 0,8-0,9 от разрушающей величины образовывались и развивались наклонные трещины T_r , по которым затем и произошло разрушение балки.

В стеновых панелях БС-2-2 с тремя рядами кирпичной кладки также вначале образовывались нормальные трещины T_n в поддерживающей железобетонной балке. Усилие их образования составляло 0,6 от разрушающей

величины и составляло 6,9 тонн. Высота трещин не превышала половины высоты сечения поддерживающей балки.

При увеличении нагрузки до 0,7-0,8 от разрушающей величины образовывались наклонные трещины T_r , соединяющие центры опорных зон с центром приложения сосредоточенных вертикальных сил. Они образовывались в опорных зонах и развивались по высоте этапами в сторону центра приложения сосредоточенной силы. Угол наклона трещин к горизонтальной оси составлял около 50° . Окончательное разрушение произошло по этим трещинам, рис. 3.6.



Рис. 3.6. Характер образования трещин в образце БС-2-2.

Разрушающее усилие в образцах БС-2-2 выросло по сравнению с усилием в образцах БС-2-1 в 1,74 раза и составило 12,9 тонн.

В образцах БС-2-3 с шестью рядами кирпичной кладки нормальные и наклонные трещины образовывались одновременно при уровне нагрузке 0,6 от разрушающей величины. Нормальные трещины T_n имели небольшую высоту равную половине высоты сечения поддерживающей балки.

Образование наклонных трещин начиналось внутри наклонной полосы кирпичной кладки. Вначале образовалась серия мелких трещин, а затем образовалась магистральная трещина, развивающаяся от центра передачи нагрузок к опорной части образца. Трещина развивалась по двум линиям

штрабообразной, проходящей по вертикальным и горизонтальным швам кладки и наклонной линии проходящей через кирпичи. Общий угол наклона трещин составил 70° . В опорной зоне трещины соединились по вертикальной линии, сопровождая срез опорной части поддерживающей балки, рис.3.7.



Рис. 3.7. Характер образования трещин в образце БС-2-3.

Разрушающее усилие в образцах БС-2-3 выросло по сравнению с образцами БС-2-1 в 2 раза и составило 15,4 тонн.

В стеновых панелях БС-2-4 кирпичная кладка составляла 9 рядов кирпича. В этих образцах вначале образовывалась серия наклонных трещин T_r внутри наклонной сжатой полосы, соединяющей опорные участки стеновых панелей и центры тяжести приложения вертикальных нагрузок, рис. 3.8.

Уровень вертикальной нагрузки в момент образования этих трещин составлял 0,7-0,8 от разрушающей величины.

По мере увеличения нагрузки трещины соединялись и удлинялись в направлении наклонной сжатой полосы. Угол наклона трещин составлял $70 - 75^{\circ}$. Ширина трещин увеличивалась. Наибольшая ширина трещин была около опорных зон стеновых панелей. Разрушение произошло в результате раздробления кирпичной кладки внутри наклонной сжатой полосы. Перед

разрушением образовывались одиночные нормальные трещины в растянутой зоне поддерживающих балок, рис. 3.8.



Рис. 3.8. Характер образования трещин в образце БС-2-4.

Разрушающее усилие в образцах БС-2-4 выросло в 2,4 раза и составило 18 тонн.

В образцах БС-2-5 с двенадцатью рядами кирпичной кладки нормальных трещин не образовывалось. Наклонные трещины T_r образовывались почти перед разрушением образцов при нагрузке 0,9 от разрушающей величины. Положение трещин сместилось к наружной грани стеновых панелей, рис. 3.9.

Угол наклона трещин увеличился до $80-85^\circ$. Разрушение произошло при незначительном увеличении нагрузки в результате скола верхних угловых частей стеновых панелей.

Величина разрушающего усилия в образцах БС-2-5 выросла по сравнению с образцами БС-2-1 в 2,74 раза и составила 20,3 тонн.

В стеновых панелях БС-2-6 кирпичная кладка составляла пятнадцать рядов кирпичей. В этих образцах нормальных и наклонных трещин не образовывалось. Разрушение произошло в результате раздробления опорных зон стеновых панелей, рис.3.10.



Рис. 3.9. Характер образования трещин в образце БС-2-5.



Рис. 3.10. Характер образования трещин в образце БС-2-6.

Усилие разрушения в стеновых панелях БС-2-6 было самым высоким 22,9 тонн. Это в 3 раза выше, чем в образцах БС-2-1.

3.2.2. Усилия образования трещин, разрушающие усилия.

Опытные величины усилий образования трещин и разрушающих нагрузок, испытанных образцов стен второй серии приведены в табл. 3.2.

Таблица 3.2.

Разрушающие усилия и усилия образования трещин.

№	Марка испытываемой стены	Усилие образования трещин	Разрушающие усилия
1	2	3	4
1	БС-2-1	2,6	7,4
2	БС-2-2	6,9	12,9
3	БС-2-3	9,4	15,4
4	БС-2-4	14,1	18
5	БС-2-5	18,9	20,3
6	БС-2-6	22	22,9

3.3. Стены из каменной кладки при действии нагрузки под углом 45° .

3.3.1. Образование и развитие трещин, формы разрушения стен.

Изучение работы стен при действии нагрузки под углом 45° к горизонтальным швам, выполнена на основа результатов экспериментов проведенных Научно-Исследовательской Организации по Строительной Керамике США. Анализ работы стен проводился с целью изучения сопротивления каменной кладки при действии главных сжимающих и растягивающих напряжений под углом к горизонтальным швам.

Было проанализировано пять образцов КС-3-1, КС-3-2, КС-3-3, КС-3-4, КС-3-5. Размеры образцов не менялись и были круглой формы диаметром 381 мм и толщиной 102 мм. Схема нагружения показана на рис. 2.6.

Разрушение образцов происходило по одинаковой схеме. Вначале при нагрузке N равной 0,8 от разрушающей величины появлялись граничный трещины сверху и снизу сжатой наклонной полосы $T_{ГВ}$ и $T_{ГН}$, рис. 3.11. Ширина трещин была равна 0,2 мм. Затем при дальнейшем увеличении силы до $N = 0,9 \div 0,95 N_u$ появлялись и развивались мелкие короткие трещины T_c внутри выделенной сжатой полосы кирпичной кладки. Разрушение происходило

в результате их объединения и образования замкнутых кольцеобразных контуров, внутри которых происходило раздробление кирпичей, рис. 3.11. Схемы траекторий развития трещин для каждого образца показаны на рис. 3.12÷3.16.

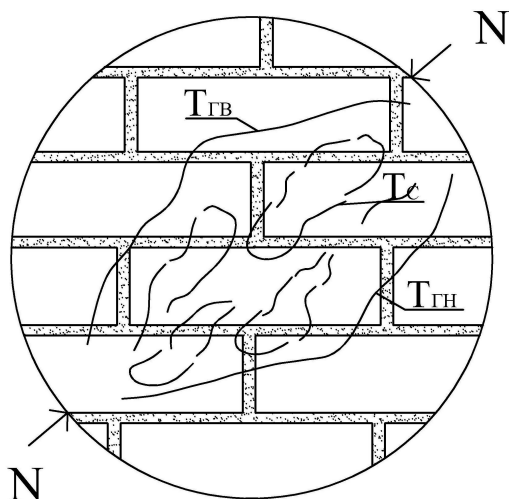


Рис. 3.11. Схема образования и развития трещин в образцах третьей серии.

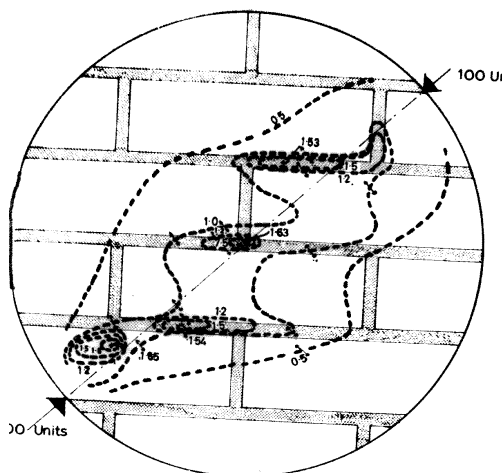


Рис. 3.12. Схема траекторий развития трещин в образце КС-3-1.

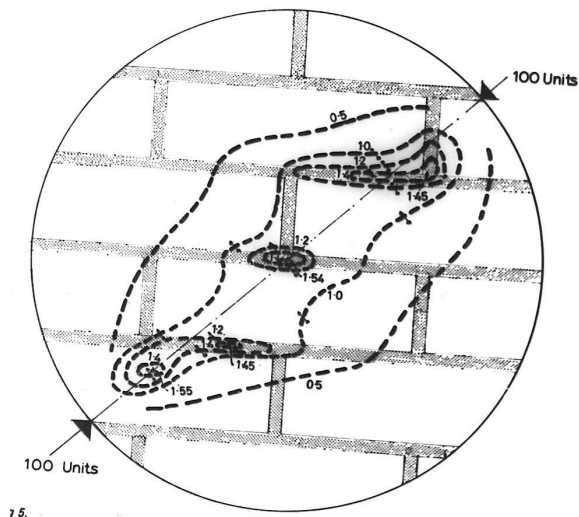


Рис. 3.13. Схема траекторий развития трещин в образце КС-3-2.

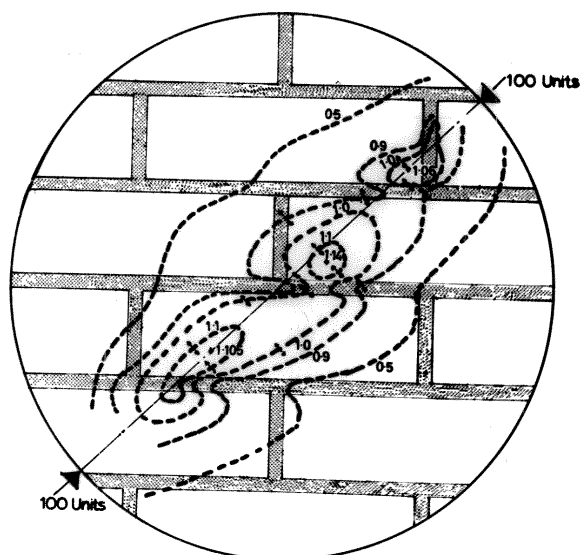
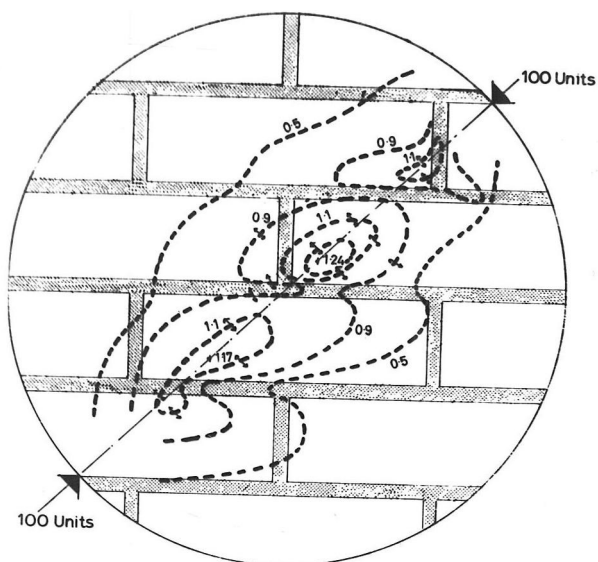


Рис. 3.14. Схема траекторий развития трещин в образце КС-3-3.



г 8.

Рис. 3.15. Схема траекторий развития трещин в образце КС-3-4.

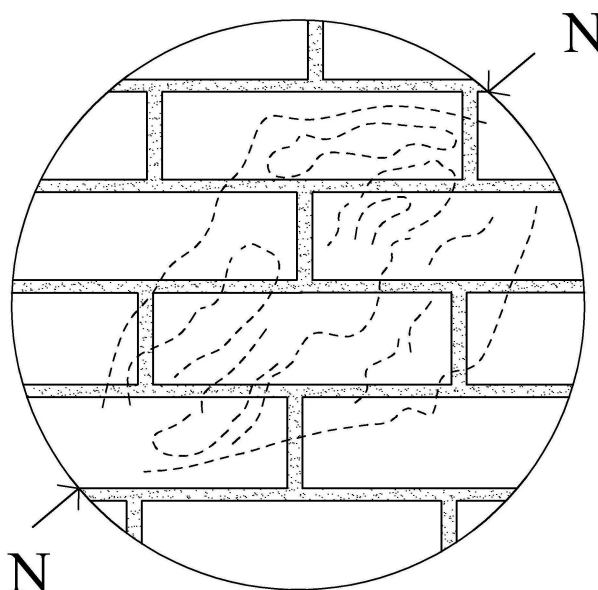


Рис. 3.16. Схема траекторий развития трещин в образце КС-3-5.

3.3.2. Усилия образования трещин, разрушающие усилия.

Опытные величины усилий образования трещин и разрушающих нагрузок, испытанных образцов приведены в табл. 3.3.

Таблица 3.3.

Разрушающие усилия и усилия образования трещин.

№	Марка испытываемой стены	Разрушающие усилия, kH	Усилия образования трещин	
			$T_{ГВ}, T_{ГН}$	T_C
1	2	3	4	5
1	КС-3-1	22	17,6	20,0
2	КС-3-2	30	24	27
3	КС-3-3	31	24,8	27,9
4	КС-3-4	32	25,6	28,8
5	КС-3-5	32,5	26	29,25

3.4. Анализ результатов испытаний.

В этом разделе ставилась задача выявить закономерность характера разрушения кирпичных стен по результатам физического эксперимента в зависимости от исследуемых факторов. Здесь ставится задача выявления типов трещин и их классификация, определение закономерности изменения разрушающих усилий.

3.4.1. Классификация трещин и схем разрушения.

Рассмотрим образование трещин в кирпичных стенах **первой серии образцов**, опирающихся на стальные швеллеры при действии равномерно распределенной нагрузки.

В этой серии было испытано три образца без изменения схемы нагружения и схемы опирания, поэтому характер разрушения в этих стенах был идентичным. Для этих образцов характерным является образование наклонных трещин Т-1 и Т-С, развитие которых начиналось от опорных зон образцов. Угол наклона трещин составлял $70-80^{\circ}$. Схема классификации трещин

показана на рис. 3.1. Развитие разрушения начиналось с образования трещин Т-1 при нагрузке 0,7 от разрушающей величины, и завершалось образованием серии трещин Т-С. Развитие этих трещин приводило к раздроблению кирпичной кладки внутри образовавшихся сжатых наклонных полос.

Анализируя схему разрушения, можно считать, что разрушение носило арочный характер, рис. 3.1.

В образцах **второй серии**, опирающихся на железобетонные балки при действии двух сосредоточенных сил, изменялась высота кирпичной стены. Всего было испытано шесть пар образцов.

В образцах этой серии образовывались нормальные T_n и наклонные трещины T_r . Количество нормальных трещин зависело от высоты кирпичной стены. В низких стенах БС-2-1, БС-2-2, БС-2-3 нормальных трещин образовывалось больше и их появление либо опережало появление наклонных трещин БС-2-1 и БС-2-2, либо было одновременным БС-2-3.

Разрушение всех образцов этой серии наступало после появления и развития наклонных трещин T_r . В этот момент образовывалась серия наклонных трещин, берега их выкрашивались, происходило раздробление кирпичной кладки внутри образовавшейся наклонной сжатой полосы. Угол наклона трещин T_r возрастал по мере увеличения высоты кирпичной кладки от 50° до 85° . В стенах серии БС-2-5 и БС-2-6 нормальных трещин не образовывалось. Схемы образования и развития трещин приведены на рис. 3.5÷3.10.

На основе анализа схем развития трещин была выявлена схема разрушения стен опертых на железобетонные балки. Перед разрушением наклонные трещины в верхней зоне образцов соединялись, образуя арочную систему. Она была характерной для всех образцов этой серии.

Таким образом, разрушение стен опирающихся на стальные и железобетонные балки может происходить по одной схеме с образованием арочной системы и последующим раздроблением кирпичной кладки внутри сжатых элементов арки.

Третья серия образцов испытывалась при действии сжимающей нагрузки под углом 45° к горизонтальным швам, и изучался процесс разрушения кирпичной кладки внутри наклонной сжатой полосы.

В образцах этой серии вначале образовывались граничные трещины $T_{ГВ}$ и $T_{ГН}$, выделяющие сжатую наклонную полосу. Разрушение происходило при интенсивном образовании и развитии трещин T_c внутри полосы и сопровождалось раздроблением кирпичной кладки, рис. 3.11÷3.16.

3.4.2. Влияние исследуемых факторов на характер работы и разрушения стен опирающихся на поддерживающиеся конструкции.

В данном разделе приводится оценка влияния конструкции поддерживающей балки и высоты кирпичной стены балки стенки на их прочность. Для наибольшей наглядности на рис. 3.17. показан график изменения опытных величин прочности испытанных образцов при изменении изучаемых факторов. При изменении конструкции опирания кирпичной стены на стальную и железобетонную балки относительная прочность стен как при действии равномерно распределенной нагрузки, так и при действии сосредоточенных сил существенно не изменялась.

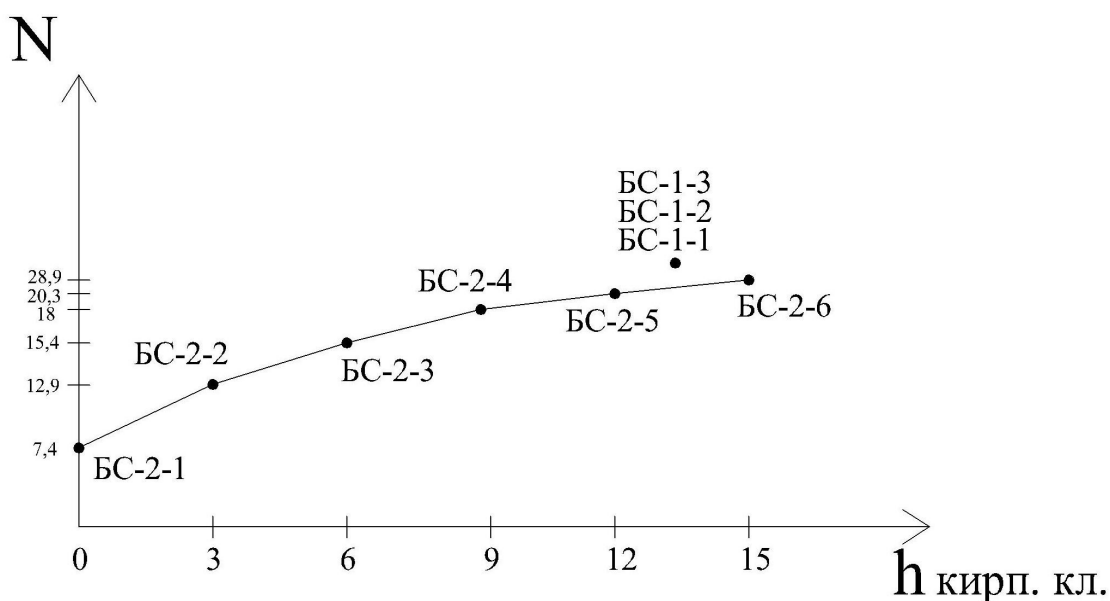


Рис. 3.17. График зависимости прочности балок-стенок при изменении высоты кирпичной кладки.

При изменении высоты стен, опирающейся на поддерживающую балку, несущая способность конструкции увеличивалась по мере роста высоты кирпичной кладки. Вначале в стенах с тремя рядами кирпичной кладки по сравнению с ее отсутствием прочность образцов возросла в 1,75 раза. При дальнейшем увеличении высоты стен с каждым шагом на 3 ряда кирпичей прочность образцов увеличивалась еще в $1,15 \div 1,2$ раза.

В образце с 12 рядами кирпичной кладки прочность повышалась в 3 раза по сравнению с образцами без кирпичной кладки.

В целом можно сказать, что увеличение высоты кирпичной кладки в балках-стенках значительно увеличивает их прочность. При этом схемы разрушения стен не изменяются и носят арочный характер. Изменяется только угол наклона сжатых наклонных полос.

Выводы и результаты по главе III.

- Анализ результатов экспериментальных исследований фрагментов кирпичных балок-стенок при действии вертикальных нагрузок показал, что главные сжимающие напряжения концентрируются в наклонных полосах от опорных зон образцов. При этом в верхней зоне наклонные полосы объединяются, и в результате образуется несущая система арочного типа.
- Произведена классификация трещин, образуемых в кирпичных балках-стенках. Установлено, что при небольшой высоте кирпичной кладки образуются нормальные и наклонные трещины. В высоких стенах образование нормальных трещин отсутствует. Разрушение происходит при интенсивном образовании и развитии наклонных трещин в наклонных сжатых полосах кирпичной кладки.
- Выявлена одна схема разрушения балок-стенок, которая квалифицируется как разрушение сжатых наклонных полос, выделенной арочной несущей системы.

- Выявлено, что несущая способность балок-стенок не зависит от конструкции поддерживающей балки и схемы передачи вертикальной нагрузки. Развитие трещин начинается от опорных зон к середине верхней части стены.
- Увеличение высоты кирпичной кладки балки-стенки от 0 до 3 рядов повышает ее прочность в 1,75 раза. Дальнейшее увеличение высоты кирпичной кладки с шагом в 3 кирпича повышает прочность балок-стенок в $1,15 \div 1,2$ раза.
- Разрушение образцов при действии нагрузки под углом 45^0 к горизонтальным швам подтверждает характер разрушения наклонных сжатых полос каменной кладки. Разрушение происходит в результате раздробления кирпичной кладки внутри выделенной наклонной полосы.

4. ЧИСЛЕННЫЙ МЕТОД ИССЛЕДОВАНИЯ СТЕН ОПИРАЮЩИХСЯ НА ПОДДЕРЖИВАЮЩИЕ БАЛКИ.

4.1. Программа исследования стен численным методом.

Производился расчет балок-стенок численным методом, методом конечных элементов по пакету прикладных программ автоматизированного проектирования строительных конструкций Лира 9.4. Целью этих исследований явилось получение информации о напряженно-деформированном состоянии фрагментов стен.

Задачей исследований стен явилось определение напряжений при различных геометрических размерах стен и разной прикладываемой нагрузки.

Программой исследований предполагалось решение следующих вопросов:

- произвести расчет фрагмента кирпичной стены с высотой равной 1,0м, длиной 1,0м опирающейся на стальной швеллер №14, нагруженную вертикальной равномерно распределенной нагрузкой равной $388,3 \text{ кН / м}$

- произвести расчет фрагментов кирпичных стен с высотами 210мм; 420мм; 630мм; 840мм; 1050мм, и длиной 1400мм опирающихся на железобетонные балки с высотой 180мм длиной 1400мм, при действии вертикальных сосредоточенных сил соответственно равных 129 кН ; 154 кН ; 180 кН ; 203 кН ; 229 кН .

- произвести расчет круглого фрагмента кирпичной стены диаметром 381мм, при действии сосредоточенной силы равной 300 кН

4.2. Расчетные схемы.

Расчетные схемы исследуемых фрагментов стен разрабатывались путем разбивки их на ячейки (конечные элементы).

Для первой серии образцов расчетная схема создавалась путем опирания балки-стенки на стержень. Балка-стенка имитировала работу кирпичной кладки, соответствующими значениями модуля упругости $E = 288 \times 10^3 \text{ Т / м}^2$ и коэффициента Пуассона $\nu = 0,25$. Балка-стенка разбивалась на 400 конечных элементов с размерами ячеек 5x5 см. Стержень моделировал работу стального швеллера №14. Расчетная схема представлена на рис. 4.1.

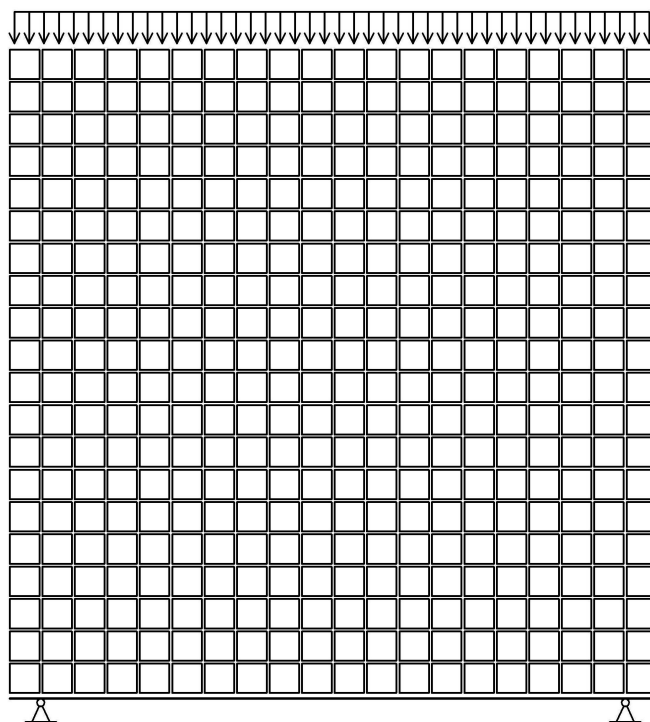


Рис. 4.1. Расчетная схема первой серии.

Для второй серии образцов расчетная схема моделировалась путем создания двух балок-стенок опертых друг на друга. Первая балка-стенка имитировала железобетонную балку и имела соответствующую жесткость. Она состояла из 28 конечных элементов с размерами ячейки 10x9 см. Вторая балка-стенка имитировала работу кирпичной кладки. Размеры ячейки составили 10x10,5 см. Количество конечных элементов менялось в зависимости от размера кирпичной кладки и составило 28; 56; 84; 112; 140. Расчетные схемы представлены на рис. 4.2.

Расчетная схема третьей серии образцов моделировалась с использованием конечного элемента треугольной формы, так как фрагмент кирпичной

стены имел круглую форму. Всего для формирования схемы использовалась 104 конечных элементов. Расчетная схема представлена на рис. 4.3.

Схема приложения и величина нагрузок во всех сериях соответствует схеме испытаний соответствующих образцов.

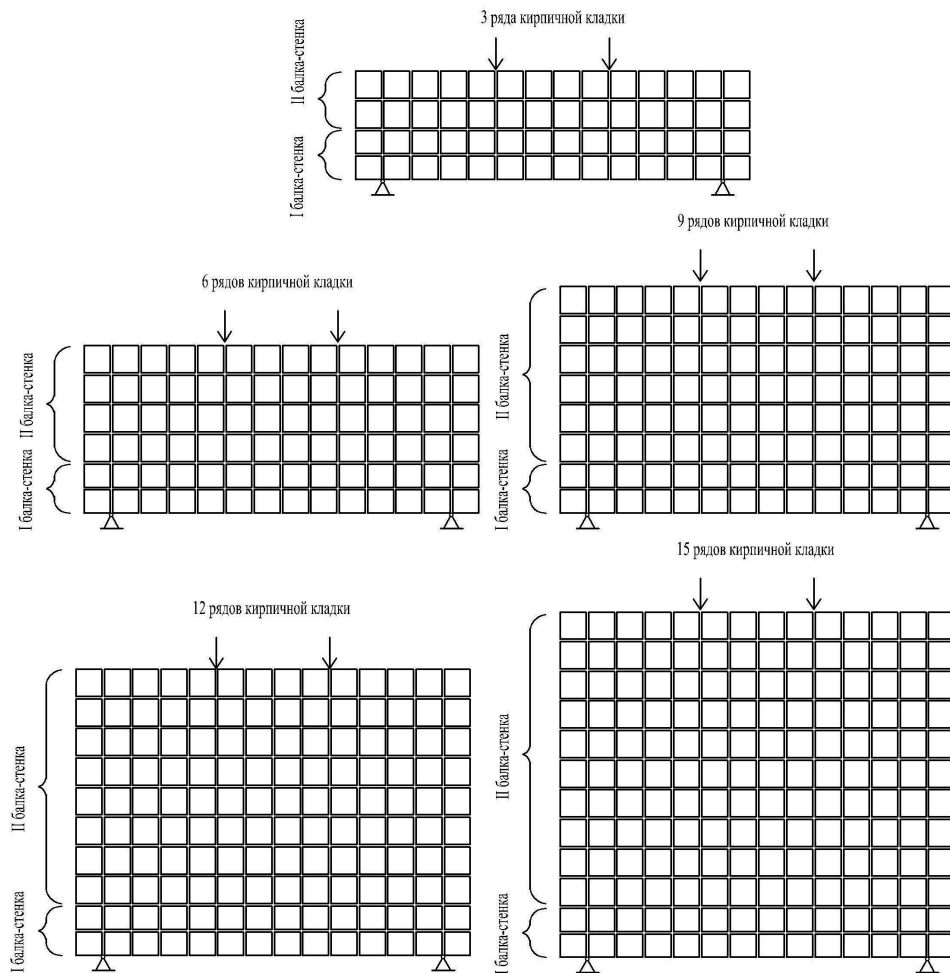


Рис. 4.2. Расчетные схемы второй серии.

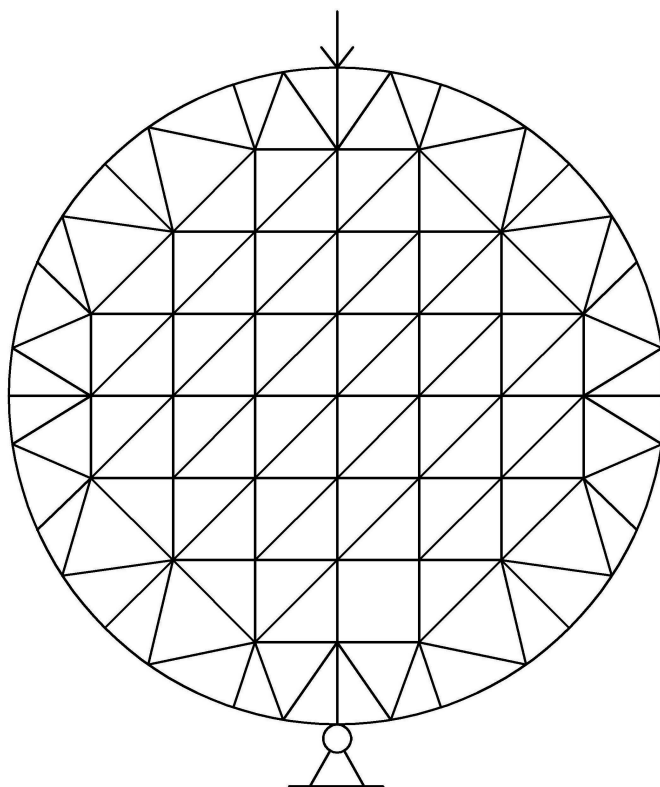


Рис. 4.3. Расчетная схема третьей серии.

4.3. Характер и анализ распределения нормальных и касательных напряжений σ_x ; σ_z и τ_{xz} по полю стен.

На рис. 4.4÷4.24. показаны эпюры распределения нормальных и касательных напряжений по горизонтальным и вертикальным сечениям, проходящим через центр тяжести конечных элементов. Характер распределения нормальных напряжений σ_x и σ_z в образцах стен серии БС-1 отличается неравномерным распределением напряжений в опорных зонах стен, и почти нулевыми значениями в зоне передачи нагрузки, рис. 4.4. и 4.5. Следует заметить, что в характере распределения напряжений σ_x присутствует сильно выраженный арочный эффект. Наибольшая концентрация напряжений σ_z наблюдается около опорных зон стены.

Распределение касательных напряжений τ_{xz} аналогично распределению напряжений σ_z , только уменьшился угол наклона линии максимальных напряжений, рис. 4.6.

Характер распределения нормальных напряжений σ_x в образцах серии БС-2, так же имеет арочный эффект расположения зон максимальных значе-

ний напряжений и изменяется при изменении высоты кирпичной кладки стены.

В образцах с наибольшей высотой стены 3÷6 рядов кирпичной кладки верхняя и нижняя зоны максимальных напряжений σ_x сливаются в средней части стены, рис. 4.7; 4.10. В стенах с высотой кирпичной кладки 9 рядов и более верхняя и нижняя зоны максимальных значений σ_x разъединяются, причем этот разрыв увеличивается по мере увеличения высоты кирпичной кладки стены, рис. 4.13; 4.16; 4.19.

При распределении нормальных напряжений σ_z в стенах серии БС-2 образуется четыре симметрично расположенные зоны. Зоны образуются, как правило, в местах опирания стен и местах передачи нагрузки на стену, рис. 4.8; 4.11; 4.14; 4.17; 4.20.

В стенах с наибольшей высотой кирпичной кладки верхние и нижние зоны максимальных напряжений σ_z соединяются в средней части стены. В высоких стенах наблюдается удаление пиковых значений напряжений σ_z друг от друга и увеличение области пересечения зон максимальных значений напряжений σ_z , рис. 4.14; 4.17; 4.20.

При распределении касательных напряжений τ_{xz} выделяется две зоны максимальных значений напряжений. Эти зоны соединяют опорные зоны и зоны передачи сосредоточенных нагрузок, рис. 4.9; 4.12; 4.15; 4.18; 4.21.

Положение зон максимальных касательных напряжений τ_{xz} не зависит от высоты кирпичной кладки стен, изменяется только угол их наклона.

В образцах с диагональным приложением нагрузки, так же образовывались полосы максимальных напряжений σ_x ; σ_z ; τ_{xz} в направлении грузовых площадок приложения сжимающей нагрузки, рис. 4.22÷4.24.

В распределении касательных напряжений области максимальных значений напряжений располагались в зонах передачи нагрузки и в средней зоне стены, рис. 4.24.

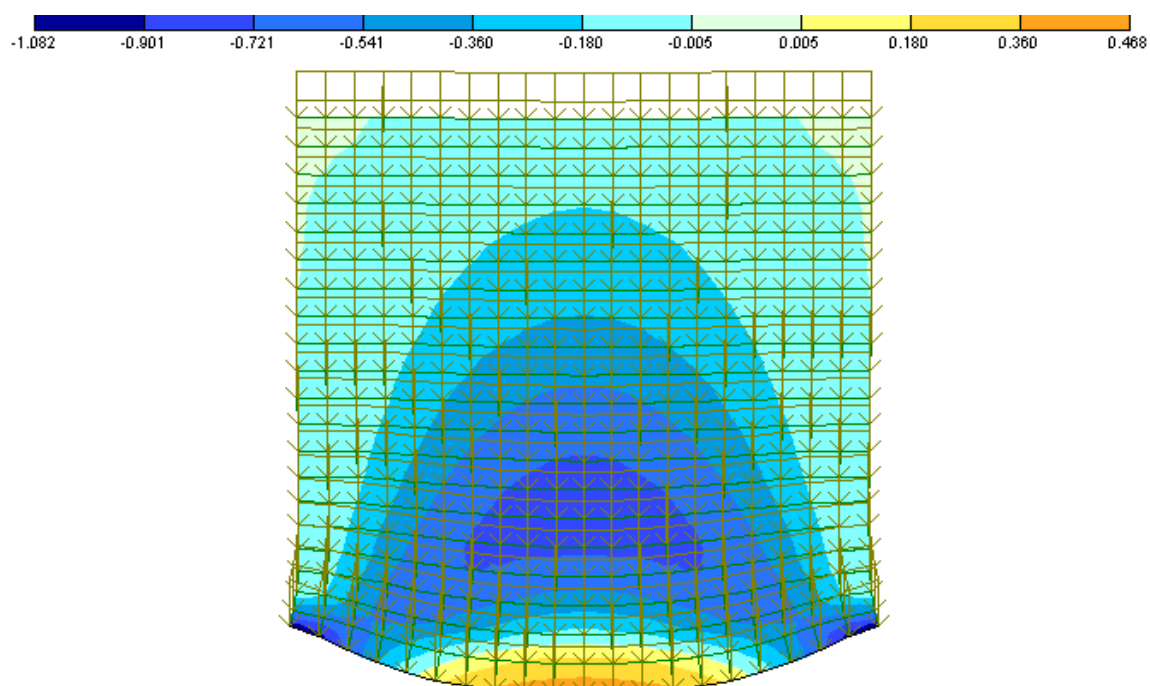


Рис. 4.4. Эпюры напряжений σ_x первой серии образцов.

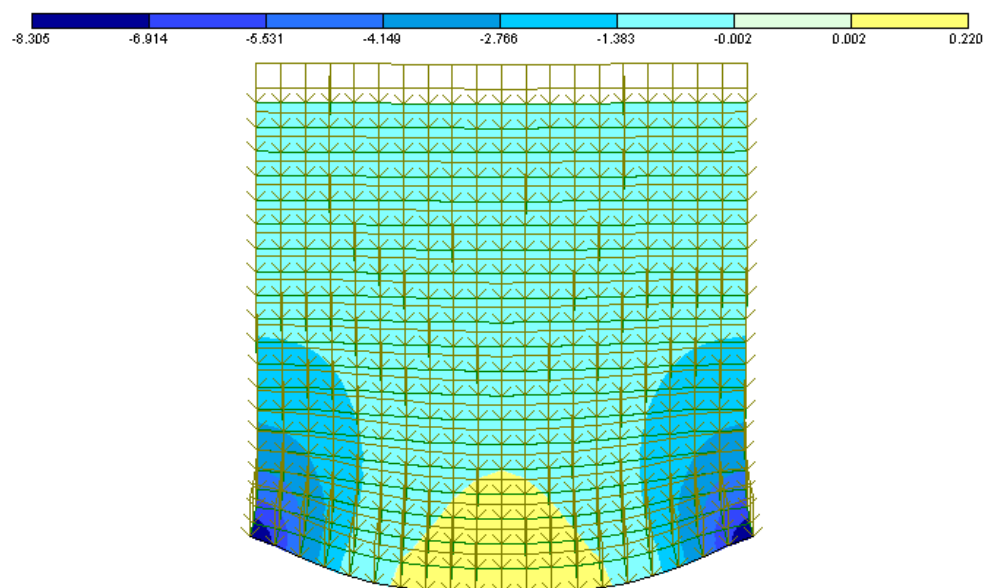


Рис. 4.5. Эпюры напряжений σ_z первой серии образцов.

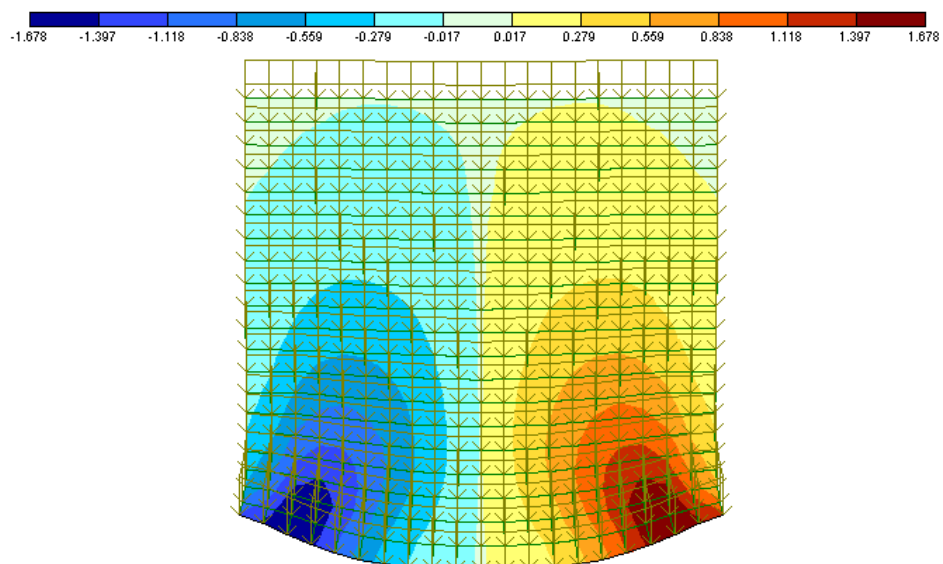


Рис. 4.6. Эпюры напряжений τ_{xz} первой серии образцов.

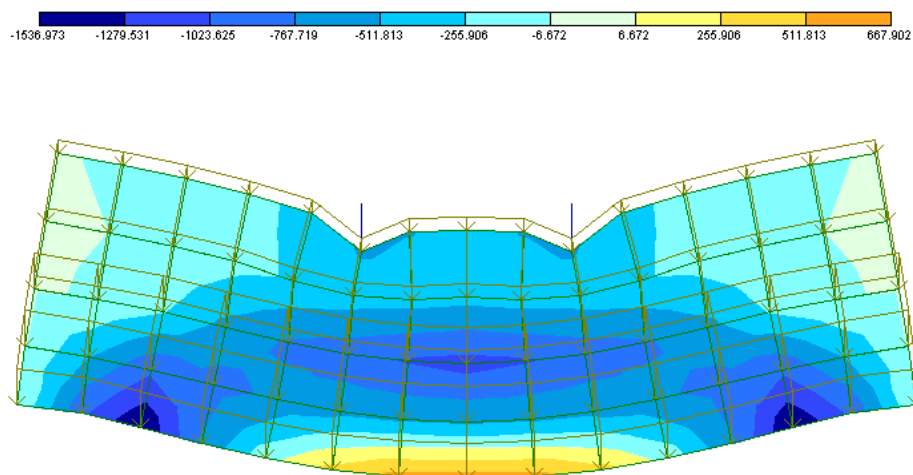


Рис. 4.7. Эпюры напряжений σ_x второй серии образцов с 3 рядами кирпичной кладки.

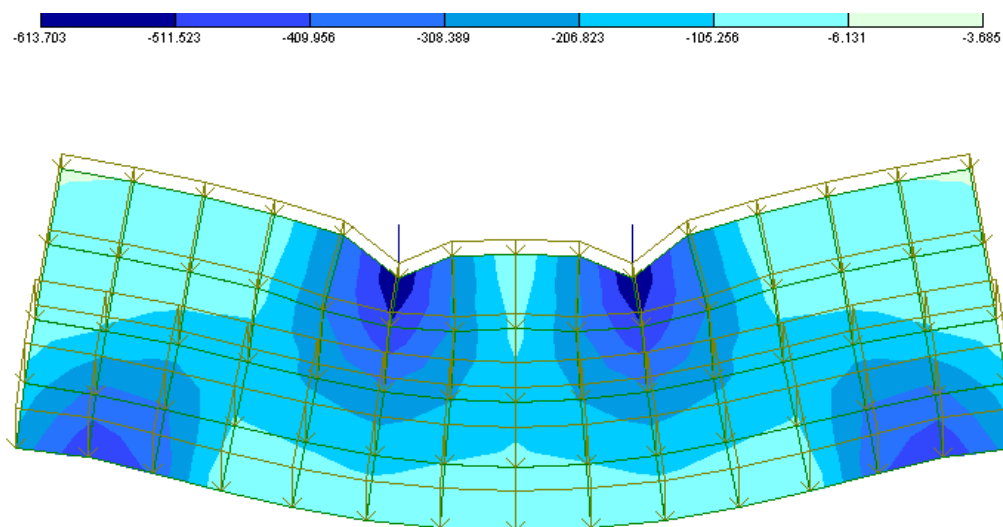


Рис. 4.8. Эпюры напряжений σ_z второй серии образцов с 3 рядами кирпичной кладки.

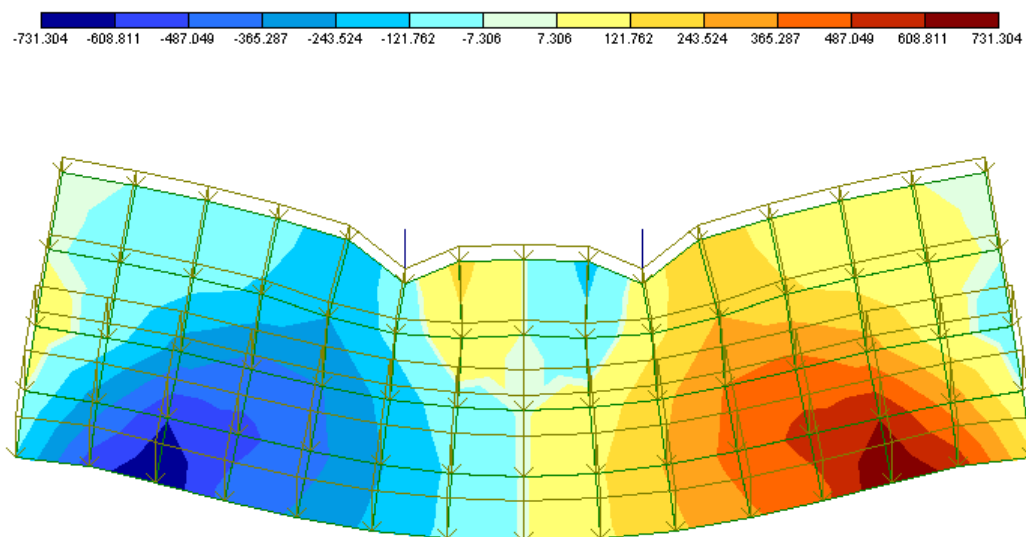


Рис. 4.9. Эпюры напряжений τ_{xz} второй серии образцов с 3 рядами кирпичной кладки.

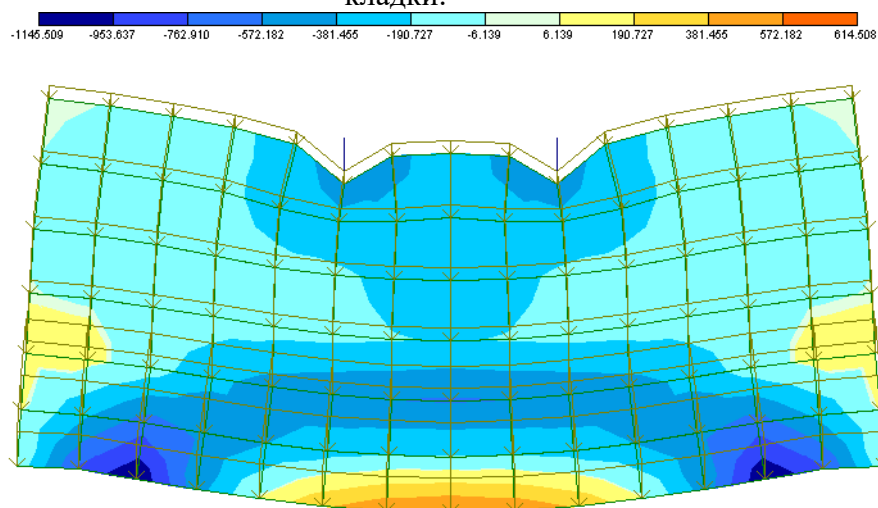


Рис. 4.10. Эпюры напряжений σ_z второй серии образцов с 6 рядами кирпичной кладки.

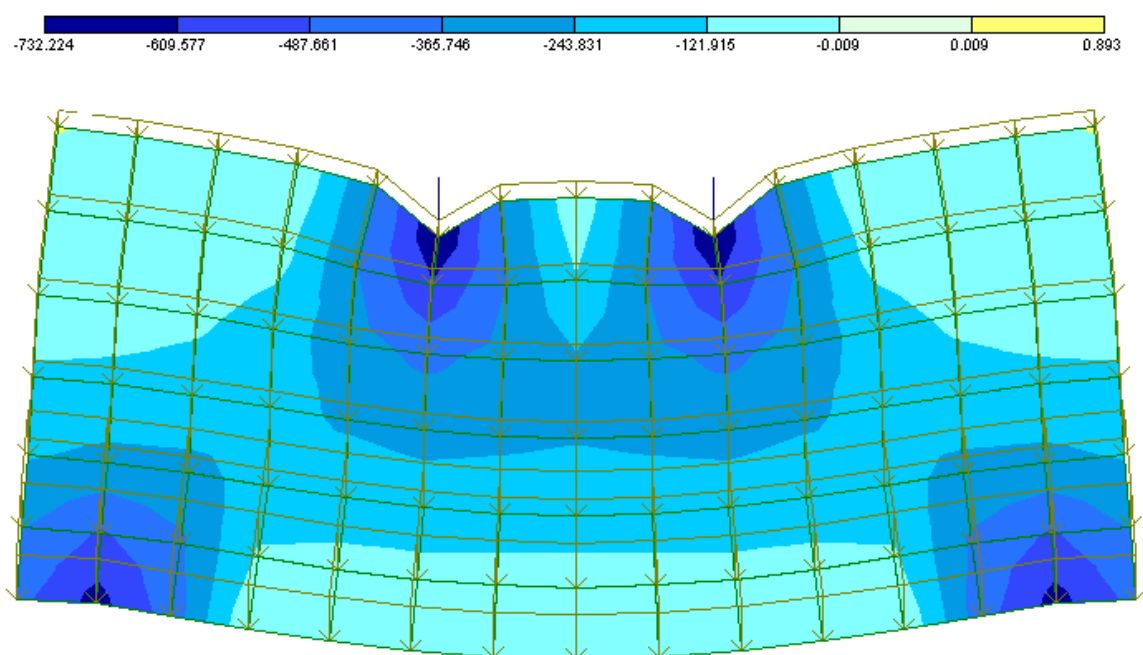


Рис. 4.11. Эпюры напряжений σ_z второй серии образцов с 6 рядами кирпичной кладки.

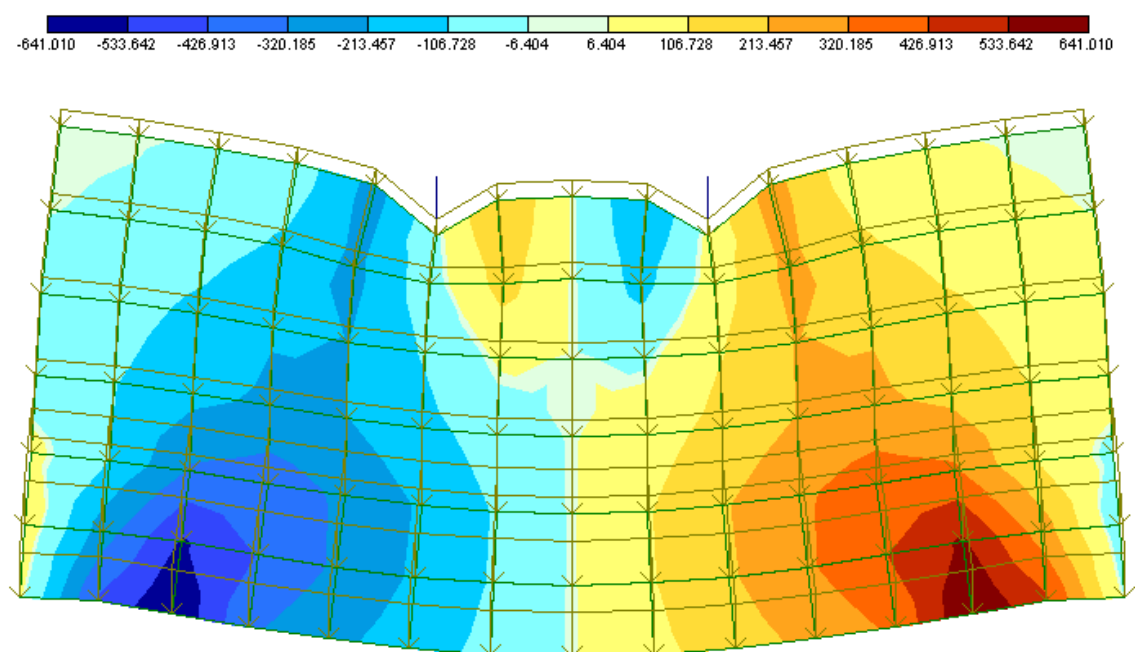


Рис. 4.12. Эпюры напряжений τ_{xz} второй серии образцов с 6 рядами кирпичной кладки.

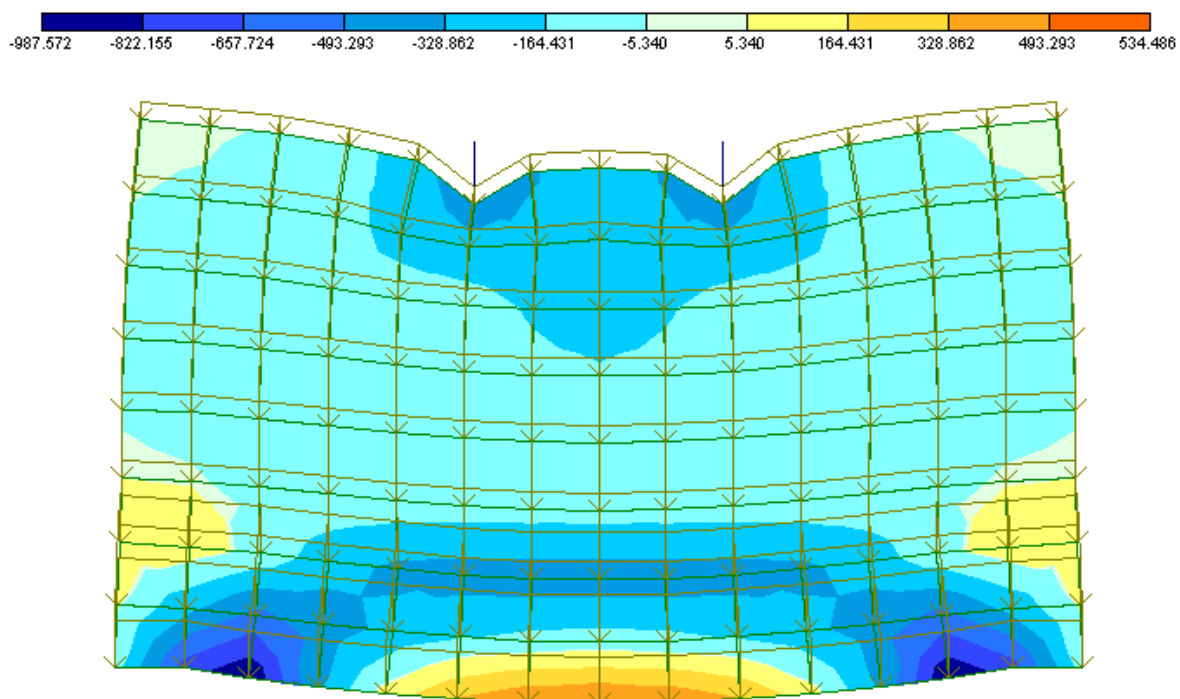


Рис. 4.13. Эпюры напряжений σ_z второй серии образцов с 9 рядами кирпичной кладки.

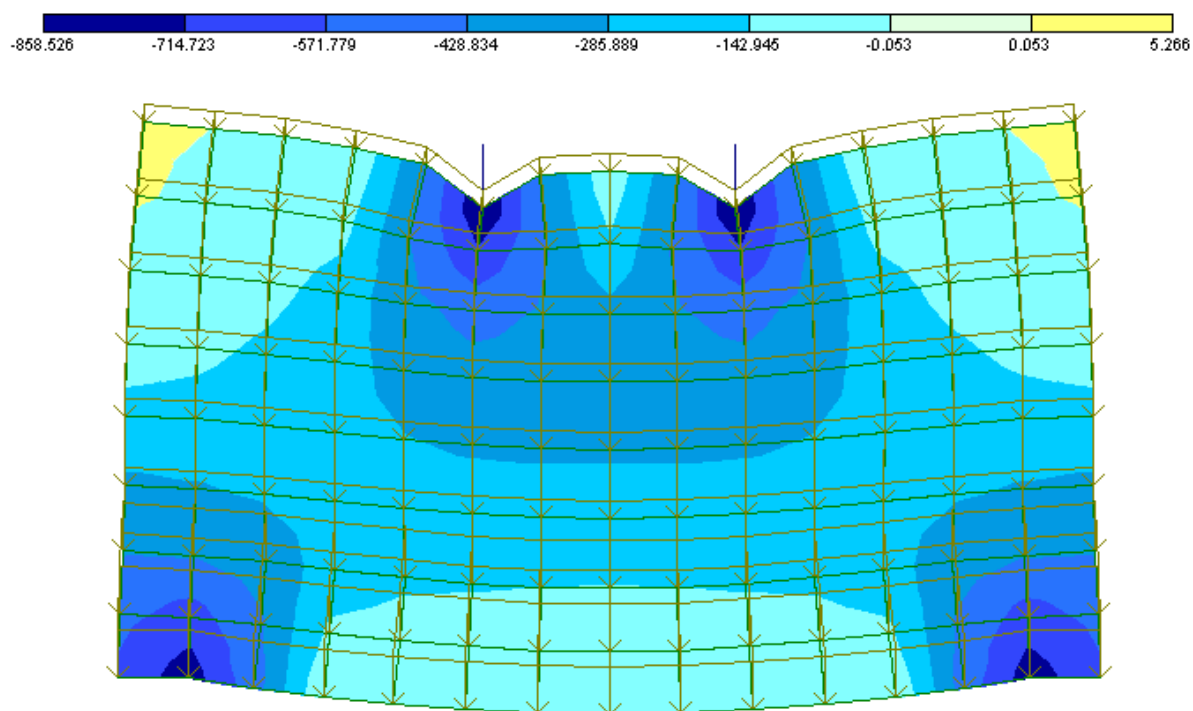


Рис. 4.14. Эпюры напряжений σ_z второй серии образцов с 9 рядами кирпичной кладки.

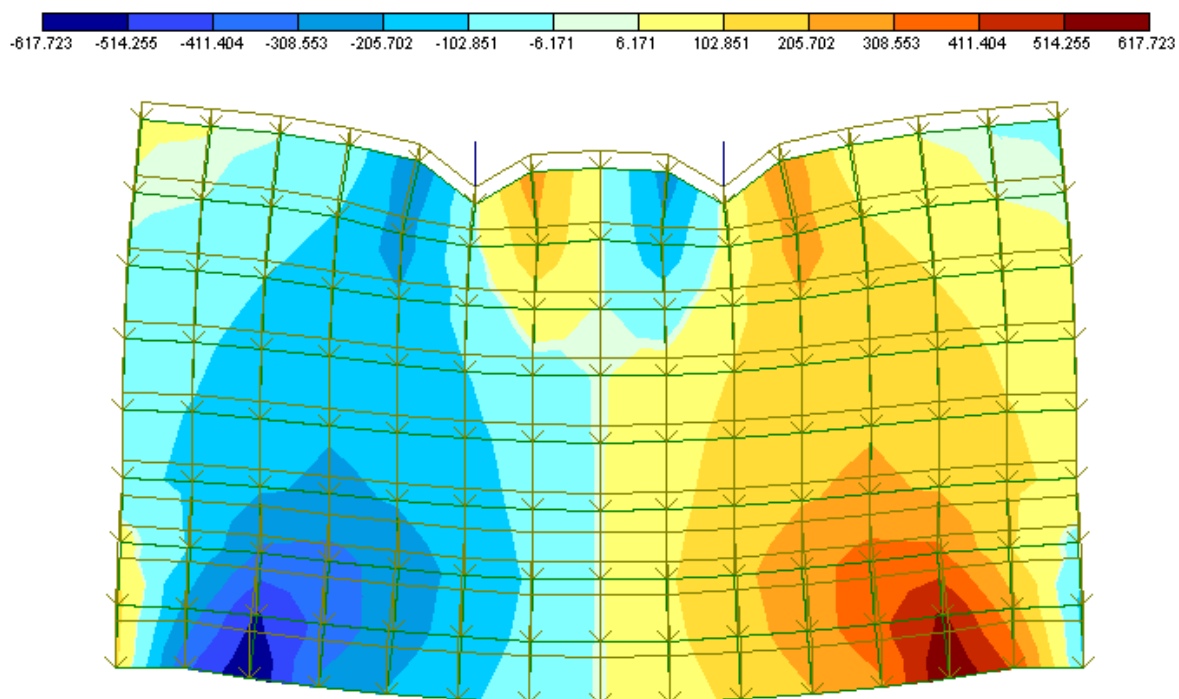


Рис. 4.15. Эпюры напряжений τ_{xz} второй серии образцов с 9 рядами кирпичной кладки.

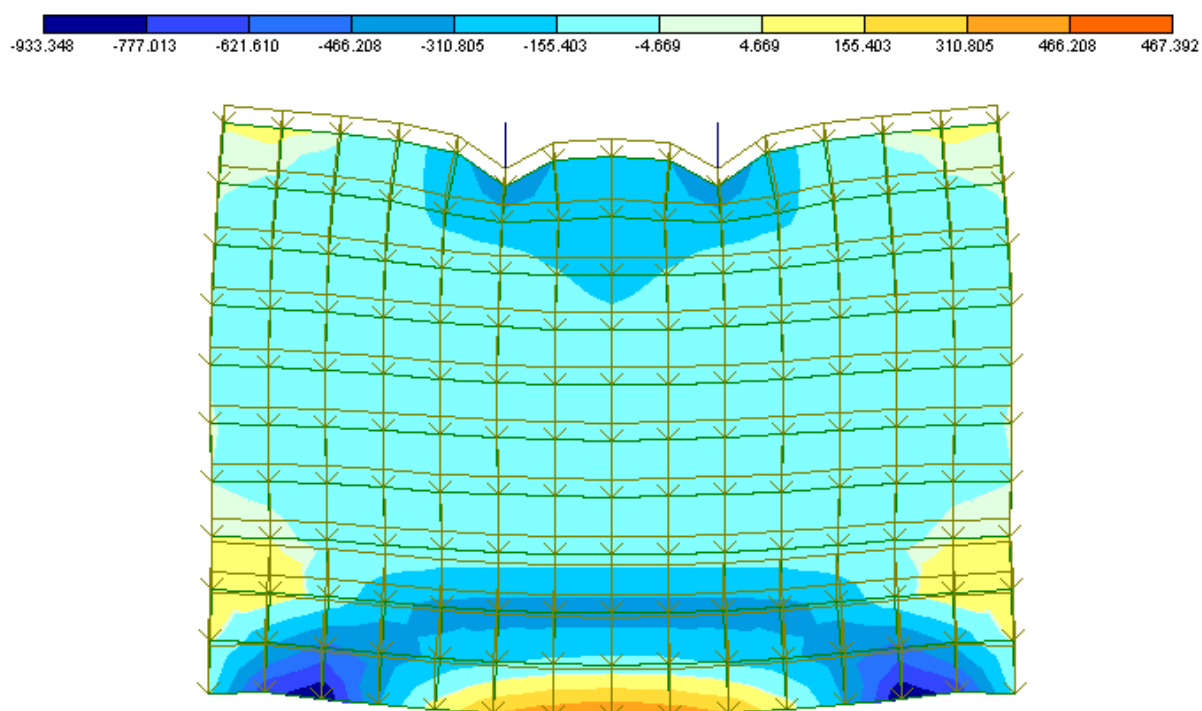


Рис. 4.16. Эпюры напряжений σ_z второй серии образцов с 12 рядами кирпичной кладки.

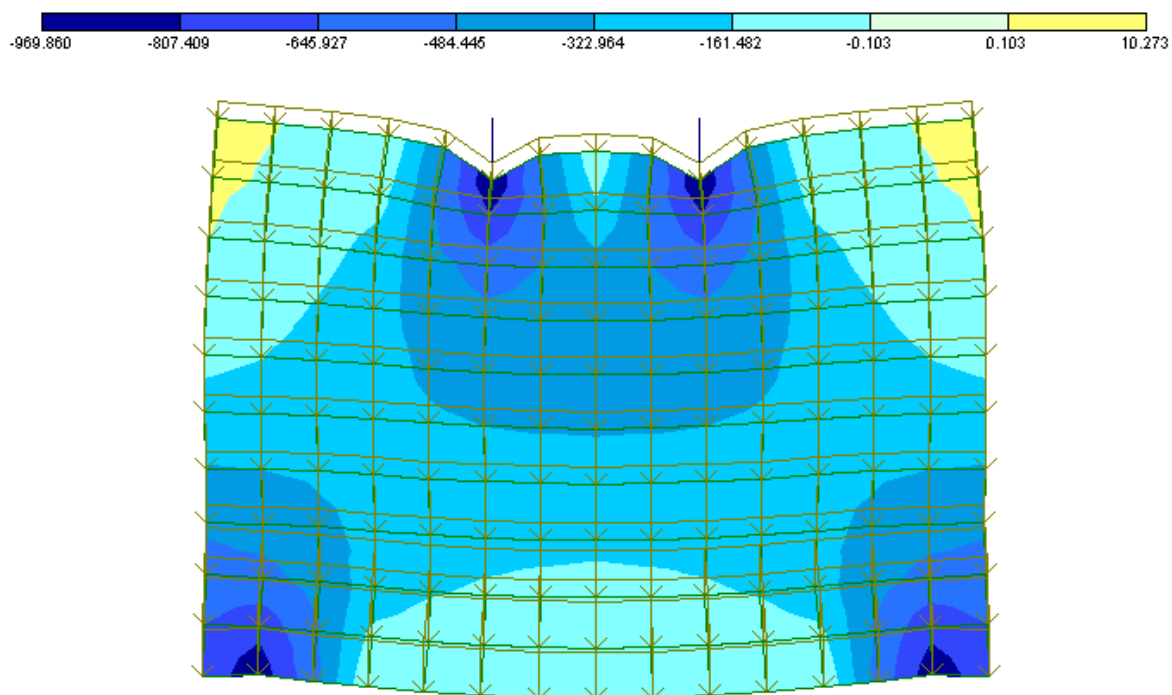


Рис. 4.17. Эпюры напряжений σ_z второй серии образцов с 12 рядами кирпичной кладки.

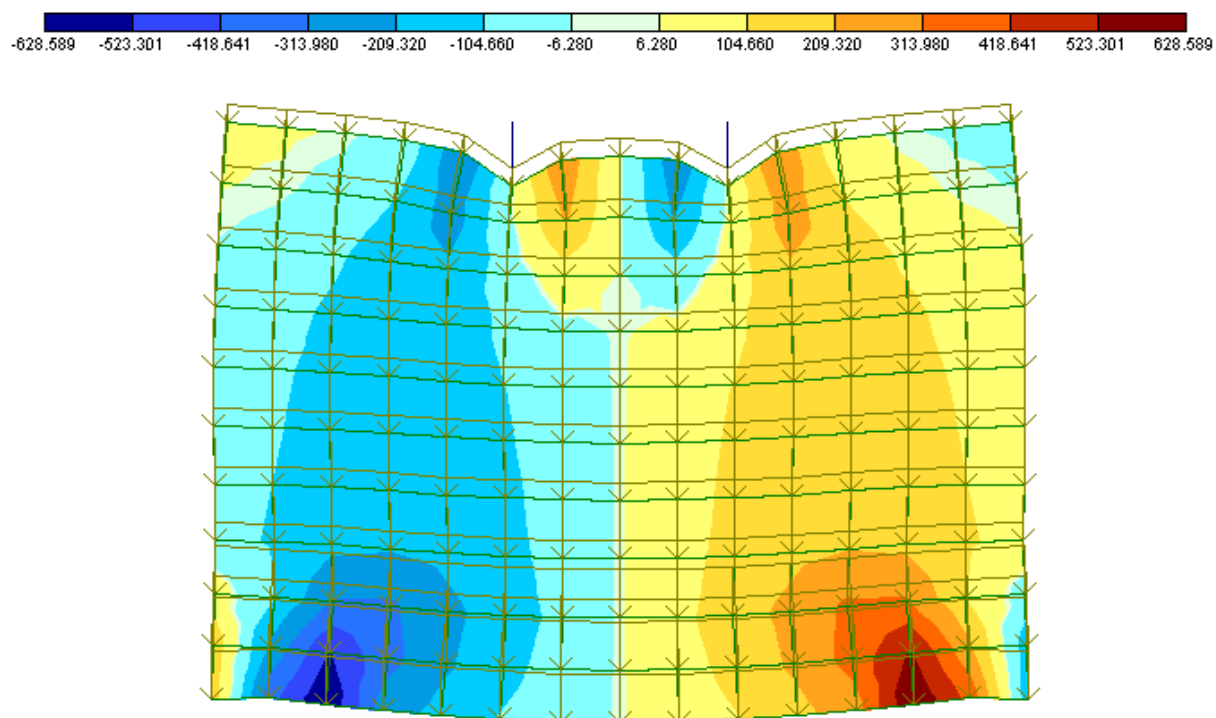


Рис. 4.18. Эпюры напряжений τ_{xz} второй серии образцов с 12 рядами кирпичной кладки.

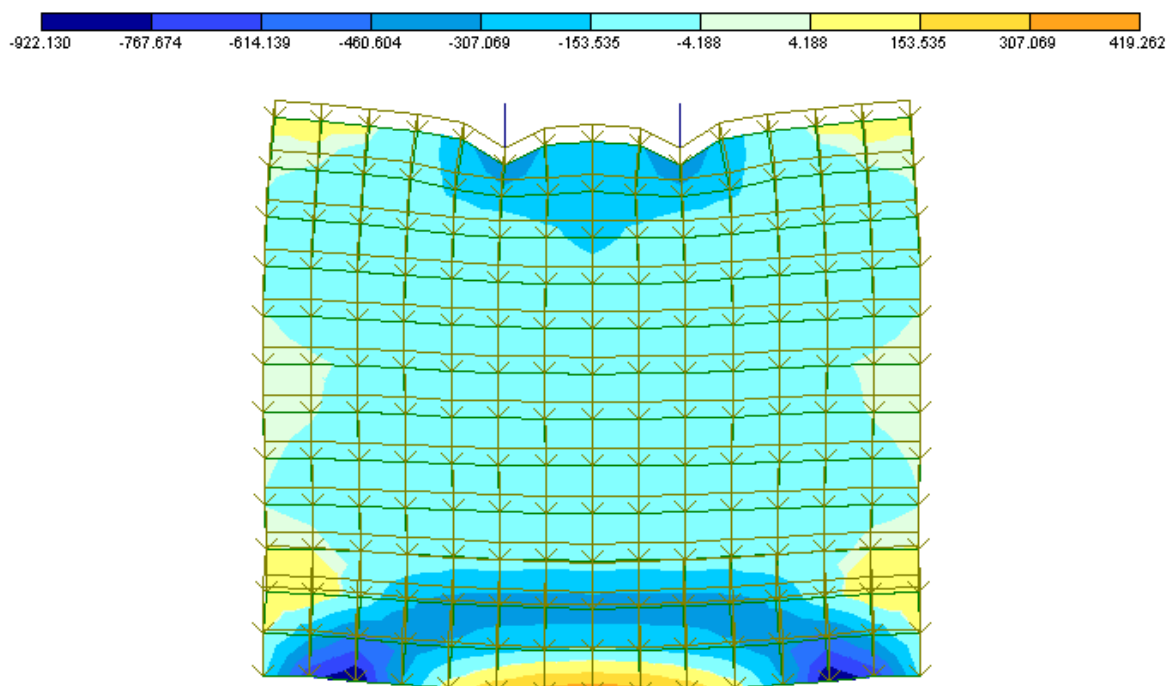


Рис. 4.19. Эпюры напряжений σ_z второй серии образцов с 15 рядами кирпичной кладки.

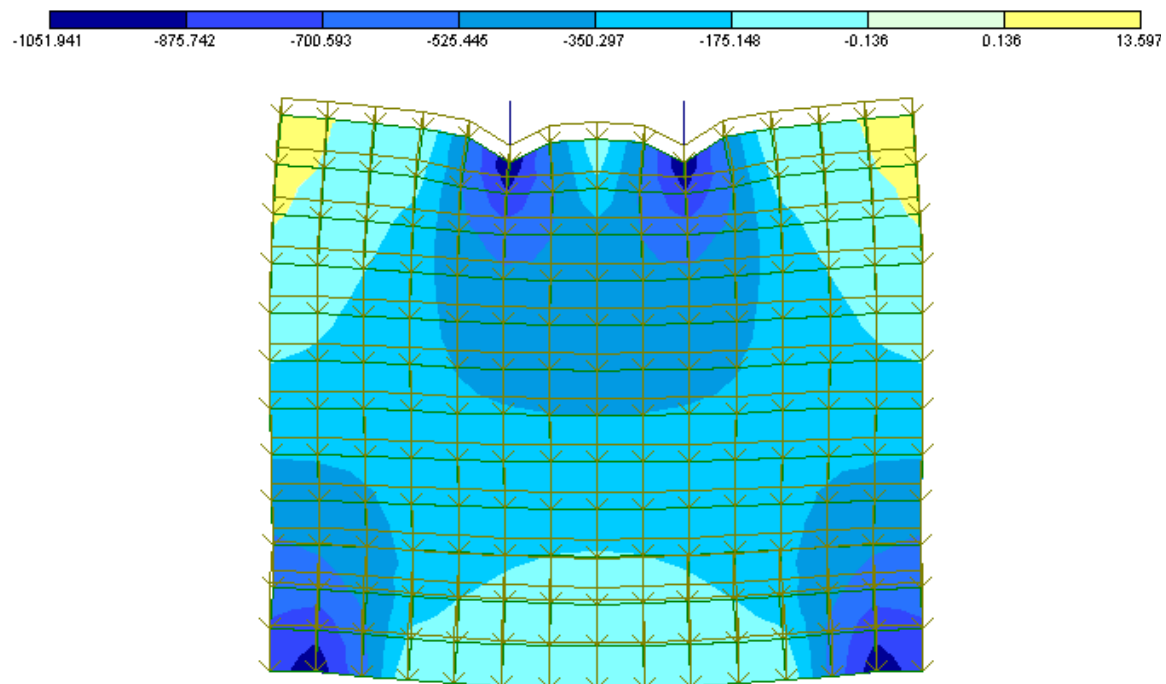


Рис. 4.20. Эпюры напряжений σ_z второй серии образцов с 15 рядами кирпичной кладки.

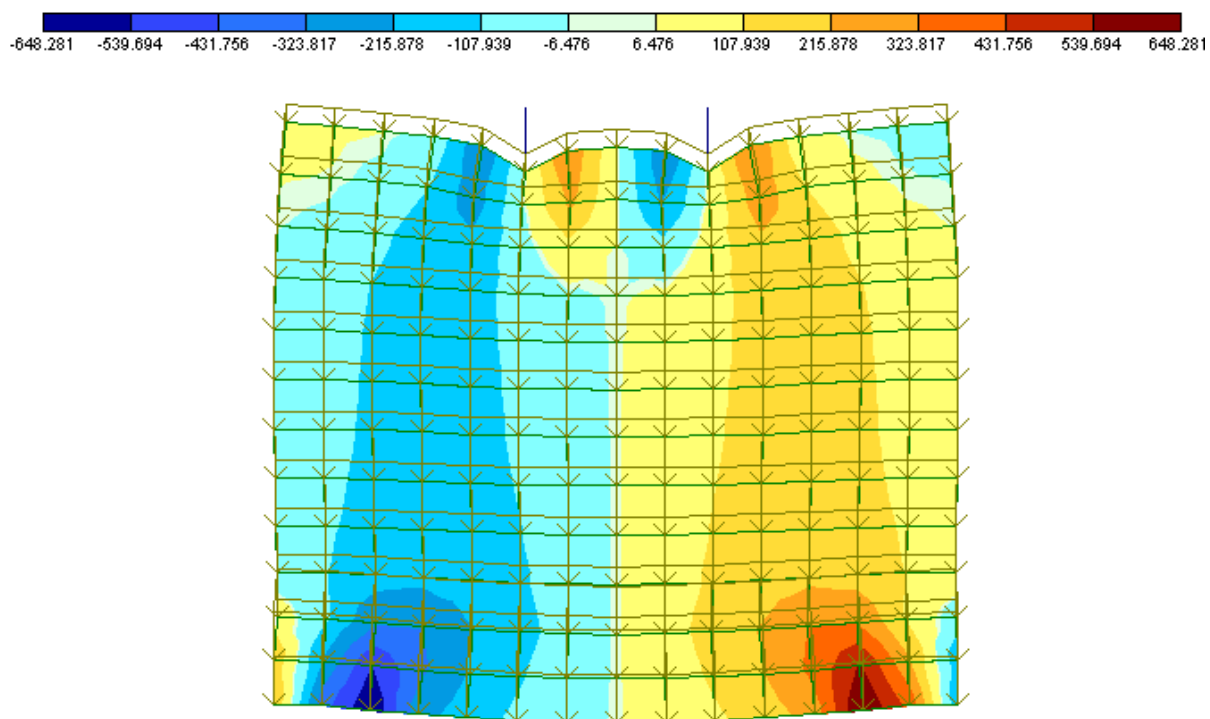


Рис. 4.21. Эпюры напряжений τ_{xz} второй серии образцов с 15 рядами кирпичной кладки.

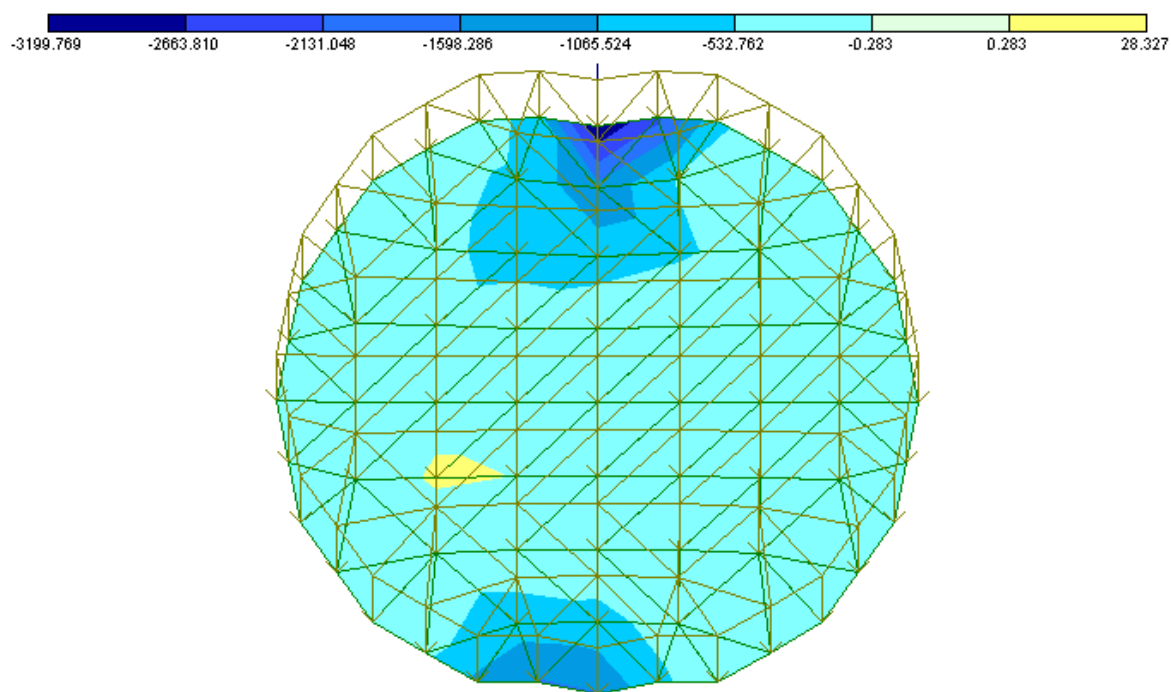


Рис. 4.22. Эпюры напряжений σ_z третьей серии образцов.

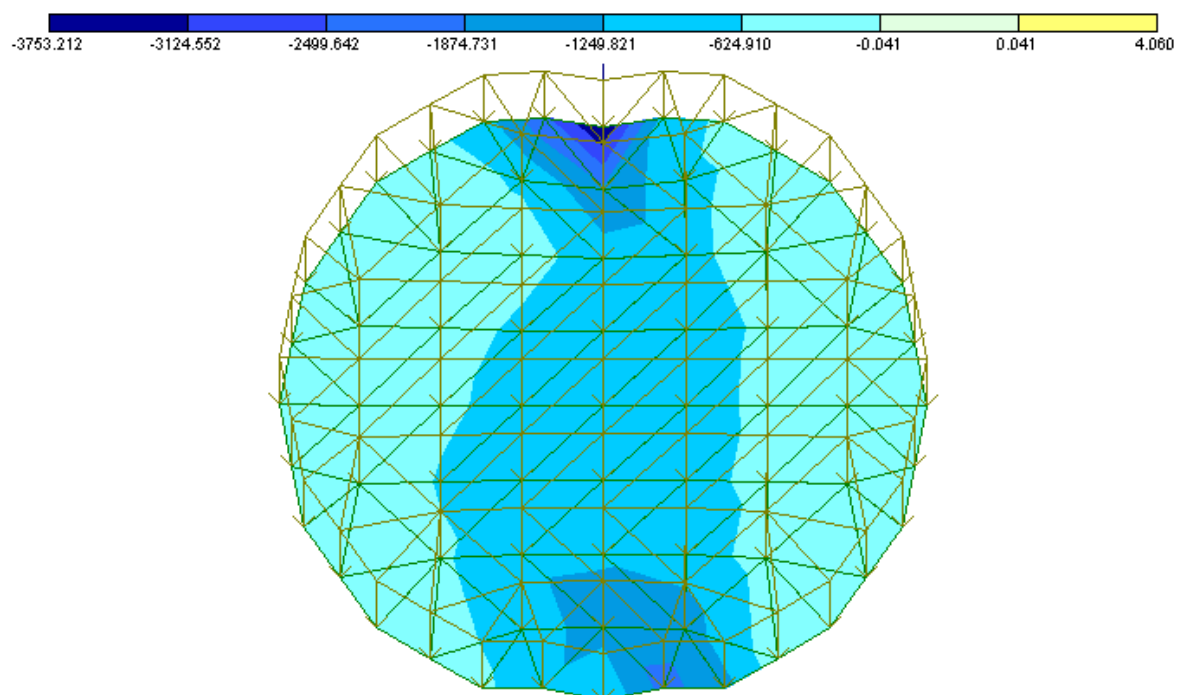


Рис. 4.23. Эпюры напряжений σ_z третьей серии образцов.

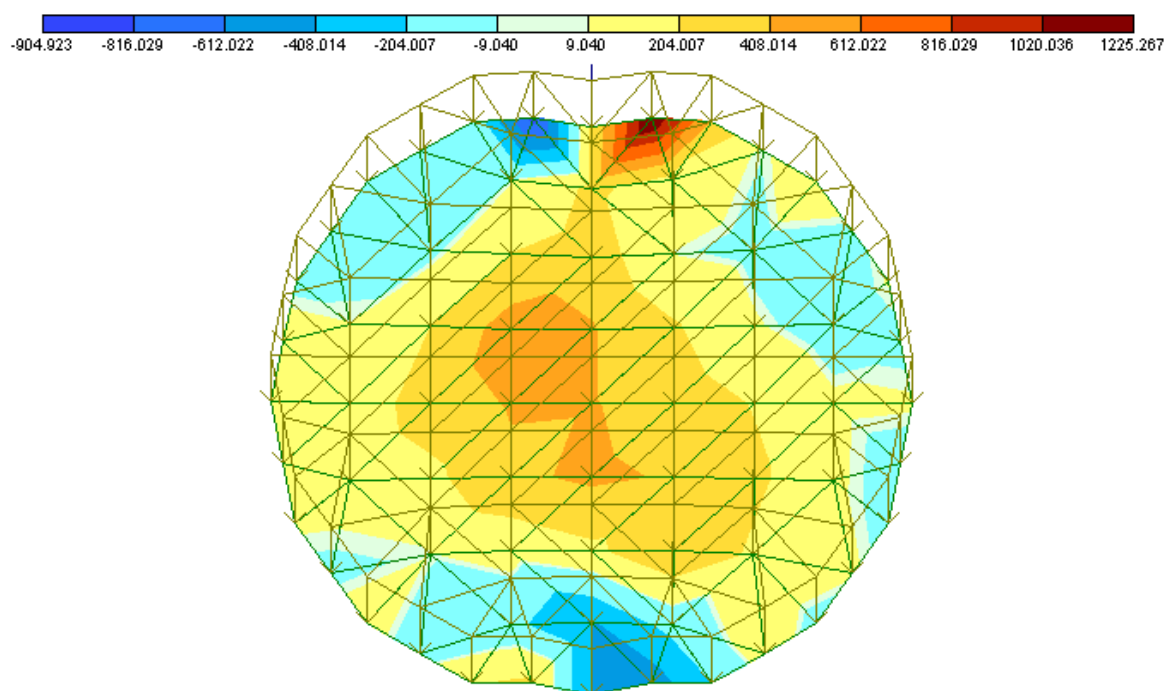


Рис. 4.24. Эпюры напряжений τ_{xz} третьей серии образцов.

Выводы по главе IV.

По результатам анализа численного эксперимента были сделаны следующие выводы:

- Распределение нормальных напряжений σ_x характеризуется образованием арочнообразной зоны максимальных сжимающих напряжений.
- В стенах с небольшой высотой кирпичной кладки верхняя часть образованной арки сливается вверху с зонами максимальных напряжений σ_x расположенных около площадок передачи нагрузок. В высоких стенах эти зоны сильно разъединяются.
- Нормальные напряжения σ_z при распределении образуют четыре зоны максимальных значений напряжений. Зоны располагаются около опор и около площадок передачи нагрузок. С ростом высоты каменной кладки стен увеличивается ширина участка пересечения зон.
- Максимальные значения касательных напряжений τ_{xz} образуют две полосы, соединяющие опорные зоны и зоны передачи нагрузки.
- Контуры полос распределения касательных напряжений и их линии максимальных значений прогнозируют места появления трещин.

5. МОДЕЛИРОВАНИЕ РАБОТЫ КИРПИЧНЫХ СТЕН ОПИРАЮЩИХСЯ НА ПОДДЕРЖИВАЮЩИЕ КОНСТРУКЦИИ.

5.1. Построение расчетных моделей.

Целесообразно напомнить, что в главе 1 рассматривался характер работы стен при совместном действии вертикальных и горизонтальных сил. При анализе НДС таких стен отмечалась сложность их работы и несовершенство методов оценки их прочности. Автором исследовано НДС стен, работающих совместно с поддерживающими балками. При этом, использованы результаты собственного физического эксперимента и результаты эксперимента проведенного в университете EL-Mansoura, Египет.

Выявлено, что сложность работы кирпичных балок-стенок увеличивается по сравнению с несущими стенами бескаркасных зданий. Собранные экспериментальный материал и анализ результатов физического эксперимента, позволили оценить влияние поддерживающих балок из разных материалов на работу стеновых заполнений. Следовательно, образовалось научно-техническое обоснование для совершенствования метода расчета стен, работающих совместно с поддерживающими конструкциями. Именно такая задача ставилась в задании на данную магистерскую диссертацию.

В связи с тем, что в работах [5, 6, 7, 44], при совершенствовании методов расчета несущих стен бескаркасных зданий была построена расчетная каркасно-стержневая модель, целесообразно использовать сам принцип моделирования сложной работы балок-стенок, а также использовать основы ее построения.

Обоснованием такого выбора служит НДС стеновых заполнений. В 3-ей и 4-ой главах отмечалось, что в рассмотренных видах кирпичных балок-стенок определяющую роль играют главные сжимающие и растягивающие напряжения. Установлено также, что траектория этих напряжений концентрируется в наклонные и горизонтальные участки, условные полосы, прочность которых и определяет прочность стен.

Каркасно-стержневая модель стен, опирающихся на поддерживающие конструкции, будет выполнять две функции. Она позволит определить усилия в расчетных вышеуказанных полосах, а также выявить схему предельного состояния каждой полосы.

Принцип построения расчетных моделей стеновых заполнений базируется на следующих положениях.

Особенностью работы кирпичных балок-стенок является то, что они опираются на поддерживающие балки. Влияние таких элементов можно оценить, как возможность воспринимать растягивающие усилия в нижней части балок-стенок. Выявлено, что такая работа балок повышает прочность стен (см. Гл. 3.). Кроме того прочность кирпичных балок-стенок зависит от высоты кирпичной кладки конструкции.

Такое влияние работы балок-стенок должны учитывать каркасно-стержневые модели. Анализ НДС стен, испытанных при действии равномерно-распределенных и сосредоточенных сил, позволяет сделать вывод о том, что при передаче усилий от поддерживающего элемента на кирпичные балки-стенки, образуются участки, в пределах которых концентрируются максимальные значения главных напряжений. Эти участки указанных эпюр напряжений предлагается условно считать своеобразными грузовыми и опорными площадками.

На основе сказанного, может быть сформулирован принцип определения ключевых точек строящихся каркасно-стержневых моделей. Ключевые точки образуются при пересечении равнодействующих горизонтальных поддерживающих элементов и наклонных линий, которыми заменяются эпюры соответствующих максимальных сжимающих напряжений.

Далее, построение расчетной модели базируется на соединениях ключевых точек, в результате которых появляются каркасно-стержневые модели-модификации моделей для каждого вида балок-стенок. Одновременно выявляются углы наклона элементов моделей рис. 5.1.

Все модели представляют собой стержневые аналогии ферм. Следующим основным положением, влияющим на расчет каркасно-стержневых моделей, является условная предпосылка считать, что узлы сопряжения элементов расчетных моделей являются шарнирными.

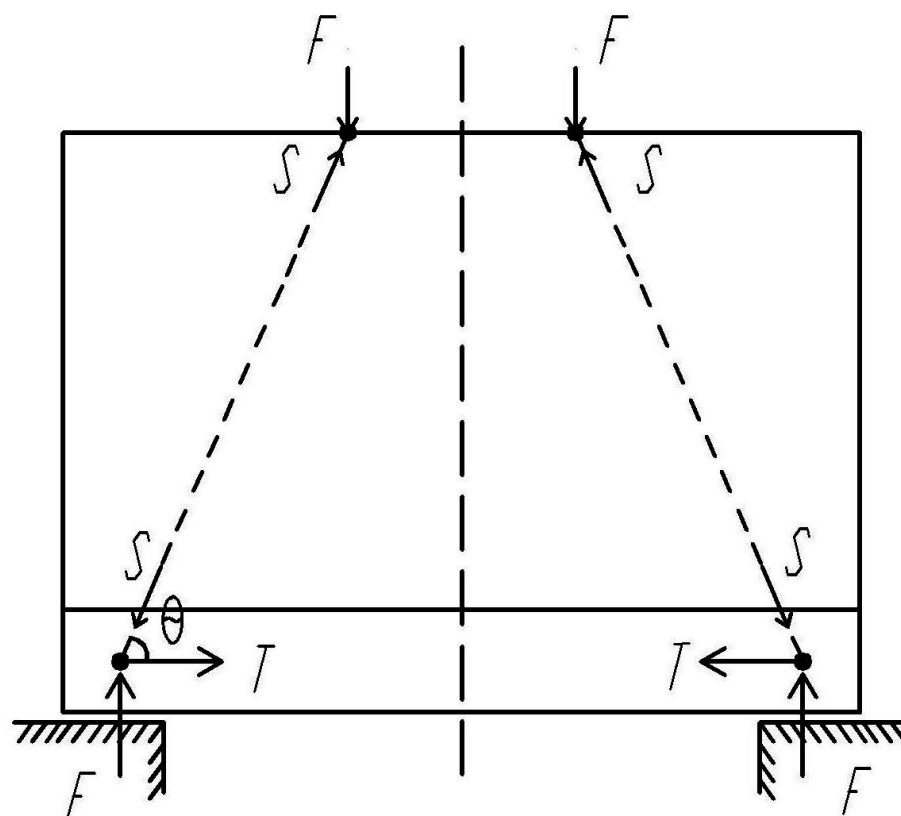


Рис. 5.1. Расчетная стержневая модель с сосредоточенными силами.

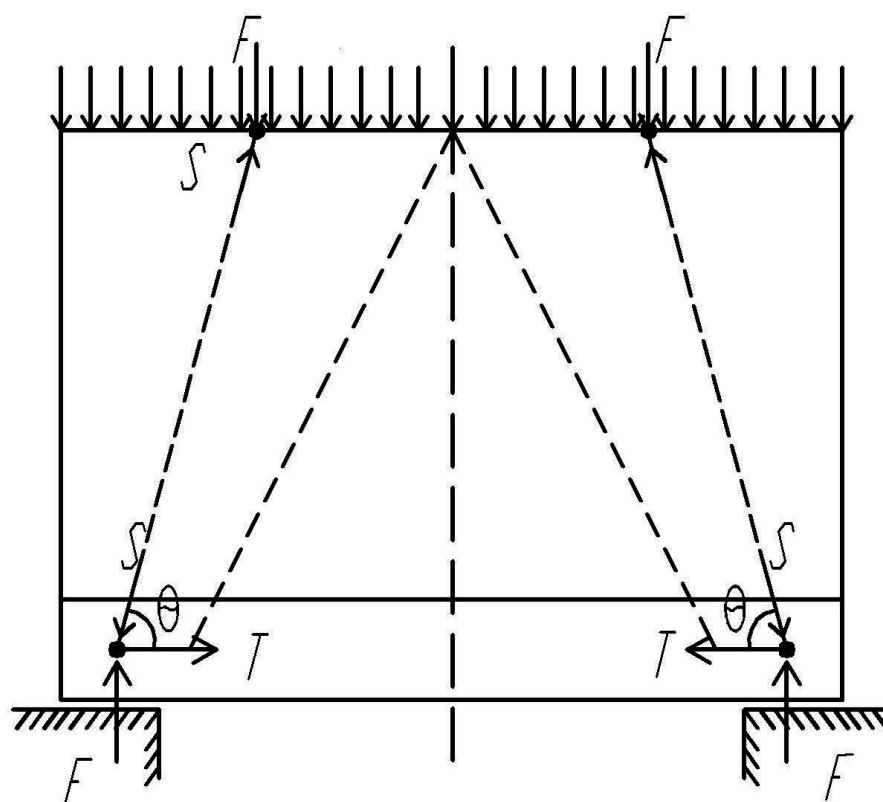


Рис. 5.2. Расчетная стержневая модель с распределенной нагрузкой.

5.2. Расчетные зависимости.

Статический расчет полученных каркасных моделей заключается в определении сжимающих S и растягивающих T усилий в элементах расчетной модели.

Для оценки прочности балок-стенок, при изменении их конструкции, воспользуемся нормативным подходом к оценке прочности. СНИП 2.03.01-84 использует метод предельного состояния для оценки прочности сечения рассчитываемых конструкций.

Предельным состоянием наклонных вертикальных и горизонтальных элементов каркасной модели является такое состояние, когда сопротивление в условных полосах кирпичной кладки достигает предельного расчетного сопротивления сжатию, либо предельного расчетного сопротивления растяжению в поддерживающей балки. Возникает новая проблема. Как определить ширину полос кирпичной кладки, оси которых и составляют каркасно-стержневую модель? Очевидно, что ширину сжатых и растянутых наклонных полос кирпичной кладки можно определить по размерам условных грузовых опорных площадок о которых говорилось выше. Именно эти площадки и формируют расчетные полосы.

Схема предельного состояния в элементах расчетной модели показана на рисунке 5.1. На основе этой схемы легко составляются уравнения прочности. Они имеют следующий вид.

$$T \leq 2 \cdot \gamma_s \cdot R_s, \quad (5.1)$$

$$Q \leq \gamma_c \cdot \gamma_r \cdot \gamma_{\sigma_c} \cdot R \cdot b \cdot l_b \cdot \cos \theta. \quad (5.2)$$

Методику расчета прочности балок-стенок можно описать следующим образом. Сначала производится статический расчет каркасно-стержневых моделей.

Затем составляется схема предельного состояния в сечениях каждого элемента модели. Записываются условия прочности, в которые вводятся числовые коэффициенты, либо коэффициенты, описываемые аналитическими зависимостями. Эти коэффициенты определяются на основе результатов испытаний и выполняют роль идентификации расчетных и опытных величин прочности.

5.3. Оценка метода расчета стен на основе каркасно-стержневой модели.

Предложенные каркасно-стержневые модели хорошо описывают физический характер работы кирпичных балок-стенок разной высоты. Такая оценка обосновывается тем, что моделирование работы балок-стенок осуществлялось на основе физической работы стен, т. е. на основе выявленного характера сопротивления кирпичных балок-стенок при действии вертикальных равномерно-распределенных и сосредоточенных сил.

Расчетные модели и расчетные зависимости являются весьма простыми для использования в практике проектирования. Тем не менее, предлагаемый метод расчета балок-стенок в полной мере учитывает влияние основных факторов. В данном случае, влияние различных конструктивных решений поддерживающих элементов и высоты кирпичной кладки оценивает характер и степень участия работы поддерживающих элементов и хорошо согласуется с опытными величинами.

Выводы по главе V.

- Обоснована необходимость моделирования сложной работы кирпичных балок-стенок, работающих совместно с поддерживающими элементами.
- Обоснованием является с одной стороны совершенный метод расчета стен, с другой стороны - гармоничное описание действительной работы стен на основе стержневых моделей. Имеется в виду экспериментальное обоснование определяющей роли главных сжимающих и растягивающих напряжений при сопротивлении балок-стенок, концентрация траектории главных сжимающих и растягивающих напряжений в условные наклонные вертикальные и горизонтальные полосы и последующая замена указанных полос при моделировании и построении, т. е. при построении каркасно-стержневых моделей.

- Разработано две модификации каркасно-стержневых моделей балок-стенок зданий с равномерно распределенной нагрузкой и сосредоточенными силами.
- Предложены расчетные зависимости и методика расчета балок-стенок, разработаны аналитические зависимости коэффициентов, идентифицирующих расчетные и опытные величины прочности, которые снимают целый ряд проблем, возникающих при проектировании.
- Предложенные методы расчета базируются на нормативном подходе к оценке прочности железобетонных конструкций, являются простыми при использовании и гарантируют безопасность.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Артюшин Д.В. Метод расчета стен из каменной кладки при совместном действии вертикальных и горизонтальных сил// Тезисы докладов XXX научно-технической конференции/ Пензенская ГАСА. - Пенза, 1999.
2. Баранова Т.И., Ашкинадзе Г.Н., Багдоев С.Г., Ласьков Н.Н. Прочность стен при совместном действии вертикальных и горизонтальных нагрузок// Межвузовский сборник научных трудов/ Казанский ИСИ. - Казань, 1991. - С. 9-15.
3. Баранова Т.И., Ласьков Н.Н. Прочность диафрагм жесткости при совместном действии вертикальной и горизонтальной нагрузок// Тезисы докладов XXXVIII научно-технической конференции/ Казанский ИСИ.- Казань, 1986. - С. 132.
4. Баранова Т.И., Ласьков Н.Н. Совершенствование метода расчета стен при совместном действии вертикальных и горизонтальных сил// Изучение действительной работы конструкций с учетом условий и сроков эксплуатации: Тезисы докладов всесоюзной научно-технической конференции. - Пенза, 1992. - С. 23.
5. Баранова Т.И., Ласьков Н.Н. Экспериментальные исследования диафрагм жесткости из каменной кладки// Экспресс информация// Строительные конструкции. Сер. 8/ ВНИИС Госстроя СССР. - Вып.10. - М., 1987. - С. 10-14.
6. Баранова Т.И., Ласьков Н.Н., Артюшин Д.В. Сопротивление стен из каменной кладки при совместном действии вертикальных и горизонтальных сил. - РААСН. - М., 1998.
7. Баранова Т.И., Ласьков Н.Н., Артюшин Д.В., Гордеева Т.И. Прочность стен из каменной кладки при совместном действии вертикальных и горизонтальных сил// Тезисы докладов XXIX научно-технической конференции/ Пензенская ГАСА. - Пенза, 1997. - С. 12.
8. Брусенцов Г.Н. О развитии методов расчета каменных конструкций с применением МКЭ// Исследования по теории и методам расчета строительных конструкций/ Труды ЦНИИСК им. Кучеренко. - М., 1984. - С. 74-86.

9. Брусенцов Г.Н., Дмитриев А.С., Камейко В.А. Современные каменные конструкции стен// Обзор/ ЦИНИС.- М., 1979.
10. Брусенцов Г.Н., Камейко В.А. Сопоставление технического уровня отечественных и зарубежных норм проектирования и расчета каменных конструкций// Обзорная информация, Всесоюзный научно-исследовательский институт информации по строительству и архитектуре/ Строительные конструкции. - М., 1985, серия 8, выпуск 3.
11. Брусенцов Г.Н., Ласьков Н.Н. Расчет каменных конструкций при внецентренном сжатии. - Экспресс информация. Инженерно-теоретические основы строительства. Сер. 03. ВНИИС Госстроя СССР. Вып. 7. - М., 1983. - С. 5-10.
12. Брусенцов Г.Н., Ласьков Н.Н. Сопротивление диафрагм жесткости из каменной кладки совместному действию вертикальной и горизонтальной нагрузок// Строительная механика и расчет сооружений. - 1987. - № 5. - С. 57-69.
13. Брусенцов Г.Н., Ласьков Н.Н. Экспериментальные исследования диафрагм жесткости из каменной кладки при совместном действии вертикальных и горизонтальных нагрузок// В кн.: Исследования по строительной механике и надежности конструкций. Сборник научных трудов. - М., ЦНИИСК им. Кучеренко, 1986. - С. 196-201.
14. Брусенцов Г.Н., Першин В.А. Расчет кирпичных зданий на ЕС ЭВМ// В сб.: Исследования и методы расчета строительных конструкций. - М., ЦНИИСК, 1983.
15. Воронов А. Н., Гениев Г. А. Техническая теория нелинейного деформирования каменной кладки при плоском напряженном состоянии// В кн.: Исследования по теории и методам расчета конструкций. Труды ЦНИИСК им. Кучеренко. - М., 1984. - С. 63-71.
16. Воронов А.Н. К построению зависимостей между напряжениями и деформациями для каменной кладки при плоском напряженном состоянии// В кн.: Исследования по строительным конструкциям. Труды ЦНИИСК им. Кучеренко. - М., 1984. - С. 64-70.

17. Гвоздев А.А., Карпенко Н.М. Работа железобетона с трещинами при плоском напряженном состоянии// Строительная механика и расчет сооружений. - 1965. - № 2.
18. Гениев Г.А. О критерии прочности каменной кладки при плоском напряженном состоянии// Строительная механика и расчет сооружений. - 1979. - № 2.
19. Гениев Г.А., Курбатов А.С., Самадов Ф.А. Вопросы прочности и пластичности анизотропных материалов. - М., ИНТЕРБУК, 1993. - 187 с.
20. Гениев Г.А., Кисюк В.Н., Тюпин Г.А. Теория пластичности бетона и железобетона. - М., Стройиздат, 1974.
21. Гончаров И.Г. Прочность каменных материалов в условиях различных напряженных состояний. - Л., Госстройиздат, 1960.
22. ГОСТ 530-95. Кирпич и камни керамические. Технические условия. - М., Изд-во стандартов, 1995.
23. ГОСТ 5802-86. Растворы строительные. Методы испытаний. - М., Изд-во стандартов, 1986.
24. ГОСТ 8462-85. Материалы стеновые. Методы определения пределов прочности при сжатии и изгибе. - М., Изд-во стандартов, 1985.
25. Дмитриев А.С. Каменные конструкции. - М., Госстройиздат, 1960.
26. Залесов А.С., Смирнов С.Б., Ордобаев Б.С. Применение метода однородных полей напряжений для прочностного расчета железобетонных стен и диафрагм// Межвузовский сборник научных трудов/ Бетон и железобетон. Казанский ИСИ. - Казань, 1991. - С. 16-27.
27. Иевенко В.Г. Алгоритм расчета каменных стен с учетом появления и развития трещин.: Реферативная информация. - ЦИНИС, 1976, серия 14, вып. 9.
28. Иевенко В.Г. Исследование деформативности простенков комплексной конструкции для сейсмостойких зданий// Реф. сб. Сейсмостойкое строительство. - 1976, вып. 7.

29. Иевенко В.Г. Исследование напряженно-деформированного состояния стены из каменной кладки при воздействиях типа сейсмических// Реф. сб. Сейсмостойкое строительство. - 1976, вып. 6.
30. Иевенко В.Г. Применение метода конечных элементов при расчете каменных стен с учетом появления и развития трещин.: Реферативная информация. - ЦНИИС, 1977, серия 14, вып. 1.
31. Измайлов Ю.В. Прочность и деформации при перекосе предварительно напряженных блочных стен. - Труды ЦНИИСК, вып. 26, М., 1972.
32. Измайлов Ю.В., Гельман Н.З., Майборода В.Ф. Прочность и деформации каркасно-блочных стен при перекосе// Сейсмостойкость зданий и инженерных сооружений. - Сб. ЦНИИСК, М., 1969.
33. Исследования по каменным конструкциям. Сб. статей под ред. Онищика Л.И. - М., Госстройиздат, 1949.
34. Исследования по каменным конструкциям. Сб. статей под ред. Онищика Л.И. - М., Госстройиздат, 1950.
35. Исследования по каменным конструкциям. Сб. статей под ред. Онищика Л.И. - М., Госстройиздат, 1957.
36. Камейко В.А., Дмитриев А.С., Брусенцов Г.Н. Новое в каменных конструкциях (отечественный и зарубежный опыт). - НТО ЦНИИСК, 1977.
37. Карпенко Н.И. Общие модели механики железобетона. - М., Стройиздат, 1996. - 416 с.
38. Кожаринов С.В. О несущей способности фрагментов стен комплексной конструкции при горизонтальной нагрузке. - Труды ЦНИИСК, вып. 26, М., 1972.
39. Коноводченко В.И. Исследование сейсмостойкости кирпичной кладки и виброкирпичных панелей// Сб. научных статей: Сейсмостойкость крупнопанельных и панельных зданий. - М., Стройиздат, 1967.
40. Ласьков Н.Н. Использование критерия прочности кладки при оценке прочности диафрагм жесткости// Тезисы докладов XXXIX научно-технической конференции Казанского ИСИ. - Казань, 1987.

41. Ласьков Н.Н. Прочность стен крупнопанельных и монолитных зданий при совместном действии вертикальных и горизонтальных сил.: Автореф. дисс. канд. техн. наук. - Пенза, 1993.
42. Ласьков Н.Н., Артюшин Д.В., Гордеева Т.И. Метод испытания стен разной высоты из каменной кладки, воспринимающих вертикальные и горизонтальные нагрузки/ Информ. листок № 8-99/ Пензенский ЦНТИ. - Пенза, 1999.
43. Ласьков Н.Н., Артюшин Д.В., Гордеева Т.И. Метод расчета стен из каменной кладки на основе каркасно-стержневой модели/ Информ. листок № 5-99/ Пензенский ЦНТИ. - Пенза, 1999.
44. Ласьков Н.Н., Артюшин Д.В., Гордеева Т.И. Экспериментальные исследования стен разной высоты из каменной кладки при совместном действии вертикальных и горизонтальных сил// Современное строительство. - Сборник докладов международной научно-практической конференции. - Пенза, 1998, С. 119-120.
45. Ласьков Н.Н., Баранова Т.И. Установка для испытания фрагментов стен на действие вертикальной и горизонтальной нагрузок/ Информ. листок № 191-85/ Пензенский ЦНТИ. - Пенза, 1985.
46. Онищик Л.И. Внецентренное сжатие каменных конструкций// В сборнике : Исследования по каменным конструкциям. - М., Стройиздат, 1950.
47. Онищик Л.И. Каменные конструкции. - М., Стройиздат, 1939.
48. Онищик Л.И. Основные вопросы расчета каменных конструкций. - М., ОНТИ, 1934.
49. Онищик Л.И. Особенности работы каменных конструкций под нагрузкой в стадии разрушения// В сб. статей: Исследования по каменным конструкциям. - М., Стройиздат, 1969.
50. Онищик Л.И. Прочность и устойчивость каменных конструкций. Ч.1. - М.-Л., ЦНИПС, НКТП, СССР, 1937.

51. Онищик Л.И. Теория прочности каменной кладки на экспериментальной основе// В сборнике: Экспериментальные исследования каменных конструкций. - М., Стройиздат, 1939.
52. Пильдиш М.Я. Внецентренное сжатие каменных конструкций// В сб. статей под ред. Онищика Л.И.: Исследования по каменным конструкциям. - М., Стройиздат, 1949.
53. Поляков С.В. Каменная кладка в каркасных зданиях. - М., Госстройиздат, 1956.
54. Поляков С.В. Сейсмостойкие конструкции зданий. - М., Высшая школа, 1983, 307 с.
55. Поляков С.В. Сцепление в кирпичной кладке. - М., Госстройиздат, 1959.
56. Поляков С.В., Кожаринов С.В. Прочность кладки комплексной конструкции при совместном действии статических горизонтальных и вертикальных нагрузок// Строительство и архитектура Узбекистана. - 1974. - № 8.
57. Поляков С.В., Коноводченко В.И. Прочность и деформации квадратных виброкирпичных панелей при перекосе плоскости стены// Исследования по сейсмостойкости крупнопанельных и каменных зданий/ Сб. научных статей ЦНИИСК. им. Кучеренко. - М., Госстройиздат, 1962 .
58. Поляков С.В., Фалевич Б.Н. Каменные конструкции. - М., Госстройиздат, 1962 .
59. Прис Б.В., Дэвис Д.Д. Моделирование железобетонных конструкций. - Минск, Высшая школа, 1974.
60. Ржаницын А.Р. Представление простого изотропного тела в виде шарнирно-стержневой системы// В сб.: Исследование по вопросам строительной механики и теории пластичности. - М., Госстройиздат, 1956 .
61. Розенблюмас А.Н. Каменные конструкции. - М., Высшая школа, 1964.
62. Рохлин И.А. Прочность и разрушение малопластичных композиционных материалов// Мех. и технол. на композиц. материалы.: Материалы нац. конф., Варна, 1976. - София, 1977.

63. Семенцов С.А. Испытания и данные для расчета каменных конструкций. - Л., Стройиздат, 1935.
64. Смирнов С.Б. Метод определения предельных нагрузок для плосконапряженных и плоскодеформированных систем// Строительная механика и расчет сооружений. - 1988. - № 5. - С. 26-31.
65. СНиП II-22-81. Каменные и армокаменные конструкции. Нормы проектирования. - М., Стройиздат, 1983.
66. Тюпин Г.А. Деформационная теория пластичности каменной кладки// Строительная механика и расчет сооружений. - 1980. - № 6.
67. Чармадов А.К. Исследование прочности вибрированной кладки при двухосном напряженном состоянии// В кн. : Исследования конструкций крупнопанельных зданий. - М., 1981.
68. Черкашин А.В., Коноводченко В.И. Исследование сейсмостойкости кладки на растворах с полимерным добавками и на жидкостекольном вяжущем// Реф. сб.: Сейсмостойкое строительство. - 1974. - вып. 2.
69. Anand S.C., Young D.T. Finite element model for composite masonry// Proc. ASCE, Journal of the Structural Division. - 1982. - vol. 108. - № ST12. - p. 2637-2651.
70. Colville J. Stress reduction design factors for masonry walls// Proc. Amer. Soc. Civ. Eng. - 1979. - vol. 105. - № ST10.
71. Darison J.I. Masonry mortar// Canadian Building Digest. - 1974. - № 163. - 4 p.
72. Dhanasekar M., Page A.W., Kleeman P.W. The failure of brick masonry under biaxial stresses// Proc. Inst. Civ. Eng., Part 2. - 1985. - vol. 79. - June. - p. 295-313.
73. Elingwood B. Analysis of reliability for masonry structures// Proc. Amer. Soc. Civ. Eng., J. Struct. Div. - 1981. - vol. 107. - № ST5. - p. 757-773.
74. Fattal S., Jokel F. Failure hypothesis for masonry shear walls// Proceedings of ASCE. - 1976. - vol. 102. - № ST3. - p. 515-532.
75. Ganju T.N. Non-linear finite element computer model for structural clay brickwork// Struct. Eng. - 1981 - vol. 59B. - № 3 - p. 40.

76. Grenley D.G., Cattaneo L.E. The Effect of Edgelod on Racking Strength of Clay Masonry// Proceedings, 2nd International Brick Conference, The British Ceramic Research Association, Stoke-on-Trent, England, Apr., 1970.
77. Haferland F. Spannungsrisse// Deutsch. Bauzeit. - 1982 - № 2 - S. 45-48.
78. Hendry A.W. A note on the strength of brickwork in combined racking shear and compression// Proc. Brit. Ceram. Soc. -1978 - № 27 - p. 47-52.
79. Hendry A.W. The lateral strength of unreinforced brickwork// Struct. Eng. - 1973. - vol. 51. - № 2. - p. 43-50.
80. Maiti S.K., Smith R.A. Criteria for brittle fracture in biaxial tension// Engineering Fracture Mechanics. - 1985. - vol. 21. - № 5. - p. 977-981.
81. Mann W., Müller H. Bruchkriterien für guerkraftbeanspruchtes Mauerwerk und ihre Anwendung auf gemauerte Windcheilen// "Bautechnik". - 1973 - № 12 - S. 421-425.
82. Marin J. Theories of strength for combined stresses and nonisotropic materials// J. Aeronaut., Sci. - 1957. - № 4.
83. Neqoita A. Bearing walls in earthquake areas// Build International. - 1972. - vol. 5. - № 1. - p. 43-53.
84. Page A.W. A non-linear analysis of the composite action of masonry walls on beams// Proc. Inst. Civ. Eng. - 1979. - vol. 67. - March. - p. 93-100.
85. Page A.W. Finite element model for masonry// Journal of the Structural Division, Proceedings of ASCE. - 1978. - vol. 104. - № ST8. - p. 1267-1268.
86. Page A.W. The biaxial compressive strength of brick masonry// Proc. Inst. Civ. Eng. - 1981. - vol. 71. - part 2. - p. 893-906.
87. Preising H.R. Risse bei der Mischbauweise// Schw. Bauwirtsch. - 1982. - № 7. - S. 17-21.
88. Samarasinghe W., Page A.W., Hendry A.W. A finite element model for the in-plane behaviour of brickwork// Proc. Inst. Civ. Eng. - 1982 - vol. 73 - p.171-178.

89. Samarasinghe W., Page A.W., Hendry A.W. Behaviour of brick masonry shear walls// Struct. Eng. - 1981. - vol. 59B. - № 3. - p. 42-48.
90. Saw C. Linear elastic finite element analysis of masonry walls on beams// Building Science. - 1974. - vol. 9. - № 4. - p. 299-307.
91. Sinha B.P. A simplified ultimate load analysis of laterally loaded model orthotropic brickwork panels of low tensile strength// Struct. Eng. - 1978. - vol. 56B. - № 4 - p. 81-84.
92. Sinha B.P., Hendry A.W. Structural testing of brickwork in adused darry// Proc. Inst. Civ. Eng. - 1976. - vol. 60. - part I. - p. 153-162.
93. Sinha B.P., Hendry A.W. The diagonal tensile strength of brickwork// Struct. Eng. - 1972. - vol. 50. - № 1. - p. 57-58.
94. Sinha B.P., Loftus M.D., Temple R. Lateral Strength of model brickwork panels// Proc. Inst. Civ. Eng. - 1976. - vol 67. - March.
95. Smith B.S. The diagonal tensile strength of brickwork// Struct. Eng. - 1970. - vol. 48. - № 6. - p. 219-226.
96. Smith B.S., Carter C. Distribution of stresses in masonry wall subjected to vertical loading// Proceedings of 2nd International Brick Conference, Stoke-on-Trent. - 1970. - p. 119-124.
97. Smith B.S., Carter C. Hypothesis for shear failure of brickwork// Proc. Amer. Soc. Civil Engns. - 1971. - IV, vol. 97. - № ST4. - p. 1055-1062.
98. Smith B.S., Carter C., Clouthury J.R. The diagonal tensile strength of brickwork// The Structural Engineer. - 1970. - vol. 48. - № 6. - p. 216-226.
99. Smith B.S., Rahman K.M.K. The variations of stress in vertically loaded brickwork walls// Proceedings Institute Civil Engineers. - 1972. - IV, vol. 51.
100. Un essai de rupture mecanique sur un mur de sept etages// Cah, du Centre Sci, et Techn, du Batiment, Magazine № 17. - 1983. - № 240. - p. 20-23.
101. West H.W.H., Hodgkinson H.R., Haseltine B.A. The resistance of brickwork to lateral loading// Part I. Experimental methods and results of tests on small specimens and full sized walls// Struct. Eng. - 1977. - vol. 55. - № 10. - p. 411-421.

102. Yorkdale A.H., Anderson R.P. Computer design engineered brick masonry// Proc. Amer. Soc. Civ. Eng. - 1972. - vol. 98, № 575. - p. 1119-1135.

Актуальность. Цели и задачи. Результаты исследований кирпичных стен с различными типами поддерживающих конструкций.

Актуальность темы магистерской диссертации. Развитие методов расчета кирпичных стен, которые опираются на перемычки и др. поддерживающие балки актуально. Актуальность заключается в том, что при проектировании кирпичных зданий возникают острые проблемы, связанные с отсутствием методов расчета и конструирования стен, опирающихся на стальные и железобетонные изгибаемые элементы.

Цель магистерской диссертации заключается в разработке принципа построения расчетных моделей и расчетных зависимостей, позволяющих описать физическую работу балок-стенок и обеспечить их прочность.

Для осуществления поставленной цели решены следующие задачи:

- проведен анализ результатов отечественных и зарубежных исследований стен из каменной кладки.
- разработана программа комплексного анализа экспериментально-теоретических исследований балок-стенок из каменной кладки.
- проведен анализ результатов экспериментальных исследований балок-стенок, с различными типами поддерживающий конструкций, вариантов передачи нагрузки и высоты кирпичной кладки балок-стенок.
- проведены исследования стен численным методом на основе ППП АП ЖБК.

Получены следующие научные результаты:

- новые данные о сопротивлении балок-стенок из каменной кладки опирающихся на стальные и железобетонные балки.
- выявлены закономерности образования и развития трещин и схемы разрушения балок-стенок.
- разработан принцип построения расчетных моделей балок-стенок из каменной кладки на основе каркасно-стержневой модели.
- построена расчетная каркасно-стержневая модель и расчетные зависимости.

Заб. коррект	Лосыков Н.Н.			ВКР – 2069059–08.04.01 – 151133–2017			
Руководитель	Лосыков Н.Н.			Исследование прочности и деформативности кирпичных балок стенок при изменении их высоты			
Н. контр	Лосыков Н.Н.						
Консультант	Лосыков Н.Н.						
Конструкция	Лосыков Н.Н.			Конструктивный	Стадия	Лист	Листов
					ВКР	1	13
				Актуальность. Цели и задачи. Результаты исследований кирпичных стен с различными типами поддерживающих конструкций			
Исполнитель	Кузнецова А.П.						
				ПГУАС, каф. СК группа Ст-22м			

Анализ существующих исследований и методов расчета кирпичных стен. Задачи исследования кирпичных стен опирающихся на поддерживающие устройства.

Проведенный анализ существующих методов расчета стен из каменной кладки позволяет сделать вывод, что эти методы являются весьма приближенными, не описывают физическую работу каменной кладки в балках-стенках, не обеспечивают безопасность, и нуждаются в значительном совершенствовании. Было поанализированно более 10 расчетов. На основе проведенных расчетов поставлены задачи для магистерской диссертации.

В магистерской диссертации ставились следующие задачи:

- провести систематизацию результатов экспериментальных исследований балок-стенок кирпичных зданий с различными поддерживающими балками, выполненных разными авторами;
- провести исследования напряженно-деформированного состояния балок-стенок кирпичных зданий на основе численного метода с использованием результатов испытаний фрагментов стен;
- провести анализ результатов экспериментальных исследований балок-стенок из каменной кладки с различными поддерживающими балками, выполненных за рубежом;
- разработать метод оценки балок-стенок из каменной кладки, используя ранее разработанную каркасно-стержневую модель, хорошо описывающую работу железобетонных стен.

Заб. чертёж	Ласков Н.Н.			ВКР-2069059-08.04.01-151133-2017			
Руководитель	Ласков Н.Н.			Исследование прочности и деформативности кирпичных балок стенок при изменении их высоты			
Н. контр.	Ласков Н.Н.						
Консультант	Ласков Н.Н.						
Конструкции	Ласков Н.Н.			Конструктивный	Стадия	Лист	Листов
					ВКР	2	13
				Анализ существующих исследований и методов расчета кирпичных стен, опирающихся на поддерживающие устройства			
Исполнил	Кузнецова А.П.						
				ПГУАС, каф. СК группа Ст-22м			

Рабочая программа экспериментальных исследований стен с поддерживающими устройствами.

Проведенный анализ исследований кирпичных стен позволил установить, что каменная кладка в стенах работает в основном в условиях плоского напряженного состояния. Особое внимание при анализе работы кирпичных стен уделялось исследованиям стен опирающихся на поддерживающие конструкции – железобетонные и стальные балки. На основе отобранных исследований была разработана программа комплексного анализа работы выше указанных конструкций.

Программа предусматривала проведение собственных экспериментов, позволяющих оценить работу стен визуально.

Целью программы является разработка метода расчета стен, опирающихся на поддерживающие конструкции на основе расчетной каркасно-стержневой модели.

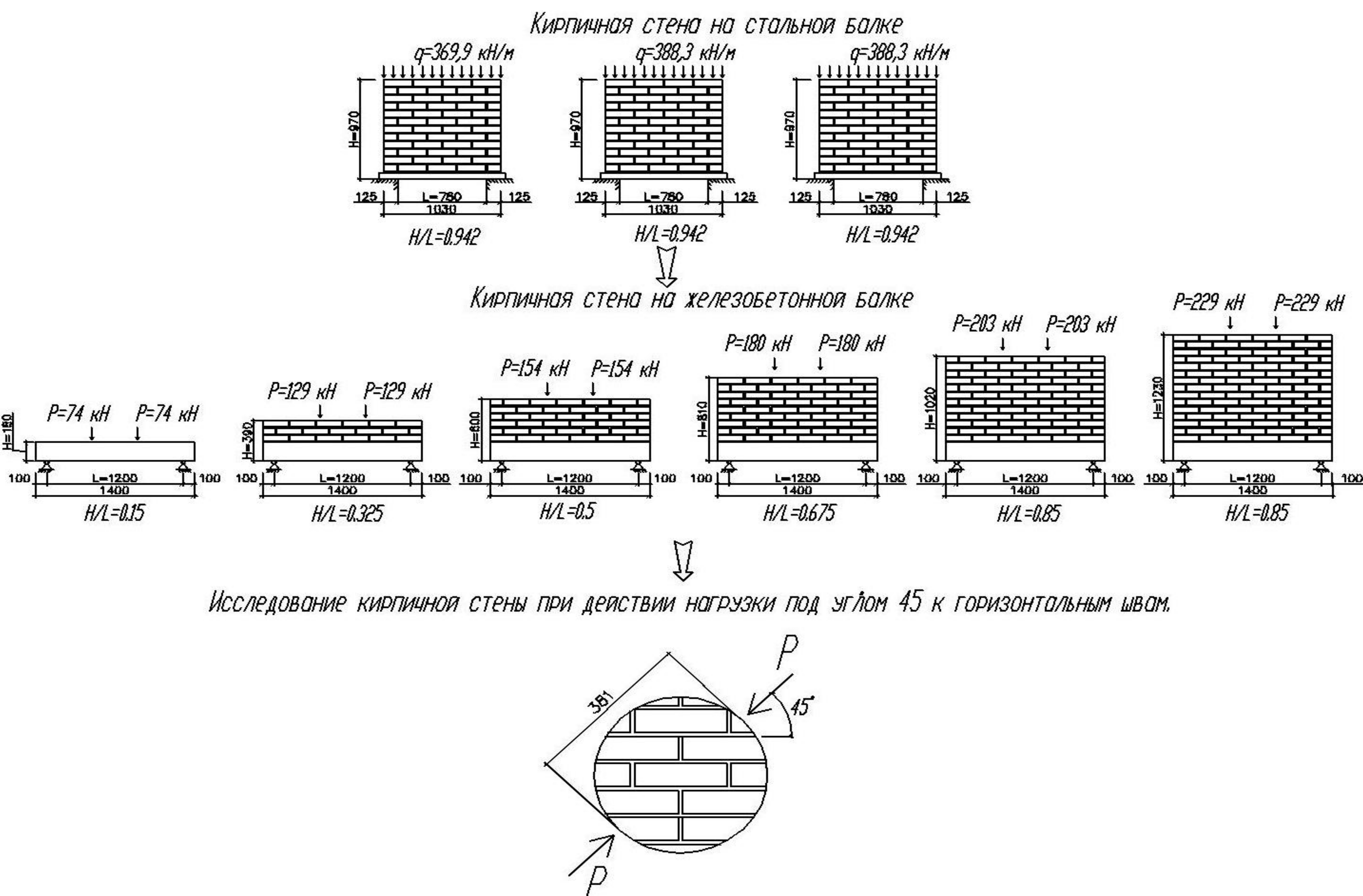
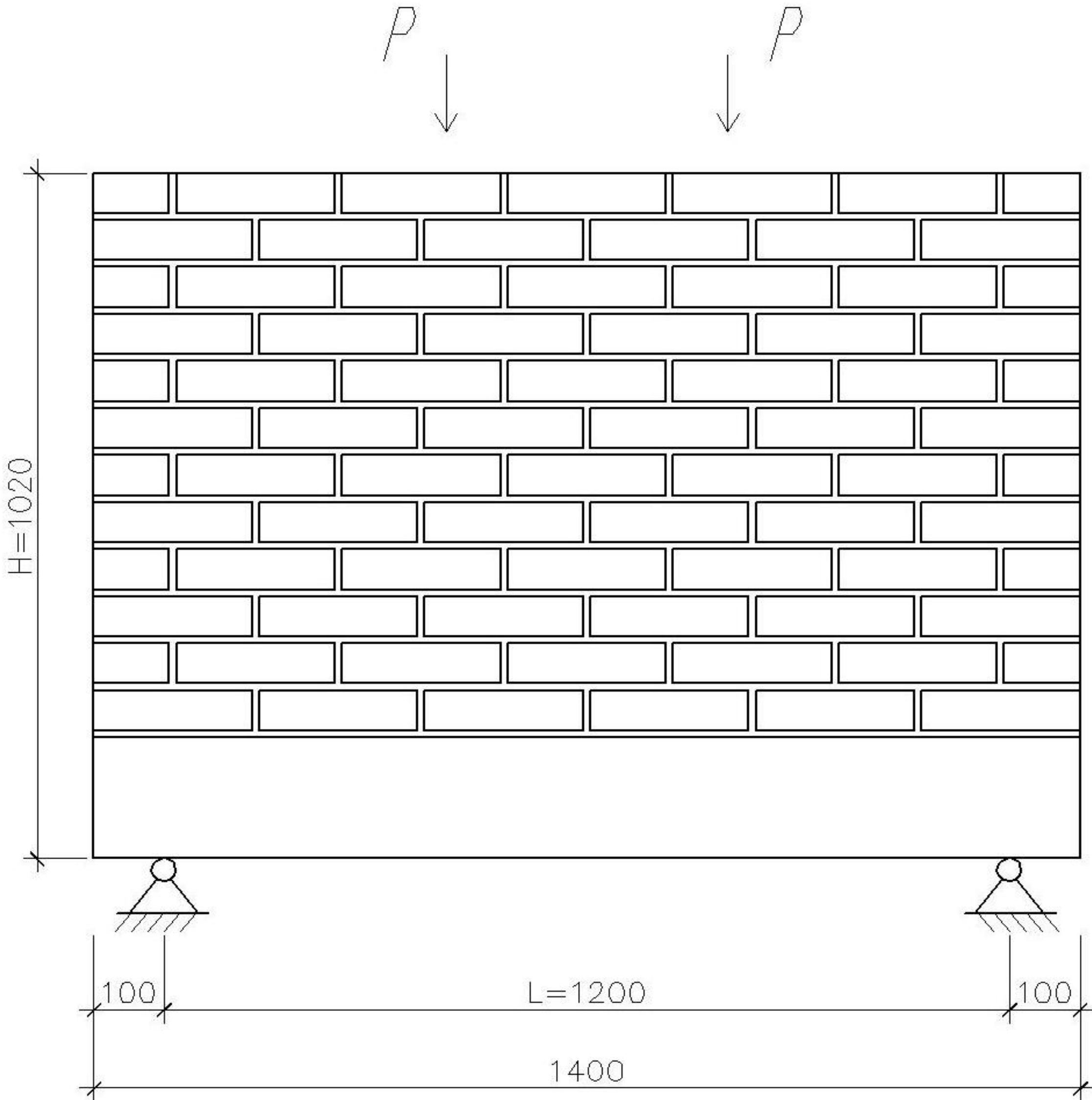


Схема программы экспериментальных исследований стен.

Заб. чертёж	Лосыков Н.Н.				ВКР-2069059-08.04.01-151133-2017			
Руководитель	Лосыков Н.Н.				Исследование прочности и деформативности кирпичных балок стен при изменении их высоты			
Н. контр.	Лосыков Н.Н.							
Консультант	Лосыков Н.Н.							
Конструкции	Лосыков Н.Н.				Конструктивный		Стадия	Лист
							ВКР	3
								13
					Рабочая программа экспериментальных исследований стен с поддерживающими устройствами			
Исполнитель	Кузнецова А.П.							
					ПГУАС, каф. СК группа Ст-22м			

Схема испытаний и общий вид .Эксперимент на поддержке из ж/б балок.



$H/L=0.85$

Схема эксперимента.



Общий вид.

Заб. чертёж	Лосыков Н.Н.			ВКР-2069059-08.04.01-151133-2017			
Руководитель	Лосыков Н.Н.			Исследование прочности и деформативности кирпичных балок стенок при изменении их высоты			
Н. контр.	Лосыков Н.Н.						
Консультант	Лосыков Н.Н.						
Конструкции	Лосыков Н.Н.			Конструктивный	Стадия	Лист	Листов
					ВКР	4	13
				Схема испытаний и общий вид. Эксперимент на поддержке из ж/б балок		ПГУАС, каф. СК группа Ст-22м	
Исполнил	Кузнецова А.П.						

Схема испытаний и общий вид .Эксперимент на поддержке из стальных балок.

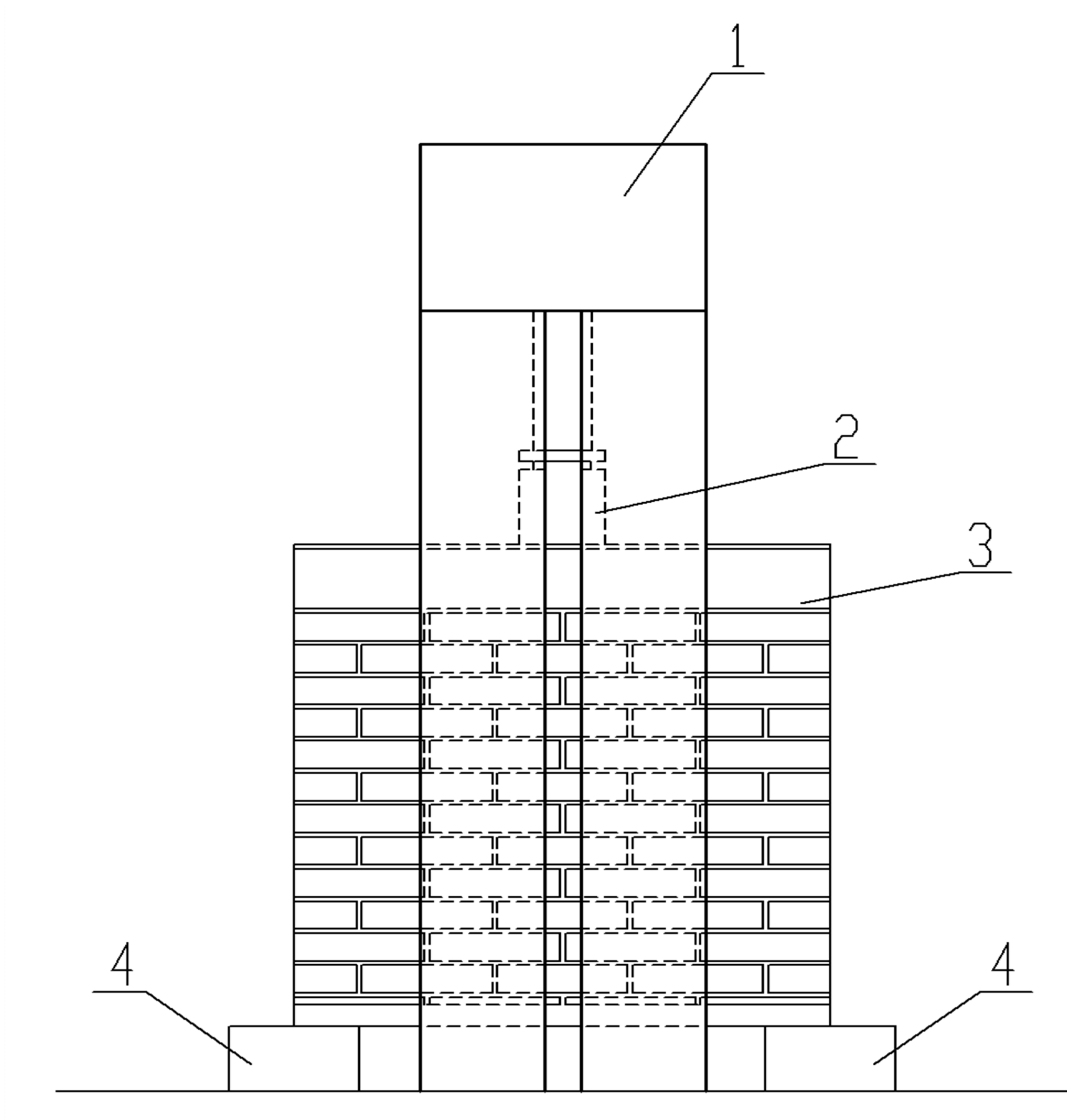


Схема испытаний.

1-устройство для приложения вертикальной нагрузки;
2-гидравлический домкрат; 3-двутавр; 4- опоры.



Общий вид.

Заб. чертёж	Лосыков Н.Н.			ВКР-2069059-08.04.01-151133-2017			
Руководитель	Лосыков Н.Н.			Исследование прочности и деформативности кирпичных балок стенок при изменении их высоты			
Н. контр.	Лосыков Н.Н.						
Консультант	Лосыков Н.Н.						
Конструктор	Лосыков Н.Н.			Конструктивный	Стадия	Лист	Листов
					ВКР	5	13
				Схема испытаний и общий вид. Эксперимент на поддержке из стальных балок			ПГУАС, каф. СК группа Ст-22м
Исполнил	Куряменкова А.П.						

Результаты испытаний.



Характер образования трещин в образце БС-1-1.

Характер образования трещин в образце БС-1-2.

Характер образования трещин в образце БС-1-3.

Разрушающие усилия и усилия образования трещин.

№	Марка испытываемой стены	Разрушающи е усилия	Усилие образования трещин	
			T-1	Tс
1	2	3	4	5
1	БС-1-1	38	26,6	32,3
2	БС-1-2	40	28	34
3	БС-1-3	39	27,3	33,2

Результаты испытаний .

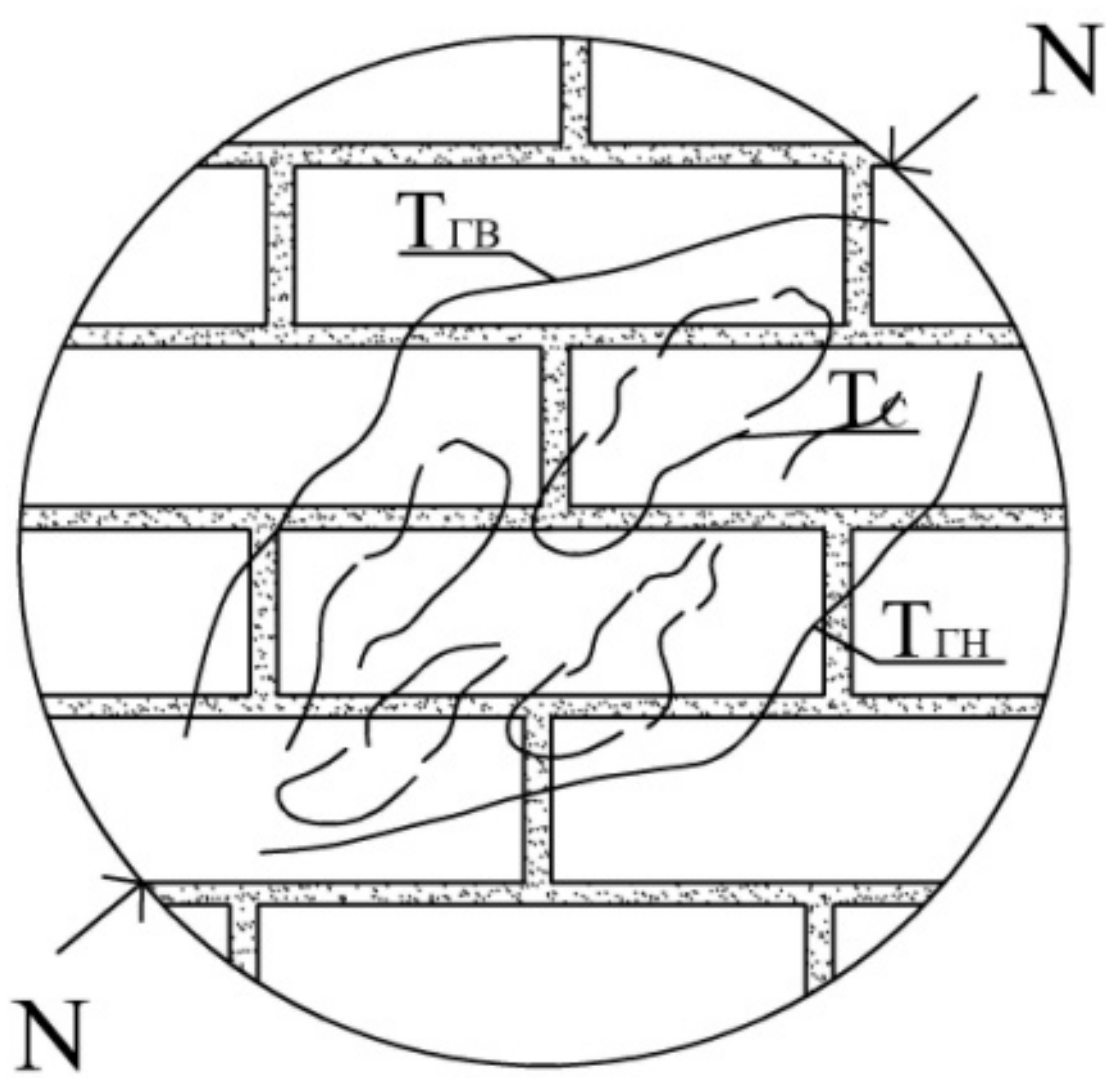
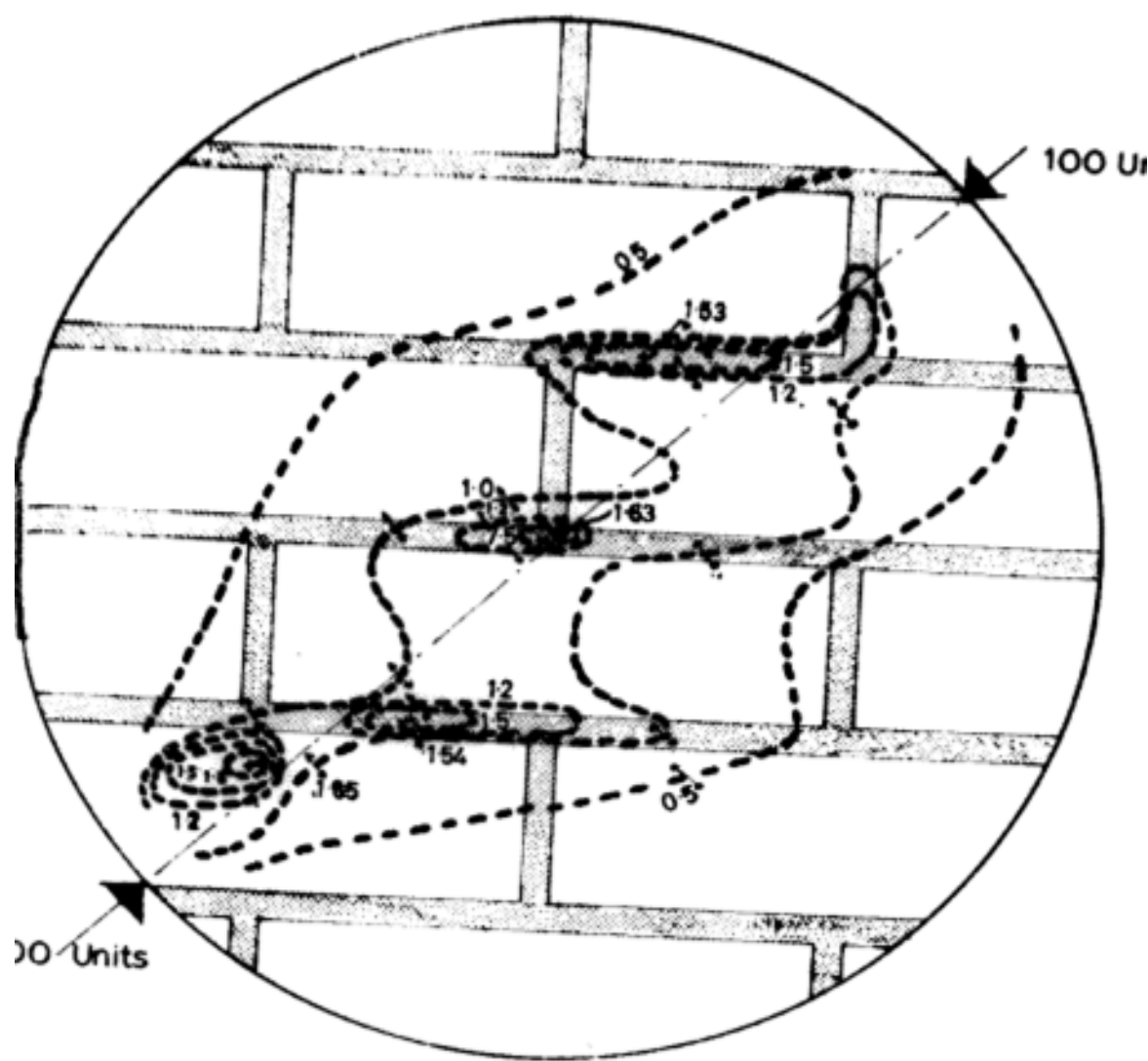


Схема траекторий развития трещин в образце КС-3-1



.Схема траекторий развития трещин в образце КС-3-2

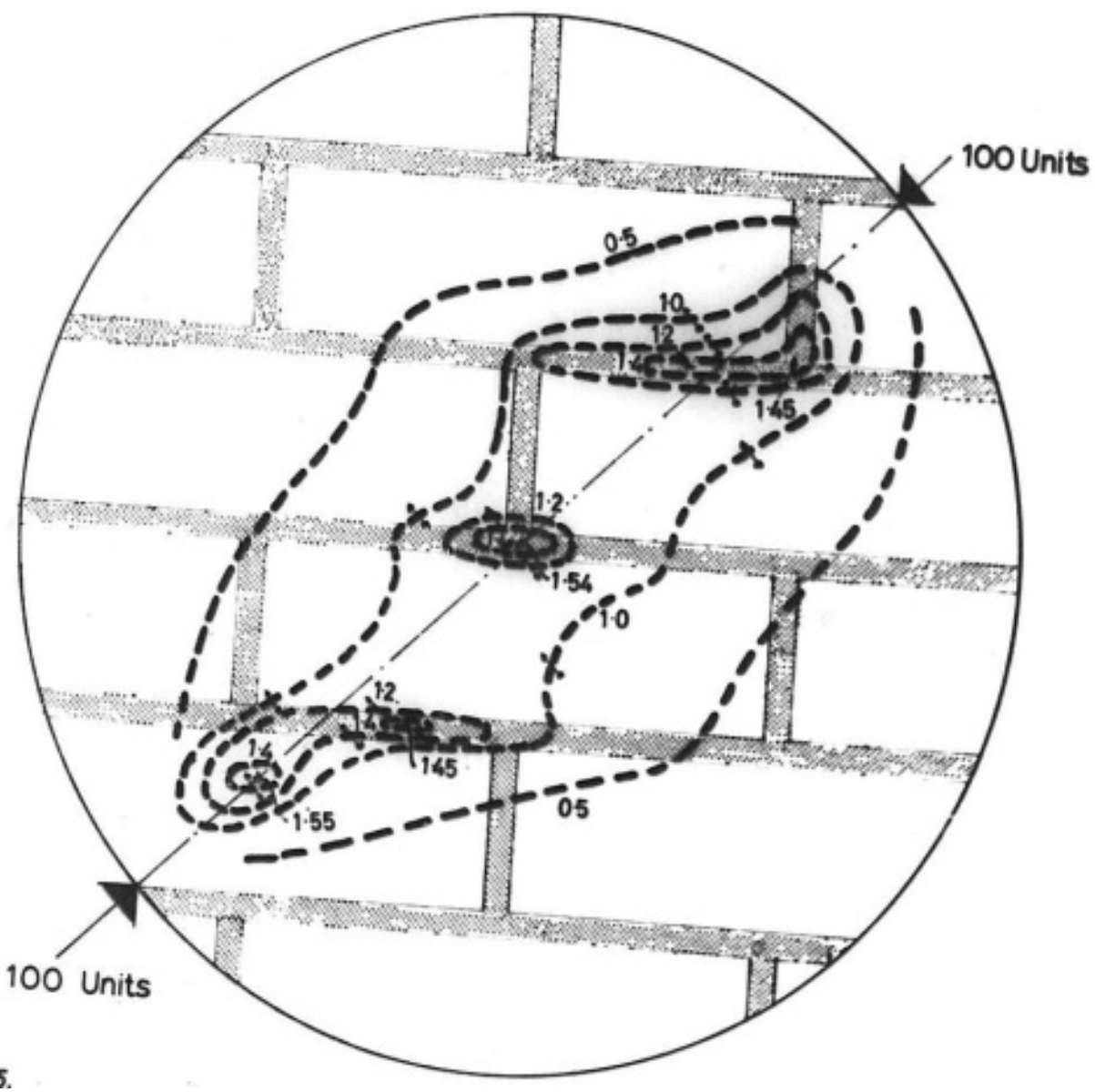
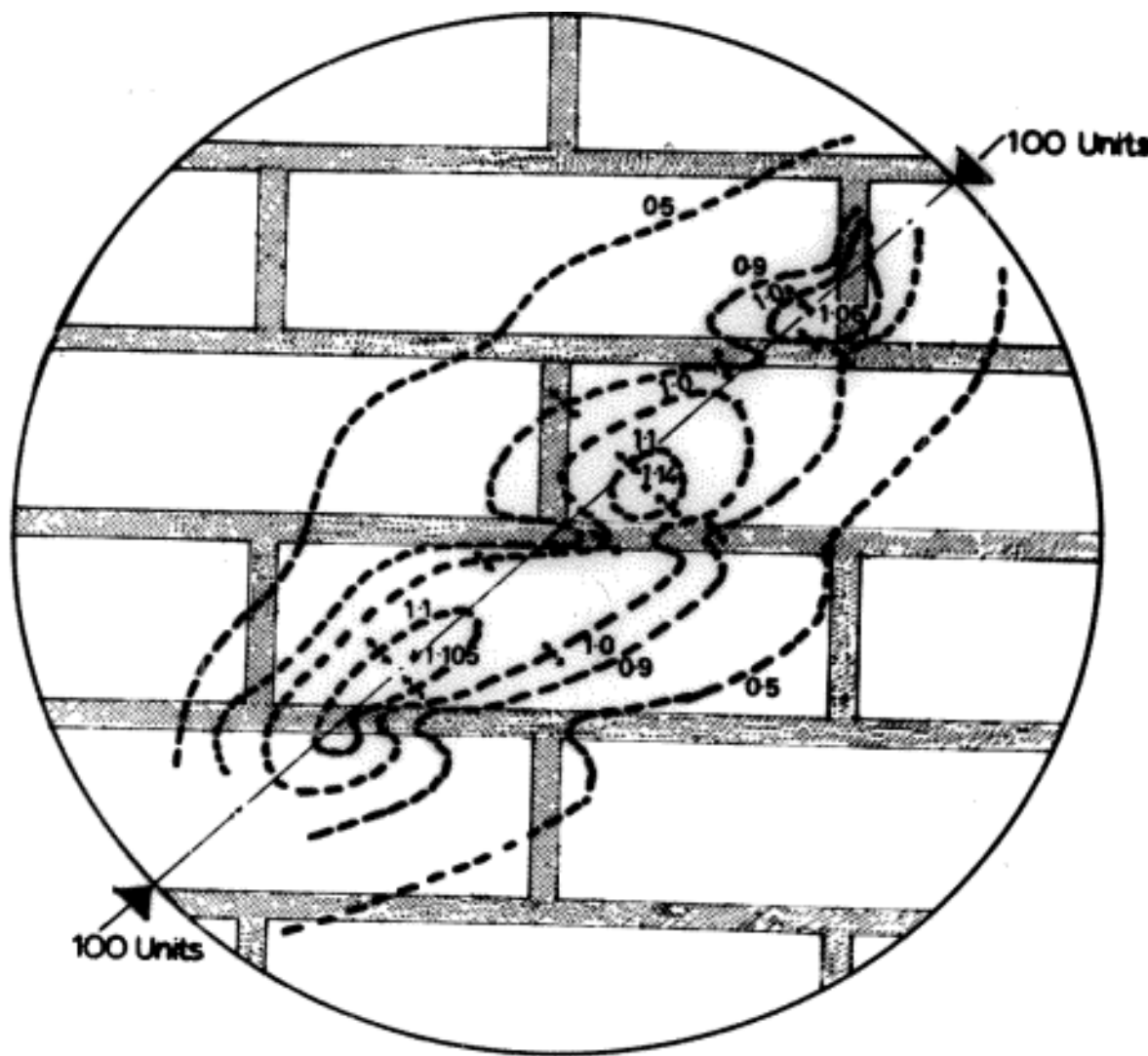


Схема траекторий развития трещин в образце КС-3-3



.Схема траекторий развития трещин в образце КС-3-4.

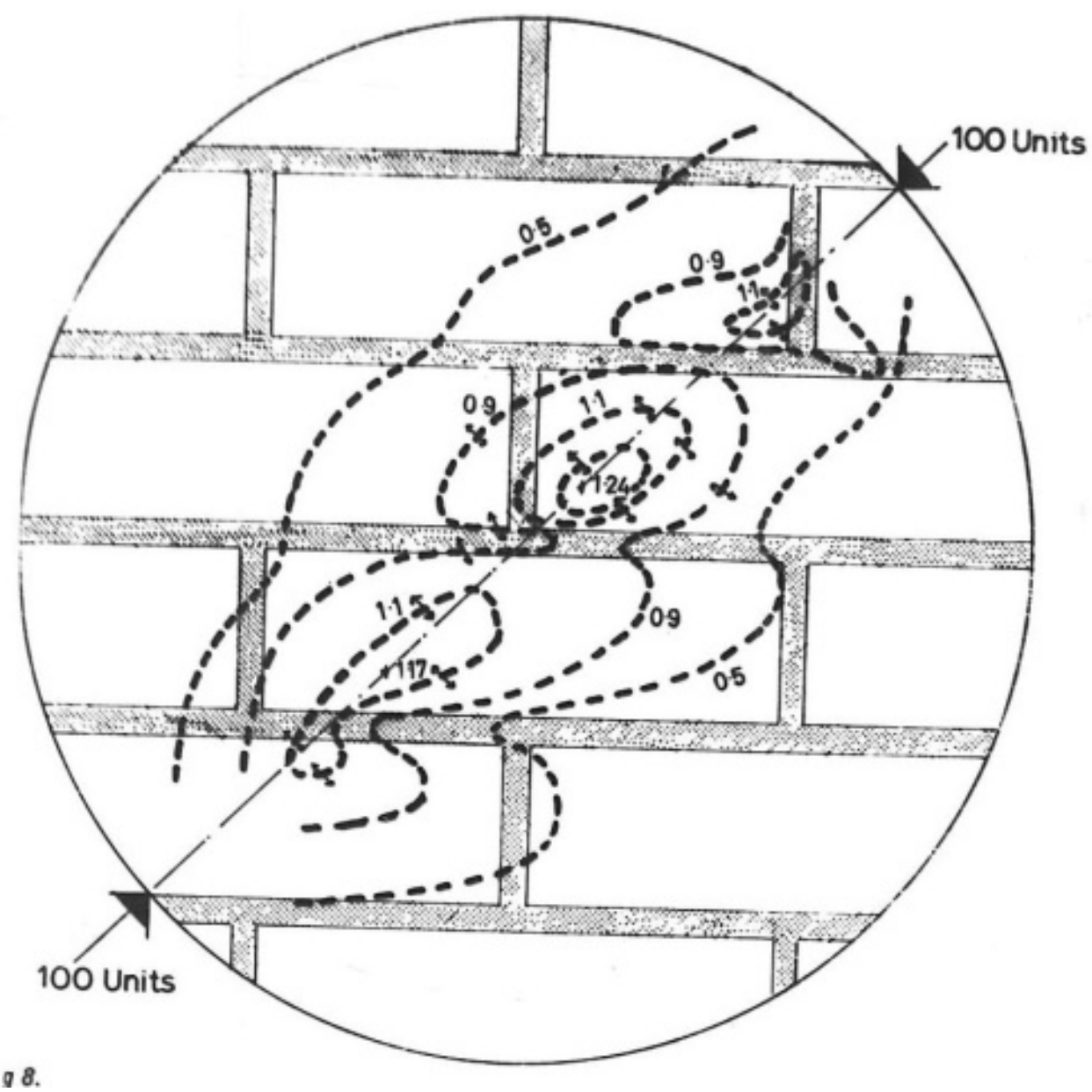


Схема траекторий развития трещин в образце КС-3-5

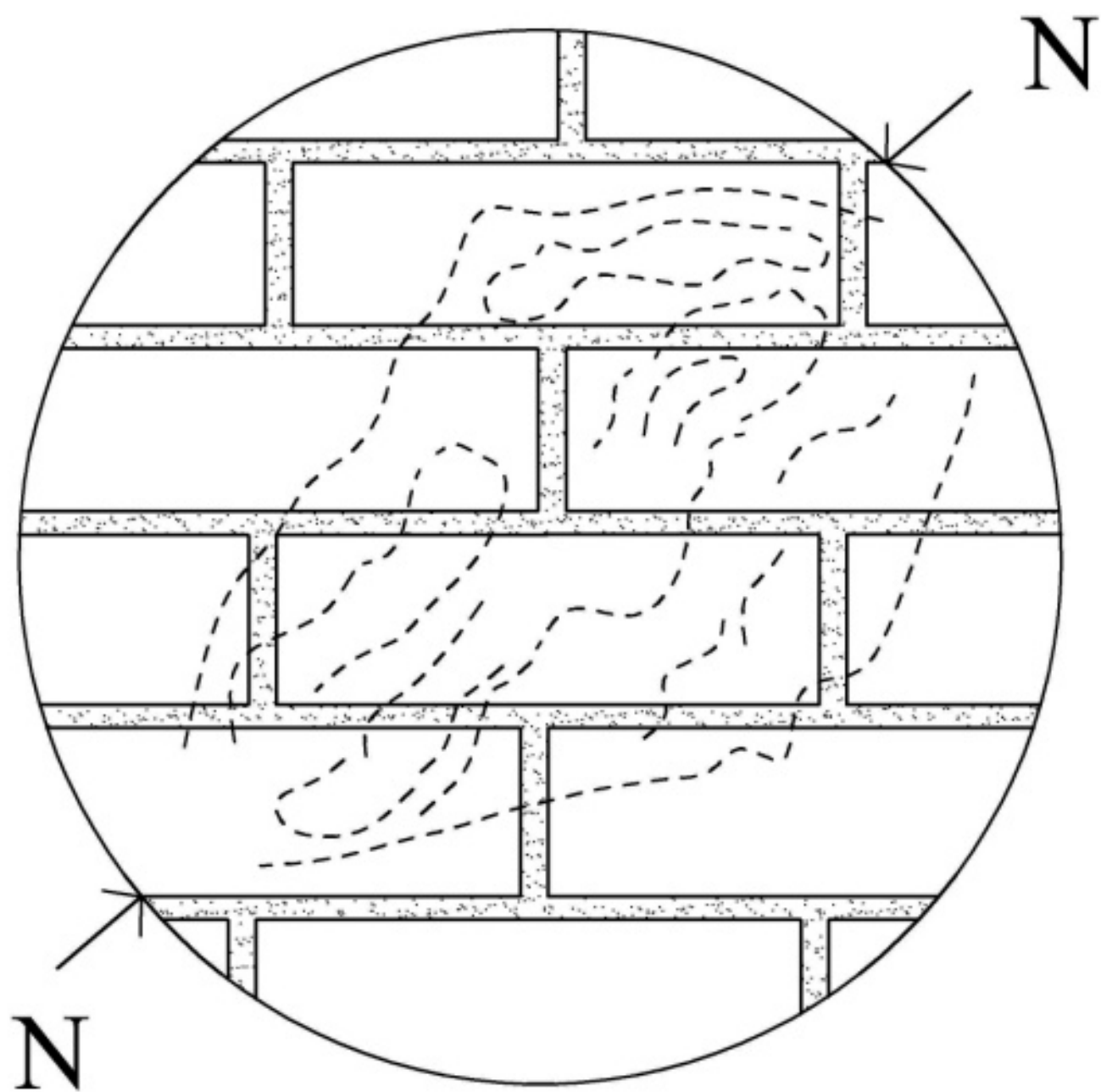


Схема траекторий развития трещин в образце КС-3-6

Заб. чертёж	Ласков Н.Н.			ВКР-2069059-08.04.01-151133-2017			
Руководитель	Ласков Н.Н.			Исследование прочности и деформативности кирпичных балок стенок при изменении их высоты			
Н. контр	Ласков Н.Н.						
Консультант	Ласков Н.Н.						
Конструкции	Ласков Н.Н.			Конструктивный	Стадия	Лист	Листов
					ВКР	8	13
				Результаты испытаний	ПУАС, каф. СК группа Ст-22м		
Исполнил	Кузнецова А.П.						

График зависимости прочности.

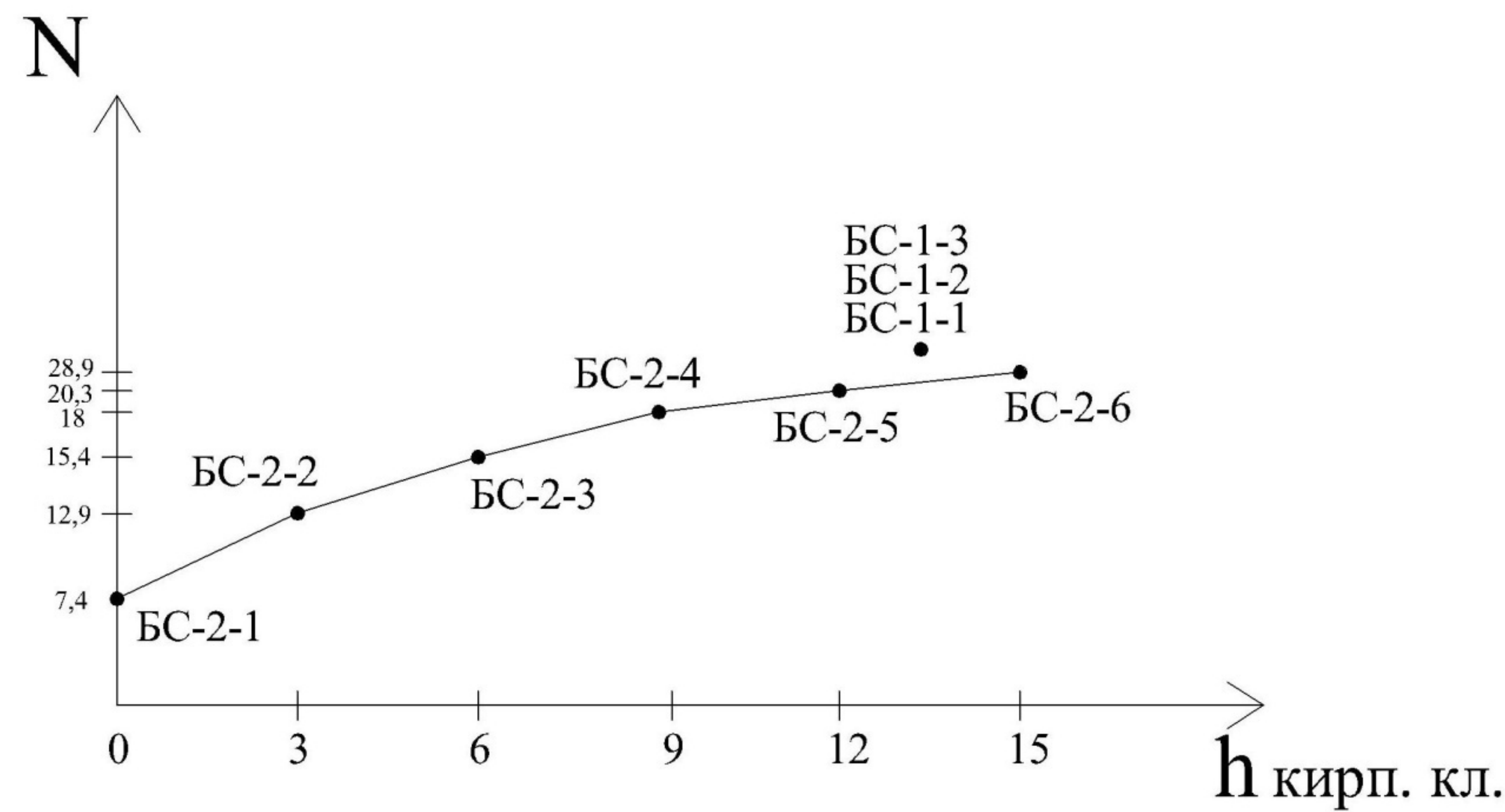
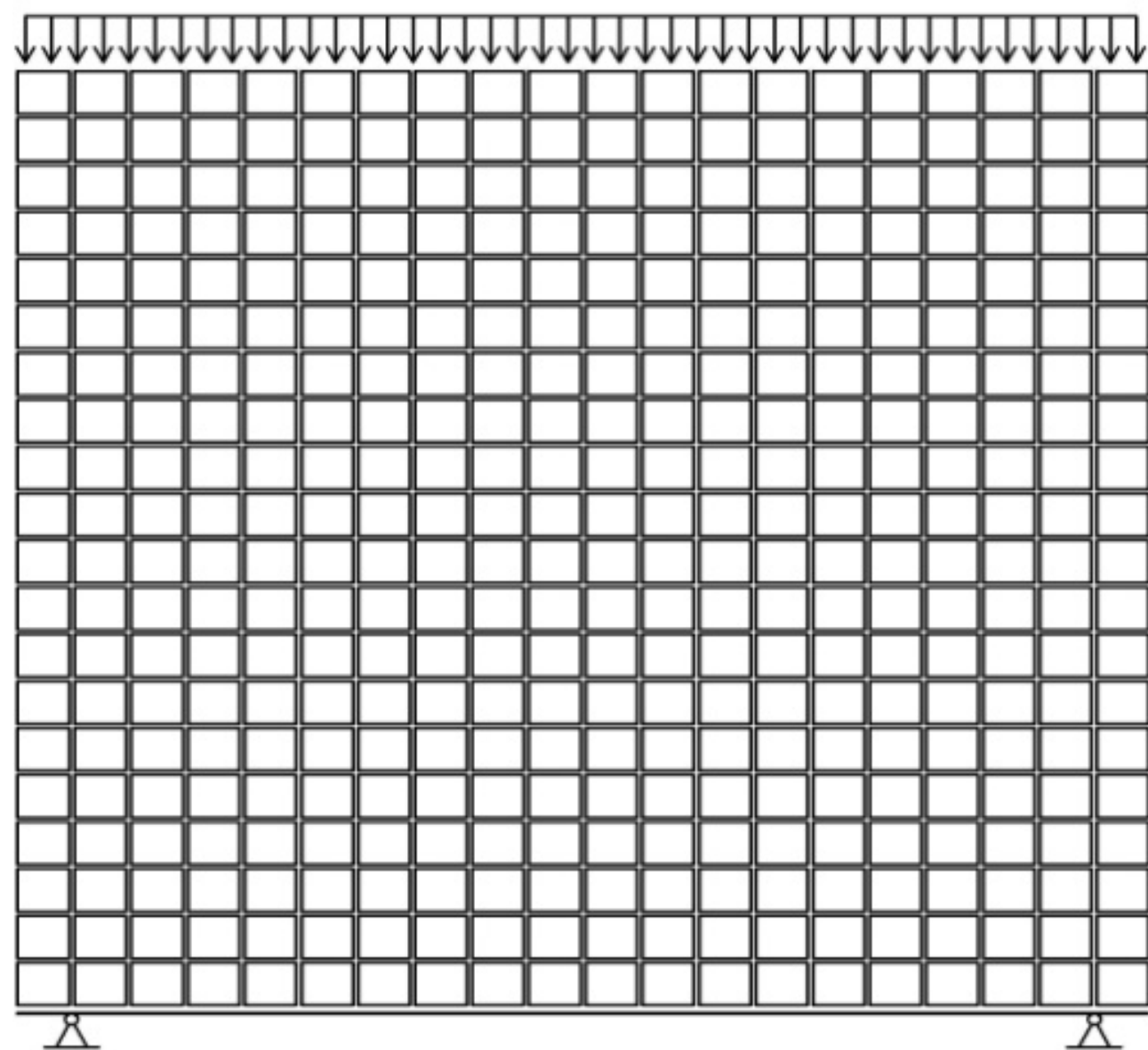


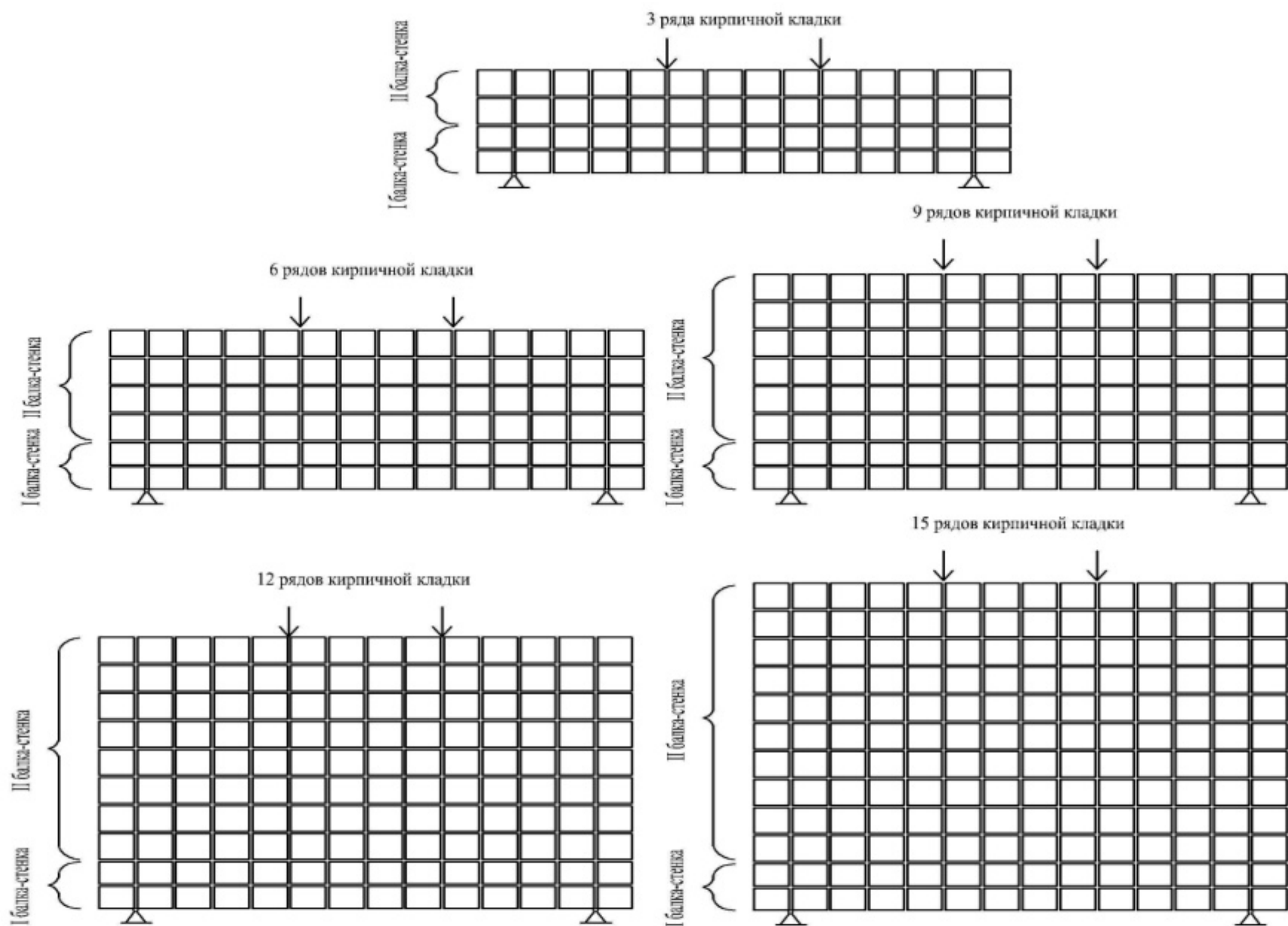
График зависимости прочности балок-стенок при изменении высоты кирпичной кладки.

Заб. чертёж	Лосыков Н.Н.			ВКР-2069059-08.04.01-151133-2017			
Руководитель	Лосыков Н.Н.			Исследование прочности и деформативности кирпичных балок стенок при изменении их высоты			
Н. контр.	Лосыков Н.Н.						
Консультант	Лосыков Н.Н.						
Конструкции	Лосыков Н.Н.			Конструктивный	Стадия	Лист	Листов
					ВКР	9	13
				График зависимости прочности		ПГУАС, каф. СК группа Ст-22м	
Исполнил	Кузнецова А.П.						

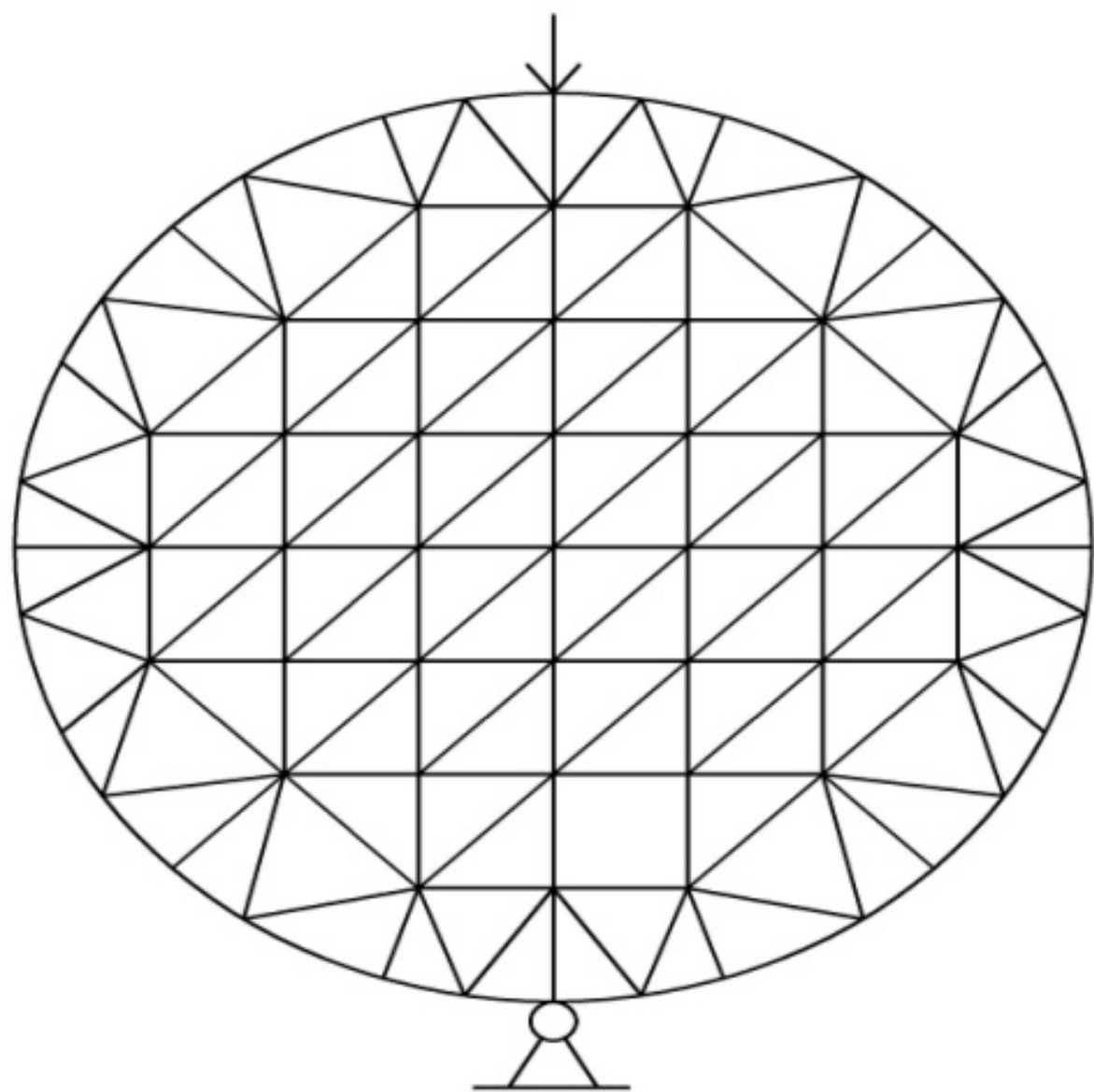
Расчетные схемы численного эксперимента.



Расчетная схема первой серии



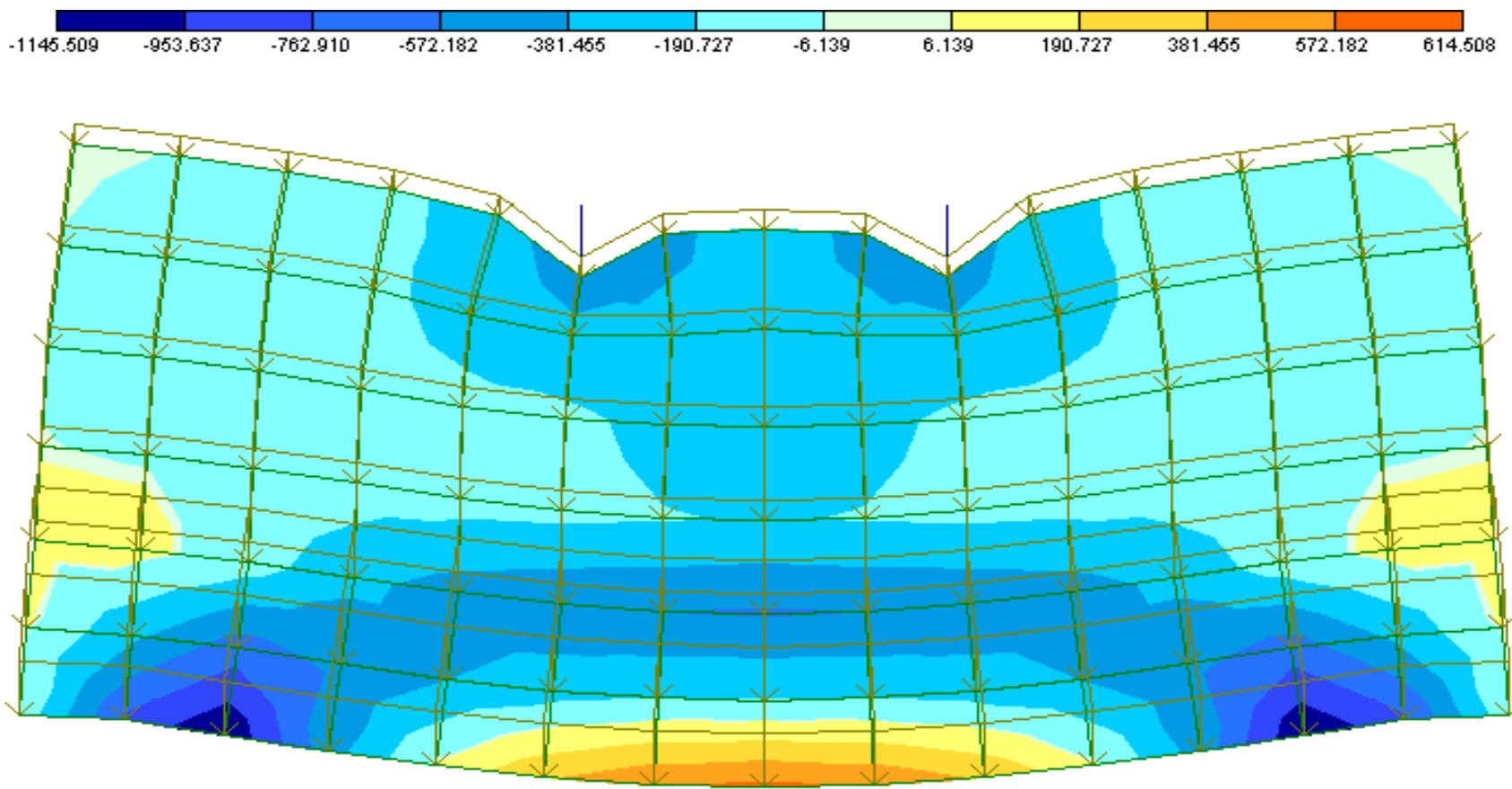
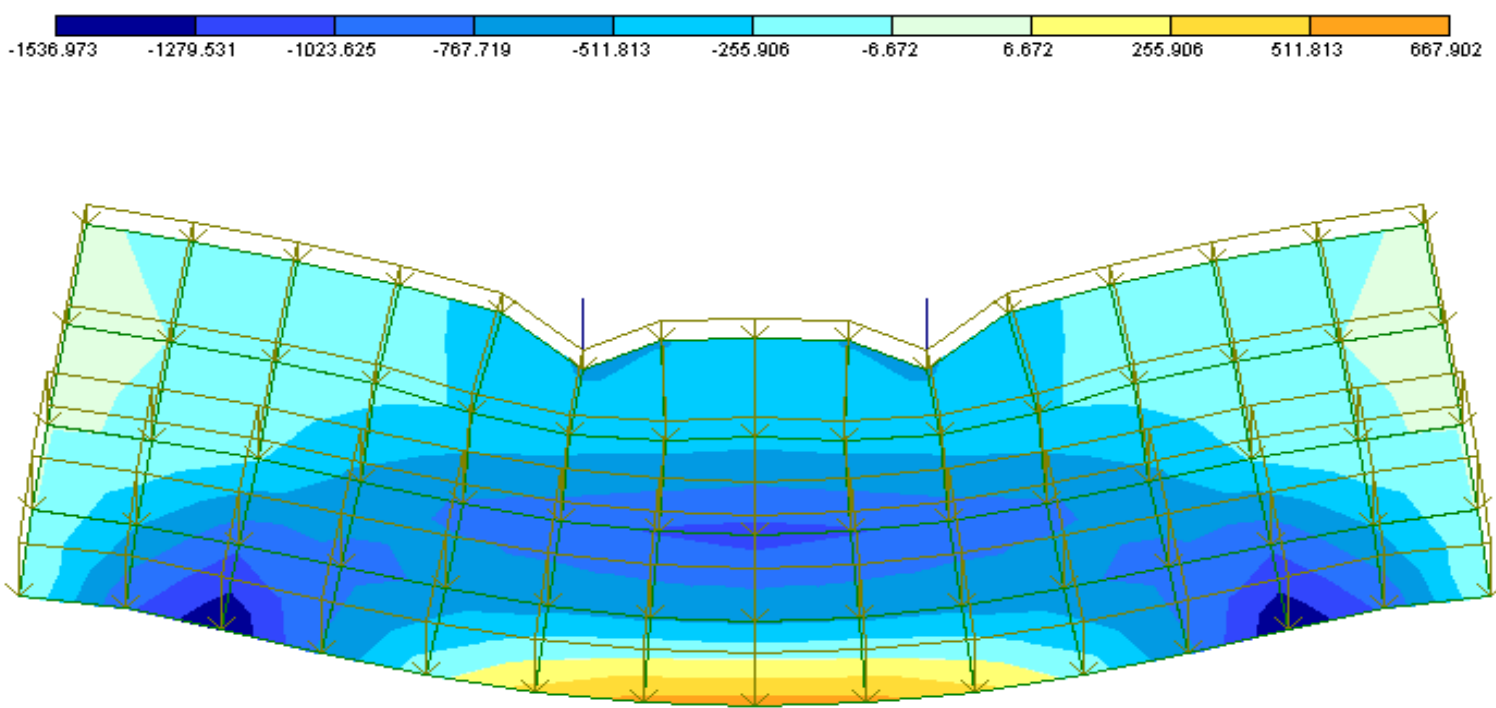
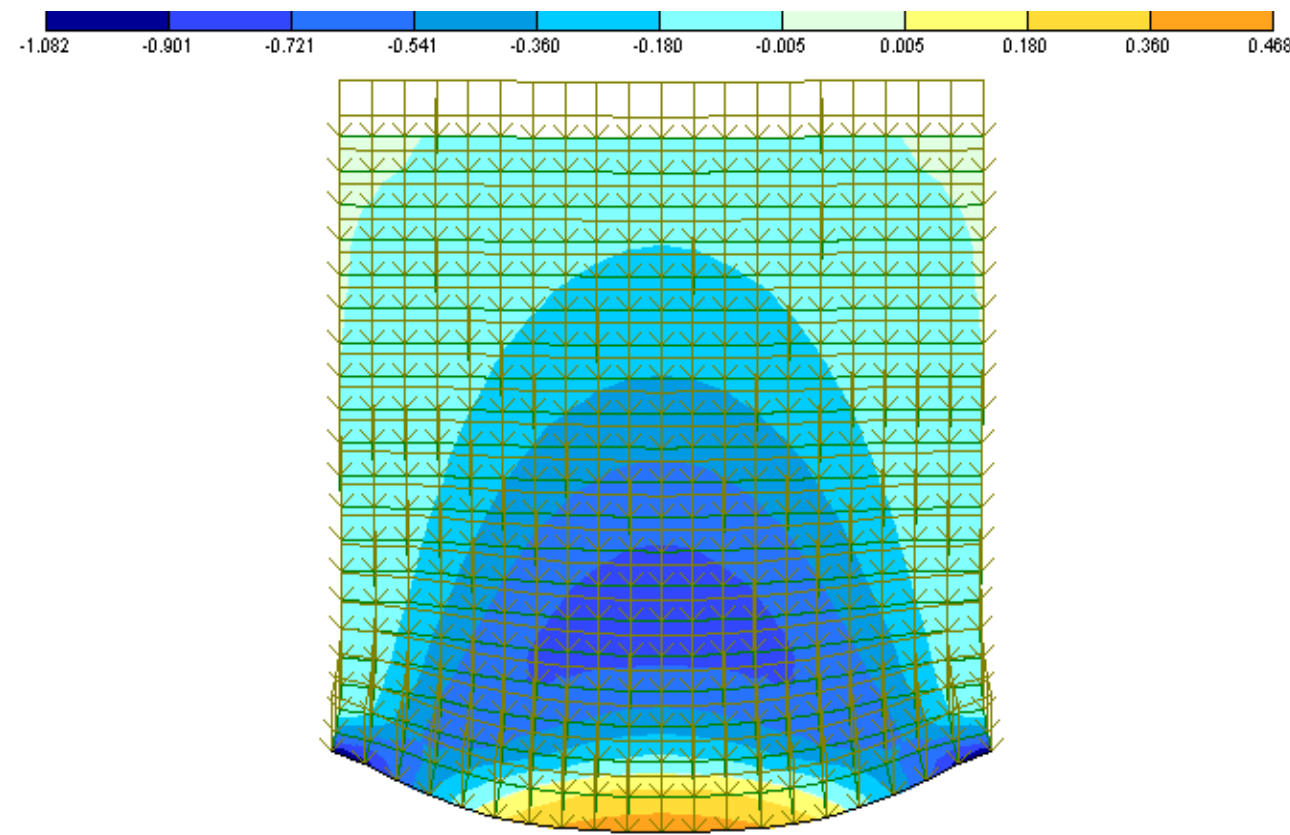
Расчетная схема



Расчетная схема третьей серии

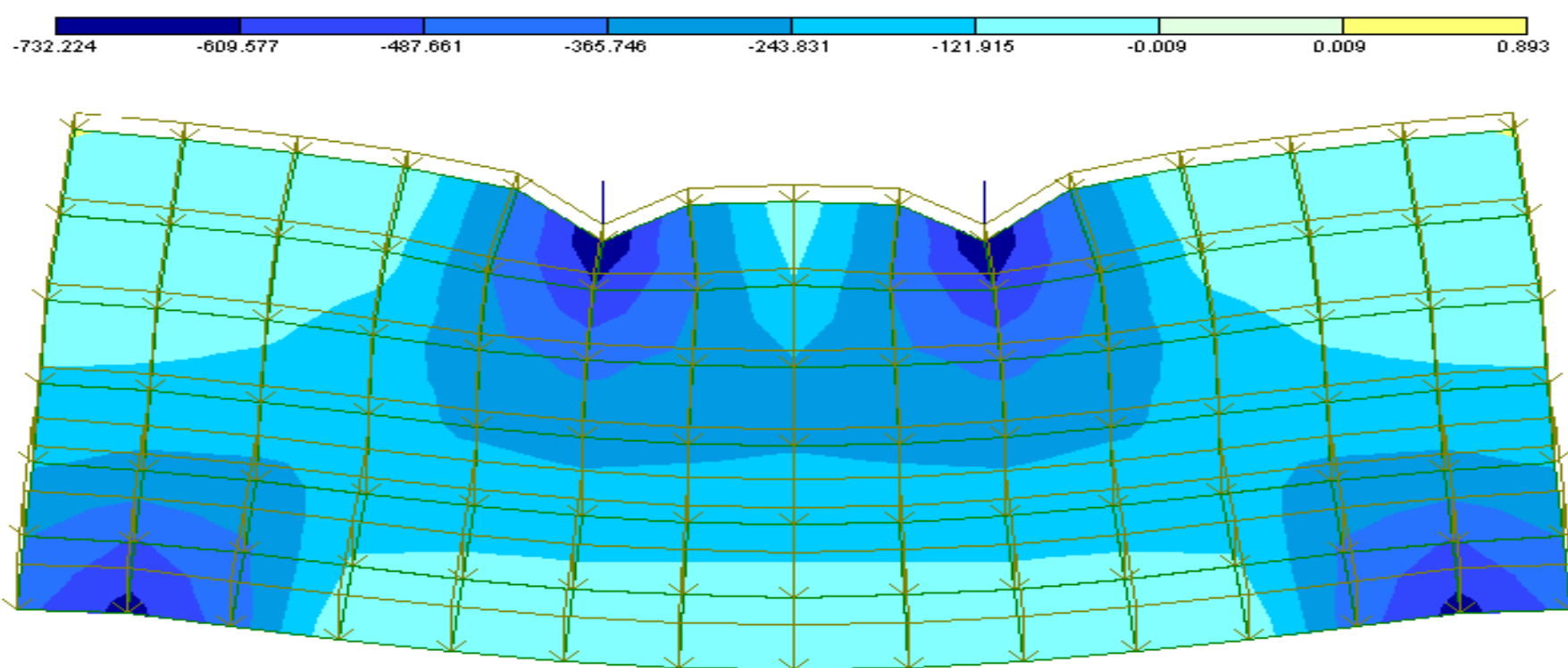
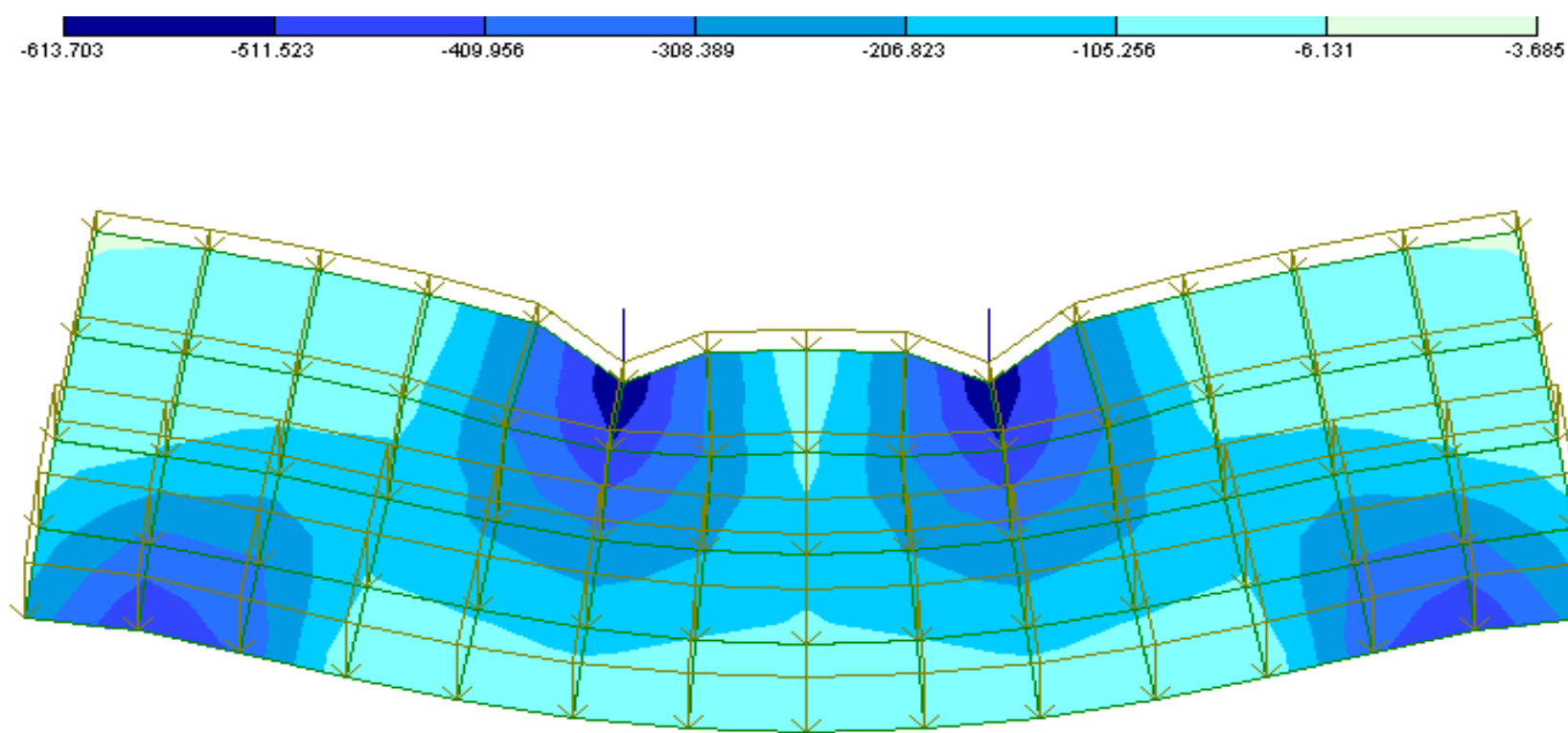
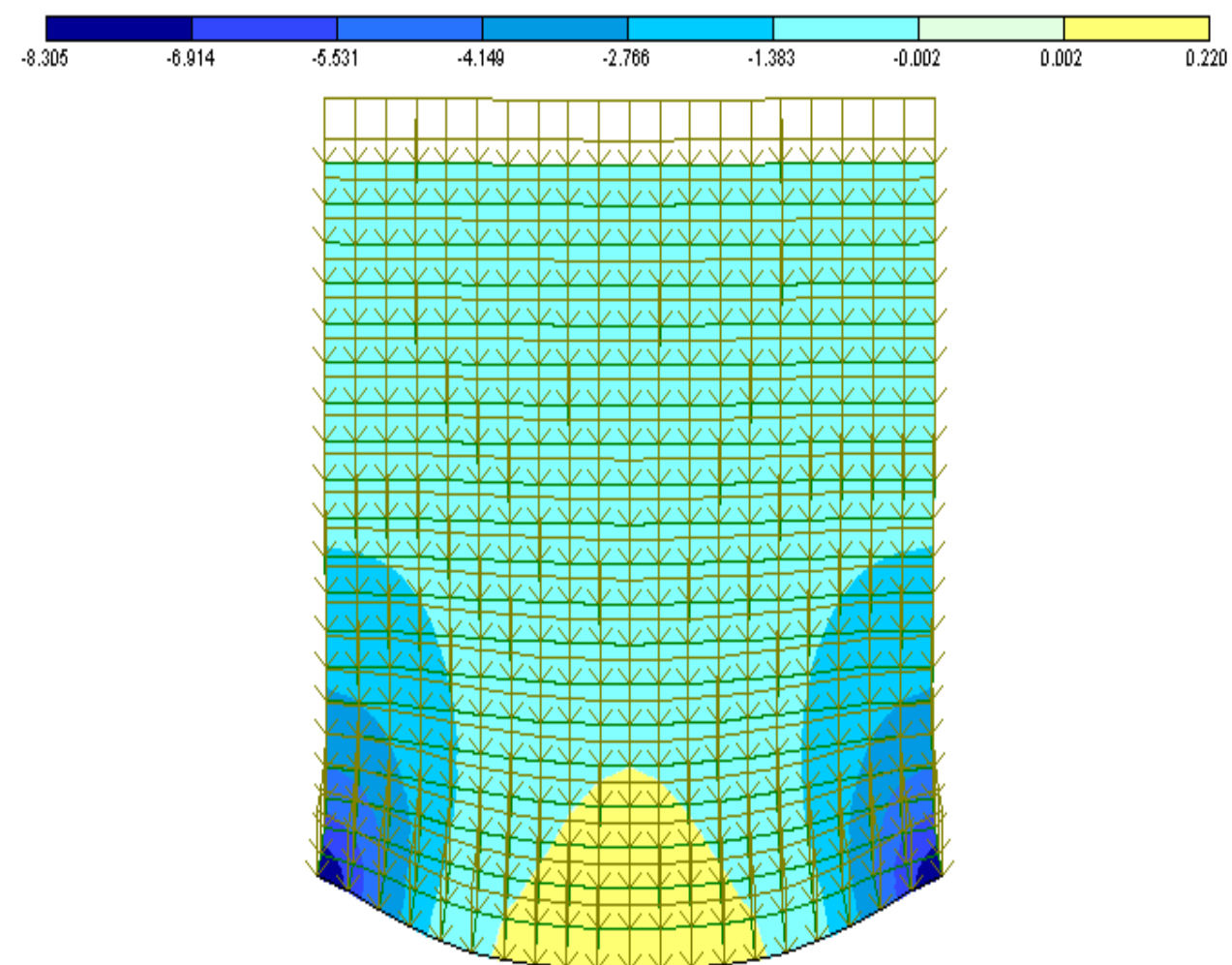
Заб. чертёж	Лосыков Н.Н.			ВКР-2069059-08.04.01-151133-2017				
Руководитель	Лосыков Н.Н.			Исследование прочности и деформативности кирпичных балок стенок при изменении их высоты				
Н. контр.	Лосыков Н.Н.							
Консультант	Лосыков Н.Н.							
Конструктор	Лосыков Н.Н.			Конструктивный		Стадия	Лист	Листов
						ВКР	10	13
				Расчетные схемы численного эксперимента		ПУАС, каф. СК группа Ст-22м		
Исполнитель	Кузнецова А.П.							

Эпюры напряжений.



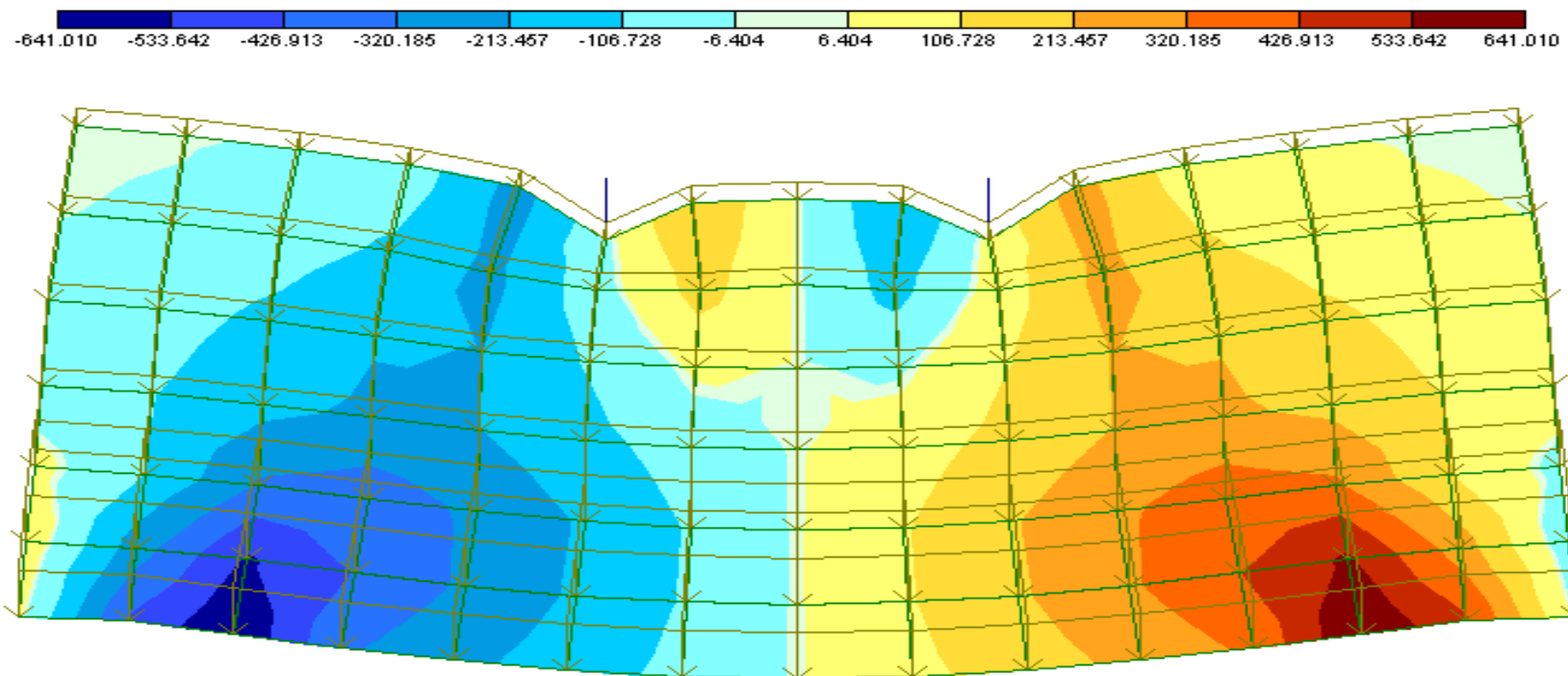
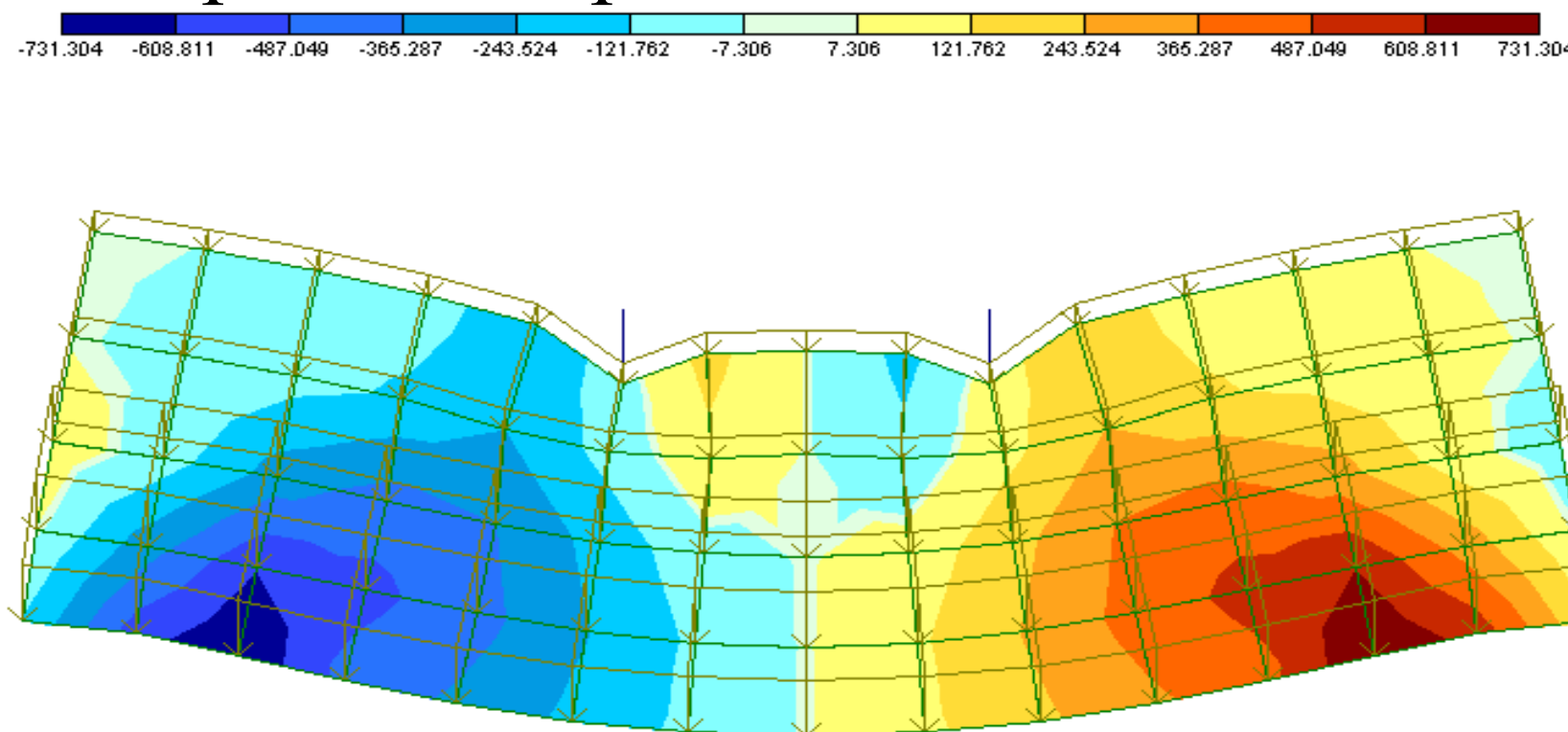
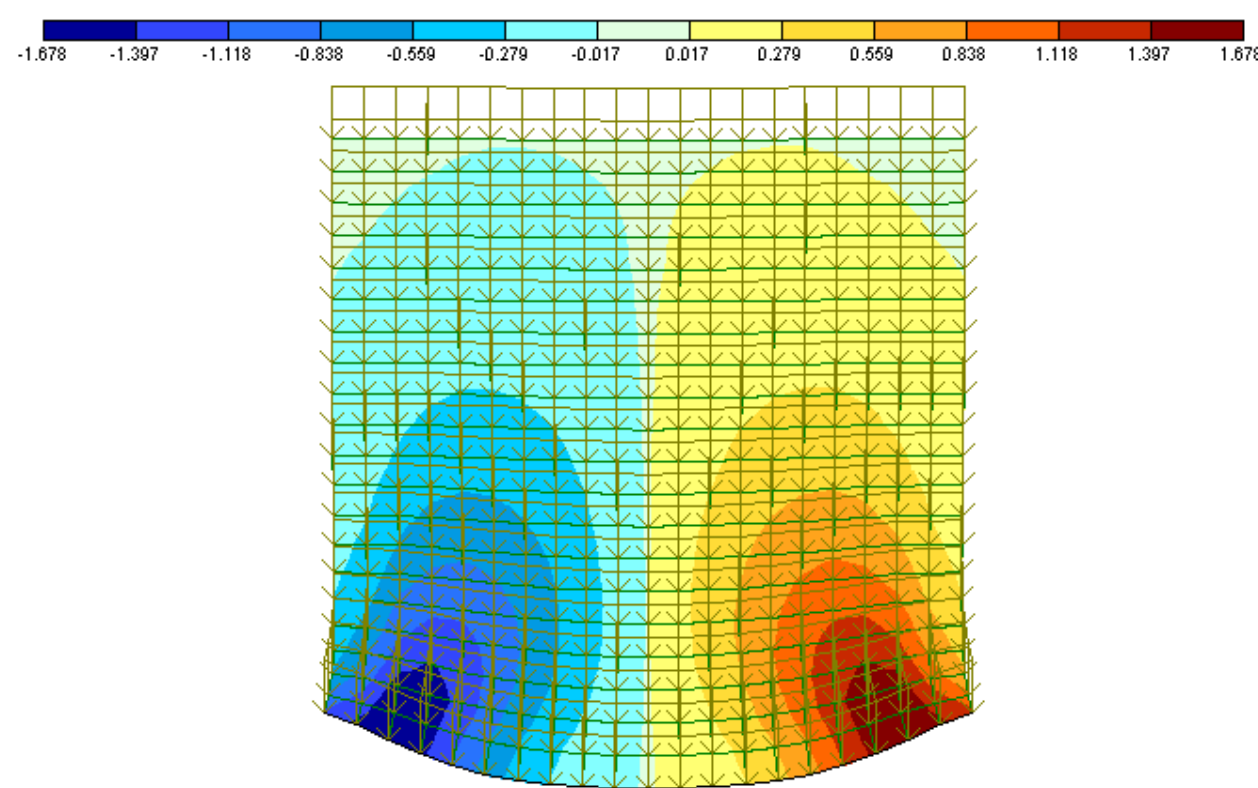
Эпюры напряжений S_x первой серии . Эпюры напряжений S_x второй серии образцов с 3 рядами кирпичной кладки.

Эпюры напряжений S_z второй серии образцов с 6 рядами



Эпюры напряжений S_z первой серии. Эпюры напряжений S_z второй серии образцов с 3 рядами кирпичной кладки.

Эпюры напряжений S_z второй серии образцов с 6 рядами

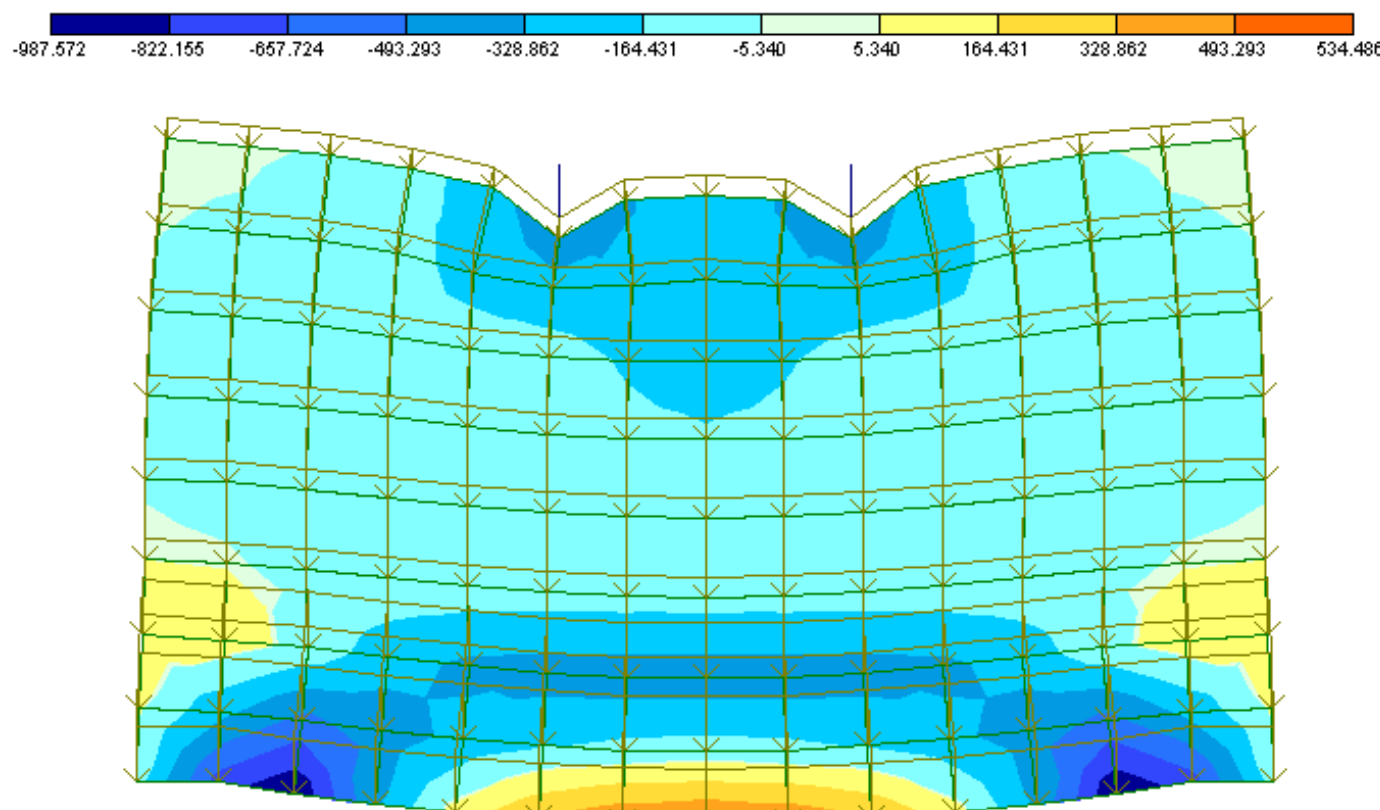


Эпюры напряжений t_{xz} первой серии образцов.

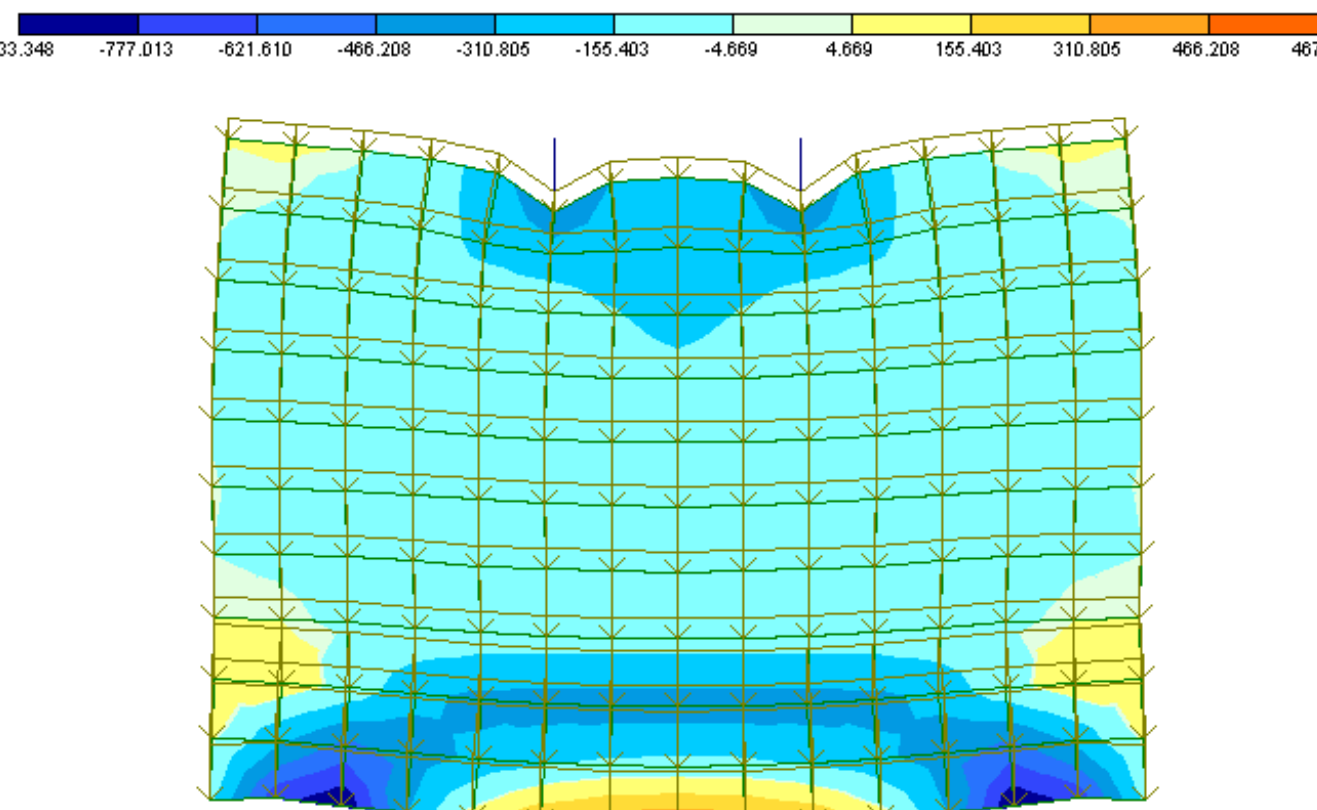
Эпюры напряжений t_{xz} второй серии образцов с 3 рядами кирпичной кладки. Эпюры напряжений t_{xz} второй серии образцов с 6 рядами кирпичной кладки.

Заб. чертёж	Лосыков Н.Н.			ВКР-2069059-08.04.01-151133-2017			
Руководитель	Лосыков Н.Н.			Исследование прочности и деформативности кирпичных балок стенок при изменении их высоты			
Н. контр.	Лосыков Н.Н.						
Консультант	Лосыков Н.Н.						
Конструкции	Лосыков Н.Н.			Конструктивный	Стадия	Лист	Листов
					ВКР	11	13
				Эпюры напряжений		ПГУАС, каф. СК группа Ст-22м	
Исполнил	Куряменкова А.П.						

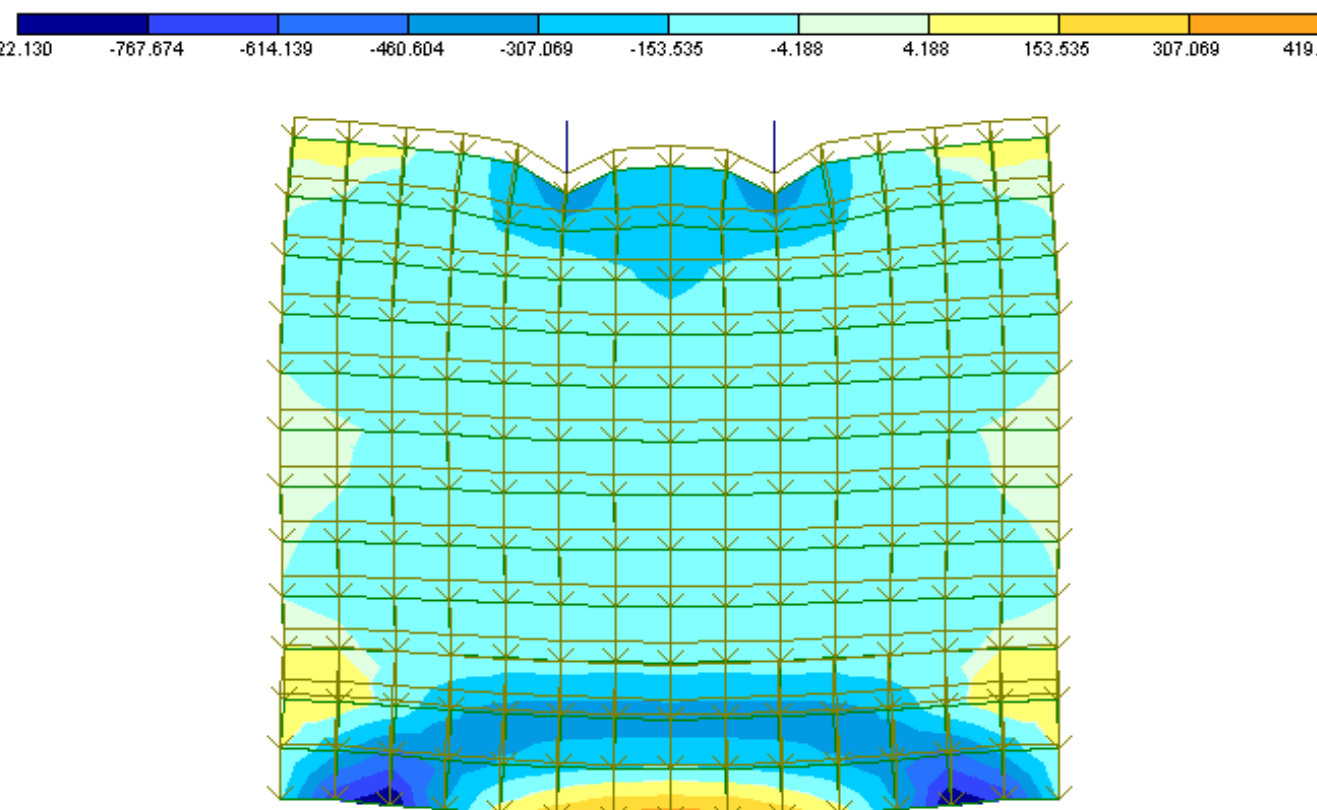
Эпюры напряжений.



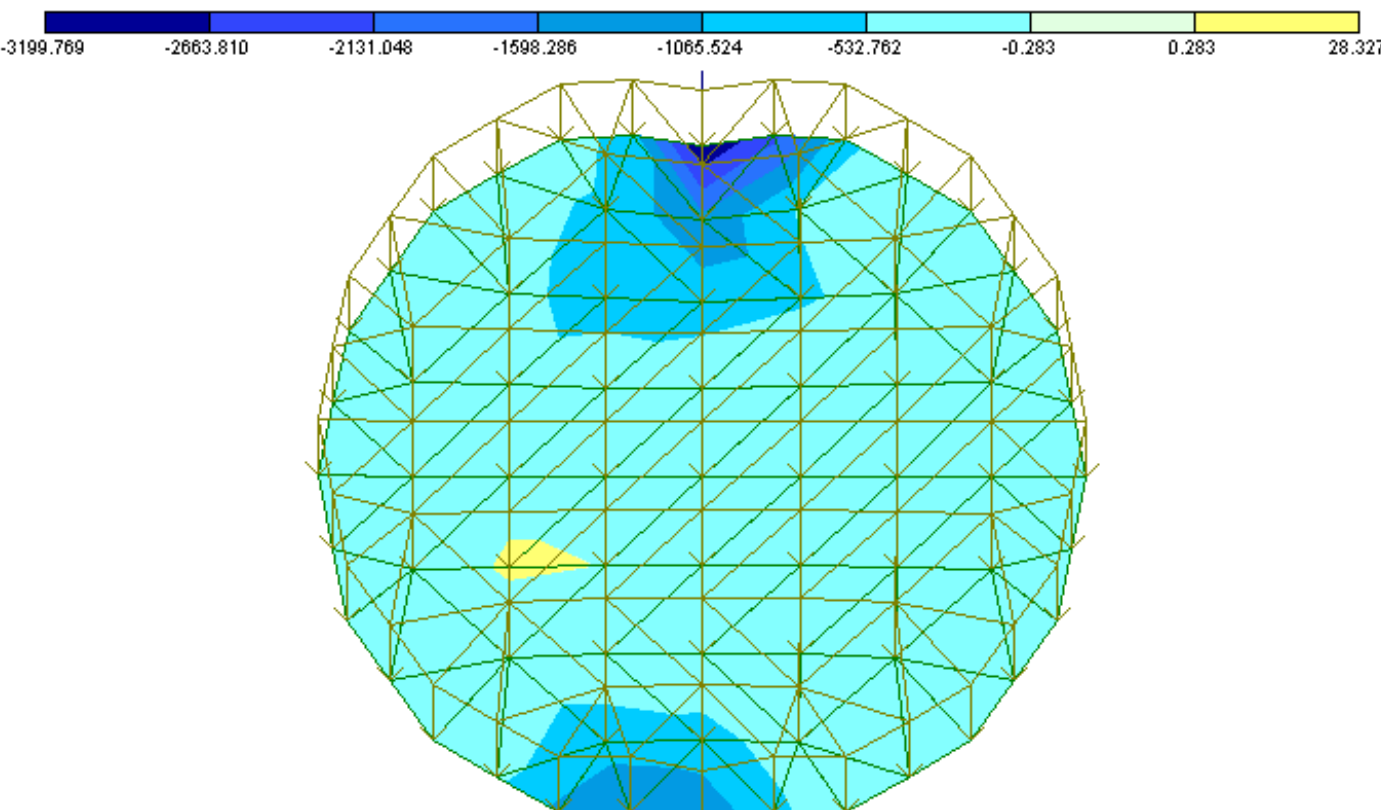
Эпюры напряжений σ_z второй серии образцов с 9 рядами кирпичной кладки.



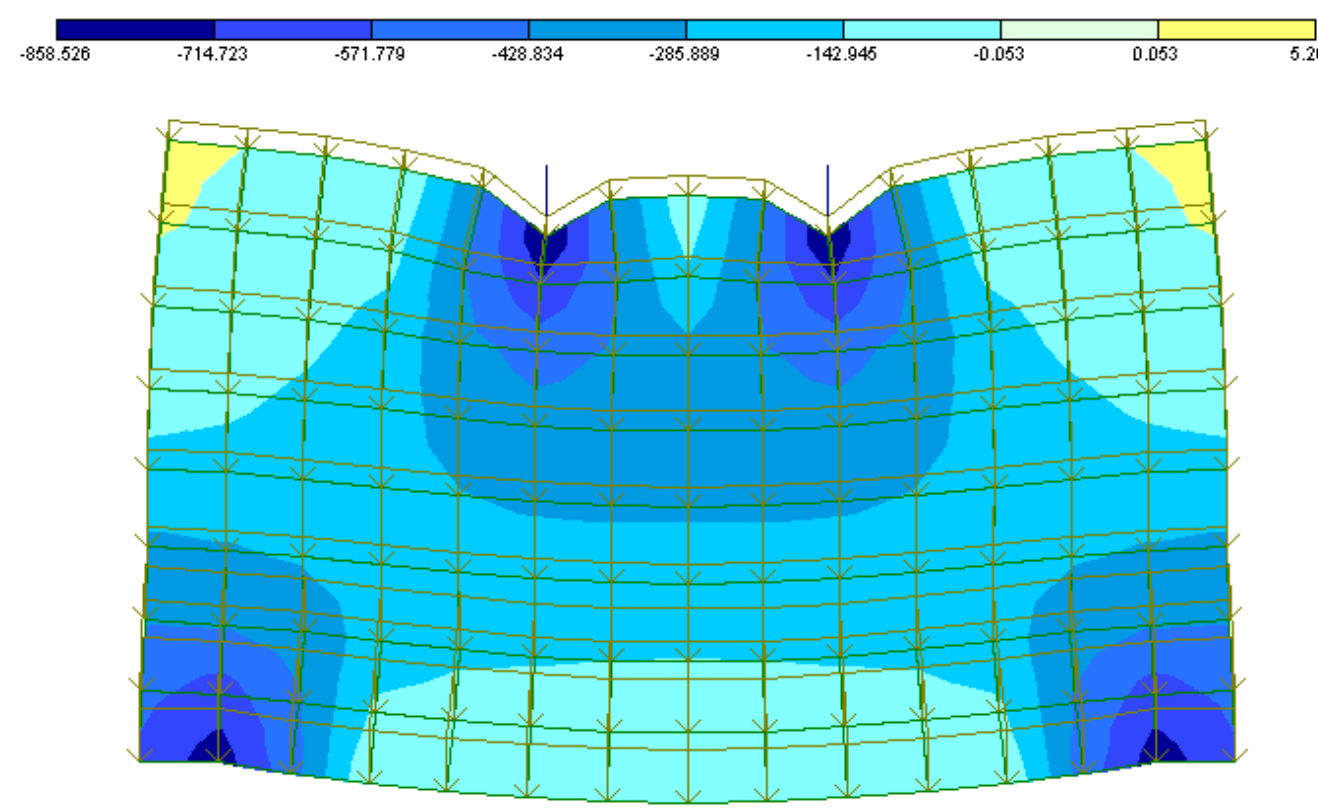
Эпюры напряжений σ_z второй серии образцов с 12 рядами кирпичной кладки.



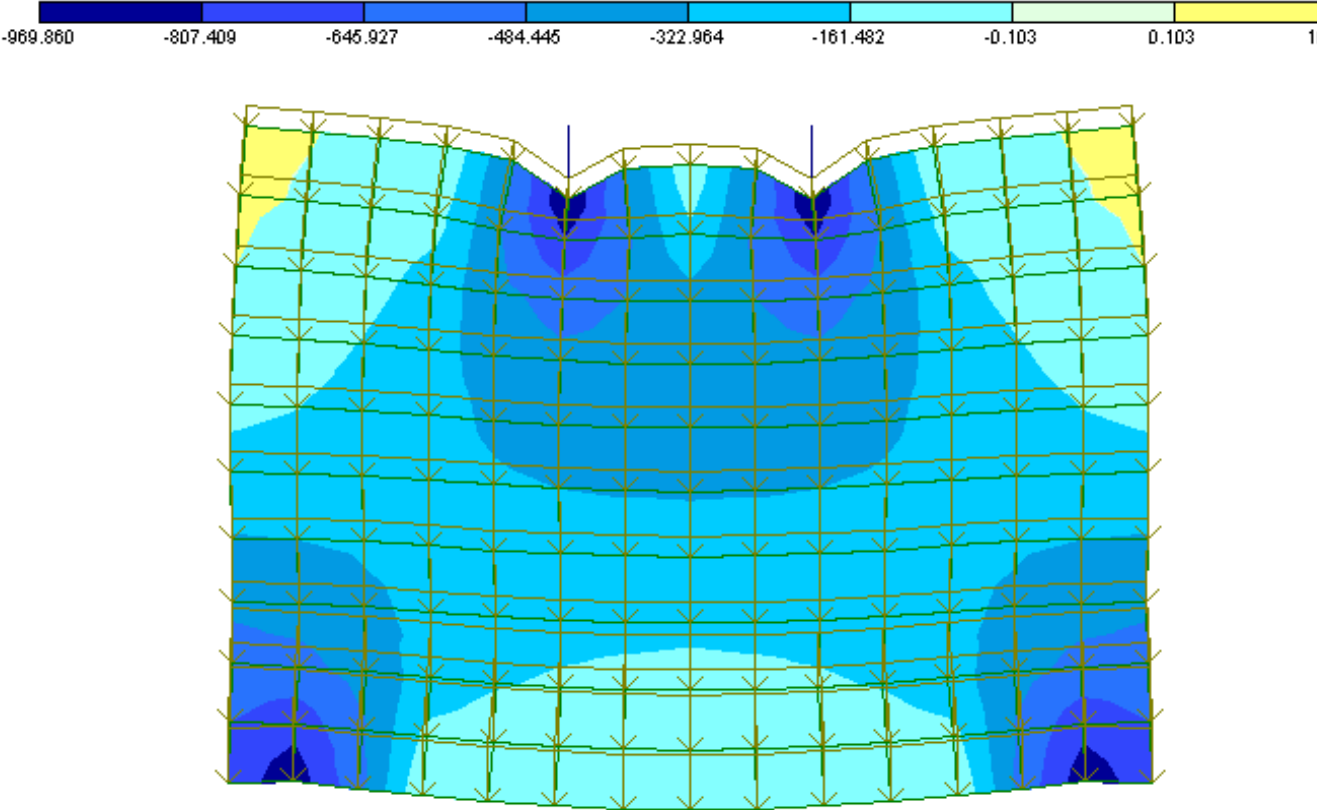
Эпюры напряжений σ_z второй серии образцов с 15 рядами кирпичной кладки.



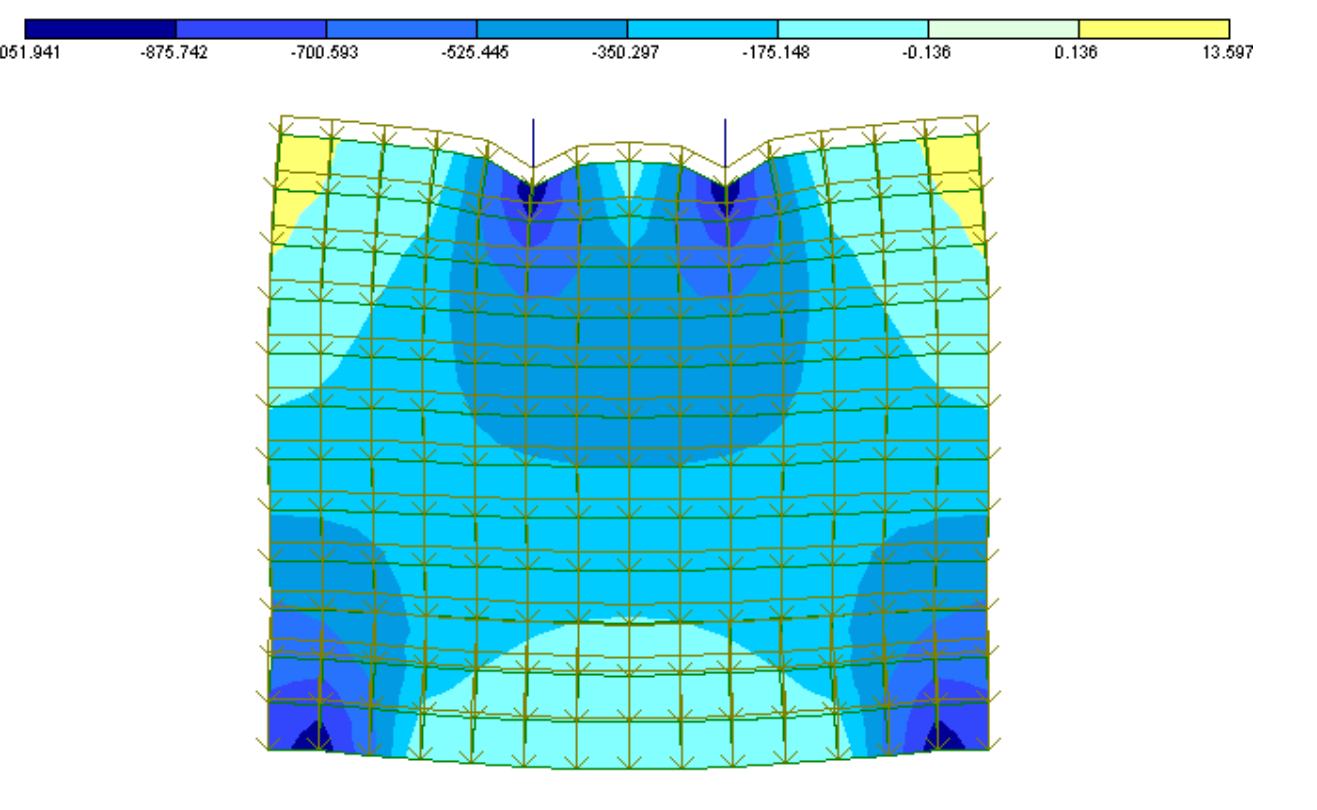
Эпюры напряжений σ_z третьей серии образцов



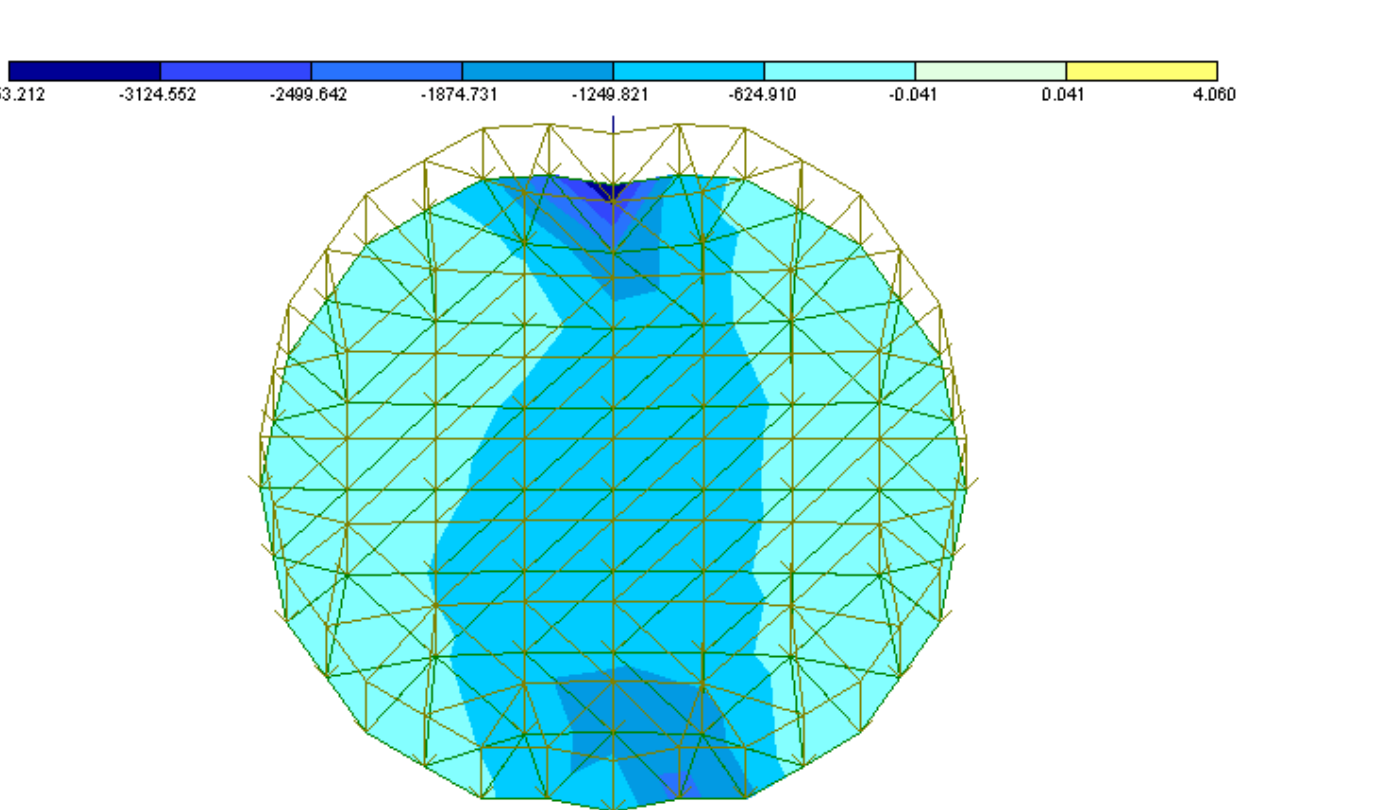
Эпюры напряжений S_z второй серии образцов с 9 рядами кирпичной кладки.



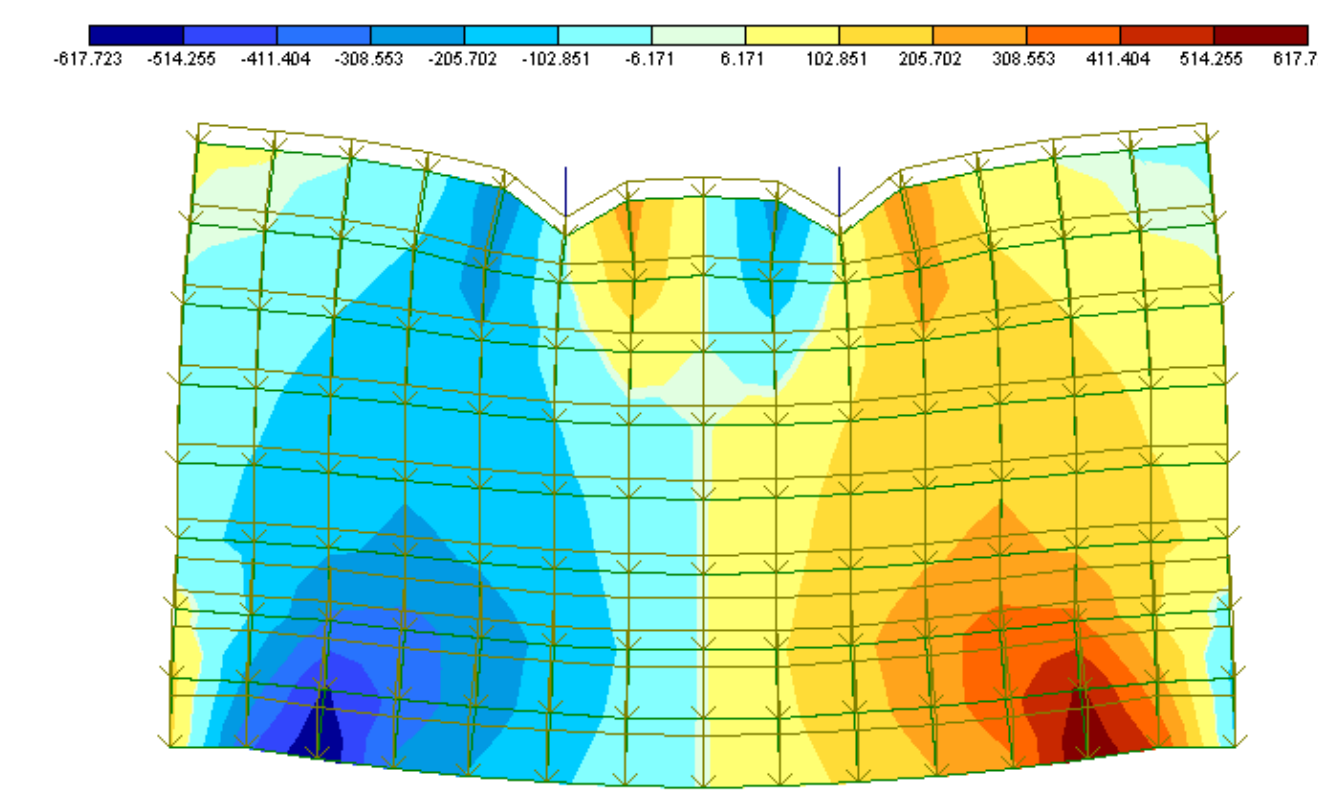
Эпюры напряжений S_z второй серии образцов с 12 рядами кирпичной кладки.



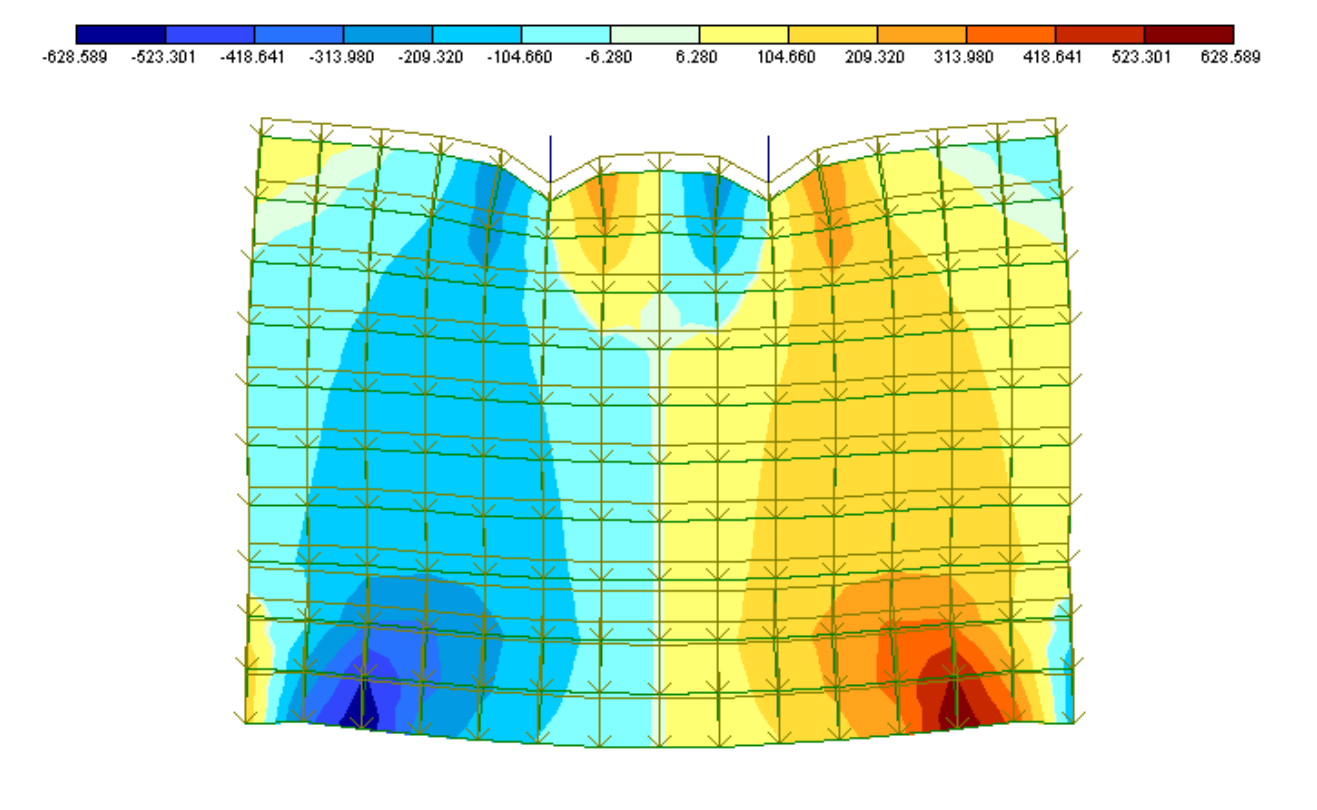
Эпюры напряжений S_z второй серии образцов с 15 рядами кирпичной кладки



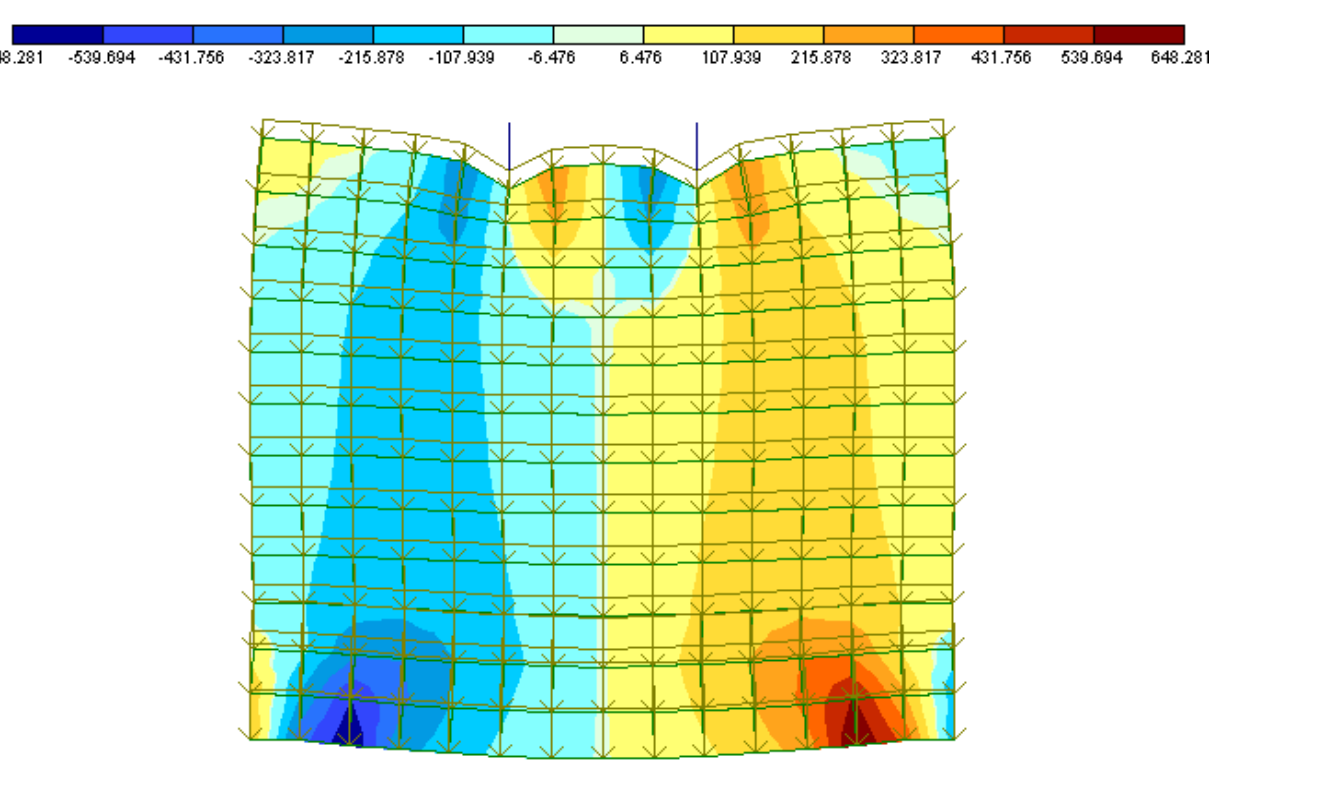
Эпюры напряжений S_z третьей серии образцов.



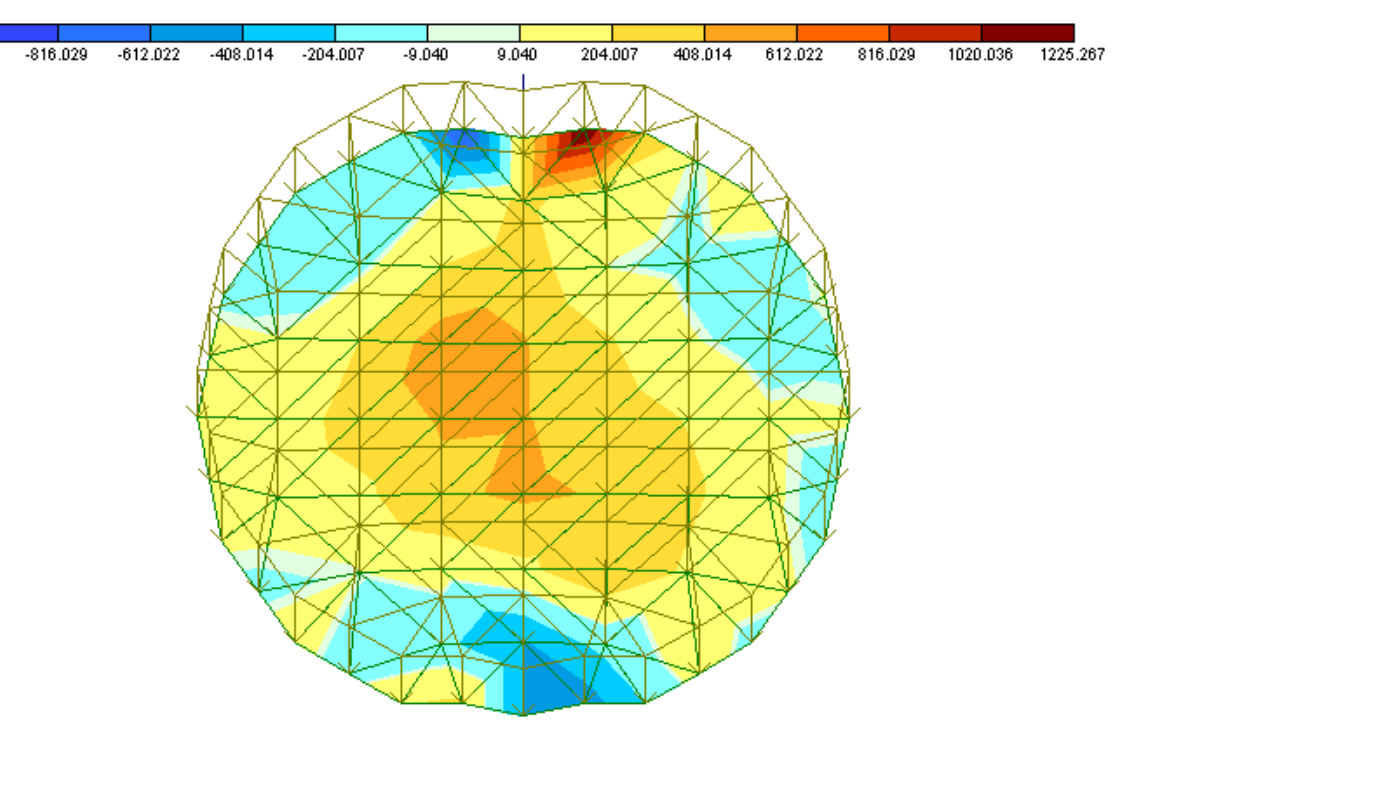
Эпюры напряжений t_{xz} второй серии образцов с 12 рядами кирпичной кладки.



Эпюры напряжений t_{xz} второй серии образцов с 9 рядами кирпичной кладки



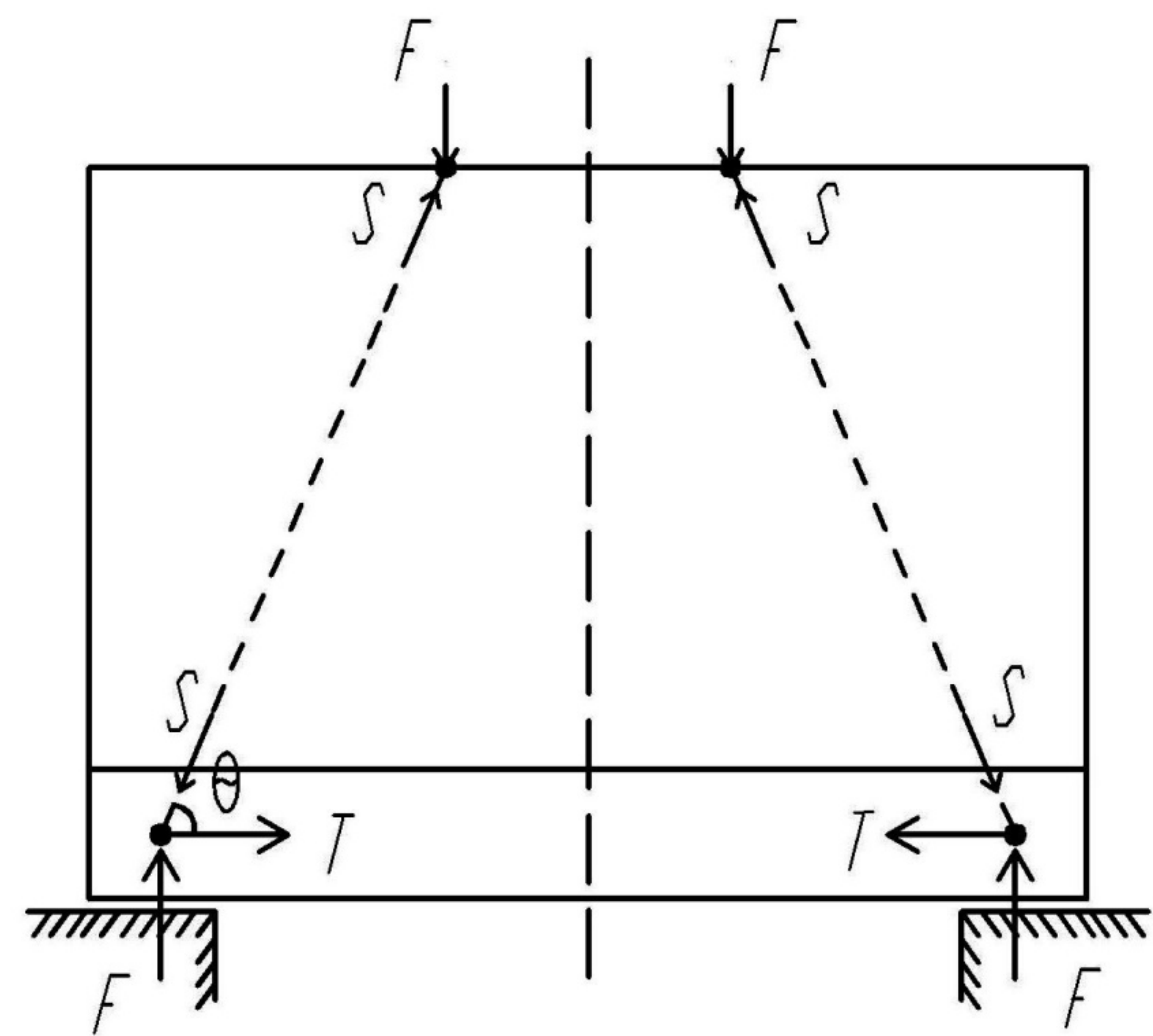
Эпюры напряжений t_{xz} второй серии образцов с 15 рядами кирпичной кладки



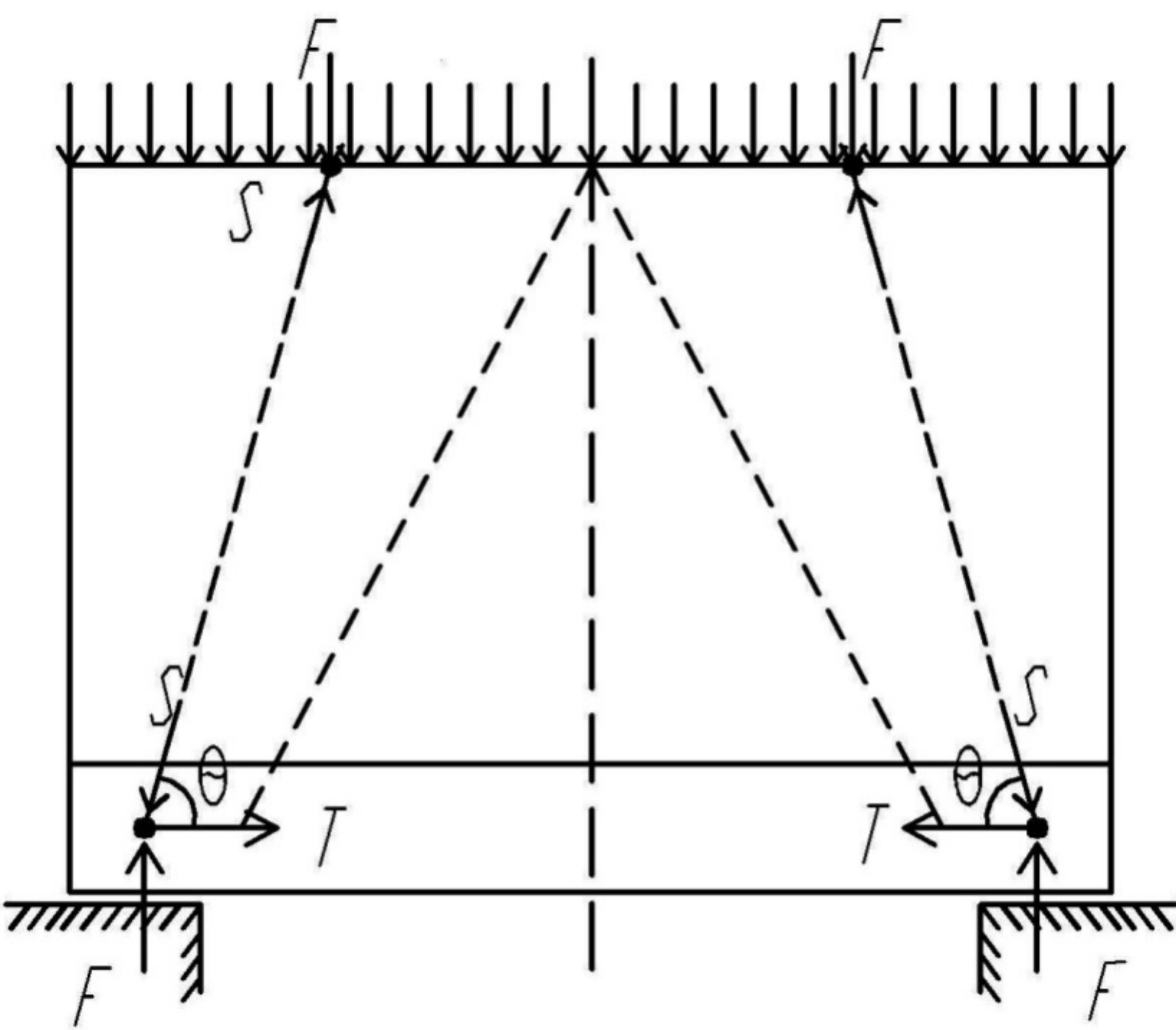
Эпюры напряжений t_{xz} третьей серии образцов

Заб. чертёж	Лосыков Н.Н.			ВКР – 2069059 – 08.04.01 – 151133 – 2017			
Руководитель	Лосыков Н.Н.			Исследование прочности и деформативности кирпичных балок стенок при изменении их высоты			
Н. контр.	Лосыков Н.Н.						
Консультант	Лосыков Н.Н.						
Конструкции	Лосыков Н.Н.			Конструктивный	Этапия	Лист	Листов
					ВКР	12	13
				Эпюры напряжений	ПГУАС, каф. СК группа Ст-22м		
Исполнил	Куряменкова А.П.						

Расчетная стержневая модель.



Расчетная стержневая модель с сосредоточенными силами.



Расчетная стержневая модель с распределенной нагрузкой.

$$T \leq 2 \cdot g_s \cdot R_s$$
$$Q \leq g_c \cdot g_r \cdot g_{s_c} \cdot R \cdot b \cdot l_b \cdot \cos q$$

Заб. чертёж	Лосыков Н.Н.			ВКР-2069059-08.04.01-151133-2017			
Руководитель	Лосыков Н.Н.			Исследование прочности и деформативности кирпичных балок стенок при изменении их высоты			
Н. контр.	Лосыков Н.Н.						
Консультант	Лосыков Н.Н.						
Конструктор	Лосыков Н.Н.			Конструктивный	Стадия	Лист	Листов
					ВКР	13	13
				Расчетная стержневая модель		ПГУАС, каф. СК группа Ст-22м	
Исполнитель	Кузнецова А.П.						