

Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение
высшего профессионального образования
«Пермский национальный исследовательский политехнический университет»
ПНИПУ

На правах рукописи

Воробьев Александр Владимирович

**РАЗВИТИЕ МЕТОДОВ РАСЧЁТА ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ
В УСЛОВИЯХ ОСЕДАНИЯ ЗЕМНОЙ ПОВЕРХНОСТИ
НА ПОДРАБОТАННОЙ ТЕРРИТОРИИ**

Специальность: 05.23.01 – Строительные конструкции, здания и сооружения

Диссертация на соискание ученой степени
кандидата технических наук

Научный руководитель
доктор технических наук, профессор
Кашеварова Галина Геннадьевна

Оглавление

ВВЕДЕНИЕ	5
ГЛАВА 1. Обзор современных методов расчета механической безопасности строительных конструкций зданий и сооружений при чрезвычайных ситуациях и запроектных воздействиях	16
1.1. Анализ нормативной документации по проблеме безопасности зданий и сооружений на подработанной территории	16
1.2. Анализ существующих моделей расчета здания совместно с фундаментом и основанием	18
1.3. Техногенные условия, влияющие на возникновение деформации земной поверхности	19
1.4. Статистические методы и адаптивные модели краткосрочного прогнозирования	22
1.5. Современное состояние проблемы прогнозирования параметров геомеханического процесса при подработке грунтового массива.....	24
1.6. Выбор базового программного комплекса	27
1.7. Общие выводы по главе.....	27
ГЛАВА 2. Основные подходы к моделированию системы «здание- фундамент-грунт»	29
2.1. Математическая постановка линейно-упругой задачи деформирования конструкций	29
2.2. Математическая постановка задачи нелинейного деформирования грунта	36
2.3. Особенности численной реализации задачи деформирования здания с учетом трещинообразования.....	38
2.4. Общие выводы по главе.....	41
ГЛАВА 3. Численное моделирование воздействия деформаций земной поверхности на типовые панельные здания	43
3.1. Применяемые средства моделирования.....	43

3.2. Воздействие деформаций земной поверхности на объекты типовой застройки (панельные здания)	44
3.3. Аппроксимация профиля зоны техногенных оседаний	45
3.4. Моделирование стыка наружных стеновых панелей	49
3.5. Моделирование типовой секции панельного здания.....	52
3.6. Моделирование процесса деформирования панельного здания, находящегося в мульде сдвижения	60
3.7. Общие выводы по главе.....	64
ГЛАВА 4. Методы прогноза деформирования грунтового массива в зоне подработанной территории	67
4.1. Адаптивные методы и модели прогнозирования временных рядов....	67
4.2. Прогнозирование величины оседания грунтового массива с использованием адаптивных моделей Хольта и Брауна.....	72
4.3. Моделирование деформирования земной поверхности при наличии выработок с учетом накопления пластической деформации	82
4.4. Общие выводы по главе.....	90
ГЛАВА 5. Моделирование воздействия деформаций земной поверхности на типовое панельное и общественное кирпичное здания	91
5.1. Анализ НДС типового панельного здания в зависимости от его расположения в мульде сдвижения.....	91
5.2. Верификация результатов численного моделирования	96
5.3. Моделирования общественного кирпичного здания в зоне активных оседаний	101
5.4. Численное моделирование обвязочного пояса.....	118
5.5. Граничные условия для комплексной модели фундамента здания и грунтового основания	122
5.6. Линейный расчет комплексной модели фундамента здания и грунтового основания по результатам прогноза реальной горно-геологической ситуации	123

5.7. Линейный расчет комплексной модели здание - фундамент - грунтовое основание с учётом устройства обвязочного пояса.....	124
5.8. Линейный расчет комплексной модели здание - фундамент - грунтовое основание с учётом усиления грунтового основания при помощи грунтоцементных колонн	126
5.9. Линейный расчет комплексной модели здание - фундамент - грунтовое основание с учётом комбинированного усиления при помощи обвязочного пояса и грунтоцементных колонн	128
5.10. Сравнительный анализ результатов линейных расчётов	130
5.11. Нелинейный расчёт комплексной модели фундамента здания и грунтового основания по результатам прогноза реальной горно-геологической ситуации	130
5.12. Нелинейный расчет комплексной модели здание - фундамент - грунтовое основание с учётом устройства обвязочного пояса	132
5.13. Нелинейный расчет комплексной модели здание - фундамент - грунтовое основание с учётом усиления грунтового основания при помощи грунтоцементных колонн	135
5.14. Нелинейный расчет комплексной модели здание - фундамент - грунтовое основание с учётом комбинированного усиления при помощи обвязочного пояса и грунтоцементных колонн	137
5.15. Сравнительный анализ результатов нелинейных расчётов	140
5.16. Сравнительный анализ результатов линейных и нелинейных расчётов	140
5.17. Общие выводы по главе.....	147
ЗАКЛЮЧЕНИЕ	148
Библиографический список	150
Приложение 1.	160
Приложение 2.	161
Приложение 3	162

ВВЕДЕНИЕ

Проблема обеспечения безопасности зданий и сооружений, находящихся в потенциально опасной зоне оседания земной поверхности, вследствие подземных горных работ, имеет очень широкую географию. Оседание земной поверхности в зонах подземных выработок, оказывая воздействие на строительные конструкции зданий и сооружений, приводит к появлению напряжений и деформаций, сопоставимых, а иногда и превышающих значения, вызываемые обычными расчетными нагрузками. Здания при этом могут по-разному располагаться в зоне техногенных оседаний и получать различные формы деформации: плоские – прогиб, выгиб и перекос; пространственные – кручение, а также различные их сочетания. Современные здания – это сложные многоэлементные системы, обладающие неоднородной структурой, включающие в себя кроме строительных конструкций надземной части здания, конструкции подземной части, в том числе – фундамент и грунт. Эти компоненты системы взаимодействуют между собой, и логично рассматривать их в рамках единой конструктивной системы и ее расчётной модели с учетом прогноза оседаний грунтового массива для оценки безопасности и прогнозирования сроков их службы.

Актуальность темы исследования. Методы прогнозирования деформаций земной поверхности, регламентированные нормативными документами, требуют точного знания параметров горной выработки и определения большого количества эмпирических коэффициентов, что весьма затруднительно или невыполнимо при решении реальных задач. В данной работе предлагается развитие эффективных методов расчета, а именно, расширение области применения адаптивных моделей краткосрочного прогнозирования, которые традиционно используют в экономике, - для решения задачи прогноза оседаний грунта в потенциально опасной зоне с проведением их тестирования по данным многолетнего мониторинга.

Расчет строительных конструкций зданий и сооружений в техногенной зоне оседаний и оценка их безопасности зависит от конструктивного решения и расположения зданий и сооружений в зоне техногенных оседаний. Для этого требуется создание математических моделей, наиболее полно учитывающих специфику воздействий на них и свойства материалов; а также специфику конструктивных решений. В данной работе это реализуется в виде алгоритмов и комплексов проблемно-ориентированных программ для проведения вычислительных экспериментов.

Проведённый анализ российской и зарубежной технической литературы по тематике исследования показал, что комплексный подход, позволяющий объединить в пространстве единой расчётной модели прогноз оседания земной поверхности и степень влияния её деформаций на строительные объекты, в зависимости от их конструктивных решений и расположения в зоне оседаний, недостаточно отражен в научных публикациях и действующих нормах. Поэтому создание и развитие эффективных методов определения напряженно-деформированного состояния строительных конструкций, зданий и сооружений с учетом развития оседаний грунтового основания на подработанной территории, является актуальным.

Степень разработанности темы.

В диссертации проанализированы труды отечественных и зарубежных ученых в области техногенной безопасности зданий и сооружений, в том числе оказавшихся в потенциально опасной зоне подработанной территории (В.М.Бондаренко, Н.И.Карпенко, В.И.Колчунов, В.П.Петрухин, О.А.Шулятьев, В.И.Крутов, В.И.Шейнин, М.А.Иофис, И.В.Баклашова, А.М.Дзагов, В.А.Ковалев, В.В. Ермаков, А.Н. Патраков, И.Н. Фаизов и др.); численного моделирования зданий и сооружений (П.А. Акимов, А.М. Белостоцкий, Г.Г. Кашеварова, М.Л. Бартоломей, Г.И. Шапиро, Р.В. Юрьев и др.); прогноза развития оседаний и деформаций земной поверхности на подработанных территориях (Л.Т. Золотова, В.Е. Мараков и Л.О. Теннисон, М.А. Зацепин, В.Д.

Кургузов, X.F.Hong, K.Z. Yong, Z.Y. Mou, H.Z. Abidin, H. Andreas, I. Gumilar, Y. Fukuda, W.-J. Jing и др.); развития и применения статистических методов прогнозирования, в том числе в инженерной практике (С.С. Holt, R.G. Brown, R.F. Meyer, P.R. Winters, Ю.П. Лукашин, Е.М. Четыркин, В.Н. Тутубалин, Ф.Ф. Баранченко, А.В. Войтюк, В.И. Данилов-Данильян, Д.С. Гатанов и др.); основных положений механики грунтов и математических моделей описывающих поведение грунтов (К. Терцаги, Р. Пек, Н.М. Герсеванов, Д. Е. Польшин, Н.А. Цытович, С.С. Вялов, В.А. Флорин, D.C. Drucker, W. Prager и др.).

Рассмотренные научные публикации содержат ценные результаты, связанные с подходами и методами решения как задач влияния деформаций грунта на строительные конструкции зданий и сооружений, так и задач прогноза деформаций земной поверхности во времени, которые традиционно решаются отдельно. Комплексное исследование данной научной и технической проблемы с применением современной технологии математического моделирования и вычислительного эксперимента осталось за рамками этих работ, и рассматривается в данном диссертационном исследовании.

Цель работы - развитие и разработка эффективных методов расчета строительных конструкций жилых и общественных зданий, по-разному расположенных в техногенной зоне подработанной территории в условиях оседания земной поверхности, оценка их безопасности и/или конструктивных мер защиты; верификация результатов расчетов по данным обследования и мониторинга.

Основные задачи исследования:

1. Разработка компьютерных моделей и реализация численных методов расчета строительных конструкций типовых жилых панельных зданий, находящихся в зоне оседаний земной поверхности, учитывающих специфику их конструктивных решений и изменчивость свойств материалов.

2. Обоснование возможности применения адаптивных моделей краткосрочного прогноза временных рядов (обработки статистических данных, собранных в результате мониторинга оседаний земной поверхности) для оценки безопасности строительных конструкций зданий и сооружений во времени в потенциально опасной зоне подработанной территории. Разработка и верификация компьютерной программы, реализующей методику краткосрочного прогноза техногенных оседаний.

3. Применение разработанных моделей и методов для определения наиболее слабых конструкций и узлов в типовом панельном пятиэтажном здании при разном расположении его в зоне техногенных оседаний, включающих результаты краткосрочного прогноза оседания грунтового массива в качестве исходной информации. Верификация результатов расчётов по данным обследования.

4. Разработка и верификация компьютерной модели расчета строительных конструкций уникального кирпичного общественного здания сложной пространственной конфигурации, с обходом ошибок топологии, связанных с пересечением в одной точке нескольких криволинейных поверхностей. Создание алгоритма и программного модуля с применением CAD-ориентированного подхода на языке APDL.

5. Выбор рациональных конструктивных мер обеспечения безопасности уникального кирпичного общественного здания, расположенного на подработанной территории, наиболее полно учитывающих специфику воздействий, свойств материалов, конструктивного решения.

Научная новизна.

1. Разработана методика расчета напряженно-деформированного состояния строительных конструкций типовых панельных и уникальных зданий на кинематическое воздействие, вызванное техногенными оседаниями земной поверхности на подработанной территории, с учетом специфики их конструктивных решений. Методика реализована в виде проблемно

ориентированных алгоритмов и программ, включающих в качестве входной информации результаты краткосрочного прогноза для описания развития оседания грунтового массива. Эта технология применима для любых территорий, подверженных техногенным оседаниям.

2. Предложено расширение области применения адаптивных моделей краткосрочного прогноза на новый класс задач о напряженно деформированном состоянии строительных конструкций зданий и сооружений, изменяющемся во времени в потенциально опасной зоне горной подработки.

3. Разработана компьютерная программа, реализующая метод краткосрочного прогнозирования деформаций земной поверхности, которая позволила повысить надежность расчета строительных конструкций зданий за счет более точного определения критических параметров оседаний грунтового массива.

4. Разработанные модели и методы расчета строительных конструкций типовых панельных зданий с учетом развития оседаний земной поверхности позволили определить наиболее опасное положение их в зоне оседаний, а также выявить слабые конструкции и узлы панельного здания. Верификация по данным мониторинга и обследования зданий подтвердила корректность данных моделей и методов.

5. Предложена и реализована методика обхода ошибок топологии при создании расчётной модели уникального общественного здания сложной геометрии с криволинейными поверхностями сводов, сходящимися в одной точке. Создан алгоритм и программный модуль на языке APDL с применением CAD-ориентированного подхода.

Теоретическая и практическая значимость работы:

Теоретическая значимость работы состоит в комплексном исследовании проблемы техногенной безопасности строительных конструкций зданий, находящихся в потенциально опасной зоне оседаний грунтового массива. Для этого использованы методы математической статистики с корректировкой

предельно допустимых параметров зоны техногенных оседаний, и разработана вычислительная технология определения несущей способности типовых панельных и уникальных зданий, в виде проблемно ориентированных алгоритмов и программ, применимых для любых территорий, подверженных техногенным оседаниям.

Практическая значимость состоит в возможности применения предлагаемых моделей и методов для решения задач корректного изменения категорий технического состояния строительных объектов во времени; составлению карты расселения жилых зданий более равномерной по времени; а также по выбору методов усиления строительных конструкций зданий, находящихся на подработанной территории.

Разработанные методы и программные продукты используются в Уральском научно-исследовательском и проектном институте Галургии г.Пермь. Акт внедрения представлен в приложении №1.

Работа выполнена при финансовой поддержке Российского фонда фундаментальных исследований (проект № 14-08-31333 мол_а).

На программу «Краткосрочный прогноз оседания земной поверхности» получено свидетельство о государственной регистрации интеллектуальной собственности №2015661005 от 14 октября 2015 года.

Методология и методы исследования. Использована совокупность методов строительной механики, математического моделирования, математической статистики и вычислительной механики деформируемого твердого тела. Применены программные среды, такие как AutoCad, Microsoft Excel, RAD Studio и конечно-элементный комплекс ANSYS.

На защиту выносятся:

1. Результаты исследования НДС строительных конструкций типовых панельных пятиэтажных зданий (серии 1-486А), находящихся в техногенной зоне оседаний земной поверхности, с учетом специфики их конструктивных

решений, с использованием математического моделирования, численных методов и программных комплексов.

2. Обоснование технического состояния и конструкционной безопасности строительных конструкций типовых панельных зданий, расположенных на подработанной территории, возможность прогнозирования сроков их службы и безопасности при запроектных воздействиях, на основе математического моделирования с использованием автоматизированных средств исследований и проектирования.

3. Методы расчета кинематических воздействий на здания и сооружения от оседаний земной поверхности, возникающих в результате проведения подземных горных работ. Алгоритм и компьютерная программа, реализующая методику краткосрочного прогнозирования оседания земной поверхности на подработанной территории, верификация ее по результатам мониторинга в разных реперных точках зоны техногенных оседаний.

4. Создание и развитие эффективных методов расчёта уникального общественного здания и усиления его фундаментов, наиболее полно учитывающих специфику воздействия на него оседаний грунтового массива, свойств материалов и конструктивные решения. Результаты численного моделирования.

Степень достоверности и апробация результатов:

Достоверность результатов обеспечивается: сравнением с результатами, полученными альтернативными методами, мониторингом и результатами обследований; положительными результатами исследования сходимости использованных численных методов; выполнением естественных граничных условий.

Апробация работы и публикации. Основные результаты диссертационного исследования были представлены на Российской конференции с международным участием «Геотехнические проблемы проектирования зданий и сооружений на карстоопасных территориях» (г. Уфа,

2012 г); IV международном симпозиуме «Актуальные проблемы комплексного моделирования конструкций и сооружений» (г. Челябинск, 2012 г.), на 25-й международной конференции «Математическое моделирование в механике деформируемых сред и конструкций. Методы граничных и конечных элементов» (г. Санкт-Петербург, 2013 г., 2015г.); VIII Всероссийской молодежной конференции аспирантов, молодых ученых и студентов (г. Пермь, 2016 г).

Работа обсуждалась на научных семинарах: кафедр «Математическое моделирование систем и процессов» и «Механика композиционных материалов и конструкций» (ПНИПУ, г. Пермь); в Институте механики сплошных сред УрО РАН.

Публикации. В рамках диссертационной работы опубликовано 10 научных статей, в их числе 5 статей в ведущих рецензируемых научных изданиях, входящих в перечень ВАК.

Личный вклад автора - постановка задачи (совместно с научным руководителем), разработка расчётных моделей и программ численной реализации методов прогнозирования, проведение расчетов строительных конструкций зданий и сооружений и анализ результатов, проведение обследования зданий и мониторинга для верификации полученных результатов.

Структура и объем диссертации. Диссертация включает в себя введение, пять глав, основные результаты и выводы, список литературы из 97 источников. Объем диссертационного исследования составляет 195 страниц машинописного текста, в данный объем входят 150 страниц основного текста, содержащего 137 рисунков и 11 таблиц, библиографический список, а также три приложения. Приложение 1 содержит акт внедрения, приложение 2 содержит свидетельство о государственной регистрации программы для ЭВМ, приложение 3 содержит рисунки с компонентами НДС панельного здания.

ОСНОВНОЕ СОДЕРЖАНИЕ РАБОТЫ

Во введении дано обоснование актуальности темы диссертационной работы, сформулированы цель и задачи исследований, отмечается научная новизна и практическая значимость полученных результатов, приведено краткое содержание диссертации по главам.

В главе 1 приведён обзор современных методов расчета механической безопасности строительных конструкций зданий и сооружений при чрезвычайных ситуациях и запроектных воздействиях, и существующие подходы к решению задачи оценки и классификации технического состояния зданий и сооружений, сделан вывод о необходимости применения математического моделирования, численных методов и программного комплекса ANSYS для решения этих задач.

На основе анализа, проведенного в первой главе, была сформулирована цель исследования и уточнены задачи.

В главе 2 рассмотрены основные подходы к моделированию системы «здание–фундамент–грунт». Дана математическая постановка *краевой задачи* определения НДС здания при одновременном действии эксплуатационных нагрузок и оседаний земной поверхности в зоне горных выработок. Рассмотрены модели расчетов зданий в линейно-упругой постановки, с учетом нелинейного деформирования железобетона и кирпичной кладки при образовании трещин, а также с учетом совместной деформации с грунтовым основанием.

В главе 3 изложен процесс моделирования типового крупнопанельного 5-этажного здания серии 1-468А.

В результате численных экспериментов на основе натурных данных определена аппроксимирующая функция, наиболее точно описывающая профиль поверхности зоны оседания. Данная функция использована для задания кинематических граничных условий для типового здания.

Выполнено сравнение результатов численного моделирования конкретного здания с результатами мониторинга.

В заключительной части главы выполнена верификация результатов расчётов по результатам мониторинга, показавшая их адекватность. Разработанные модели, алгоритмы и программы позволяют оценивать НДС и определять наиболее опасные конструктивные элементы в панельном здании.

В результате выполненных расчётов построены графики зависимости перемещений в соединительных элементах наиболее нагруженных стыков панелей и перекрытий от местоположения типовой секции в здании.

В главе 4 содержит разработку, обоснование и тестирование эффективных вычислительных методов прогноза деформирования грунтового массива в зоне подработанной территории. Рассмотрены возможности применения: 1) инженерного метода расчета и компьютерного моделирования выработок в подработанном пространстве грунта; 2) адаптивных моделей краткосрочного прогнозирования временных рядов Брауна и Хольта.

В первом случае моделирование и расчет выполнялись в конечно-элементном программном комплексе ANSYS. Решалась плоская (ПДС) краевая задача о деформировании земной поверхности в зависимости от количества и расположения выработок в подработанном пространстве грунта с учётом накопления пластических деформаций в грунте.

Проведенные вычислительные эксперименты показали, что наличие камер в толще земли приводит к оседанию земной поверхности с формированием мульды сдвижения.

Рассмотрены разные прогностические модели: Брауна, Хольта и Хольта-Уинтерса. В результате сравнительного анализа адекватности моделей по данным мониторинга оседаний на подработанной территории Пермского края предпочтение отдано модели Хольта.

В главе 5 рассмотрены: *типовое панельное здание произвольно расположенное в мульде сдвижения, и общественное кирпичное здания храма*

сложной геометрии в зоне активных оседаний, требующее усиления фундаментов.

Выбор функции для кинематических граничных условий, выполнен на основе анализа натурных данных. Рассмотрена зона оседания, в которой находится рассматриваемое здание. В зоне оседания выбраны пять профилей, нормальных к внешней изолинии.

В качестве модели мульды сдвижения рассматривается трёхмерная поверхность. Сравнивались полиномиальная и тригонометрическая аппроксимирующие функции на сечении поверхности вращения.

Решалась пространственная краевая задача определения наиболее неблагоприятного положения здания в мульде сдвижения с точки зрения НДС. Рассмотрено 30 вариантов положения здания, состоящих из комбинации поворота и сдвига к границе мульды сдвижения. Для проведения вычислительных экспериментов разработана программа на языке APDL в виде макросов к ПК ANSYS.

Так же в главе изложена технология построения информационной модели *уникального кирпичного здания* (храм Иоанна Предтечи, построенный в 1754 г.), находящего в потенциально опасной зоне подработанной территории. Процесс моделирования здания храма сложной геометрии с наличием криволинейных поверхностей сводов, которые сходятся в одной точке, связан с определёнными трудностями, для преодоления которых был разработан и применен CAD-ориентированный подход – экспорт/импорт фрагментов модели с обходом ошибок топологии и последующей сборкой в ANSYS с помощью макроса на алгоритмическом языке APDL.

Все расчёты выполнены в двух постановках: линейно-упругой и нелинейной, включающей в себя нелинейное поведение бетона и грунтового основания. В результате проведенных вычислительных экспериментов определено, что усиление здания целесообразно только при помощи комбинации рассмотренных методов.

ГЛАВА 1. Обзор современных методов расчета механической безопасности строительных конструкций зданий и сооружений при чрезвычайных ситуациях и запроектных воздействиях

1.1. Анализ нормативной документации по проблеме безопасности зданий и сооружений на подработанной территории

Любое здание или сооружение имеет конкретное, установленное проектом, назначение и эксплуатируется в определенных условиях. Условия эксплуатации связаны с характеристиками района строительства, которые учитываются при формулировке требований к характеристикам зданий и сооружений.

В данной работе строительные объекты рассматриваются с позиции удовлетворения требований безопасности, таких как недопущение аварийных ситуаций, с обрушением здания целиком либо его частей, представляющих опасность для людей или окружающей среды, а так же могущие повлечь за собой другие аварийные ситуации [89] в зоне техногенного оседания земной поверхности подработанной территории.

Целые микрорайоны многих Российских городов застроены пятиэтажными панельными зданиями. Выполненные по типовым сериям подобные здания имеют крайне неблагоприятные конструктивные особенности фундаментов и несущих конструкций стен для эксплуатации на подработанной территории. Основными конструктивными характеристиками таких зданий являются размеры и форма здания в плане, этажность, наличие деформационных швов, материал и толщина стен, тип перекрытий, грунты основания. В зависимости от количества и характера выявленных дефектов, размеров и типа повреждений согласно СП 13-102-2003 устанавливаются следующие категории оценки технического состояния строительных конструкций:

- 1-я (исправное техническое состояние) – объект соответствует проекту;

- 2-я (работоспособное техническое состояние) – некоторые отступления от проекта, незначительные дефекты и повреждения строительных конструкций, несущая способность и жесткость конструкций от расчетного сочетания нагрузок обеспечена;

- 3-я (ограниченно работоспособное техническое состояние) – отступления от проекта, дефекты и повреждения, снижающие надежность и долговечность конструкций, прочностные характеристики материалов незначительно снижены, несущая способность и жесткость конструкций от расчетного сочетания нагрузок обеспечена;

- 4-я (недопустимое техническое состояние) – отступления от проекта, выявлены дефекты и повреждения, снижающие несущую способность конструкций, прочностные характеристики материалов снижены, несущая способность и жесткость конструкций от расчетного сочетания нагрузок не обеспечена;

- 5-я (аварийное техническое состояние) – грубые отступления от проекта, обнаружены дефекты, повреждения и деформации, свидетельствующие об опасности обрушения конструкций, прочностные характеристики материалов существенно ниже нормируемых показателей, несущая способность и жесткость конструкций от расчетного сочетания нагрузок не обеспечена (перенапряжения в основных элементах более 50%).

Правила обследования и мониторинга технического состояния конструкций зданий и сооружений регламентируются нормативными документами: ГОСТ Р 53778-2010 и СП 13-102-2003.

При выборе расчётной схемы строительного объекта строительная нормативная литература [90] рекомендует учитывать наиболее существенные факторы, определяющие НДС основания и конструкций сооружения. При этом рекомендуется учитывать пространственную работу конструкций, геометрическую и физическую нелинейность, анизотропию, пластические и реологические свойства материалов и грунтов[48].

Исследовать поведение конструкций зданий и сооружений с учетом конструктивных особенностей, комплекса внешних воздействий, реальных моделей механического поведения материалов и прогноза их безопасной работы в зонах подземных выработок позволяет широкое внедрение методов математического моделирования и вычислительной техники в практику инженерных расчетов, а также современный способ теоретического исследования сложных процессов – вычислительный эксперимент.

1.2. Анализ существующих моделей расчета здания совместно с фундаментом и основанием

Традиционно для выполнения расчетов реальный физический объект заменяется некоторой аппроксимирующей (расчетной) моделью, при этом целесообразно иметь не одну модель, а систему аппроксимирующих моделей [48]. Данная система расчётных моделей должна отражать основные особенности поведения объекта под нагрузкой и позволять определять запасы прочности и/или момент его разрушения.

Общие проблемы построения расчетных моделей строительных объектов неоднократно служили темой исследований, и их авторы выдвигали разнообразные правила их построения [91, 92].

В настоящее время, в связи с интенсивным развитием вычислительной техники и методов математического моделирования, ориентированных на широкое использование ЭВМ, все больше исследователей обращаются к пространственным расчетным схемам целого здания, с учётом его совместной работы с фундаментом и основанием, выделяя те или иные аспекты в своих исследованиях, а современные программные комплексы предоставляют пользователям такие возможности. Чаще всего здание моделируется в виде пространственной системы пластин и оболочек. Грунтовое основание при этом рассматривается либо в виде полубесконечного пространства, либо - линейного упругого слоя. Свойства его описываются различными механическими моделями, чаще всего, моделью Винклера и ее модификациями, реже –

нелинейно-упругими или упруго-пластическими моделями. Неоднородность грунта в плане обычно не учитывается, а по глубине иногда описывается экспоненциальными зависимостями.

При разработке проекта нового здания расчетная схема зачастую выбирается заранее в предположении, что материалы сооружения должны работать в упругой области, и проектировщик следит за тем, чтобы проектируемый объект был выполнен в соответствии с этой схемой. При оценке же существующей конструкции расчетная схема должна выбираться адекватной существующему строению, включая имеющиеся в конструкциях дефекты и повреждения [48]. Кроме того, изменение условий эксплуатации сооружения, не предусмотренные первоначальным проектом, такие как техногенные оседания, возникающие вследствие подземных горных работ, могут вызвать нелинейные эффекты в поведении материалов.

1.3. Техногенные условия, влияющие на возникновение деформации земной поверхности

К **техногенным процессам**, влияющим на земную поверхность, прежде всего, следует отнести горные работы, связанные с добычей полезных ископаемых закрытым способом. В результате добычи полезных ископаемых образуются обширные подземные полости. При неблагоприятных обстоятельствах или при нарушении технологии производства работ происходит обрушение кровли выработки с образованием мульды оседания. Это приводит к значительному оседанию и растяжению определённых зон земной поверхности.

Исследуя масштаб проблемы деформации грунтовых оснований мы, в частности, обратились к публикациям в средствах массовой информации. Беглый поиск информации за последние пять лет обнаруживает значительное количество инцидентов, связанных с деформацией грунтов или провалами, с очень широкой географией. Приведем некоторые из них.

1. В Башкирии ведется активная добыча нефти. Туда, где раньше было черное золото, закачивается вода: давление между пластами нарушается, они приходят в движение. Ежегодно столица Башкирии Уфа опускается на один миллиметр. По мнению ученых, связано это с активной деятельностью человека. Городская застройка имеет неравномерный характер, в результате чего в городе есть площади, плотно застроенные высотными жилыми домами, и слабозаселенные районы. Нагрузка на подстилающие грунты неравномерная. Из-за этого в земных пластах возникают неравномерные напряжения, что приводит к оживлению старых и образованию новых разломов – так появляются трещины в грунте. Из-за них и происходят деформации, а иногда и разрушение зданий. Так в Уфе с 1963 по 1995 год произошло 22 случая разрушения зданий, среди которых немало многоэтажных построек.

2. Многочисленные разработки месторождений угля в окрестностях деревни Мугуабин провинции Шаньси КНР привели к оседанию земли во всей деревне.

3. Министерство земли и природных ресурсов КНР сообщило, что более чем в 50 городах 19 провинций страны происходит оседание почвы. В настоящее время по всей стране более чем на два метра просела почва на площади около 79000 квадратных километров. По мнению специалистов, это вызвано чрезмерным использованием подземных вод.

3. Город Санкт-Петербург, построен на слабых грунтах. Специалисты Санкт-Петербурга бьют тревогу: из-за масштабных подземных сооружений уровень грунтовых вод постоянно понижается. Из-за этого разрушаются деревянные фундаменты исторического центра Петербурга. Самый большой в России католический костел Святой Екатерины на Невском проспекте едва не рухнул после появления подземного перехода по соседству. За два года здание просело на десять сантиметров. Зданий, нуждающихся в укреплении фундаментов, очень много.

С проблемой деформаций грунтового основания сталкиваются и в других регионах России и в мире.

Для Пермского края и других горнодобывающих регионов, особо актуальной является тема эксплуатации зданий и сооружений на подработанной территории. На территории Пермского края имеются месторождения нефти, природного газа, каменного угля, калийных солей, алмазов и многих других полезных ископаемых. В районе городов Соликамск и Березники расположено Верхнекамское месторождение калийных солей – одно из крупнейших в мире. Оно представляет собой многопластовую соляную толщу линзовидной формы с мощностью до 550 м.

Березники являются вторым по величине городом края, одним из 12 крупнейших центров Урала. Город отличается чрезмерной концентрацией промышленного потенциала и особенно тяжёлой промышленности, её базовых отраслей. Подавляющее большинство предприятий являются горнодобывающими. В результате добычи полезных ископаемых жилая и промышленная застройка отдельных районов города оказалась в потенциально опасной зоне подработки.

По этой причине имеются многочисленные случаи аварийного состояния жилых и промышленных зданий. Кроме того, ведется дальнейшая застройка городских территорий, расположенных над горными выработками.

В связи со сложившейся ситуацией, для дальнейшей безопасной эксплуатации на подработанной территории уже существующих и вновь возводимых жилых и промышленных зданий, необходимо уметь прогнозировать процесс деформирования грунтового массива.

Как отмечается в работе А.Д. Сашурина [75], выявлена взаимосвязь между современными геодинамическими движениями и механизмом развития техногенных катастроф в области недропользования. Это создает теоретическую основу в определении стратегии проведения научных исследований и решения прикладных задач, связанных с прогнозированием и

разработкой мер по снижению тяжести их последствий в конкретных ситуациях недропользования.

В статье Солдатенко Т.Н. [77] сформулирован подход к обследованию стальных конструкций, основанный на расширении задач, решаемых при исследовании состояния строительных конструкций и создании эффективных процедур работы с нечеткими базами знаний. Целью работы является снижение уровня неопределенности при идентификации и прогнозировании дефектов строительных конструкций.

В статье Булатова Г.Я. и Гатанова Д.С. [78] рассматриваются вопросы проектирования грунтовых плотин. Приводятся зависимости, позволяющие определить допустимые значения деформаций земной поверхности грунтовых плотин на подрабатываемых территориях. Предложенная методика позволяет рассчитывать параметры требуемых защитных конструктивно-технологических мероприятий. Кроме того, осуществимо решение таких задач как прогнозирование поведения плотины и степени ее надежности при заданных ожидаемых деформациях от внешнего воздействия.

1.4. Статистические методы и адаптивные модели краткосрочного прогнозирования

Согласно требованиям нормативной документации [32], для оценки механической безопасности и возможности дальнейшей эксплуатации жилых и административных зданий, оказавшихся в потенциально опасной зоне подработанной территории, требуется прогноз процесса деформирования грунтового массива и сроков введения мер охраны для каждого здания. При сдвигении земной поверхности основными показателями, позволяющими прогнозировать и оценивать состояние зданий и сооружений, являются: величина оседания земной поверхности η , радиус кривизны R и горизонтальные деформации земной поверхности ε в основаниях зданий [22, 33].

В работе Ермакова В.В. и Патракова А.Н. [22] описаны результаты проводимого в режиме реального времени мониторинга для определения

характера и динамики развития деформаций зданий, в том числе для выявления наиболее опасных мест и узлов, оценки развития повреждений и принятия соответствующих мер по проведению срочных противоаварийных мероприятий. Отмечается общая динамика деформаций наблюдаемых объектов, расположенных на одной площадке, периоды схожих во времени деформаций разных зданий. Выявлено, что находящиеся приблизительно в одинаковых условиях здания деформируются совместно с общими деформациями земной поверхности участка подработанной территории, на котором они расположены. Там же имеется прогноз ожидаемых деформаций земной поверхности на 20 лет, выполненный в соответствии с нормативной литературой. К сожалению, данный долгосрочный прогноз далеко не всегда соответствует реальности, и существует необходимость в альтернативном подходе.

Прогноз того или иного явления возможен только в том случае, если известны физические процессы его составляющие. Прогноз – это экстраполяция в перспективу предвестников соответствующего явления, и до тех пор, пока мы не знаем, какие ему предшествуют события, прогноз невозможен.

В экономике для прогнозирования различных явлений широко используются адаптивные модели, например для прогнозирования спроса покупателей на тот или иной товар, курсов валют и ценных бумаг, составления экономических рейтингов и т.д.

Адаптивные модели - модели, имеющие возможность для корректировки и настройки параметров на любом этапе расчёта, приспособляющиеся к изменяющимся во времени условиям.

Несмотря на изначальную экономическую ориентированность методов прогнозирования, начинается проникновение данного подхода в прикладные технические науки.

В статье Данилова-Данильяна В.И и Пряжинской В.Г [76] обсуждается проблема построения сценариев регионального водопользования с учетом климатических изменений и антропогенных воздействий на водные объекты с применением методов краткосрочного прогнозирования. Рассматриваются соответствующие математические модели и возможности их информационного обеспечения, включая данные о природных, технических, экономических и социальных факторах.

В нашей работе для расчетов строительных объектов, находящихся в мульде сдвижения, определения их НДС и оценки резерва несущей способности предлагается использовать в качестве исходной информации статистические методы и адаптивные модели краткосрочного прогнозирования, традиционно применяемые в экономике.

1.5. Современное состояние проблемы прогнозирования параметров геомеханического процесса при подработке грунтового массива

Методы, регламентированные нормативными документами.

Значения ожидаемых максимальных сдвижений и деформаций земной поверхности при подземном способе возведения сооружений, согласно ГОСТ [10, 11] определяются следующим образом.

$\eta_m = q_0 \cdot t \cdot \sqrt{n_1 \cdot n_2}$ – максимальное оседание земной поверхности,

где t – значение прогиба кровли выработки;

q_0 – коэффициент, учитывающий характер затухания сдвижений от выработки к земной поверхности;

$n_{1,2} = 0,9 \cdot \sqrt{D_{1,2}/H}$ – коэффициенты подработанности,

где D_1 и D_2 – поперечный и продольный размеры подземной выработки;

H – глубина расположения выработки.

$i_m = \frac{c_i \cdot t}{H}$ – максимальный наклон земной поверхности,

где c_i – коэффициент, зависящий от горно-геологических условий строительства и эксплуатации подземного сооружения, *определяется опытным путем.*

$K_m = C_k \cdot \frac{m}{H^2}$ – максимальная кривизна земной поверхности,

где C_k – коэффициент, зависящий от мощности наносов и других рыхлых отложений, *определяется по результатам натурных наблюдений.*

Максимальное горизонтальное сдвижение ξ_m :

$\xi_m = C_\xi \cdot \eta_m$ – максимальное горизонтальное сдвижение,

где C_ξ – коэффициент, зависящий от мощности наносов и других рыхлых отложений, *определяется по результатам натурных наблюдений.*

$\varepsilon_m = C_\varepsilon \cdot \frac{m}{H}$ – максимальная горизонтальная деформация,

где C_ε – коэффициент, зависящий от горно-геологических условий проведения и эксплуатации подземного сооружения и мощности наносов, *определяют опытным путем.*

Длина профиля мульды, определяются графически из приведенного рисунка 1.3.1.

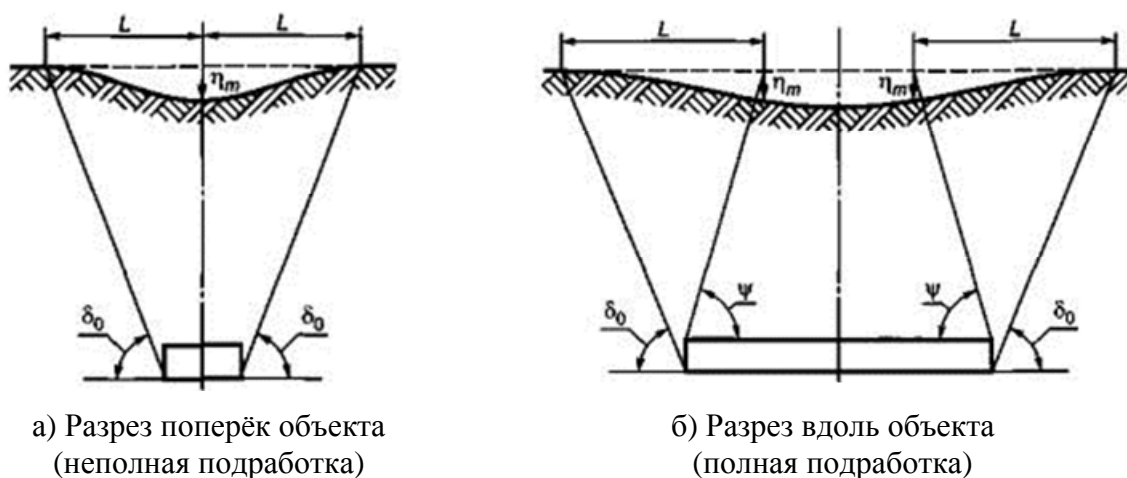


Рисунок 1.3.1 – Основные параметры мульды сдвижения

Числовые значения коэффициентов используемых в методике *находят по результатам анализа натурных наблюдений* из таблицы Р.1 ГОСТ [12], в которой приведены усредненные значения указанных коэффициентов, необходимые для приближенных инженерных расчетов ожидаемых сдвижений и деформаций.

Общая продолжительность процесса сдвижения земной поверхности.

$T_{\text{общ}} = \frac{K_T \cdot H}{c}$ – продолжительность процесса сдвижения земной поверхности над проводимой подземной выработкой, где K_T – коэффициент, зависящий от механических свойств, литологических и других особенностей массива горных пород, *определяется опытным путем*.

c – скорость подвигания забоя выработки, м/мес.

Период опасных деформаций $t_{\text{оп}}$ также устанавливают опытным путем или определяют из выражения:

$$t_{\text{оп}} = p \cdot T_{\text{общ}},$$

где p – коэффициент, определяемый из таблицы Т.1 ГОСТ [12].

При использовании данного метода необходимо точное знание параметров горной выработки, а также определение большого количества эмпирических коэффициентов, что затруднительно для решения реальных прикладных задач.

Работа Л.О. Тенисон.

Факторами, влияющими на безопасность эксплуатации жилой застройки на подработанной территории, являются как вертикальные, так и горизонтальные деформации земной поверхности.

Методика определения деформаций земной поверхности при её многократной подработке предложена в кандидатской диссертации Л.О. Тенисон [9]. В работе использован комплексный метод исследований, включающий натурные эксперименты, методы геометризации данных, отбор, анализ и обобщение данных наблюдений за сдвижением земной поверхности. Систематизация и классификация процессов деформирования в различных условиях их образования.

Работа Е.А. Телегиной.

В работе Е.А. Телегиной [12] с помощью математического моделирования установлены аппроксимационные соотношения, определяющие величину оседаний земной поверхности и длины краевой части мульды сдвижения при условии неполной подработки [87].

1.6. Выбор базового программного комплекса

Решение проблемы механической безопасности зданий и сооружений требует расширения размерности решаемых задач, учета неоднородности и нелинейности различного рода, а также реальной геометрической формы конструкций, и различных комбинаций граничных условий при решении краевых задач. Это становится возможным при использовании современных *численных методов и программных комплексов (ПК)*, реализующих их на ЭВМ. В данной работе выбор «базового» программного комплекса сделан в пользу верифицированного в Российской академии архитектуры и строительных наук ПК ANSYS. Этот универсальный продукт целесообразно использовать для определения НДС и расчета здания по второму и третьему предельным состояниям, связанных с развитием чрезмерных деформаций и появлением трещин.

ANSYS снабжен обширным набором средств для создания и редактирования геометрической модели объекта с большой детализацией (твердотельное моделирование, импорт модели, непосредственное создание модели), и способами построения ее конечно-элементного аналога (монтаж из простых составных частей, метод экструзии, независимый способ, и адаптивное построение). Также ANSYS поддерживает возможность импорта готовой геометрии из средств САПР (AutoCAD), посредством файлов формата IGES, что позволяет существенно ускорить процесс моделирования.

1.7. Общие выводы по главе

Решение проблемы механической безопасности зданий и сооружений, расположенных на подработанной территории является актуальным.

Существующие подходы к прогнозированию величин оседаний точек поверхности грунтового массива основываются на обширном массиве специфических исходных данных, не доступных в любой момент времени или принципиально не поддающихся определению.

Предлагаемые методы прогнозирования оседаний земной поверхности позволяют избежать проблемы недоступности исходных данных при точности прогноза не уступающей традиционным методам.

При существующих подходах к определению безопасности зданий и сооружений, расположенных на подработанной территории учитывается комплексное взаимодействие здания, фундамента и грунтового основания.

Комплексные методы расчёта, применяемые в диссертации, позволяют уточнить критические параметры для узлов зданий и геометрических характеристик поверхности грунтового массива.

ГЛАВА 2. Основные подходы к моделированию системы «здание-фундамент-грунт»

2.1. Математическая постановка линейно-упругой задачи деформирования конструкций

Напряженно-деформированное состояние системы определяется тензором напряжений $\hat{\sigma}$ с компонентами σ_{ij} и тензором деформаций $\hat{\varepsilon}$ с компонентами ε_{ij} , которые требуется найти по известным внешним силовым факторам и геометрии. Для их определения имеем следующую краевую задачу, включающую уравнения равновесия:

$$\sigma_{ij}(\vec{x}) + \rho(\vec{x}) \cdot F_i = 0, \vec{x} \in V \quad (1)$$

где \vec{x} – радиус-вектор пространственного положения частицы;

$\rho(\vec{x})$ – плотность материала;

$\rho(\vec{x}) \cdot F_i$ – компоненты внешних массовых сил.

Здесь и далее по умолчанию запятая с индексом означает частную производную по соответствующей координате x_i ; индексы при компонентах тензоров, набранные малыми латинскими буквами, принимают значения от 1 до 3. По повторяющемуся индексу (называемому неммым индексом) предполагается суммирование также от 1 до 3, если не оговорено другое.

Геометрические уравнения Коши для условия малых деформаций:

$$\varepsilon_{ij}(\vec{x}) = \frac{1}{2} \cdot (u_{i,j}(\vec{x}) + u_{j,i}(\vec{x})), \vec{x} \in V \quad (2)$$

где u_i – компоненты вектора перемещений \vec{u} .

Определяющие соотношения устанавливают связь между тензорами $\hat{\sigma}$ и $\hat{\varepsilon}$, конкретный вид которых зависит от физико-механических свойств материалов элементов. В общем случае для изотермических процессов тензор напряжений определяется оператором тензора деформаций или процесса деформаций, который для неоднородной среды имеет вид:

$$\hat{\sigma}(\vec{x}) = \check{F}(\hat{\varepsilon}(\vec{x})), \vec{x} \in V \quad (3)$$

Оператор \check{F} должен удовлетворять условиям инвариантности относительно группы преобразований, характеризующей некоторый класс анизотропии изучаемой среды. Вид этого оператора позволяет моделировать разные свойства материалов (линейную и нелинейную упругость, упругопластичность, вязкоупругость и т.п.). Для каждого из объектов $V = V_1 \cup V_2 \cup \dots \cup V_n$ тензор-функция \check{F} будет иметь свой вид.

Для получения замкнутой краевой задачи механики деформируемого твердого тела (МДТТ) необходимо конкретизировать вид определяющих соотношений (3), который зависит от механического поведения материалов, составляющих расчётную модель. Построение единых определяющих соотношений возможно лишь для случая, когда все материалы сооружения ведут себя как линейно-упругие.

Определяющие соотношения МДТТ (3) для случая линейной связи между напряжениями и деформациями имеют вид обобщенного закон Гука:

$$\sigma_{ij} = C_{ijkl}(\vec{x}) \cdot \varepsilon_{kl}, \vec{x} \in V \quad (4)$$

где C_{ijkl} – компоненты тензора модулей упругости.

В соответствии с рекомендациями СНиП в инженерных расчетах материалы, принято считать изотропными. В изотропной среде любая плоскость является плоскостью симметрии упругих свойств. Поэтому у изотропного материала всего две независимые упругие константы:

$$C_{ijkl} = \lambda \delta_{ij} \delta_{kl} + \mu (\delta_{ik} \delta_{jl} + \delta_{il} \delta_{jk}), i, j, k, l = \overline{1,3} \quad (5)$$

где δ_{ij} – символ Кронекера, определяемый соотношениями:

$$\delta_{ij} = \begin{cases} 1 & \text{при } i = j \\ 0 & \text{при } i \neq j \end{cases} \quad (6)$$

и связь между напряжениями и деформациями (4) для изотропной линейно-упругой кусочно-однородной среды имеет вид:

$$\sigma_{ij} = \lambda(\vec{x}) \theta \delta_{ij} + 2\mu(\vec{x}) \varepsilon_{ij}, \vec{x} \in V \quad (7)$$

где $\theta = \varepsilon_{ii} = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3$ – относительная объемная деформация или первый инвариант тензора деформации, описывающий относительное

изменение объема среды; λ и μ – упругие параметры Ламе, которые для неоднородного материала являются функциями координат [66].

Соотношения между упругими постоянными линейной изотропной среды имеют вид:

$$\mu = G = \frac{E}{2(1+\nu)}; \quad \lambda = \frac{E \cdot \nu}{(1+\nu) \cdot (1-2\nu)} \quad (8)$$

где E и ν – модуль упругости и коэффициент Пуассона, соответственно.

2.1.1. Модель разрушения упруго-хрупкого материала при сложном напряженном состоянии.

Для моделирования бетонных, железобетонных и каменных конструкций использована модель CONCRETE. Модель CONCRETE описывает разрушение хрупких материалов [72]. При разрушении учитываются два фактора – образование трещин и дробление (разрушение при сжатии). Критерий разрушения бетона при многоосном напряженном состоянии может быть выражен в виде [51]:

$$\frac{F}{F_c} - S \geq 0 \quad (9)$$

$F = f(\sigma_i)$ – функция главных напряжений ($\sigma_{xp}, \sigma_{yp}, \sigma_{zp}$);

F_c – прочность при одноосном сжатии;

S – поверхность разрушения, выраженная в терминах главных напряжений и пяти входных параметров ($f_t, f_c, f_{cb}, f_1, f_2$);

f_t – предел прочности при одноосном растяжении;

f_c – предел прочности при одноосном сжатии;

f_{cb} – предел прочности при двухосном сжатии;

f_1 – предел прочности при двухосном сжатии при гидростатическом напряженном состоянии;

f_2 – предел прочности при одноосном сжатии при гидростатическом напряженном состоянии;

$\sigma_{xp}, \sigma_{yp}, \sigma_{zp}$ – главные напряжения в главных направлениях;

Если условие (9) выполняется, то материал подвержен растрескиванию или раздавливанию.

В общей сложности пять входных параметров прочности (каждый из которых может зависеть от температуры) необходимы, чтобы определить поверхность разрушения, а также окружающего гидростатического напряженного состояния.

Тем не менее, поверхность разрушения может быть определена с двумя константами, f_t и f_c . Остальные три константы определены по умолчанию [51]:

$$f_{cb} = 1,2 \cdot f_c \quad (10)$$

$$f_1 = 1,45 \cdot f_c \quad (11)$$

$$f_2 = 1,725 \cdot f_c \quad (12)$$

Тем не менее, эти значения по умолчанию действительны только для напряженных состояний, где выполняется условие:

$$|\sigma_h| \leq \sqrt{3} \cdot f_c \quad (13)$$

$$\sigma_h = \frac{1}{3} \cdot (\sigma_{xp} + \sigma_{yp} + \sigma_{zp}) - \text{всестороннее сжатие} \quad (14)$$

Таким образом, условие (13) относится к ситуации с низким вкладом всестороннего сжатия в общее напряженное состояние. При значительном вкладе всестороннего сжатия в общее напряженное состояние необходим учёт всех пяти констант $f_t, f_c, f_{cb}, f_1, f_2$. Если условие (13) не выполнено, а значения констант приняты по формулам (10-12), то прочность материала может быть оценена неверно.

Когда возможность раздавливания подавляется использованием константы $f_c = -1$, трещины в материале появляются тогда, когда компоненты главных напряжений превышают значение f_t .

Функция F и поверхность разрушения S выражаются в терминах главных напряжений обозначаемых как σ_1, σ_2 и σ_3 , где:

$$\sigma_1 = \max(\sigma_{xp}, \sigma_{yp}, \sigma_{zp}) \quad (15)$$

$$\sigma_3 = \min(\sigma_{xp}, \sigma_{yp}, \sigma_{zp}) \quad (16)$$

и выполняется условие $\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$.

Разрушение бетона подразделяется на четыре вида напряженного состояния:

1. $0 \geq \sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$ (сжатие – сжатие – сжатие);
2. $\sigma_1 \geq 0 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$ (растяжение – сжатие – сжатие);
3. $\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq 0 \geq \sigma_3$ (растяжение – растяжение – сжатие);
4. $\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3 \geq 0$ (растяжение – растяжение – растяжение);

Виды напряженных состояний подробно описаны в монографии [72].

Поверхность разрушения в пространстве главных напряжений показана на рисунке 3.1.1, поверхность разрушения в пространстве главных напряжений при квази-двухосном напряженном состоянии приведена на рисунке 2.1.2, профиль поверхности показан на рисунке 2.1.3.

Угол η (рисунок 2.1.1) называется *углом вида напряженного состояния* [67] и определяет соотношение главных напряжений, т.е. зависит от вида напряженного состояния.

Так как поверхность разрушения должна быть выпуклой [68, 69], отношение r_1/r_2 ограничено пределами $0,5 < r_1/r_2 < 1,25$. Но верхняя граница отношения для большинства материалов обычно не превосходит 1 ($r_1/r_2 < 1$) [70].

Если условие разрушения выполняется только в направлении 1, то растрескивание происходит в плоскости перпендикулярной главному напряжению σ_1 [71].

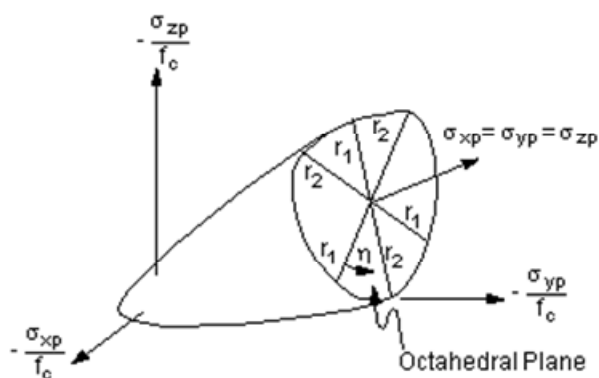


Рисунок 2.1.1 – Поверхность разрушения в пространстве главных напряжений

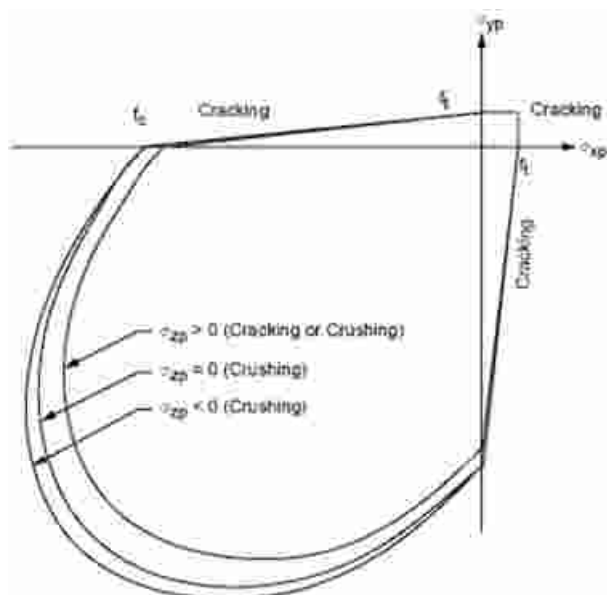


Рисунок 2.1.2 – Поверхность разрушения

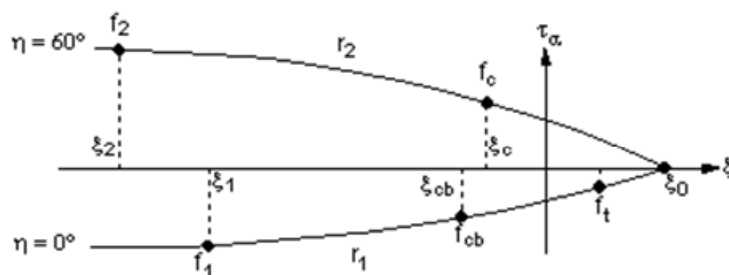


Рисунок 2.1.3 – Профиль поверхности разрушения

Математическая модель, описывающая поведение кирпичной кладки принята в соответствии с главой 2.3 монографии [72].

2.1.2. Модель стали Bilinear Kinematic

Для моделирования стальной арматуры использована комбинация упругой модели Linear Isotropic и пластической модели с критерием Мизеса перехода в пластическое состояние Bilinear Kinematic.

Математическое выражение критерия перехода в пластическое состояние представлено в формуле (17).

$$\sigma_i = \sqrt{\frac{(\sigma_{11}-\sigma_{22})^2+(\sigma_{22}-\sigma_{33})^2+(\sigma_{33}-\sigma_{11})^2+6\cdot(\sigma_{12}^2+\sigma_{23}^2+\sigma_{31}^2)}{2}} \quad (17)$$

Графическое представление критерия Мизеса приведено на рисунке 2.1.4.

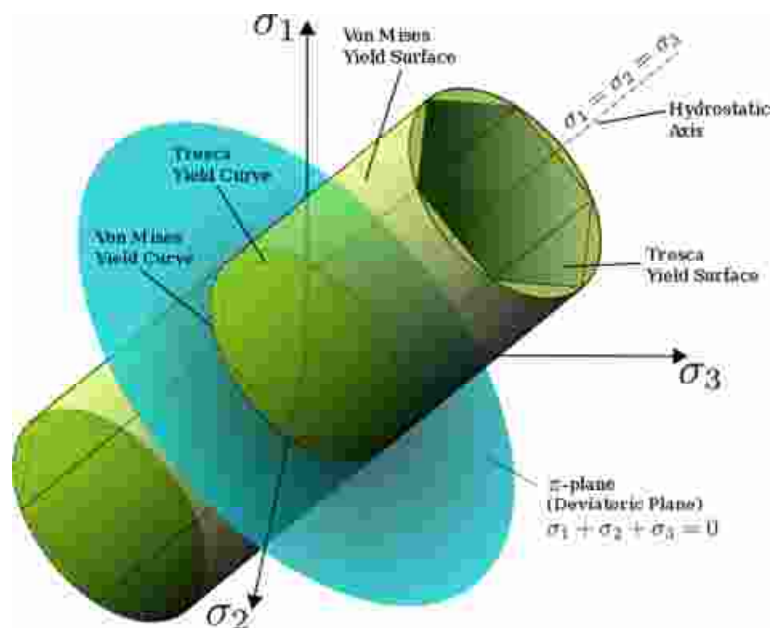


Рисунок 2.1.4 – Графическое представление критерия Мизеса

2.1.3. Модель теории линейного деформирования грунта

Применимость этой модели к грунтам была впервые обоснована трудами Н.П. Пузыревского, К. Терцаги, Н.М. Герсегонова, В.А. Флорина, Н.А. Цытовича [52-57]. Эта модель наиболее распространена в инженерной практике благодаря своей простоте и возможности использования хорошо разработанного математического аппарата теории упругости для описания напряженно-деформированного состояния грунтов.

Теория линейного деформирования грунта базируется на предположении, что при однократном нагружении (или разгрузке) зависимость между напряжениями и деформациями в грунтах линейна. Кроме того, при нагружении рассматривается лишь общая деформация грунта без разделения ее на упругую и пластическую составляющие. Первое допущение обеспечивает возможность использования для расчетов напряжений в массиве грунта аппарата теории упругости, а второе – при известных напряжениях рассчитывать конечные деформации основания. Использование теории линейного деформирования грунта всегда требует установления предела ее применимости.

Уравнения состояния модели теории линейного деформирования

записываются в виде обобщенного закона Гука:

$$\varepsilon_x = \frac{1}{E} \cdot [\sigma_x - \nu \cdot (\sigma_y + \sigma_z)] \quad (18)$$

$$\varepsilon_y = \frac{1}{E} \cdot [\sigma_y - \nu \cdot (\sigma_x + \sigma_z)] \quad (19)$$

$$\varepsilon_z = \frac{1}{E} \cdot [\sigma_z - \nu \cdot (\sigma_x + \sigma_y)] \quad (20)$$

$$\gamma_{xy} = \frac{2 \cdot (1 + \nu)}{E} \cdot \tau_{xy} \quad (21)$$

$$\gamma_{yz} = \frac{2 \cdot (1 + \nu)}{E} \cdot \tau_{yz} \quad (22)$$

$$\gamma_{xz} = \frac{2 \cdot (1 + \nu)}{E} \cdot \tau_{xz} \quad (23)$$

где E – модуль общей линейной деформации; ν – коэффициент поперечного линейного расширения (коэффициент Пуассона).

Теорию линейного деформирования иногда называют теорией упругости грунтов. Формально это справедливо, так как она использует математический аппарат теории упругости. Однако нужно иметь в виду, что это сходство чисто формальное, так как теория линейного деформирования рассматривает общие деформации, не разделяя их на упругие и пластические. Кроме того, нагружение и разгрузка грунта в теории линейного деформирования происходят по разным законам и описываются различными по величине характеристиками деформируемости грунта.

2.2. Математическая постановка задачи нелинейного деформирования грунта

Теории нелинейного деформирования грунтов применяются для расчетов напряженно-деформированного состояния и оценки прочности оснований и грунтовых сооружений, когда связь между напряжениями и деформациями существенно нелинейна, поэтому они часто называются теориями пластичности грунтов.

Значительное распространение в инженерной практике получила деформационная теория пластичности, основанная на теории малых упругопластических деформаций академика А.А. Ильюшина. В наиболее

простом виде эта теория исходит из допущения, что объемная и сдвиговая деформации зависят только, соответственно, от среднего нормального напряжения и интенсивности касательных напряжений, т.е. $\varepsilon_V = \Psi(\sigma_m)$ и $\gamma_i = f(\tau_i)$. Однако деформационная теория пластичности не учитывает некоторые процессы, происходящие в грунте. Более точные решения можно получить с помощью теории пластического течения. Однако это приводит к усложнению экспериментов для определения параметров уравнения состояния и расчетного аппарата анализа. Теорию пластического течения применяют при решении сложных задач гидротехнического строительства.

Различные модификации теорий нелинейного деформирования грунтов представлены в работах отечественных геотехников [58-64].

Для моделирования грунтов использована пластическая модель Друкера-Прагера. Классическая модель Друкера-Прагера [65] применяется к гранулированным материалам обладающим внутренним трением, таким как грунты, скальные породы, бетон. В качестве поверхности разрушения использован конус, описанный вокруг критерия Мора-Кулона. Поверхность разрушения изображена на рисунках 2.2.1 и 2.2.2.

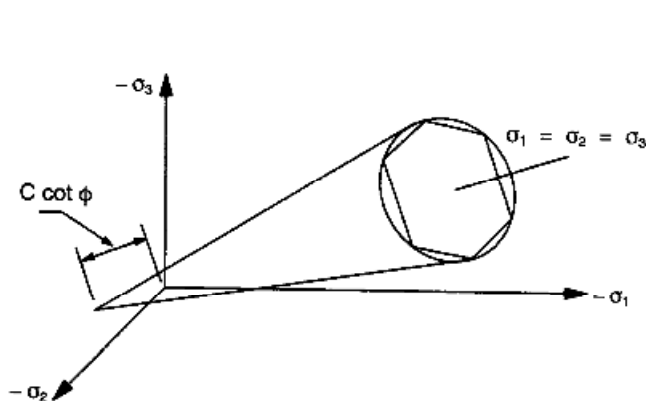


Рисунок 2.2.1 – Поверхность разрушения

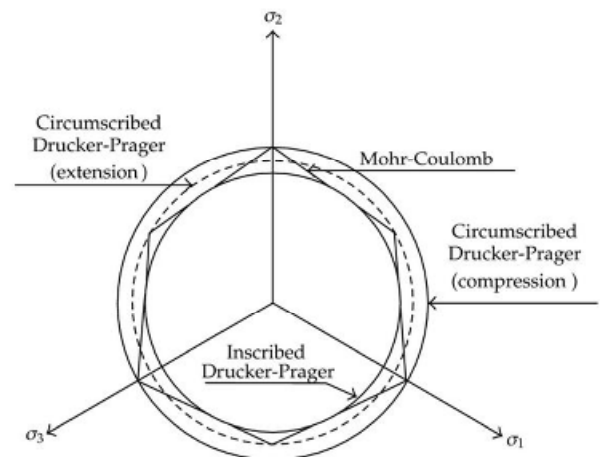


Рисунок 2.2.2 – Поверхность разрушения

В качестве входных параметров используются три константы:

c – удельное сцепление, Па;

φ – угол внутреннего трения, град;

ψ – угол дилатансии, град;

Если угол дилатансии равен углу трения, закон течения ассоциативный. Если угол дилатансии равен нулю или меньше, чем угол внутреннего трения, увеличения объема материала не происходит, закон течения не ассоциативный.

Поверхность текучести не изменяется с развитием пластических деформаций, следовательно, нет никакого закона упрочнения и материал является упруго-идеальнопластическим (рисунке 2.2.3).

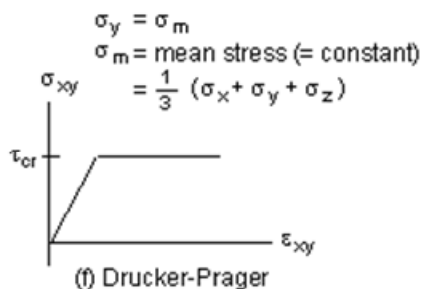


Рисунок 2.2.3 – Диаграмма напряжений

Определение эквивалентных напряжения для модели Друкера-Прагера приведено в п.2.2.7 [72].

2.3. Особенности численной реализации задачи деформирования здания с учетом трещинообразования

Для численной реализации поставленной задачи используем метод конечных элементов. МКЭ является общим численным методом для решения широкого круга краевых задач механики сплошной среды. Он основан на замене исследуемого объекта совокупностью конечного числа дискретных элементов, связанных между собой в узлах. В этом случае схема создания математической модели следующая: исследуемый объект – идеализированная расчетная схема – система линейных алгебраических уравнений. Непосредственный переход к расчетной схеме из соображений механики дает возможность естественно формулировать граничные условия, произвольно располагать узлы сетки элементов, сгущая ее в местах ожидаемого градиента искомых величин, применять метод для исследования областей, состоящих из фрагментов различной физической природы и т. д.

Для определения НДС системы используем вариационный метод конечных элементов.

2.3.1. Вариационная постановка МКЭ

Краевая задача линейной теории упругости по определению НДС строительных конструкций, описываемая уравнениями равновесия, соотношениями Коши, физическими уравнениями и граничными условиями, эквивалентна задаче о нахождении стационарной точки функционала общей потенциальной энергии упругой системы

$$\Pi(\vec{u}) = \frac{1}{2} \int_V \sigma_{ij}(\vec{u}) \varepsilon_{ij}(\vec{u}) dV - \int_V \rho F_i u_i dV - \int_\Gamma P_i u_i d\Gamma \quad (24)$$

В соответствии с вариационным принципом Лагранжа из всех кинематически возможных полей перемещений истинными будут те, которые доставляют минимальное значение полной потенциальной энергии системы:

$$\delta \Pi = 0, \delta^2 \Pi > 0 \quad (25)$$

Рассмотрим конечно-элементную дискретизацию тела объемом V , без привязки к типам конечных элементов и способов аппроксимации в пределах каждого конечного элемента. Разобьем область V на E лагранжевых конечных элементов, каждый из которых имеет N_e узлов и занимает область V_e . Через N обозначим общее число узлов в сетке конечных элементов. С учетом свойства аддитивности интеграла по области V вместо (24) получим:

$$\Pi(\vec{u}) = \sum_{e=1}^E \Pi_e(\vec{u}) \quad (26)$$

Решим задачу методом Ритца. Предположим, что существует совокупность линейно независимых непрерывных в области V функций $\varphi_i(\vec{x})$.

$\{\varphi_i(\vec{x})\}_{i=1}^N$ – система базисных функций;

В пределах каждого конечного элемента с номером (e) векторное поле перемещений $\vec{u}(\vec{x})$, $\vec{x} \in V_e$, приближенно представим выражением:

$$u_i^e(\vec{x}) = u_{ni}^e \varphi_n^e(\vec{x}), \vec{x} \in V_e \quad (27)$$

где $i = \overline{1,3}$ (в случае трехмерной задачи), $n = \overline{1, N_e}$, индекс n – немой; $\varphi_n^e(\vec{x})$ – локальные координатные функции (функции формы конечного

элемента). Параметры u_{ni}^e являются неизвестными значениями узловых перемещений конечного элемента, которые в совокупности образуют вектор $\{u\}$ узловых неизвестных конечно-элементной системы с компонентами u_{ki} , $i = \overline{1,3}$; $k = \overline{1,N}$. Глобальная узловая неизвестная u_{ki} совпадает с узловой неизвестной конечного элемента u_{ni}^e , если локальный номер n узла конечного элемента имеет глобальный номер k в сетке конечных элементов. Глобальные узловые неизвестные $\{u\}$ определяются из условия минимума функционала Π .

Таким образом, по методу конечных элементов система базисных функций:

$$\varphi_i(\vec{x}) = \begin{cases} \varphi_i^e(\vec{x}), & \vec{x} \in V_{(i)}^e, \\ 0, & \vec{x} \notin V_{(i)}^e, \end{cases} \quad i = \overline{1,N}, \vec{x} \in V \quad (28)$$

где $V_{(i)}^e$ – множество конечных элементов, имеющих узловую точку с глобальным номером i .

Подставив (27) и (28) в функционал (24), получим функцию конечного числа переменных:

$$\begin{aligned} \Pi_e = & \frac{1}{2} \sum_{i=1}^3 \sum_{j=1}^3 u_{mi}^e u_{ni}^e a(\varphi_n^e(\vec{x}), \varphi_m^e(\vec{x})) - \sum_{i=1}^3 u_{mi}^e \int_{V_e} F_i(\vec{x}) \varphi_m^e(\vec{x}) dV \\ & - \sum_{i=1}^3 u_m^e \int_{\Gamma_e} P_i(\vec{x}) \varphi_m^e d\Gamma \end{aligned}$$

где $a(\varphi_n^e, \varphi_m^e) = \int_{V_e} C_{klpq} \varepsilon_{pq}(\varphi_n^e) \varepsilon_{kl}(\varphi_m^e)$; $n, m = \overline{1, N_e}$

Условие минимума функционала (25) принимает вид:

$$\begin{aligned} \frac{\partial \Pi}{\partial u_{ki}} = \frac{\partial}{\partial u_{ki}} \sum_{e=1}^E \Pi_e = \sum_{e=1}^E \frac{\partial \Pi_e}{\partial u_{ki}} = 0; \quad i = \overline{1,3}, \quad k = \overline{1,N} \quad (29) \\ \frac{\partial \Pi_e}{\partial u_{ki}} = \begin{cases} \frac{\partial \Pi_e}{\partial u_{mi}^e}, & \text{если } m \Rightarrow k \\ 0, & \text{в остальных случаях} \end{cases} \end{aligned}$$

Символ \Rightarrow означает, что узел элемента с локальным номером m ($m = \overline{1, N_e}$) имеет глобальный номер k ($k = \overline{1, N}$).

В результате получаем разрешающую систему линейных алгебраических уравнений МКЭ, которую обычно записывают в матричной форме:

$$[K] \cdot \{u\} = \{F\} \quad (30)$$

где $[K]$ – глобальная матрица жесткости системы конечных элементов, $\{u\}$ – вектор узловых неизвестных, $\{F\}$ – глобальный вектор узловых внешних сил.

2.4. Общие выводы по главе

НДС системы «здание–фундамент–грунт» определяется тензорами напряжений $\hat{\sigma}$ и деформаций $\hat{\varepsilon}$, с компонентами σ_{ij} и ε_{ij} соответственно, для определения которых решается краевая задача, удовлетворяющая граничным условиям, зависящим от расположения здания в мульдe сдвижения. Эти условия задаются аппроксимирующей функцией, определяемой с учетом результатов прогнозирования оседания грунтового массива.

Применение линейной теории упругости при моделировании поведения элементов строительных конструкций ограничено уровнем внешних силовых воздействий. Отклонение условий эксплуатации от первоначального проекта либо изменение характера внешних воздействий может привести к возникновению нелинейности в поведении материалов.

Поэтому при моделировании бетонных, железобетонных и каменных конструкций, кроме линейных моделей, использована модель CONCRETE, встроенная в программный комплекс ANSYS. При разрушении учитываются два фактора – образование трещин и дробление (разрушение при сжатии).

Механические свойства грунтов значительно более сложные, чем свойства прочих материалов рассматриваемых в рамках инженерных расчётов. При проектировании строительных объектов поведение грунтов основания в настоящее время чаще всего описывается *моделью линейно - деформируемого слоя*. Применение данной модели предписано действующими нормативными документами, но использование теории линейного деформирования применительно к грунтам всегда требует установления предела ее применимости.

При моделировании нелинейных свойств грунтов в инженерной практике наиболее распространена математическая модель упругопластического материала при сложном напряженном состоянии, благодаря своей простоте и хорошо разработанному математическому аппарату. Значительное распространение в инженерной практике также получила деформационная теория пластичности, основанная на теории малых упругопластических деформаций А.А. Ильюшина. Однако деформационная теория пластичности не учитывает некоторые процессы, происходящие в грунте (пластическое течение, консолидация, упрочнение).

Для моделирования грунтов с учетом нелинейных эффектов традиционно применяется пластическая модель Кулона-Мора и Друкера-Прагера.

Для пластичных упрочняющихся грунтов, разрушающихся от сдвига при последующем значительном растяжении целесообразно использовать CAP-модель, которая дает фактически гиперболическую зависимость деформации от напряжения для траектории первичного напряжения и траектории «разгрузка – повторное нагружение». Однако использование данной модели затруднено ввиду большого объема входных данных, многие из которых не определяются в процессе инженерно-геологических изысканий.

ГЛАВА 3. Численное моделирование воздействия деформаций земной поверхности на типовые панельные здания

3.1. Применяемые средства моделирования

Проблема моделирования сложного поведения систем «здание-фундамент-грунтовое основание» при разных видах нагружения остается одной из наиболее трудных задач строительной механики. В докомпьютерную эпоху было принято описывать поведение грунта как линейно-упругое, подчиняющееся закону Гука, хотя в реальности грунты проявляют не только упругие, но пластические и вязкие свойства. В настоящее время для оценки напряженно-деформированного состояния рассматриваемой системы, выполнения расчетов ее прочности и устойчивости используют пакеты прикладных программ таких как ANSYS, Plaxis, ABAQUS, SCAD и другие. Программы предлагают множество опций, типов элементов и законов поведения грунтов под нагрузкой.

В современной инженерной практике общепризнанным фактом является невозможность решения сложных наукоемких задач без применения современных систем автоматизации. К числу наиболее эффективных технологий, позволяющих выполнить эти требования, принадлежат так называемые CAD/CAM/CAE-системы (системы автоматизированного проектирования, технологической подготовки производства и инженерного анализа). Несмотря на широкое распространение систем CAD для проектирования и систем CAE для анализа, эти системы не так уж хорошо интегрируются. Дело в том, что модели CAD и CAE по сути используют разные типы геометрических моделей, и в настоящее время не существует общей унифицированной модели, которая бы содержала в себе как информацию для проектирования, так и для анализа [73].

Наиболее распространённым подходом к моделированию является CAD-ориентированный подход. В CAD-ориентированном подходе, рассматривается проектирование, основанное на CAD-системе и интерактивный анализ, который

проводится с целью улучшения проектируемого объекта. Данная методика уже получила широкое распространение. Практически во всех современных CAD-системах предусмотрены дополнительные модули анализа и имитации, тесно интегрированные с системой моделирования. Эти модули позволяют решать задачи кинематического моделирования, анализа методом конечных элементов (МКЭ), генерации сетки и последующей обработки непосредственно в системе моделирования. Например, система Pro/Engineer фирмы PTC включает в себя модули Pro/Mechanica, выполняющие структурный, вибрационный, температурный и двигательный анализ. Pro/Mesh и Pro/FEMPOST – это пре- и постпроцессоры анализа по МКЭ соответственно [74].

В процессе создания расчётных моделей для рассматриваемых ниже реальных строительных объектов: типового панельного здания и уникального здания храма применён CAD-ориентированный подход на основе системы автоматизированного проектирования AutoCAD фирмы Autodesk в связке с программным комплексом ANSYS от компании ANSYS, Inc.

При выполнении расчётов использованы макросы, написанные автором на языке APDL интегрированном в ядро ANSYS. Макросы предоставляют широкие возможности по наложению сложных граничных условий в автоматическом режиме.

3.2. Воздействие деформаций земной поверхности на объекты типовой застройки (панельные здания)

Рассматриваются объекты типовой застройки – жилые панельные пятиэтажные здания типовой серии 1-468А, построенные в 60-х гг. XX-го века.

Общая характеристика объекта.

Количество подъездов – 8. Подвал расположен под всем зданием. Здание крупнопанельное, прямоугольное в плане. Длина здания в крайних осях 120 м, ширина в осях 11 м. Здание поделено деформационным швом на два деформационных блока длиной 60 м. Высота этажей 2,8 м. Высота подвала в

среднем составляет 2,2 м. Отметка здания по карнизу крыши составляет +14,500 м. За отметку 0,000 принят уровень чистого пола 1 этажа.

Конструктивная схема здания бескаркасная с поперечными несущими стенами и наружными самонесущими панелями. Лестничные марши и площадки сборные железобетонные. Пространственная жесткость и геометрическая неизменяемость зданий обеспечивается продольными вертикальными диафрагмами жесткости, жесткостью поперечных стен и дисков перекрытий [44].

План типового этажа деформационного блока показан на рисунке 3.2.1.

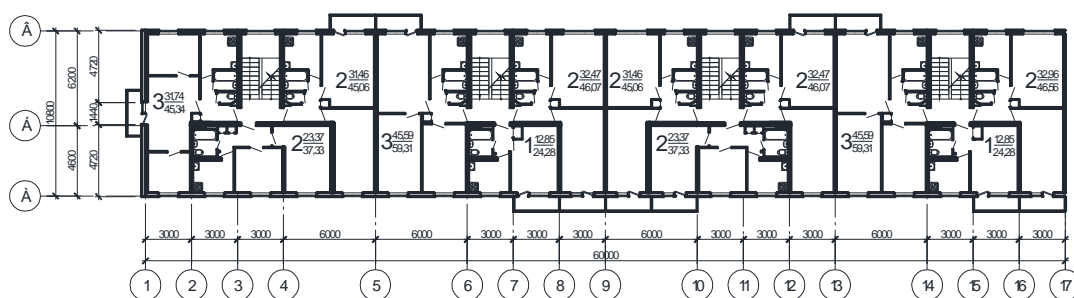


Рисунок 3.2.1 – План типового этажа

В результате деформации грунтового основания, вертикальные стыки между панелями несущих и самонесущих стен воспринимают усилия сжатия, растяжения и сдвига. Горизонтальные стыки между панелями несущих стен воспринимают усилия от внецентренного сжатия стены из ее плоскости и изгиба со сдвигом в плоскости стены. Представляет опасность смещение плит перекрытия с опорных столиков в результате растяжения здания.

3.3. Аппроксимация профиля зоны техногенных оседаний

Выбор закона для кинематических граничных условий, приложенных к зданию, выполнен на основе анализа натурных данных. Рассмотрена зона оседания, в которой находится рассматриваемое здание, в зоне оседания выбраны пять профилей, которые пересекают внешнюю изолинию под прямым углом (рисунок 3.3.2).

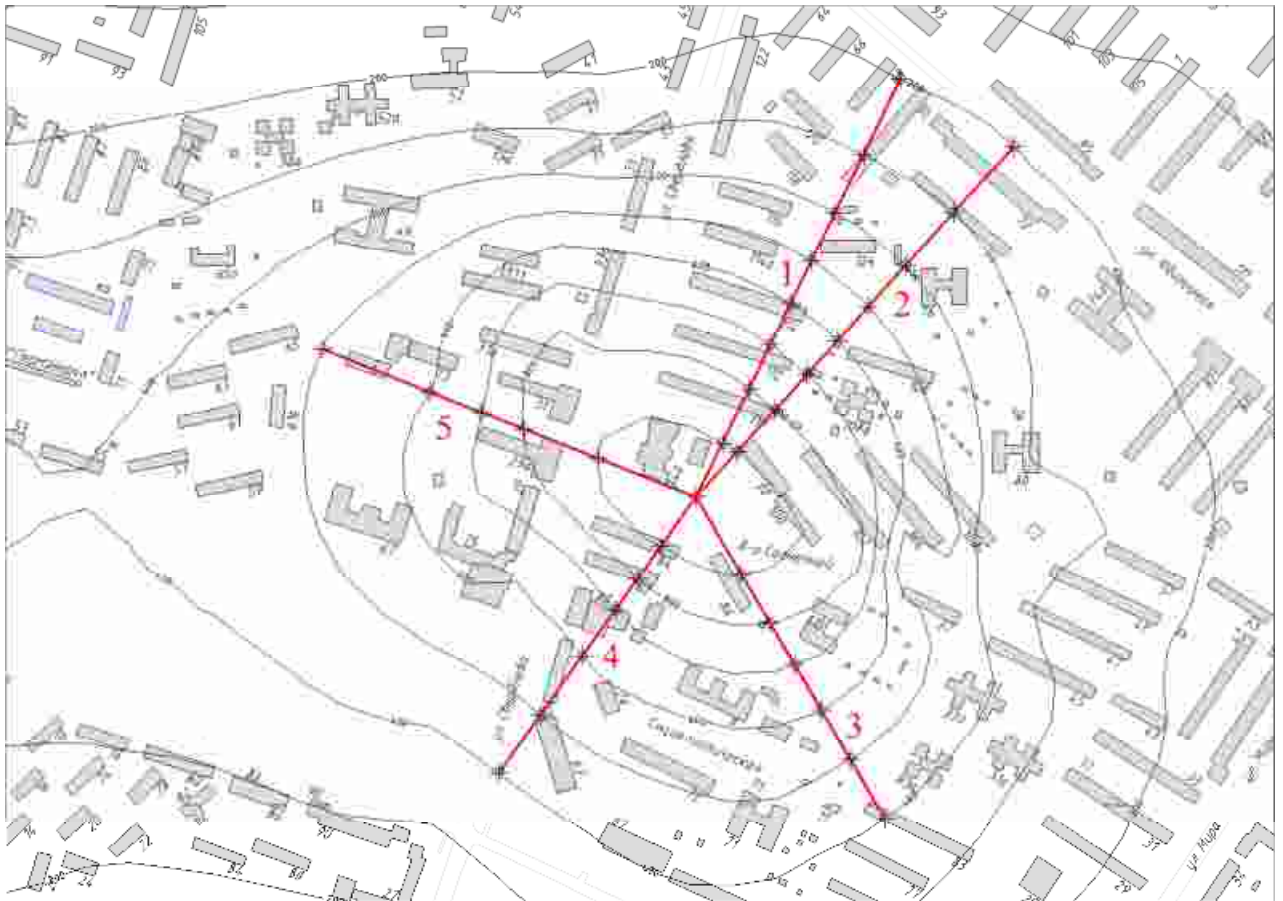
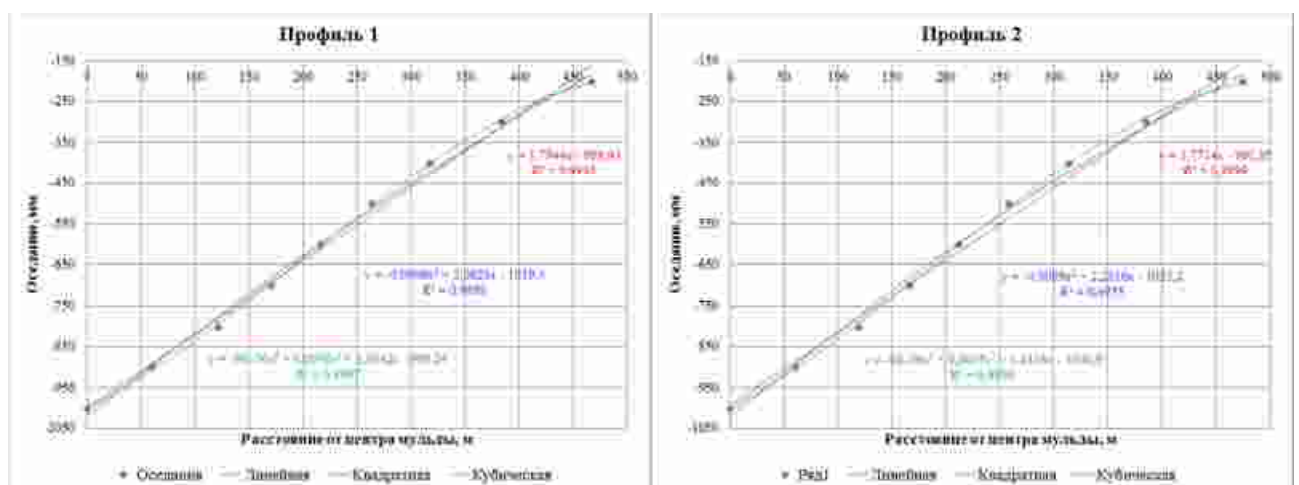


Рисунок 3.3.2 – Профили

Получены координаты точек пересечения профилей с изолиниями оседаний и выполнена аппроксимация данных тремя функциями первого, второго и третьего порядков. Графики функций их коэффициенты и величина достоверности аппроксимации R^2 представлены на рисунке 3.3.3.



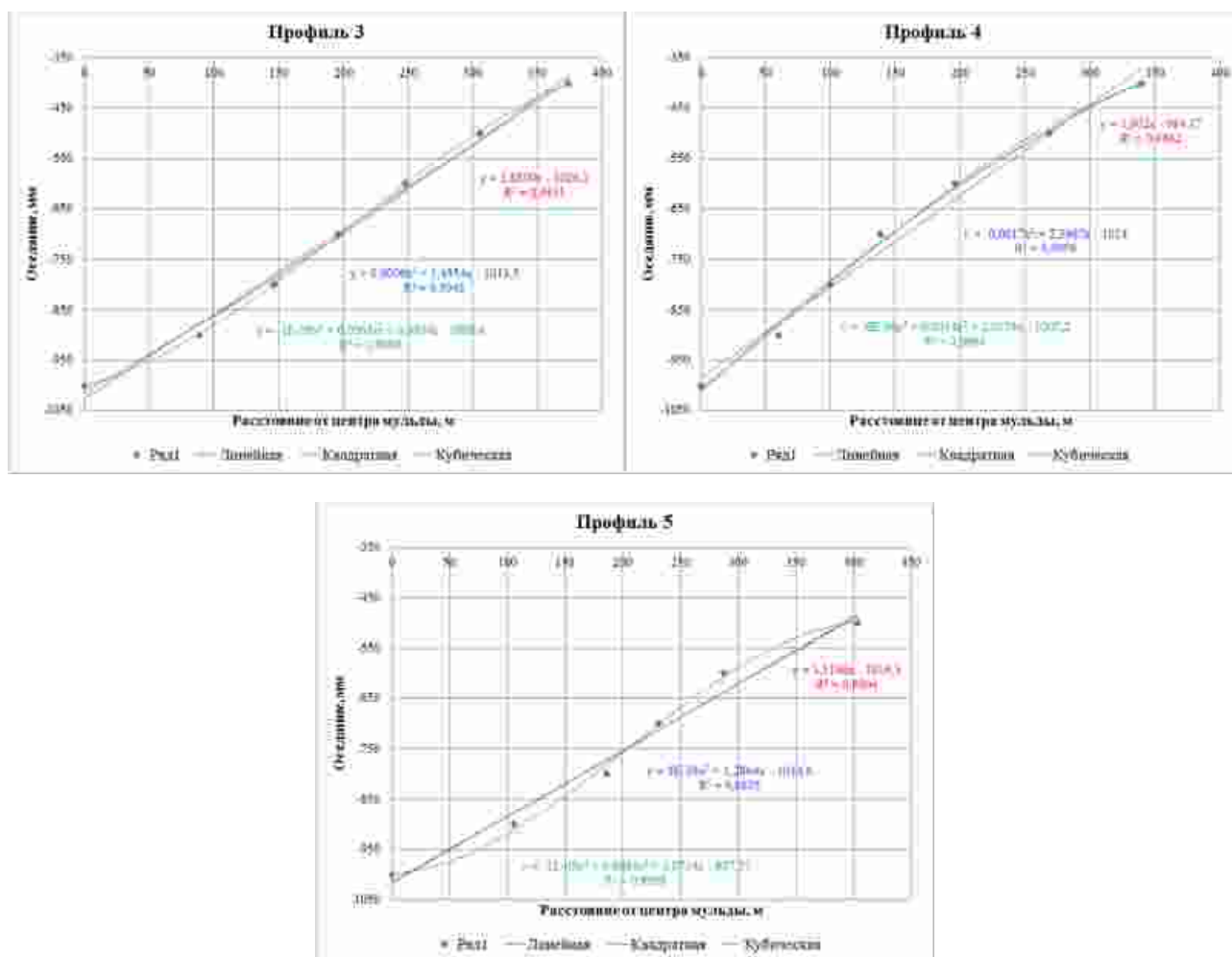


Рисунок 3.3.3 – Аппроксимация профилей оседания

Степенная функция с высокой точностью описывает исходный ряд данных. Для аппроксимации оседаний на половине мульды, ожидаемо лучший результат показывает функция третьего порядка. Использование биквадратной аппроксимирующей функции не целесообразно, так как на данных выборках она показывает результат, не превышающий по точности результат кубической функции.

Так как в качестве модели мульды рассматривается трёхмерная поверхность, рассмотрим сравнение полиномиальной и тригонометрической аппроксимирующих функций на сечении поверхности вращения, образованной набором данных с профилей 1-5 (рисунок 3.3.3).

Графики функций их коэффициенты и величина достоверности аппроксимации R^2 представлены на рисунке 3.3.4.

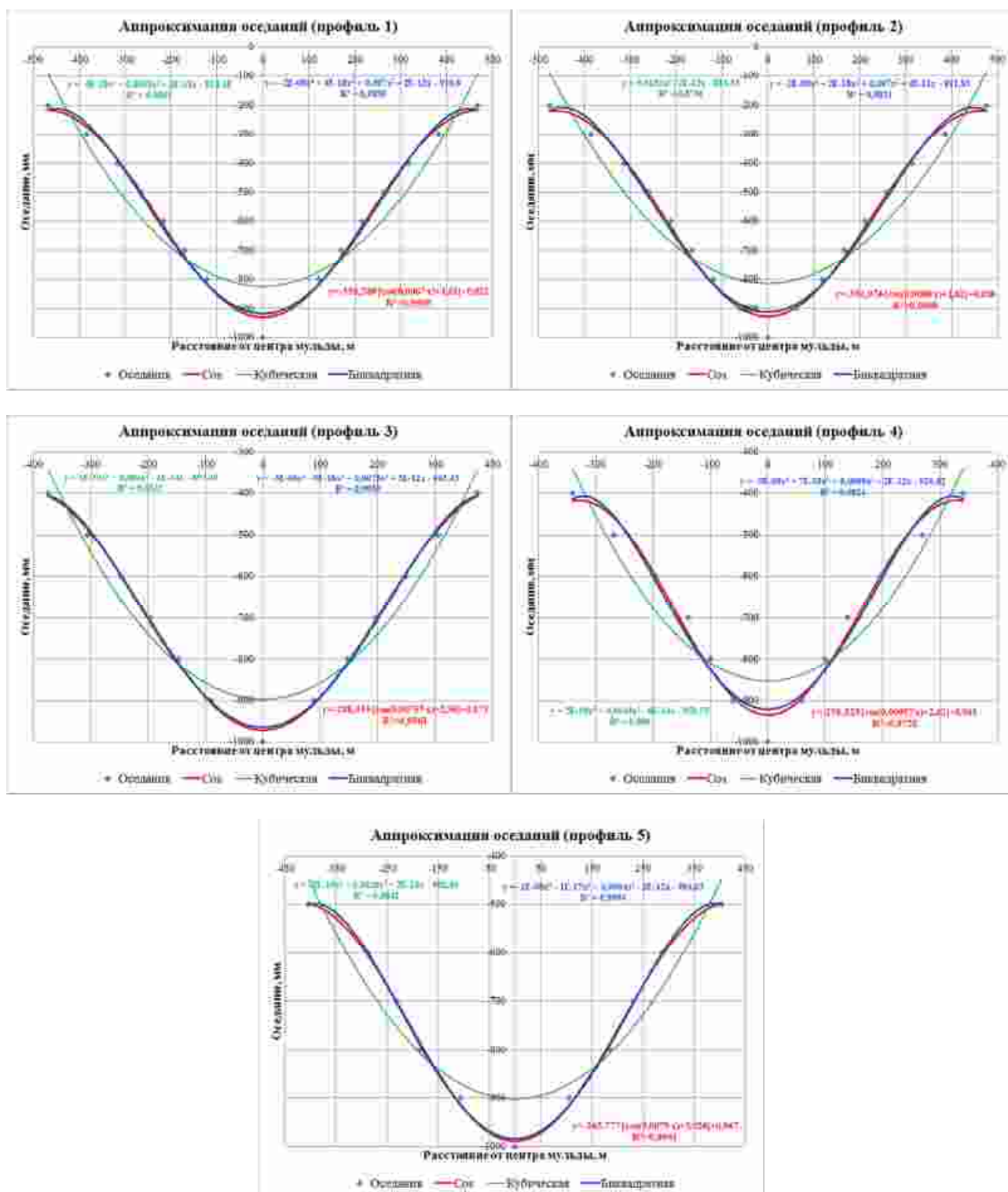


Рисунок 3.3.4 – Аппроксимация профилей оседания при помощи полиномиальных и тригонометрических функций

На основании анализа результатов аппроксимации принимаю в качестве поверхности, моделирующей мульду оседания, поверхность образованную вращением полупериода функции косинуса. Выбор формы мульды оседания так же обусловлен соблюдением граничных условий на границе мульды.

3.4. Моделирование стыка наружных стеновых панелей

Рассматриваются наружные самонесущие стеновые панели и стык между ними жилых панельных пятиэтажных зданий типовой серии 1-468А, построенных в 60-х гг. XX-го века. Конструктивная схема панелей и стыка типа «ласточкин хвост» изображена на рисунке 3.4.1.

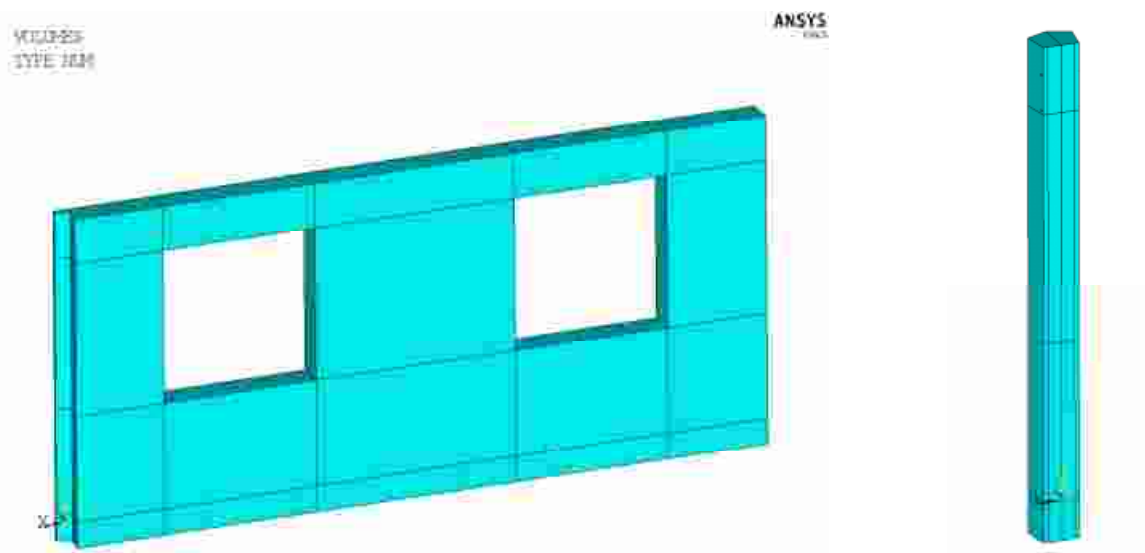


Рисунок 3.4.1 – Стеновая панель и материал заполнения стыка

При создании расчетной модели использовались конечные элементы SOLID65. Эти элементы рекомендуется использовать для расчета напряженно-деформированного состояния конструкций, выполненных из неоднородного материала (бетона/железобетона). При этом можно учесть наличие арматуры в бетоне, разнообразные включения в материал, процесс образования и развития трещин при больших или критических нагрузках. Арматурные стержни моделируются балочными элементами BEAM 188.

Эффективные характеристики тензора жесткости железобетона определяются, как смесь упругих характеристик компонент с учетом их направлений. В арматуре при этом могут возникать пластические деформации. Критерий прочности предусматривает возможность возникновения в элементе разного вида напряженного состояния. Процесс разрушения (трещинообразование) происходит, когда интенсивность напряжений в элементе достигает критического значения. В этом случае материал теряет

способность сопротивляться формоизменению, сохраняя способность сопротивляться всестороннему сжатию (если такой вид напряженного состояния возникнет после перераспределения напряжений и при дальнейшем деформировании).

При моделировании панелей в зоне стыка учитывалось наличие арматуры – стальных стержней диаметром 18 мм и раствора, хотя обычно бетон в растянутых стыках не учитывается.

Математическая постановка

Дискретизация модели показана на рисунке 3.4.2. На рисунке 3.4.3 показан фрагмент конечно-элементной модели стыка с армирующими элементами.

При моделировании стеновых панелей использована линейно-упругая модель поведения материалов.

При моделировании материала стыка использована линейно упругая модель Linear Elastic в сочетании с моделью бетона Concrete с характеристиками бетона В15 (таблица 5).

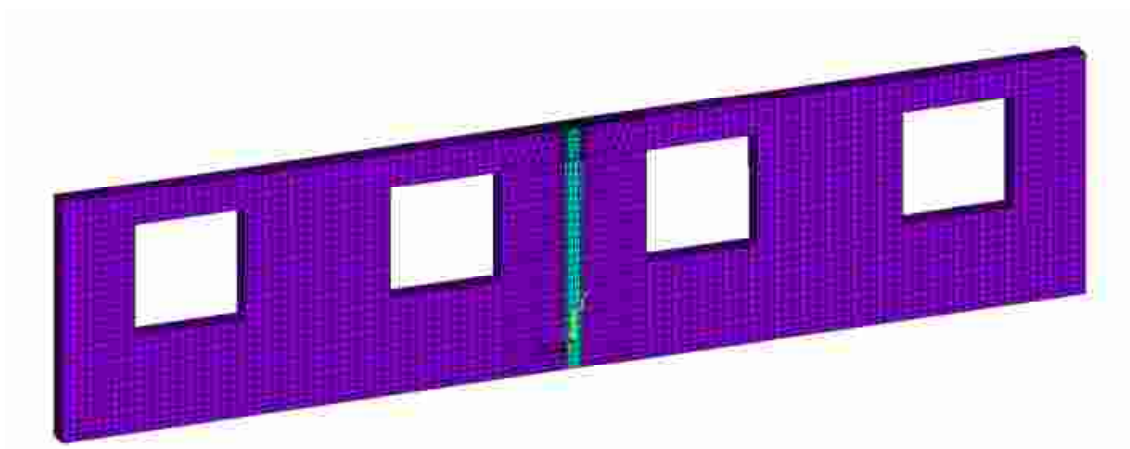


Рисунок 3.4.2 – Конечно-элементная модель

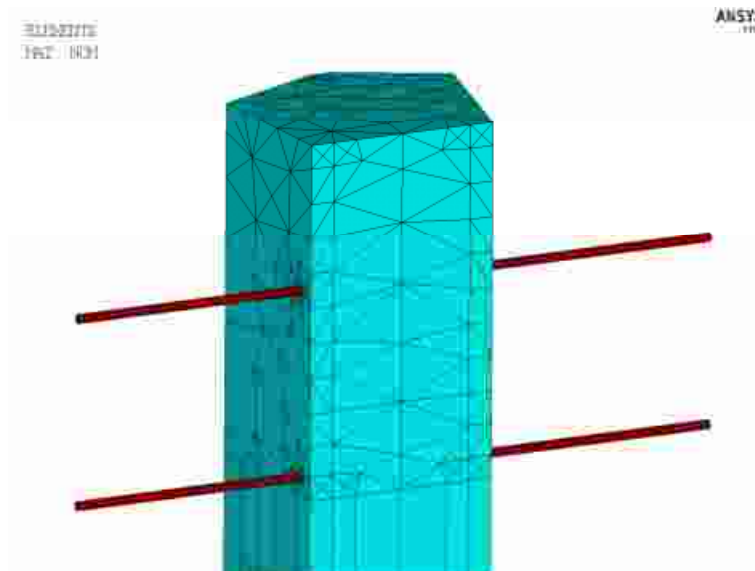


Рисунок 3.4.3 – Фрагмент конечно-элементной модели верхней части стыка

В качестве граничных условий принят запрет вертикальных перемещений нижней части модели, жесткая заделка торца одной из стеновых панелей перемещения вдоль оси X торца второй стеновой панели.

$$U_y|_{y=0} = 0;$$

$$U_x|_{x=-6} = 0;$$

$$U_z|_{x=-6} = 0;$$

$$U_x|_{x=6} = 0,001 \text{ м};$$

Результаты численного моделирования.

Как показали результаты нелинейного расчета (рисунок 3.4.4) первые трещины в бетоне появляются при растяжении на величину $0,05 \div 0,4$ мм. При появлении трещин в зоне стыка происходит перераспределение напряжений в железобетоне, вся нагрузка передается на арматуру, которая и обеспечивает прочность соединения. Картина трещин соответствует данными натурных обследований.

Учитывая, что здание состоит из типовых блок-секций, *следующая расчетная модель* представлена в виде секции-этажа длиной 15 м для определения местоположения наиболее слабого конструктивного элемента здания.

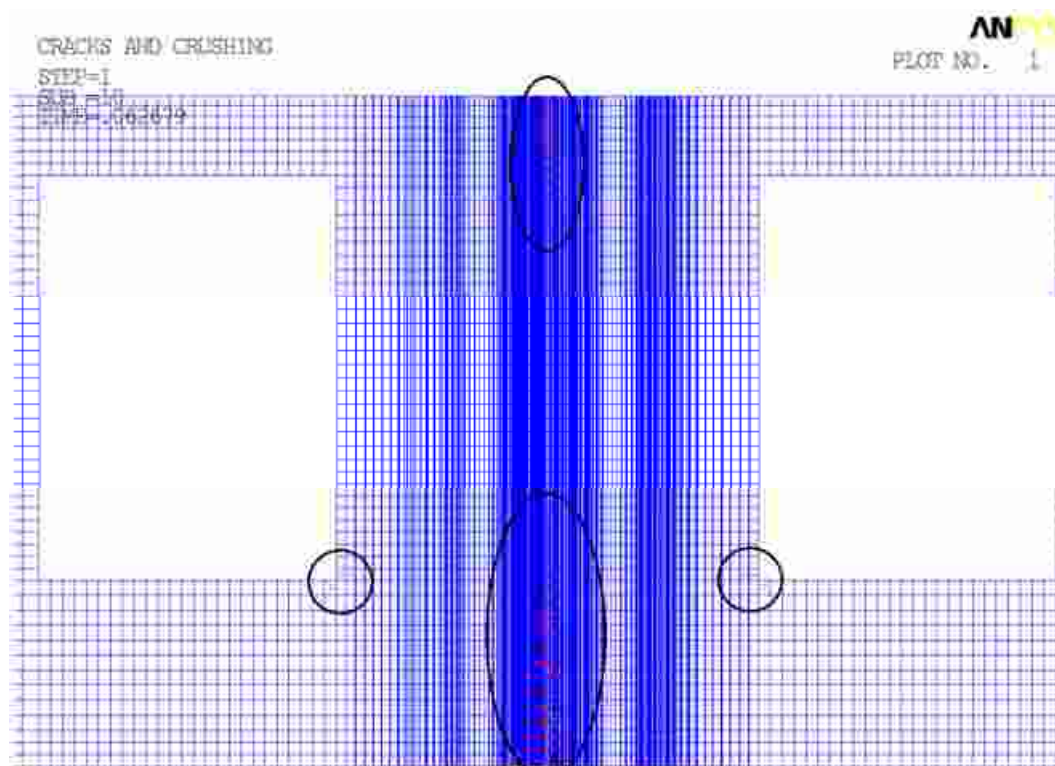


Рисунок 3.4.4 – Картина распространения трещин в бетоне стыка

3.5. Моделирование типовой секции панельного здания

Рассматриваются объекты типовой застройки – жилые панельные пятиэтажные здания типовой серии 1-468А, построенные в 60-х гг. XX-го века. Конструктивная схема здания бескаркасная с поперечными несущими стенами и наружными самонесущими панелями. Лестничные марши и площадки сборные железобетонные. Пространственная жесткость и геометрическая неизменяемость зданий обеспечивается продольными вертикальными диафрагмами жесткости, жесткостью поперечных стен и дисков перекрытий [44].

План типовой секции изображен на рисунке 3.5.1.

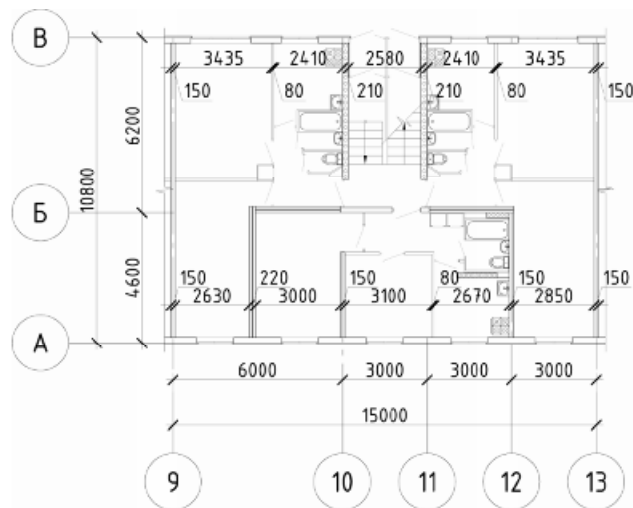


Рисунок 3.5.1 – План типовой секции

Дискретизация секции-этажа выполнялась разными типами конечных элементов, включенными в библиотеку ПК ANSYS: *панели и перекрытия* здания моделировались пластинчатыми элементами SHELL93; *стыки самонесущих панелей* – стержневыми элементами BEAM188 со свойствами арматурной стали АIII (диаметром 18 мм – вверху и внизу секции и 8мм – между ними); *платформенные горизонтальные и вертикальные стыки* – пластинчатыми элементами. SHELL281 с учетом реальных размеров конструктивного решения узла (70x50x8 мм).

При описании физической нелинейности материала арматурной стали принималась модель билинейного изотропного упрочнения для проведения анализа при больших деформациях. Это сочетание условия текучести Мизеса с изотропным расширением поверхности пластичности. Предел текучести арматурной стали $\sigma_T = 240$ МПа.

При выполнении нелинейного расчета использовалась пошаговая процедура приложения кинематического воздействия, т.е. перемещения увеличивались пошагово за счет малых приращений, чтобы гарантировать получение достоверной зависимости «нагрузка-перемещение». При этом на каждом шаге выполнялись равновесные итерации, и оценивалась сходимость итерационного процесса методом Ньютона-Рафсона.

В расчётной модели учтены оконные проёмы и раскладка плит перекрытия. Расчётная конечно-элементная модель типовой секции показана на рисунке 3.5.2.

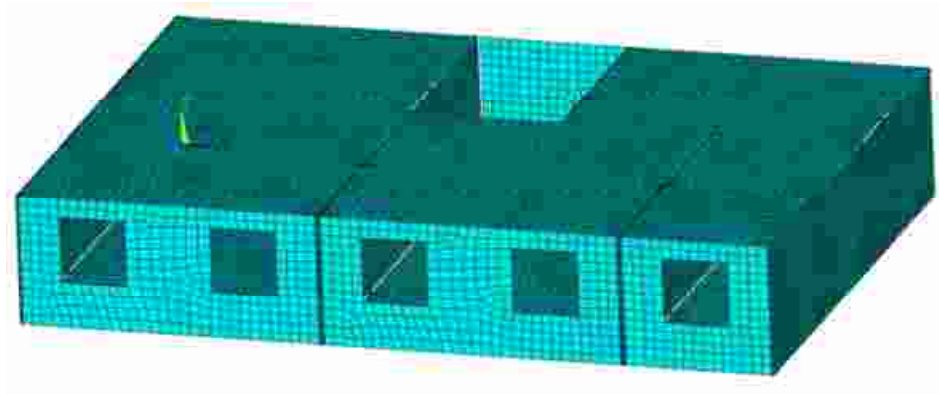


Рисунок 3.5.2 – КЭ модель типовой секции

Граничные условия

Пространственная модель типовой секции занимает объём V , состоящий из объёмов стен – V_1 и плит перекрытия – V_2 , т.е. $V = V_1 \cup V_2$, ограниченный поверхностями $\Gamma = \Gamma_1 \cup \Gamma_2 \cup \Gamma_3 \cup \Gamma_4$ (смотри рисунок 3.5.3). Элементы типовой секции соединены при помощи арматурных выпусков и закладных элементов, для плит перекрытия выбрано условие свободного опирания. Модель здания выполнена в прямоугольной декартовой системе координат.

$$U_x = 0, x \in \Gamma_1; U_y = 0, x \in \Gamma_1, \Gamma_2; U_z = 0, x \in \Gamma_4; U_x = 0,05, x \in \Gamma_3;$$

В качестве кинематического воздействия на конструкции здания принято растяжение (как наиболее неблагоприятный фактор), вызванное развитием деформаций в мульде сдвижения земной поверхности.

Кинематические граничные условия для других видов деформирования – оседания и подъёма участка типовой секции приняты по квадратичному закону:

$$y = ax^2 + bx + c, \text{ где}$$

$$a = -0,00139; b = 0,025; c = -0,1125 \text{ – коэффициенты уравнения;}$$

$$U_y = 0,05, x \in \Gamma_2, \Gamma_3.$$

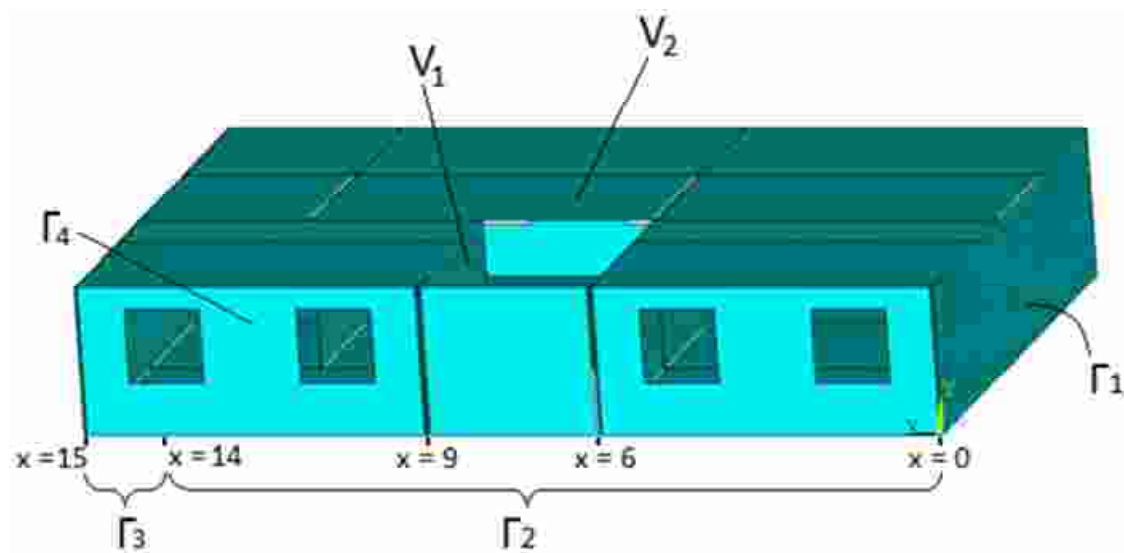


Рисунок 3.5.3 – Граничные условия

Изгиб участка типовой секции.

На рисунках 3.5.4 – 3.5.7 показаны изополя перемещений и эквивалентных пластических деформаций. Графики взаимных перемещений ключевых точек приведены на рисунке 3.5.8.

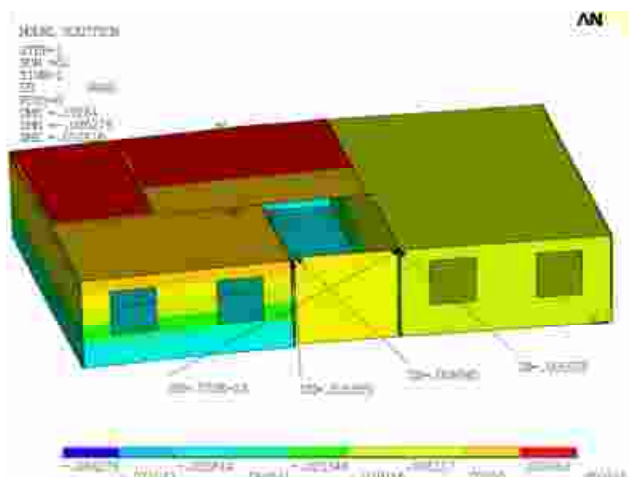


Рисунок 3.5.4 – Перемещения U_x

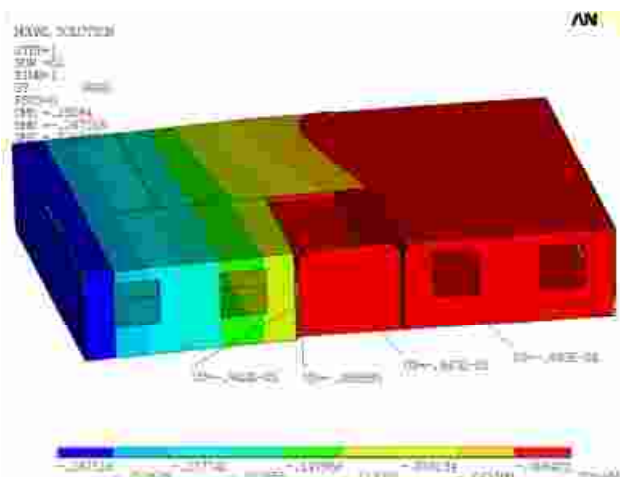


Рисунок 3.5.5 – Перемещения U_y

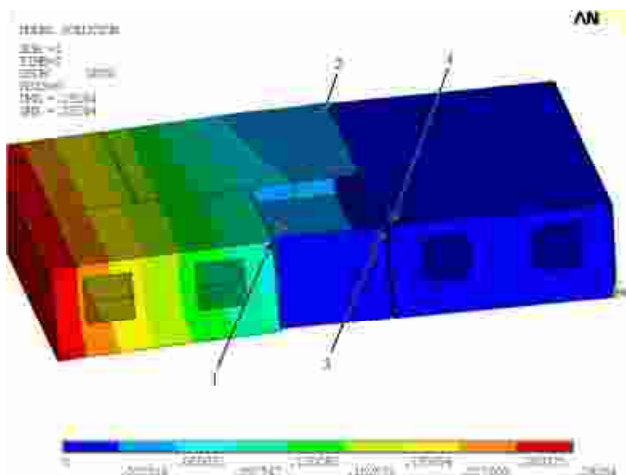


Рисунок 3.5.6 – Суммарные перемещения

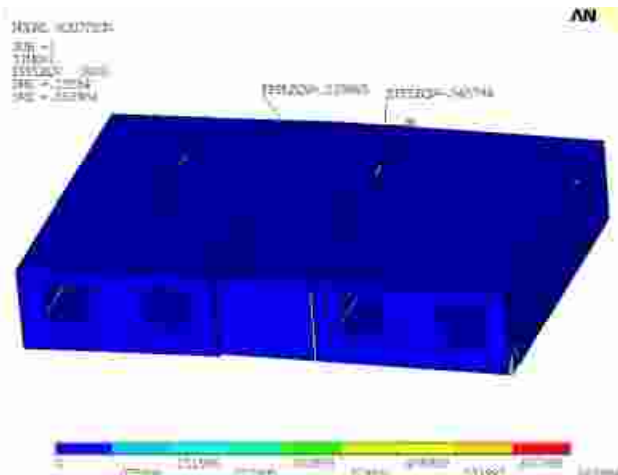


Рисунок 3.5.7 – Пластические деформации

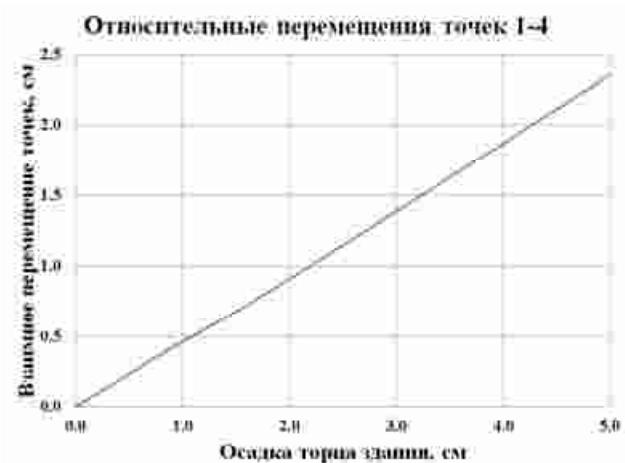
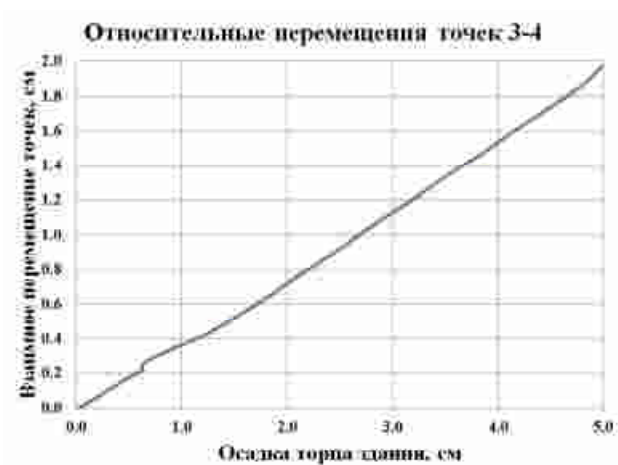
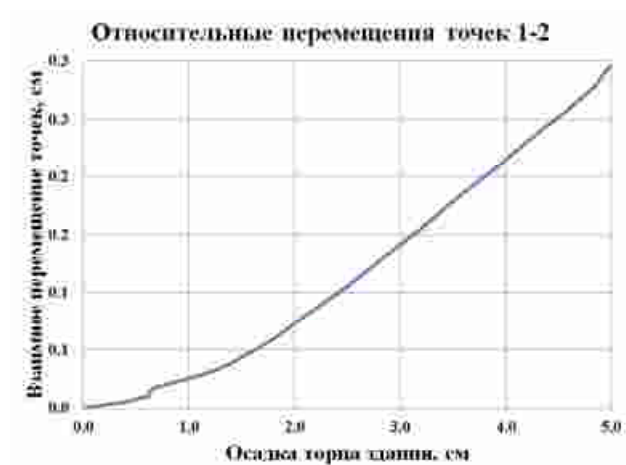


Рисунок 3.5.8 – Взаимные перемещения контрольных точек 1, 2, 3, 4

Из анализа графиков перемещений следует, что наиболее опасным местом при осадке здания является вертикальный стык справа от лестничной клетки (координата $X = 6$ м). При осадке торца типовой секции на 5 см раскрытие стыка составляет 1,97см. Расхождение стен при этом (рисунок 3.5.8)

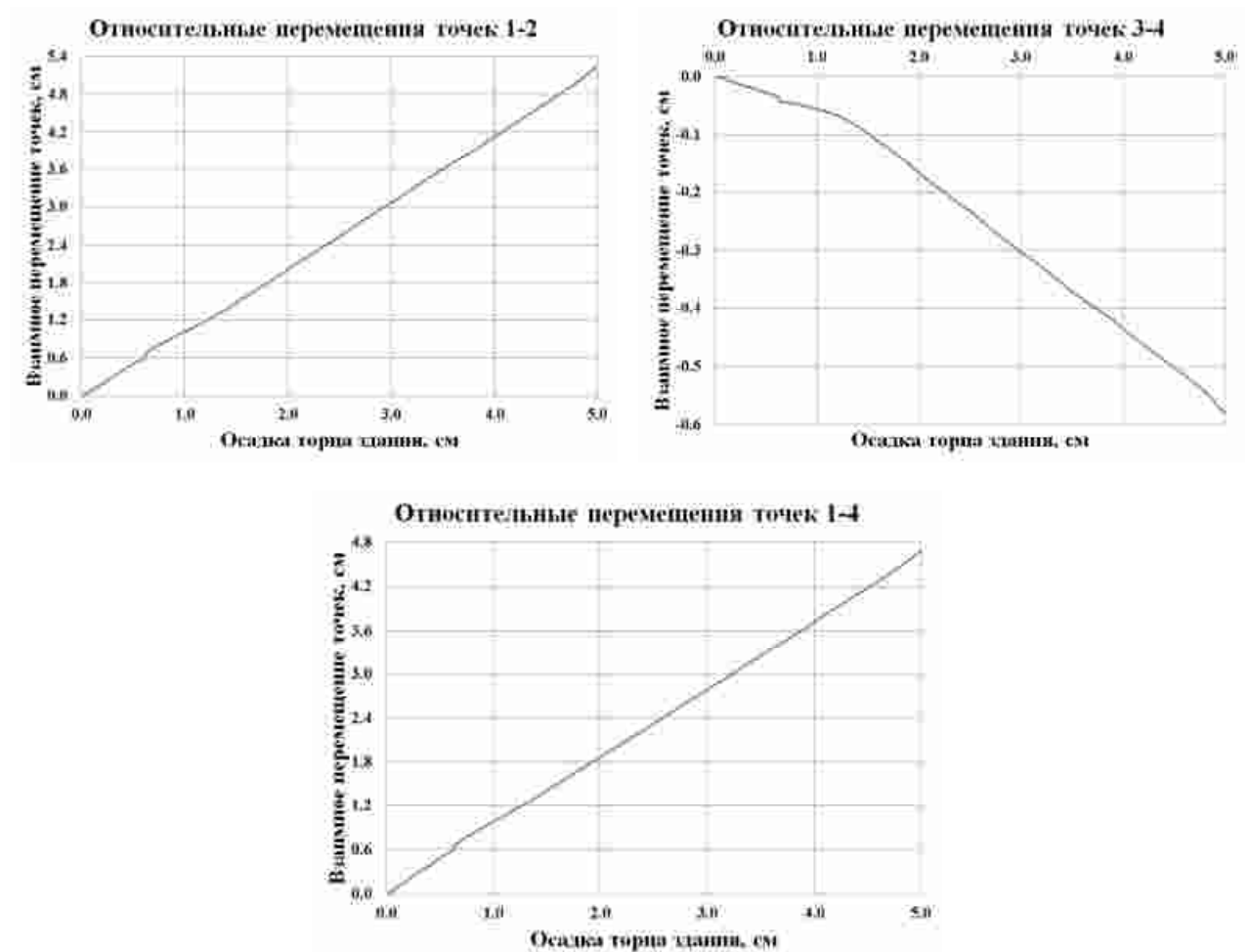


Рисунок 3.5.13 – Взаимные перемещения контрольных точек 1, 2, 3, 4

Из анализа графиков перемещений следует, что наиболее опасным местом при осадке здания является вертикальный стык слева от лестничной клетки (координата $X = 9$ м). Для него приведен график взаимных перемещений ключевых точек в стыке. Расхождение стен в данном стыке происходит практически по линейному закону с коэффициентом $k = \frac{4,69}{5} = 0,938$.

По полученным графикам можно определить, при каких значениях прогнозируемых осадок и характере деформаций земной поверхности произойдет разрушение стыка стеновых панелей.

Растяжение.

Растяжение является наиболее опасным видом деформирования панельных зданий.

На рисунке 3.5.14 представлено расположение и нумерация контрольных точек, для оценки перемещений в типовой секции. На рисунках 3.5.15 и 3.5.16 приведены графики взаимных перемещений контрольных точек.

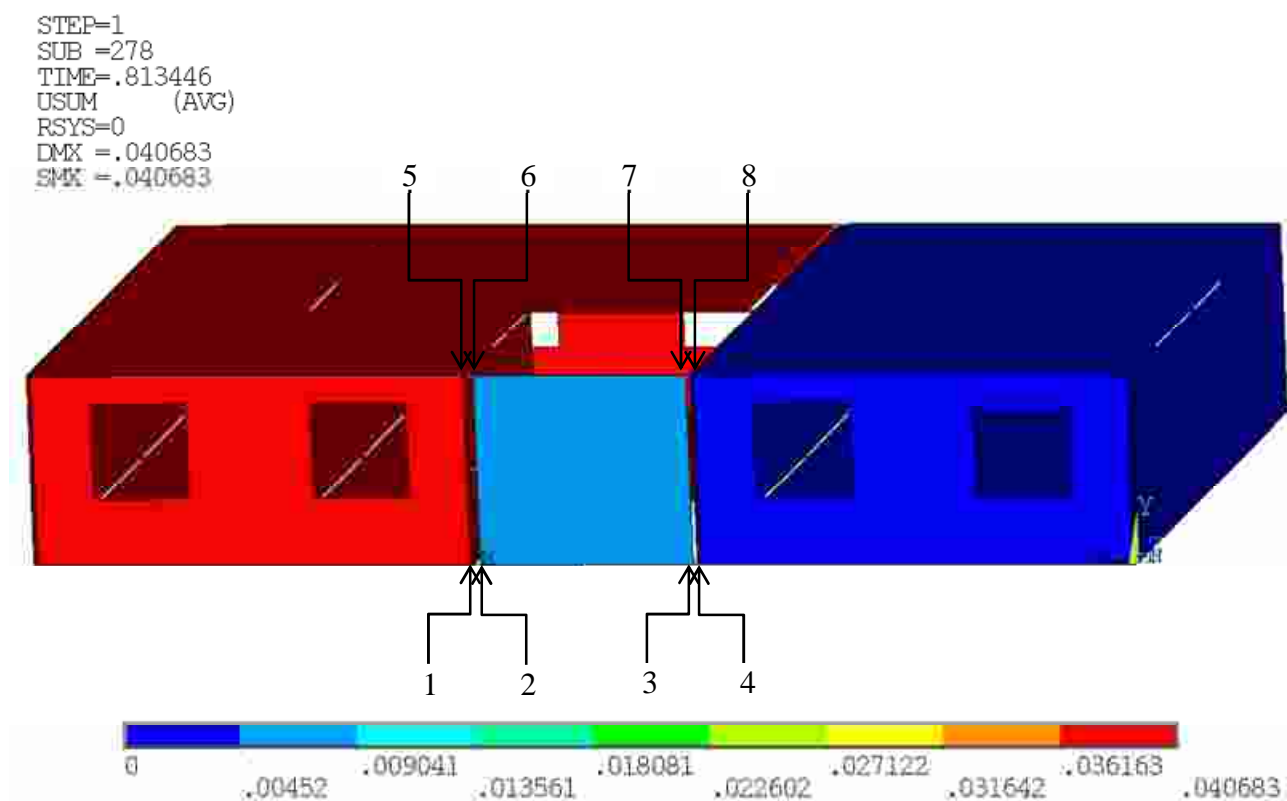


Рисунок 3.5.14 – Суммарные перемещения

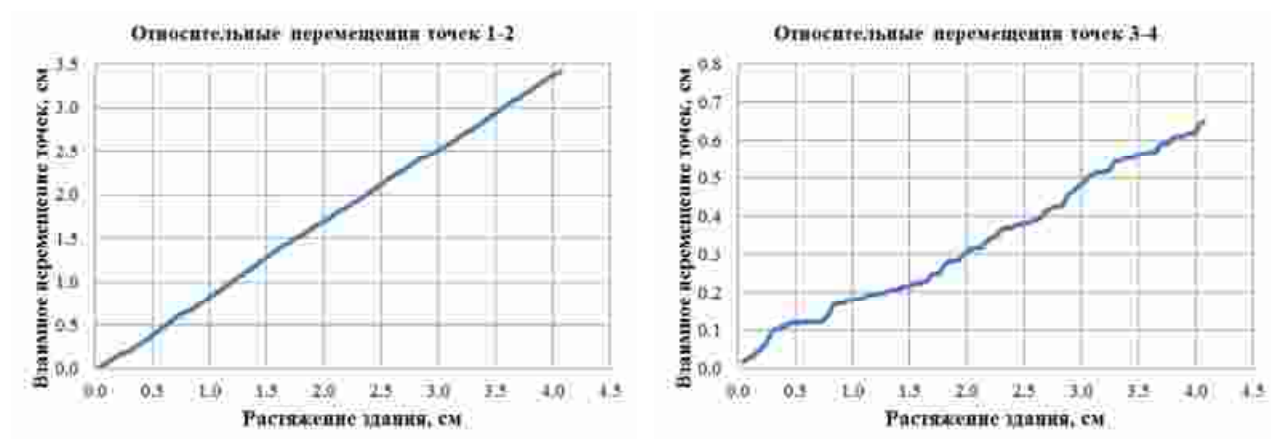


Рисунок 3.5.15 – Взаимные перемещения контрольных точек 1, 2, 3, 4

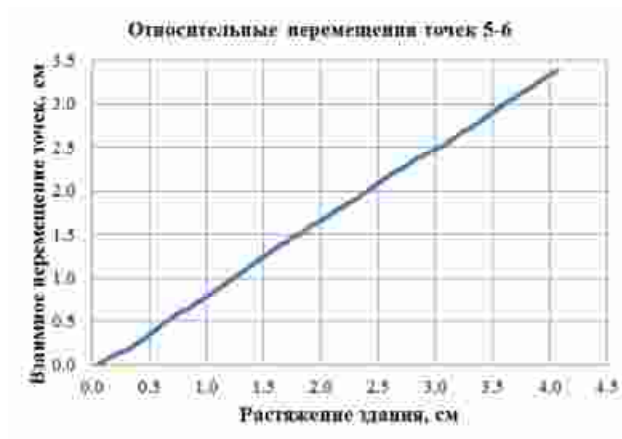


Рисунок 3.5.16 – Взаимные перемещения контрольных точек 5, 6, 7, 8

Эквивалентные напряжения и пластические деформации для стальных закладных элементов приведены на рисунках 3.5.17 и 3.5.18 соответственно.

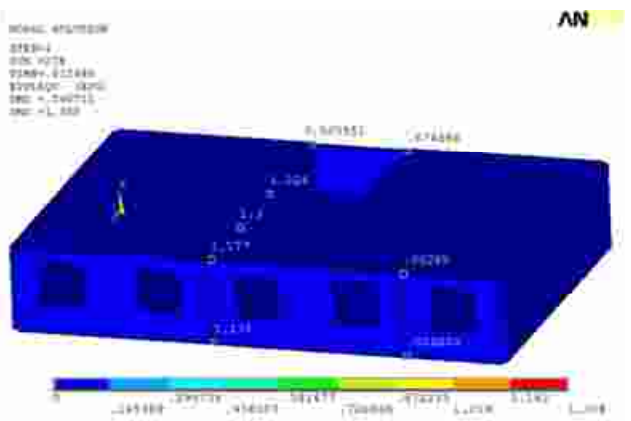
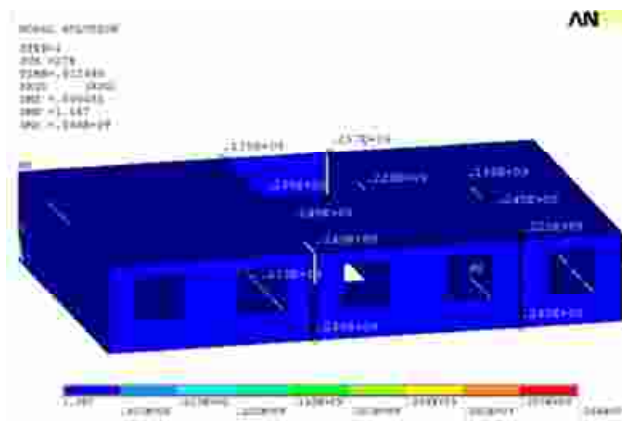


Рисунок 4.4.17 – Напряжения в закладных элементах

Рисунок 4.4.18 – Пластические деформации в закладных элементах

Выводы.

Напряжения концентрируются в стальных закладных элементах вследствие их большей жесткости.

Наиболее уязвимым узлом в панельном здании типовой серии 1-468А является стык стеновых панелей в лестничной клетке

3.6. Моделирование процесса деформирования панельного здания, находящегося в зоне оседаний

Расчеты выполнены в конечно-элементном программном комплексе ANSYS.

Процесс моделирования типового панельного здания выглядел следующим образом:

1. В программе AutoCAD создан элемент периодичности из областей (плоских геометрических элементов);
2. Элемент периодичности посредством формата данных IGES импортирован в ANSYS;
3. В среде ANSYS произведено тиражирование элемента периодичности до получения полной модели.

Для прогнозирования развития процесса деформирования и оценки несущей способности здания применялось численное моделирование и современные программные комплексы (ANSYS, AutoCAD, MS Office). Это наиболее целесообразный подход, который в настоящее время используется для решения подобных задач [24, 25, 41, 42, 46].

Конструктивная система здания и решение связей между панелями должны обеспечивать надежность конструкций здания при эксплуатационных и аварийных воздействиях [24, 46], а связи во всех стыках должны обеспечивать восприятие соответствующих расчетных усилий.

Вертикальные стыки между панелями несущих и самонесущих стен должны обеспечивать восприятие усилий сжатия, растяжения и сдвига. Горизонтальные стыки между панелями несущих стен должны обеспечивать восприятие усилий от внецентренного сжатия стены из ее плоскости и изгиба со сдвигом в плоскости стены.

Расчетная модель представлена в виде деформационного блока длиной 60 м, для определения местоположения наиболее слабых участков конструктивной схемы здания.

При моделировании типовой секции использованы следующие материалы:

Таблица 1. Характеристики материалов

№	Название	E , МПа	ν	ρ , кг/м ³	Прочие параметры
1	Железобетон В10	$19 \cdot 10^3$	0,2	2500	
2	Железобетон В15	$24 \cdot 10^3$	0,2	2500	$R_b = 11$ МПа $R_{bt} = 1,15$ МПа
3	Железобетон В20	$27,5 \cdot 10^3$	0,2	2500	
4	Арматура А-III	$2,1 \cdot 10^5$	0,3	7800	$\sigma_T = 390$ МПа
5	Сталь С245	$2,1 \cdot 10^5$	0,3	7800	$\sigma_T = 240$ МПа
6	Грунт*	20	0,4	1835	

* характеристики глинистого грунта приняты согласно библиотеке ANSYS CivilFEM.

Стеновые панели и плиты перекрытия – материал №3.

Выпуски из стальной арматуры – материал №4.

Закладные элементы – материал №5.

Математическая постановка

Конечно-элементная модель здания представлена на рисунке 3.6.1.

Дискретизация здания выполнена пластинчатыми элементами SHELL63, включенными в библиотеку ПК ANSYS.

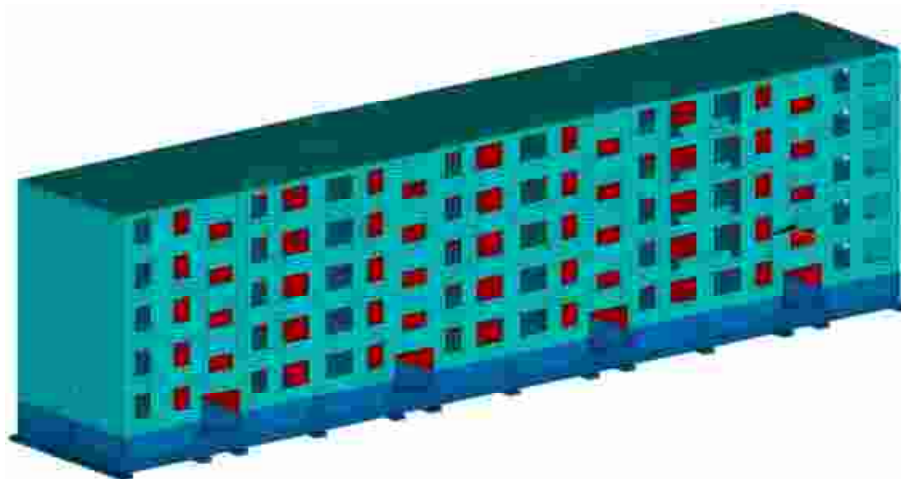


Рисунок 3.6.1 – КЭ модель деформационного блока

При моделировании типовой секции использованы следующие материалы:

Внутренние стеновые панели толщиной 150 мм – материал №1.

Несущий слой наружных стеновых панелей толщиной 100 мм и плиты перекрытия толщиной 220 мм – материал №2.

Стеновые панели подвала – материал №3.

Пространственная модель панельного здания занимает объём V . Поверхность Γ проходит по основанию здания (смотри рисунок 3.6.2). Строительные конструкции здания соединены при помощи закладных элементов, для плит перекрытия выбрано условие свободного опирания. Модель типовой секции выполнена в прямоугольной декартовой системе координат, начало которой находится в нижнем левом углу объёма V .

В качестве кинематического воздействия на грунтовый массив принято оседание по закону косинуса, описанному в [43].

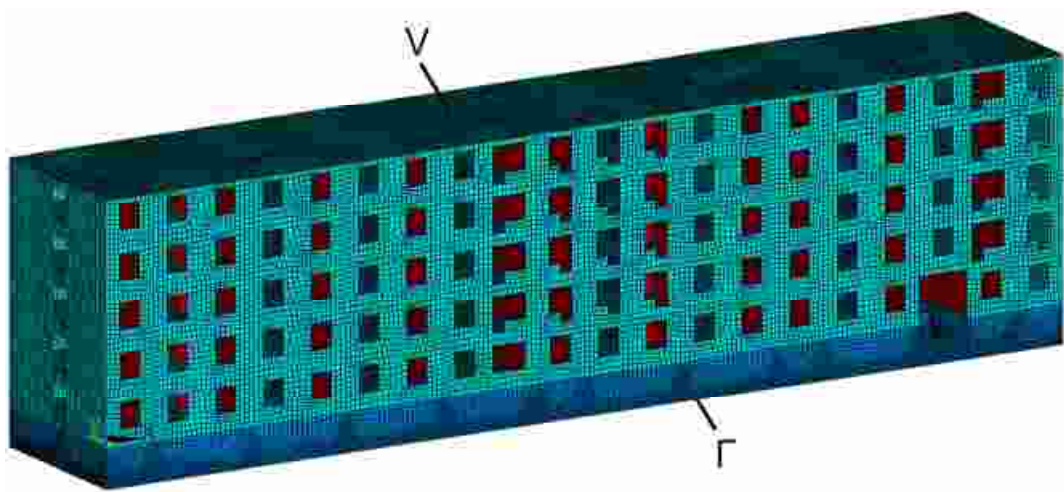


Рисунок 3.6.2 – Граничные условия

Мульда сдвижения условно представлена поверхностью вращения образованной полупериодом функции косинуса:

$$f(x) = -\frac{h}{2} \cdot \left[\cos\left(\frac{2 \cdot \pi \cdot x}{L}\right) + 1 \right] \quad (31)$$

где, h – максимальная величина осадки (в середине мульды);

L – ширина мульды.

$$U_z = f(x) = -\frac{h}{2} \cdot \left[\cos\left(\frac{2 \cdot \pi \cdot x}{L}\right) + 1 \right], \quad x \in \Gamma;$$

Геометрические параметры мульды (диаметр и максимальная величина оседания) выбраны осреднёнными, на основании анализа натурных данных.

3.7. Общие выводы по главе

Моделирование стыка стеновых панелей.

Учёт жесткости стыка стеновых панелей при решении задачи о НДС панельного здания не целесообразен в виду того, что материал стыка не сопротивляется растяжению, при том, что растяжение является наиболее вероятным фактором кинематического воздействия на рассматриваемые объекты.

Моделирование типовой секции.

Результаты расчета напряженно-деформированного состояния конструкций типовой секции панельного здания показали, что напряжения локализуются в стальных закладных элементах, и наиболее нагружены стыки в зоне лестничной клетки. Это было выявлено и при обследовании зданий, находящихся в подобных условиях нагружения.

Анализируя полученные результаты, можно отметить, что при оседании и подъёме участка типовой секции наблюдается идентичность результатов, в частности значений интенсивностей деформаций. В обоих случаях наиболее деформированным элементом является стальная закладная деталь в уровне пола, в нижнем углу лестничной клетки.

В зависимости от величины задаваемого значения предельно допустимой пластической деформации стальных закладных элементов, можно получить предельно допустимые перемещения здания при любой форме оседания земной поверхности.

Так, при достижении напряжений в наиболее нагруженном стальном соединительном элементе равных пределу текучести с учетом развития пластических деформаций $e_{cr} = 2\%$, значения осадки или прогиба δ секции – этажа составляет 2,44 мм. Радиус кривизны соответствующий данной осадке – 7,38 км.

Соответственно, при деформациях в том же элементе 26%, соответствующих относительному удлинению Ст3 при разрыве, величина

осадки или прогиба секции составит 11,22 мм. Радиус кривизны соответствующий данной осадке – 7,38 км.

Напряжения концентрируются в стальных закладных элементах вследствие их большей жесткости.

Из анализа изополей распределения пластических деформаций следует, что разрушение типовой секции происходит по стыку панелей расположенных в координате $x = 6$ м (рисунок 3.5.3).

Из анализа графиков взаимного перемещения ключевых точек следует, что максимальное раскрытие получает стык стеновых панелей со стороны подъезда, соответствующий координате $x = 6$ м.

На основании численного моделирования для типовой секции составлена таблица 5.

Таблица 5. Характеристики деформированного состояния

Приложенные перемещения, см	Деформация, %	Радиус кривизны пов-ти, м
1,24	1,8	∞
1,47	2,4	∞

Таким образом, рассмотренные модели и представленная методика расчета позволяют оценивать напряженно-деформированное состояние и определять наиболее опасные конструктивные элементы в панельном здании.

Моделирование панельного здания.

Проведенные эксперименты по численному моделированию для панельного здания типовой серии 1-468А, позволили выявить некоторые особенности характера напряженно-деформированного состояния конструктивных элементов здания, позволяющие в дальнейшем прогнозировать наличие аварийного состояния здания или возможность его дальнейшей эксплуатации.

Анализ напряженно-деформированного состояния наружных стеновых панелей из ячеистого бетона показал, что в зависимости от физико-механических свойств железобетона первые трещины в бетоне появляются при

растяжении на величину 0,05...0,4 мм. При появлении трещин бетон исключается из работы и прочность в зоне стыка обеспечивает арматура. На поверхности панелей образуются характерные трещины непосредственно по стыку панелей и в углах оконных проемов, что совпадает с данными натурных обследований.

Во всех рассмотренных случаях кинематического воздействия наибольшая концентрация напряжений отмечается в стальных элементах, соединяющих лестничные площадки со стеновыми панелями и в закладных деталях в уровне пола в нижнем углу лестничной клетки. Значительные напряжения возникают в вертикальных стыках панелей слева и справа от лестничной клетки. Наиболее опасным элементом конструкции является нижнее примыкание плит перекрытия к несущей стене в зоне лестничной клетки.

Результаты линейного расчета и уточненного нелинейного анализа напряженно-деформированного состояния конструкций для всех видов нагрузжений показали, что при разных формах кинематического воздействия напряжения локализуются в стальных закладных элементах, и наиболее нагружены стыки в зоне лестничной клетки. Это было выявлено и при обследовании зданий, находящихся в подобных условиях нагружения.

ГЛАВА 4. Методы прогноза деформирования грунтового массива в зоне подработанной территории

В настоящее время остро стоит проблема предупреждения чрезвычайных ситуаций, наносящих ежегодно серьезный экономический ущерб многим регионам. И появились работы, посвященные прогнозу возникновения чрезвычайных ситуаций путем постоянного наблюдения и анализа их параметров [16-21].

Характер напряженно-деформированного состояния грунтового массива рассматривается в работах российских авторов [25-28] и в коллективной работе сотрудников университетов Китая [29]. Аварийным ситуациям, возникающим в результате выработки соляных месторождений, посвящена работа сотрудников Китайской академии наук [31]. За оседаниями городских территорий в Индонезии ведётся наблюдение при помощи GPS технологий [30].

Для Пермского края особо актуальной является тема эксплуатации зданий и сооружений на подработанной территории. В результате добычи полезных ископаемых жилая и промышленная застройка отдельных населенных пунктов оказалась подработана горными работами. Проблемами подработанной территории занимаются сотрудники Пермского национального исследовательского университета в сотрудничестве с АО «Галугрия» [22-25].

Существуют разные подходы и методы решения этой проблемы. В данной работе рассматривается возможность прогнозирования деформаций грунтового массива по данным мониторинга оседаний и с помощью моделирования выработок в подработанном пространстве грунта.

4.1. Адаптивные методы и модели прогнозирования временных рядов

Адаптивные методы прогнозирования временных рядов представляют собой методы, цель которых заключается в построении самокорректирующихся (самонастраивающихся) математических моделей, которые способны отражать изменяющиеся во времени условия, учитывать информационную ценность различных членов временной последовательности и давать достаточно точные

оценки будущих членов данного ряда. Такие модели предназначаются, прежде всего, для краткосрочного прогнозирования [1, 34].

Процесс прогнозирования, опирающийся на статистические методы, распадается на два этапа. Первый, индуктивный, заключается в обобщении данных, наблюдаемых за более или менее продолжительный период времени, и в представлении соответствующих статистических закономерностей в виде модели. Второй этап, собственно прогноз, является дедуктивным. На этом этапе на основе найденных статистических закономерностей определяют ожидаемое значение прогнозируемого признака [35].

Каждая альтернативная траектория развития связывается с наличием комплекса внешних относительно исследуемой системы (явлений) условий.

Особенностью адаптивных моделей является то, что они способны приспосабливать свою структуру и параметры к изменению внешних условий.

К простейшим адаптивным моделям относятся: *экспоненциальное сглаживание* – модель Брауна; *модели линейного роста*: модель Хольта, модель линейного роста Брауна – частный случай модели Хольта, модель прогнозирования Дж. Бокса и Г.Дженкинса, в которой в модель Хольта включается разность ошибок [1, 34, 37-39].

Примем к рассмотрению в качестве базовых две модели: модель Брауна и модель Хольта.

Модель Брауна.

Также встречается под названием «Экспоненциальное сглаживание». Один из простейших и распространенных приемов выравнивания ряда. Экспоненциальное сглаживание можно представить как фильтр, на вход которого последовательно поступают члены исходного ряда, а на выходе формируются текущие значения экспоненциальной средней

Предполагается, что временной ряд $X = \{x_1 \dots x_t\}$ генерируется моделью:

$$x_t = a_{1,t} + \epsilon_t, \text{ где}$$

$a_{1,t}$ – варьирующий во времени средний уровень ряда;

ϵ_t – белый шум.

Прогноз временного ряда получается по формуле:

$$\hat{x}_\tau(t) = S_t, \text{ где}$$

S_t – значение экспоненциальной средней в момент времени t , которое вычисляется по формуле:

$$S_t = \alpha \cdot x_t + (1 - \alpha) \cdot S_{t-1}, \text{ где}$$

$\alpha \in (0, 1)$ – параметр сглаживания.

Чем меньше α , тем в большей степени фильтруются, подавляются колебания исходного ряда и шума.

Если последовательно использовать рекуррентно это соотношение, то экспоненциальную среднюю S_t можно выразить через значения временного ряда X .

$$\begin{aligned} S_t &= \alpha \cdot x_t + (1 - \alpha) \cdot (\alpha \cdot x_{t-1} + (1 - \alpha) \cdot S_{t-2}) = \dots \\ &= \alpha \cdot \sum_{i=0}^{t-1} (1 - \alpha)^i \cdot x_{t-i} + (1 - \alpha)^t \cdot S_0 \end{aligned}$$

Если к моменту начала сглаживания существуют более ранние данные, то в качестве начального значения S_0 можно использовать арифметическую среднюю всех имеющихся данных или какой-то их части.

Постановка задачи: пусть задан временной ряд $y_1 \dots y_t, y_i \in R$.

Необходимо решить задачу прогнозирования временного ряда, т.е. найти

$$\hat{y}_{t+d} = f_{t,d}(y_1 \dots y_t), d \in \{1, 2, \dots, D\}, \text{ где}$$

D – горизонт прогнозирования, предполагается малым.

Для повышения точности прогнозирования необходимо выполнение условия:

$$Q_T = \sum_{i=1}^T (y_i - \hat{y}_i) \rightarrow \min$$

Для того чтобы учитывать устаревание данных, вводится невозрастающая последовательность весов $w_0, w_1, \dots, w_T; w_i \geq 0$, тогда:

$$Q_T = \sum_{i=1}^T w_{T-i} \cdot (y_i - \hat{y}_i) \rightarrow \min$$

Краткосрочный прогноз выглядит следующим образом:

$$\hat{y}_{t+d} = \alpha \cdot y_t + (1 - \alpha) \cdot \hat{y}_t, \hat{y}_0 = y_0, \alpha \in (0, 1)$$

Если рассматривать прогноз на 1 шаг вперед, то $(y_t - \hat{y}_t)$ – погрешность этого прогноза, а новый прогноз \hat{y}_{t+1} получается в результате корректировки предыдущего прогноза с учетом его ошибки - суть адаптации.

При краткосрочном прогнозировании желательно как можно быстрее отразить новые изменения и в то же время как можно лучше «очистить» ряд от случайных колебаний, следовательно, нужно увеличивать вес более свежих наблюдений: $\alpha \rightarrow 1, \hat{y}_{t+d} \rightarrow y_t$.

С другой стороны, для сглаживания случайных отклонений, α нужно уменьшить: $\alpha \rightarrow 0, \hat{y}_{t+1} \rightarrow \bar{y}_t$.

Таким образом, эти два требования находятся в противоречии. Поиск компромиссного значения α составляет задачу оптимизации модели. Обычно, α берут из интервала $(0, 1/3)$.

После появления работ Р. Брауна экспоненциальное сглаживание часто используется для решения задачи краткосрочного прогнозирования временных рядов.

Главное достоинство этой прогнозной модели состоит в том, что она способна последовательно адаптироваться к новому уровню процесса без значительного реагирования на случайные отклонения.

Недостатком модели является то, что экспоненциальная средняя дает систематическую ошибку, когда временной ряд имеет тенденцию линейного роста [34, 37, 38].

Модель Хольта.

Эффективная модель для данных обладающих линейным трендом.

Постановка задачи: пусть задан временной ряд $y_i \dots y_t, y_i \in R$, обладающий линейным трендом.

$$\hat{y}_{t+d} = a_t + d \cdot b_t, \text{ где}$$

a_t – прогноз, очищенный от тренда (по сути экспоненциальное сглаживание);

b_t – параметр линейного тренда;

$$a_t = \alpha_1 \cdot y_t + (1 - \alpha) \cdot (a_{t-1} - b_{t-1});$$

$$b_t = \alpha_2 \cdot (a_t - a_{t-1}) + (1 - \alpha_2) \cdot b_{t-1}.$$

Важным моментом при использовании модели Хольта является выбор коэффициентов $\alpha_1, \alpha_2 \in (0, 1)$, которые определяют чувствительность модели. Чувствительная модель быстро реагирует на реальные изменения, а нечувствительная не реагирует на шум и случайные отклонения. Недостатком модели является то, что учитываются лишь линейные тренды и не учитывается сезонность [34, 36].

Модель Хольта-Уинтерса.

На основе модели Хольта Уинтерс создал свою прогностическую модель, которая учитывает экспоненциальный тренд и аддитивную сезонность.

Постановка задачи: пусть задан временной ряд $y_i \dots y_t, y_i \in R$. Необходимо решить задачу прогнозирования временного ряда.

$$\hat{y}_{t+d} = a_t \cdot (r_t)^d \cdot \theta_{t+(d \bmod s)-s},$$

$$a_t = \alpha_1 \cdot \frac{y_t}{\theta_{t-s}} + (1 - \alpha_1) \cdot a_{t-1} \cdot r_{t-1},$$

$$r_t = \alpha_3 \cdot \frac{a_t}{a_{t-1}} + (1 - \alpha_3) \cdot r_{t-1},$$

$$\theta_t = \alpha_2 \cdot \frac{y_t}{a_t} + (1 - \alpha_2) \cdot \theta_{t-s}, \text{ где}$$

s – период сезонности;

$\theta_i, i \in (0, \dots, s - 1)$ – сезонный профиль;

r_t – параметр тренда;

a_t – параметр прогноза, очищенный от влияния тренда и сезонности.

Оптимальные параметры $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3 \in (0, 1)$ предлагается находить экспериментальным путем. Один набор весов можно использовать для широкого класса продуктов, например, Уинтерс использовал данные (за 5 – 7

лет): о продажах кухонной утвари, о продажах краски, о котлованах для изготовленных заводским способом сооружений и т.п. Первая часть данных (2 – 3 года) использовалась для построения модели, а на основе остальных данных проверялась точность прогнозирования.

Сезонность – периодические колебания, наблюдаемые на временных рядах. Сезонность характерна для экономических временных рядов, реже она встречается в научных данных. В экономике многие явления характеризуются периодически повторяющимися сезонными эффектами.

Учёт сезонности крайне важен в рассматриваемой задаче о деформациях земной поверхности, так как увеличение скорости деформаций связано с затоплением подземных выработок, но на данном этапе моделирование натурных данных при помощи комбинированной модели Хольта-Уинтерса не представляется возможным, так как в имеющейся выборке интервал значений не учитывает сезонность. Натурные данные предоставлены с шагом в один год, тогда как для реализации модели Хольта-Уинтерса требуются поквартальные либо ежемесячные данные [34, 39].

4.2. Прогнозирование величины оседания грунтового массива с использованием адаптивных моделей Хольта и Брауна

При использовании модели прогнозирования временного ряда встаёт проблема адекватности этой модели. Пусть $\epsilon_t = y_t - \bar{y}_t$, где y_t – данные, которые уже известны, \bar{y}_t – прогноз на момент t , полученный с помощью некоторой адаптивной модели. Если ошибка ϵ_t не превышает 5 %, то использование данной модели оправдано.

Для выбора наиболее адекватной модели проведены прогнозные расчёты по данным мониторинга оседаний на подработанной территории Пермского края (рисунок 4.2.1). Изолинии суммарных оседаний и горизонтальных деформаций на рассматриваемом участке приведены на рисунках 4.2.2 и 4.2.3.



Рисунок 4.2.1 – График перемещений контрольного репера



Рисунок 4.2.2 – План поверхности с изолиниями суммарных оседаний (мм)

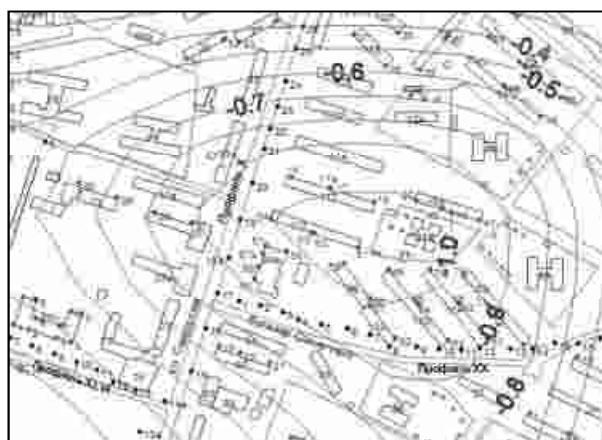


Рисунок 4.2.3 – План поверхности с изолиниями горизонтальных деформаций (мм/м)

Построим по натурным данным линейные модели Брауна и Хольта.

Все адаптивные модели делятся на два класса: модели скользящего среднего (СС-модели) и авторегрессии (АР-модели).

Согласно схеме скользящего среднего оценкой текущего уровня (наблюдения) является взвешенное среднее всех предшествующих уровней, причем вес (множитель), который отражает информационную ценность наблюдения, тем больше, чем ближе оно находится к текущему уровню. Такие модели хорошо отражают тенденцию, но не позволяют отражать колебания, например, сезонные.

В СС-моделях сглаживание производится с помощью параметра сглаживания, который принимает значения в интервале от 0 до 1. Параметр сглаживания принимает значение больше 0,5 для быстроизменяющихся процессов и меньше 0,5 для относительно стабильных процессов.

Параметр сглаживания α для метода Брауна определен методом подбора и принят равным $\alpha = 0,57$. В качестве критерия подбора параметра α принято условие минимума суммарной погрешности результатов проверочного прогноза.

Графики натурных и модельных значений оседания земной поверхности за период с 1982 по 2008 годы приведены на рисунке 4.2.4.

Для оценки точности построения модели приведён график погрешности модельных значений относительно натурных данных. Погрешность, полученная в результате моделирования, изображена на рисунке 4.2.5.

На графике наглядно представлен механизм самонастройки модели. При достаточно обширной выборке погрешность моделирования находится в пределах 5-7%. Модель Хольта более точно описывает натурные данные.

Проверим точность краткосрочных (до пяти лет) прогнозов, выполненных при помощи созданных моделей Брауна и Хольта. Для этого выполним прогноз уже реализованных оседаний по данным 2005 – 2008 г.г. Результаты прогнозирования изображены на рисунке 4.2.6. Погрешность результатов прогноза относительно натурных показана на рисунке 4.2.7.

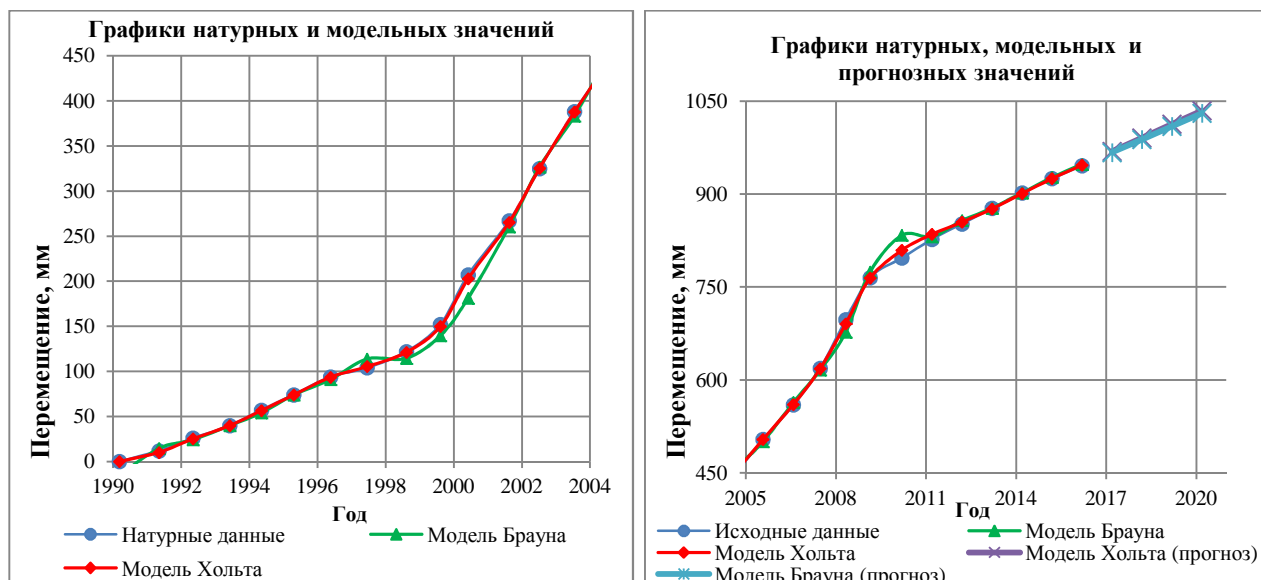


Рисунок 4.2.4 – Графики натуральных и смоделированных значений

Из полученных результатов следует, что модель Хольта более точно аппроксимирует натурные значения, при несущественной потере точности прогнозирования в сравнении с методом Брауна. Погрешность четырёхлетнего прогноза не превышает 5%.



Рисунок 4.2.5 – Погрешности модельных значений

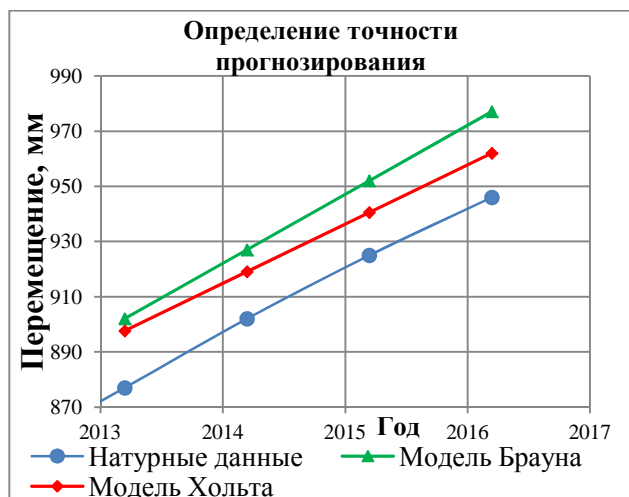


Рисунок 4.2.6 – Проверочный прогноз реализованных оседаний

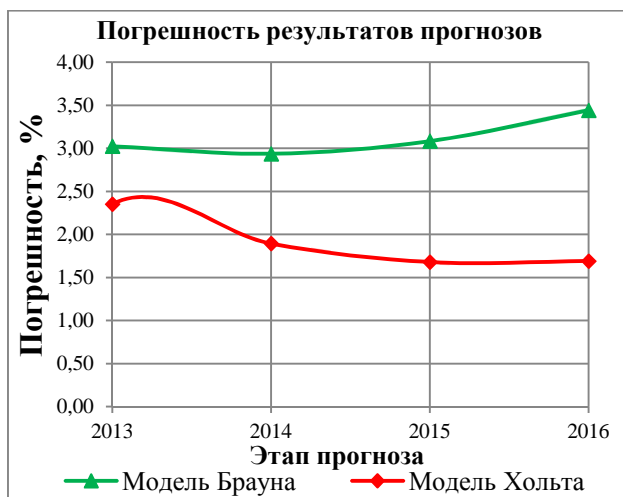


Рисунок 4.2.7 – Погрешность результатов прогноза

Выполним сравнение результатов прогнозирования полученных с применением адаптивных моделей Брауна и Хольта (рисунок 4.2.8), а также вычисленных аналитическим путём, со значением фактически реализовавшихся оседаний для рассматриваемого репера.

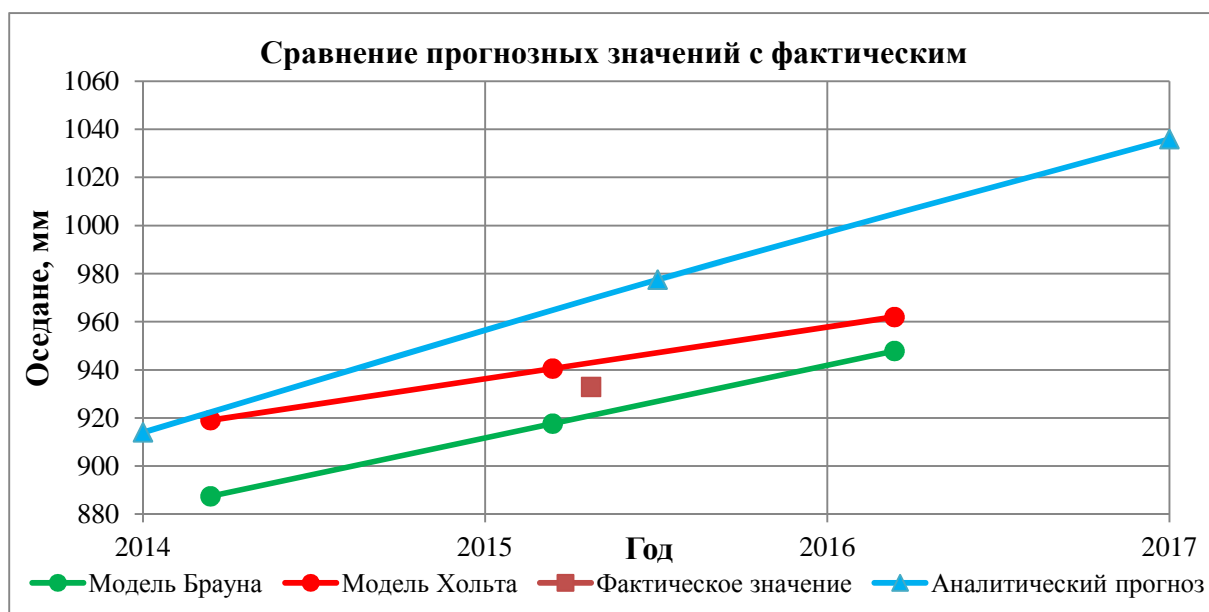


Рисунок 4.2.8 – Сравнение результатов прогноза с фактическим значением

Из анализа полученных графиков видно, что наиболее близким по значению к фактической величине оседания является результат прогноза с использованием модели Хольта. На рисунке 4.2.9 приведена диаграмма, отражающая количественное значение погрешностей использованных методов прогнозирования в зависимости от номера шага прогнозирования.

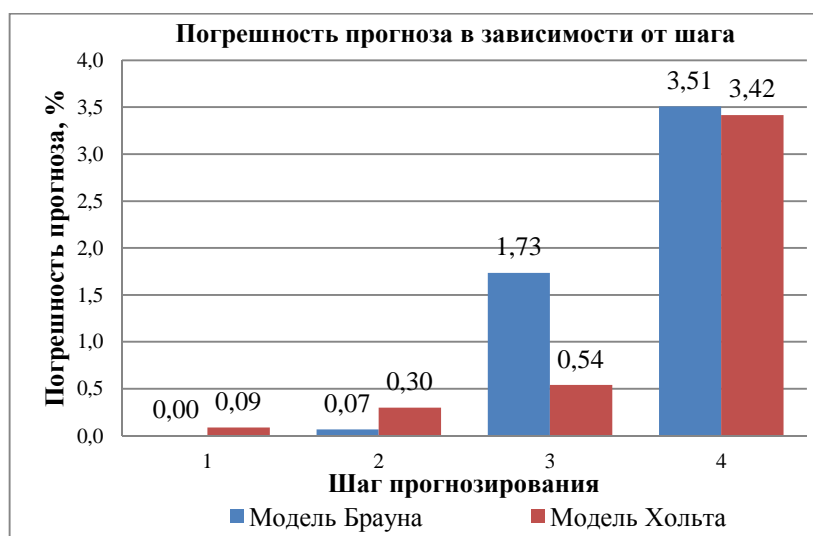


Рисунок 4.2.9 – Погрешность результатов прогноза

На основании полученных результатов заключаем, что использование адаптивных моделей прогнозирования на краткосрочных прогнозах имеет преимущество в точности перед аналитическими методами прогнозирования.

Из выбранных моделей краткосрочного прогнозирования лучшие результаты показала модель Хольта. Погрешность тестового краткосрочного четырёхлетнего прогноза, выполненного при помощи модели Хольта, в первые три года не превышает 0,6%. Погрешность четвёртого шага прогнозирования при сравнении с фактическими данными оседания поверхности составляет 3,42%.

Использование статистических методов для прогнозирования оседания точек поверхности обеспечивает достаточную точность прогнозов и имеет потенциал для автоматизации, т.е. создания компьютерной программы обрабатывающей результаты натурных наблюдений, что и было реализовано на практике.

Для оценки целесообразности применения адаптивных моделей прогнозирования в рассматриваемой области научных знаний рассмотрим погрешность прогнозирования для тринадцати реперных точек, взятых с профильных линий расположенных на рассматриваемом участке.

Схема расположения профильных линий и номера реперов показаны на рисунке 4.2.10.

Графики оседаний реперных точек и диаграммы погрешностей прогноза при различной глубине прогнозирования (от 1 до 4 лет) для рассмотренных реперов представлены на рисунках 4.2.11-4.2.16.



Рисунок 4.2.10 – Профильные линии

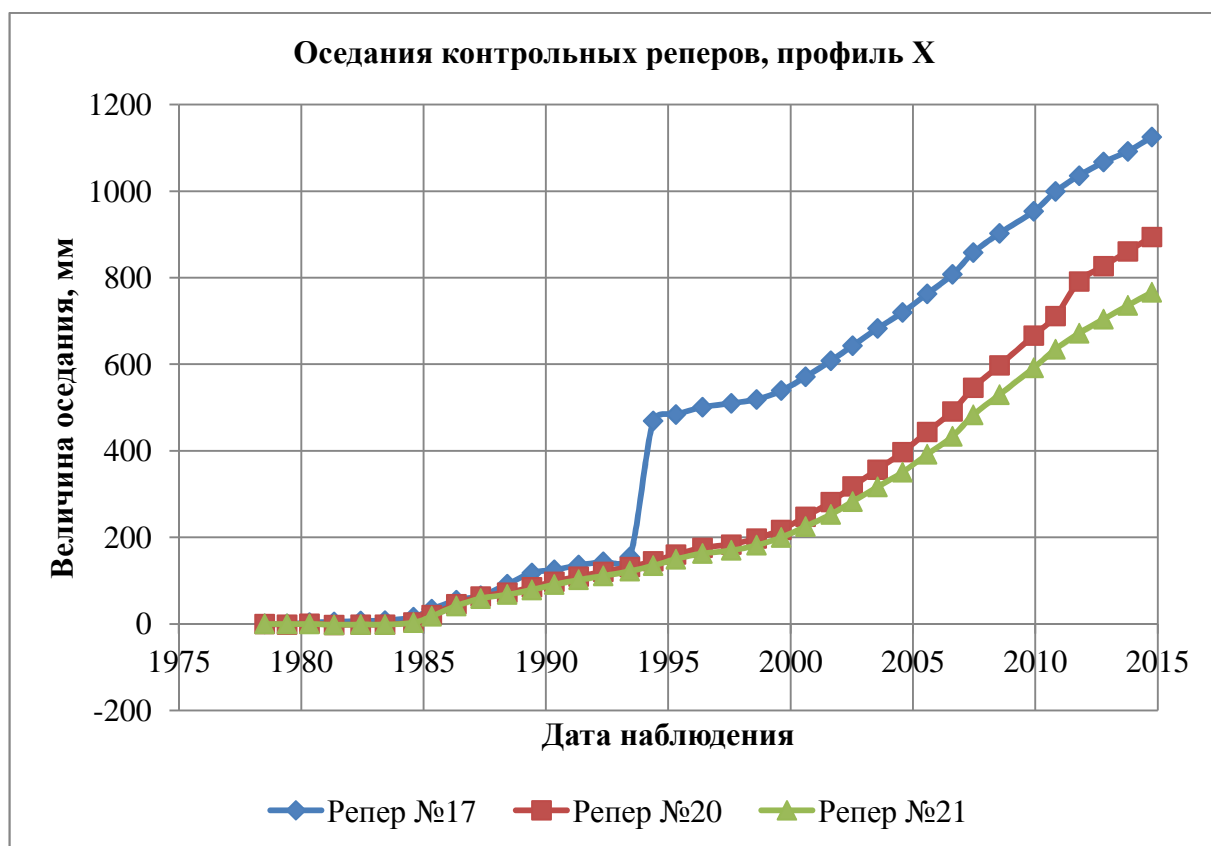


Рисунок 4.2.11 – Профильные линии

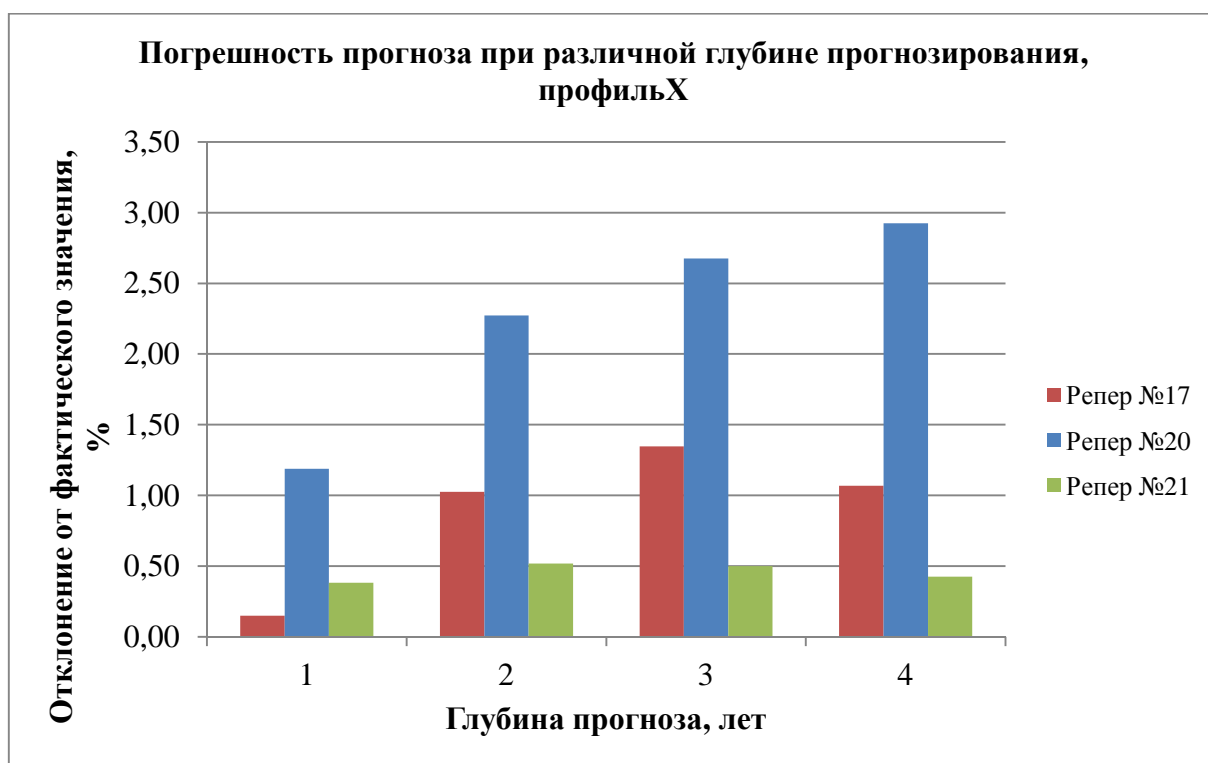


Рисунок 4.2.12 – Погрешность прогноза для реперов профильной линии X

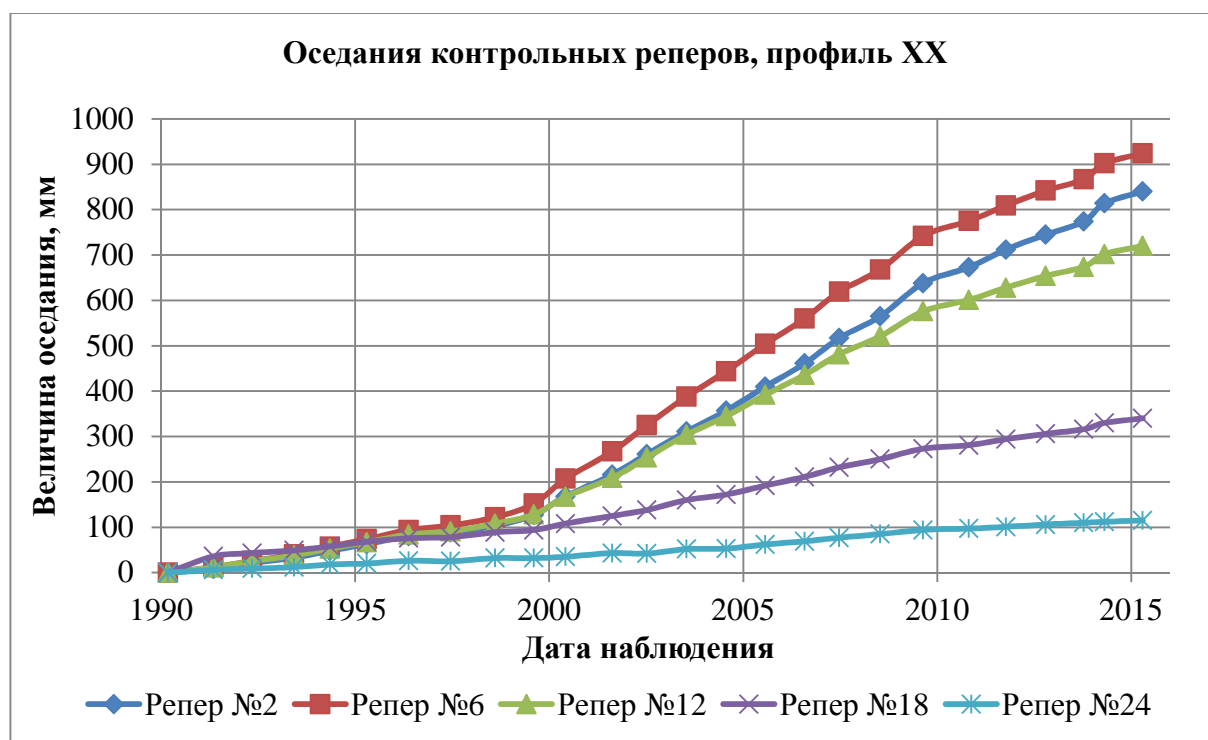


Рисунок 4.2.13 – Профильные линии

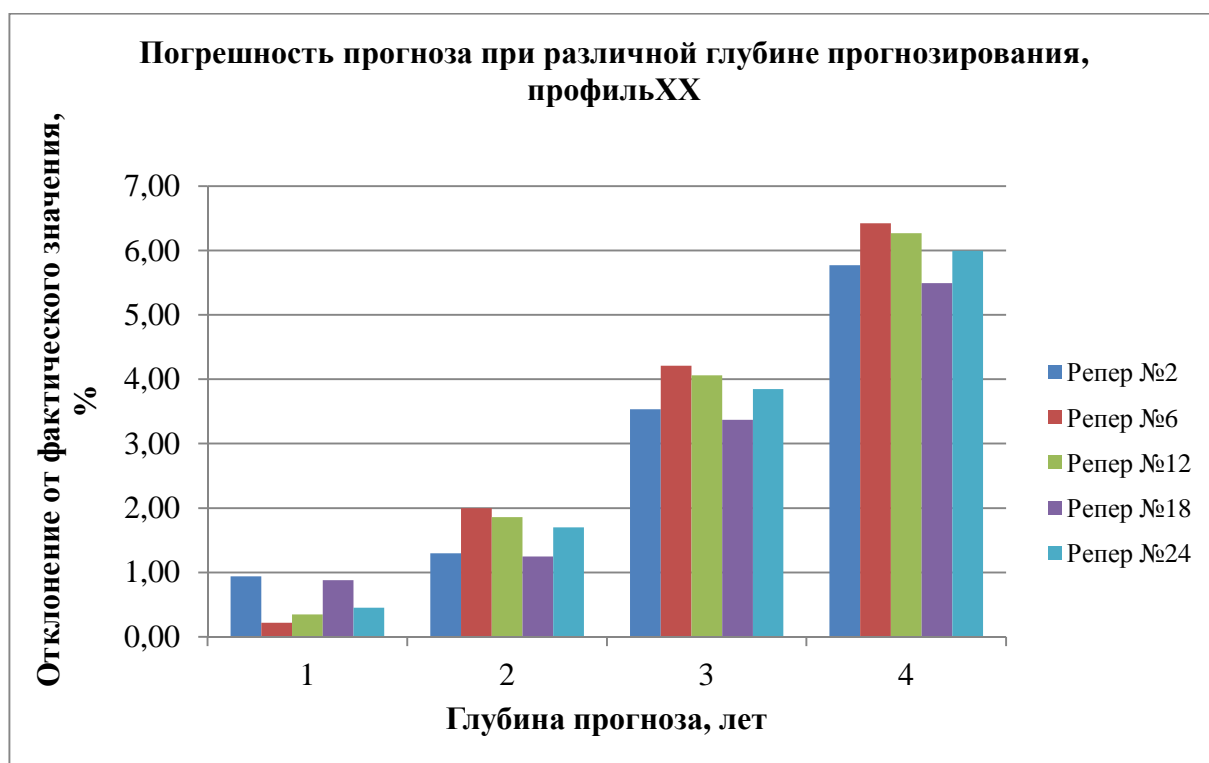


Рисунок 4.2.14 – Погрешность прогноза для реперов профильной линии XX

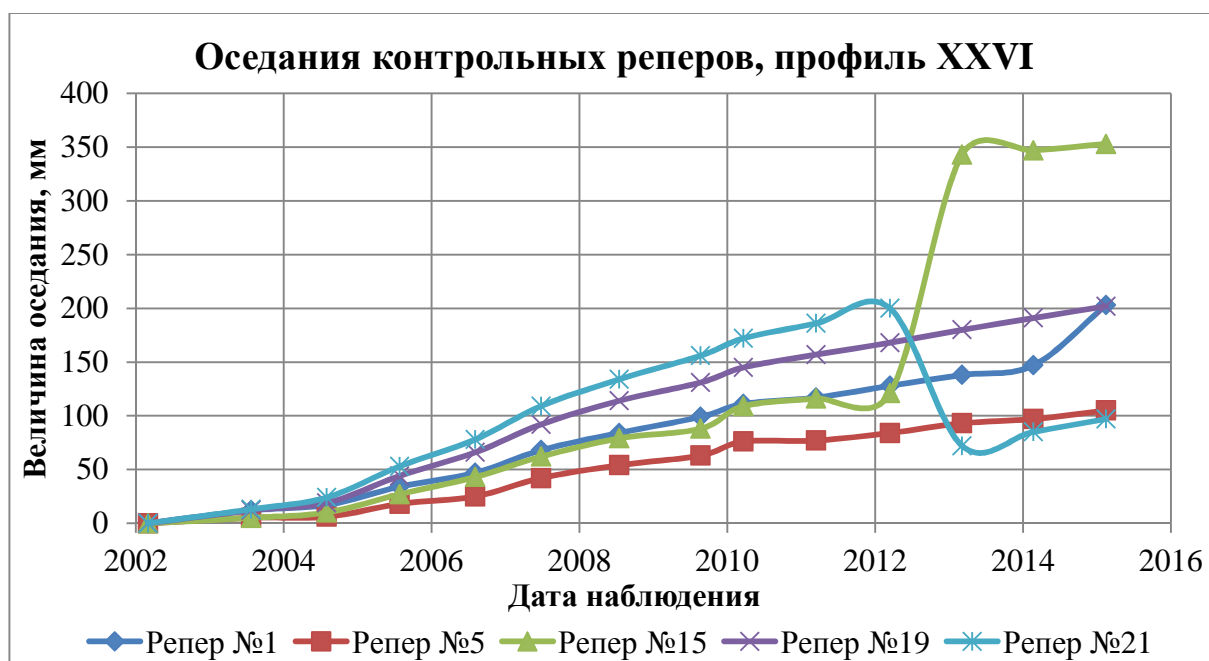


Рисунок 4.2.15 – Профильные линии

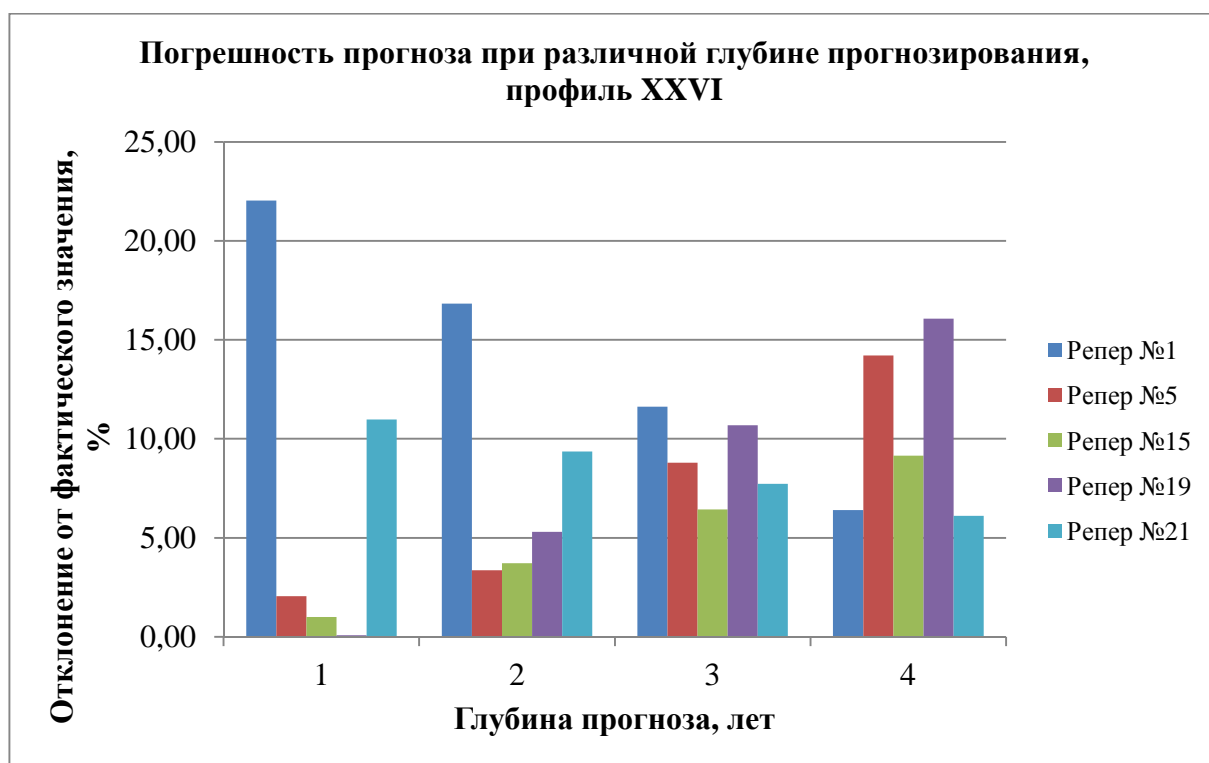


Рисунок 4.2.16 – Погрешность прогноза для реперов профильной линии XXVI

Для разных профильных линий выполнено различное количество наблюдений: профильная линия X – 37 измерений, профильная линия XX – 26 измерений, профильная линия XXVI – 14 измерений.

На основании анализа величин погрешностей прогнозных значений относительно фактических можно сделать следующие выводы:

- для получения точности прогнозных значений в пределах 5% необходимо иметь массив натуральных данных не менее чем из 30 значений;
- при массиве натуральных данных менее чем из 20 значений погрешность прогноза не удовлетворяет предъявляемым требованиям точности ($\leq 5\%$);
- точность прогноза на один шаг, при наличии необходимого количества натуральных данных, не превышает 1%;
- нарушение квазилинейности тренда ведёт к повышению погрешности прогнозирования.

Для ускорения и автоматизации процесса прогнозирования принято решение разработать прикладную программу для ЭВМ.

В среде программирования Embarcadero RAD Studio на языке Delphi создано приложение, реализующее метод краткосрочного прогнозирования Хольта. Внешний вид и отображаемые данные приложения представлены на рисунке 4.2.17.

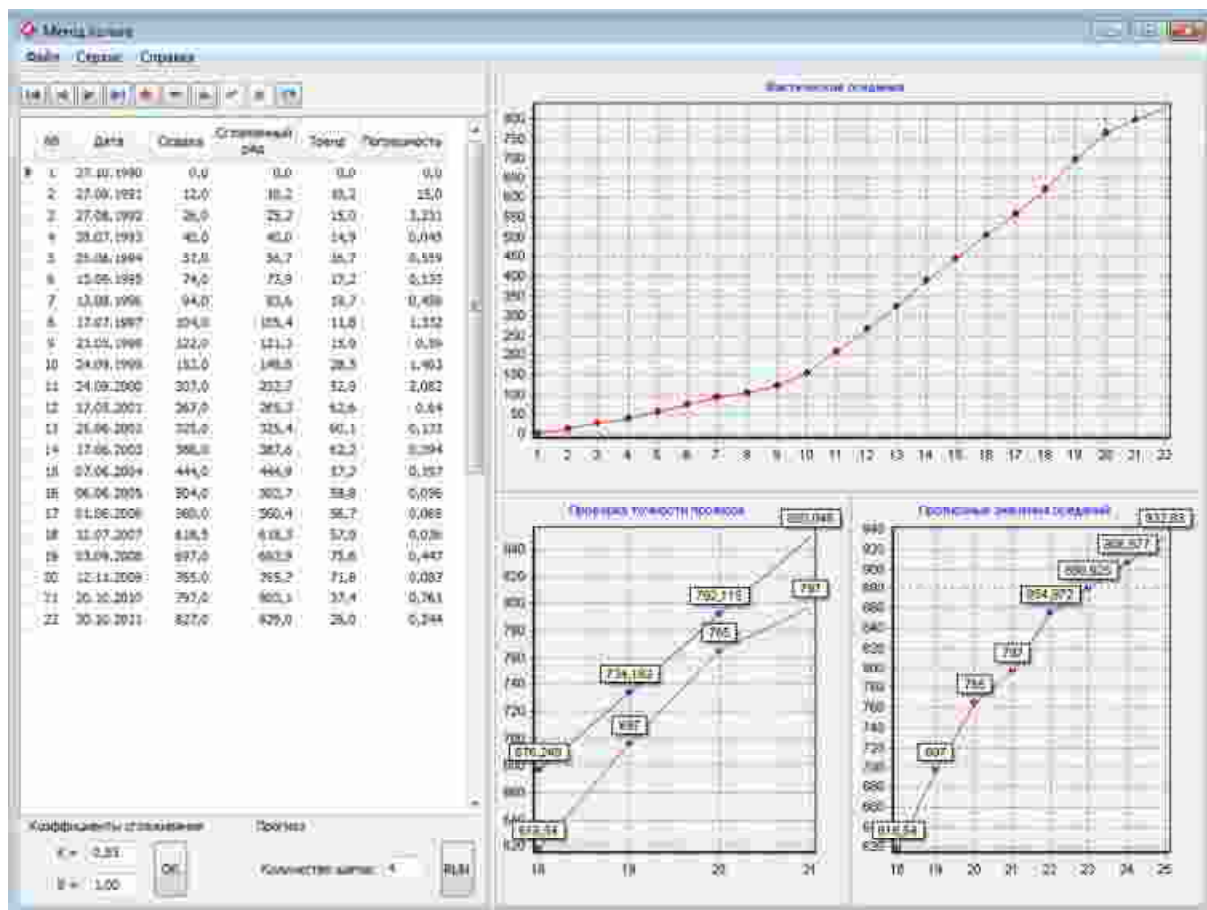


Рисунок 4.2.17 – Внешний вид приложения

4.3. Моделирование деформирования земной поверхности при наличии выработок с учетом накопления пластической деформации

В месторождениях калийных солей отработка пластов приводит к сдвигению земной поверхности, которое характеризуется параметрами процесса сдвижения, изменяющимися во времени. Сдвигение земной поверхности при условии полной подработки сопровождается образованием мульды сдвижения, характеризующейся величиной максимального оседания земной поверхности η на рассматриваемый период времени.

Существующая инженерная методика.

В рамках данного раздела решена задача о деформировании земной поверхности в зависимости от расположения выработок на глубине 270м.

Определим величины параметров для области, изображенной на рисунке 4.3.1.

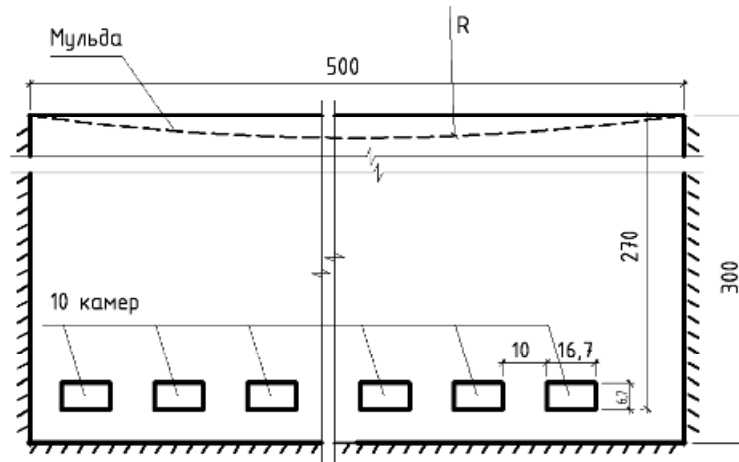


Рисунок 4.3.1 – Расчетная область

Вычисляем эквивалентный размер подработанного пространства:

$$D = 1,12 \cdot \sqrt{(D_{01} - 0,15 \cdot H) \cdot (D_{02} - 0,15 \cdot H)} = 224,9 \text{ м},$$

где D_{01}, D_{02} – размеры выработанного пространства в двух перпендикулярных направлениях;

H – глубина разработки, соответствующая расстоянию от земной поверхности до почвы камер отработываемого пласта.

Проверяем условие полной подработки – $\chi = \frac{D}{H} \geq 1,4$.

$$\chi = 224,9/270 = 0,83 < 1,4 \rightarrow \text{подработка неполная.}$$

Вычисляем величину оседания земной поверхности по формуле (7.1) [88]:

$$\eta = 0,9 \cdot m_0 \cdot \omega \cdot p, \text{ где}$$

$m_0 = 6,7$ – вынимаемая мощность при отработке пласта;

$\omega = 0,6$ – расчетный коэффициент извлечения, определяется в соответствии с п. 4.3 [88];

$p = 0,3$ – параметр, учитывающий влияние закладки выработанного пространства при отработке рассматриваемого пласта, определяется по формуле (2.7) [88];

$$\eta = 0,9 \cdot m_0 \cdot \omega \cdot p = 0,9 \cdot 6,7 \cdot 0,6 \cdot 0,3 = 1,08 \text{ м},$$

Вычисляем наклон по формуле (4.18) [88]:

$$i = \eta \cdot S'(z) \cdot q_i \cdot \frac{1}{L}, \text{ где}$$

$S'(z) = 1,2$ – значения функций распределения относительных (безразмерных) наклонов в краевой части мульды сдвижения;

z – относительная координата рассматриваемой точки в краевой части мульды сдвижения, равная отношению x/L ;

x – расстояние от точки с максимальным оседанием земной поверхности до рассматриваемой точки;

$L = 250$ м – длина полумульды сдвижения, определяется в соответствии с п.п. 4.4.4.-4.4.5 [88];

$q_i = 1,2$ – коэффициент приведения значений наклона к 15-метровому интервалу;

$$i = \eta \cdot S'(z) \cdot q_i \cdot \frac{1}{L} = 1,08 \cdot 1,2 \cdot \frac{1}{250} = 5,2 \cdot 10^{-3} \text{ мм/м};$$

Вычисляем кривизну по формуле (4.20) [88]:

$$K = \eta \cdot S''(z) \cdot q_k \cdot \frac{1}{L^2}, \text{ где}$$

$q_k = 1,5$ – коэффициент приведения значений кривизны к 15-метровому интервалу;

$$K = \eta \cdot S''(z) \cdot q_k \cdot \frac{1}{L^2} = 1,08 \cdot 1,5 \cdot \frac{1}{250^2} = 2,6 \cdot 10^{-5} \text{ м};$$

Соответственно, радиус кривизны:

$$R = 1/K = 1/2,6 \cdot 10^{-5} = 38,6 \text{ км};$$

Вычисляем горизонтальную деформацию по формуле (4.21) [88]:

$$\varepsilon = m_e \cdot K(z) \cdot L, \text{ где}$$

$m_e = 0,05$ – коэффициент перехода от кривизны к горизонтальным деформациям, согласно п. 4.5.1 [88];

$$\varepsilon = m_e \cdot K(z) \cdot L = 0,05 \cdot 2,6 \cdot 10^{-5} \cdot 250 = 0,3 \cdot 10^{-3} \text{ мм/м}.$$

Согласно п. 7.2 [87] при величинах ожидаемых деформаций земной поверхности $\varepsilon \leq 1$ мм/м, $R > 20$ км, $i \leq 3$ мм/м конструктивные меры защиты зданий, как правило, не требуются.

Анализируем полученные результаты: поскольку подработка не является полной, значения деформаций земной поверхности, вычисленные по формулам регламента [88] не превосходят контролируемую величину и, таким образом, на данный момент времени не могут оказать существенного влияния на участок застройки.

Безопасность вычисленных значений для зданий типовой застройки подтверждается расчётом, выполненным в п. 4.4 данной работы. Критическое значение радиуса кривизны земной поверхности для типовой секции пятиэтажного панельного здания составляет 7,38 км.

Алгоритм и программная реализация в ПК ANSYS

Исходные данные и основные допущения

Расчетная область прямоугольная 500×300м, материал – полутвердый суглинок, $c=47$ КПа, $\varphi=26^\circ$, $E=34$ МПа, $\rho=1920$ кг/м³, модель пластичности – модель Друкера-Прагера [65]. Размер камеры 16×6,7м.

1. Наличие выработки в ANSYS моделируется деактивацией соответствующих элементов. Для решения задачи моделирования изъятия области предусмотрена функция «рождение» и «смерть» элемента, т.е. активация и деактивация выбранных конечных элементов. Чтобы исключить элементы из расчетной области, программа фактически не удаляет элементы. Она деактивирует их, значительно снижая жесткость, понижающий коэффициент по умолчанию принят равным 10^{-6} . Нагрузки на элемент, связанные с деактивированными элементами, их масса и деформации обнуляются.

2. В начальный момент времени в системе имеются напряжения бытового давления грунта. Для вычисления начальных напряжений вычисляем напряжения, возникающие в расчетной области при нагружении ее

собственным весом, записываем в текстовый файл, а при последующих загрузках считываем «*inistate, read, file, ist*»

3. Нагрузка – собственный вес грунта.

Математическая постановка задачи

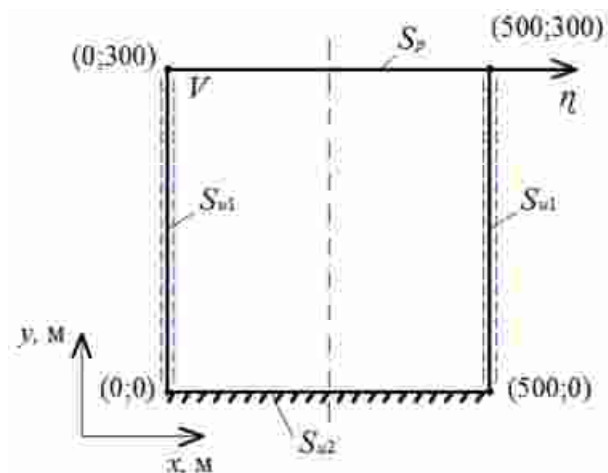


Рисунок 4.3.2 – Расчетная область

Расчетная область (рисунок 4.3.2) представляет собой упругое тело, занимающее область V в R^3 с границей S , $\bar{V} = V \cup S$, $S = S_u \cup S_p$, $S_u = S_{u1} \cup S_{u2}$.

Граничные условия

$$\vec{n} \cdot \vec{\sigma} = \vec{0}, \quad \forall \vec{n} \in S_p$$

$$\vec{u} = \vec{0}, \quad r \in S_{u2}$$

$$u_x = 0, \quad \tau = 0, \quad r \in S_{u1} \cup S_{u3}$$

Решение задачи о деформировании земной поверхности в зависимости от расположения выработок на глубине 270м

Расчет проведен для трех случаев нагружения: 1 – одна камера $16 \times 6,7$ м на глубине 270м, 2 – десять камер $16 \times 6,7$ м с предохранительными целиками длиной 10м (рисунок 4.3.3), 3 – две камеры $16 \times 6,7$ м с истонченным целиком. Результатами расчета являются поля перемещений, напряжений и пластических деформаций расчетной области, а также перемещения узлов кромки η в направлении оси y .

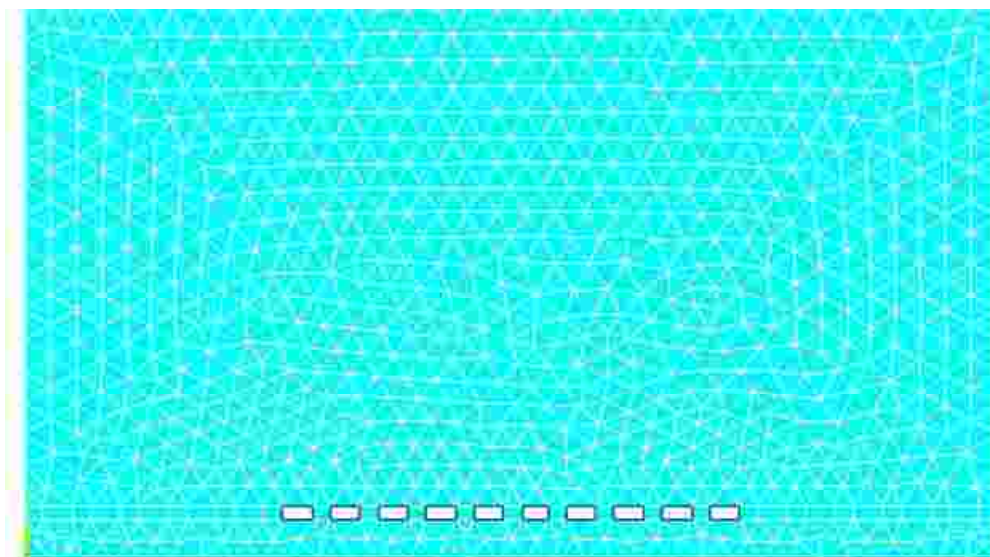


Рисунок 4.3.3 – Расчетная область для варианта загрузки №2

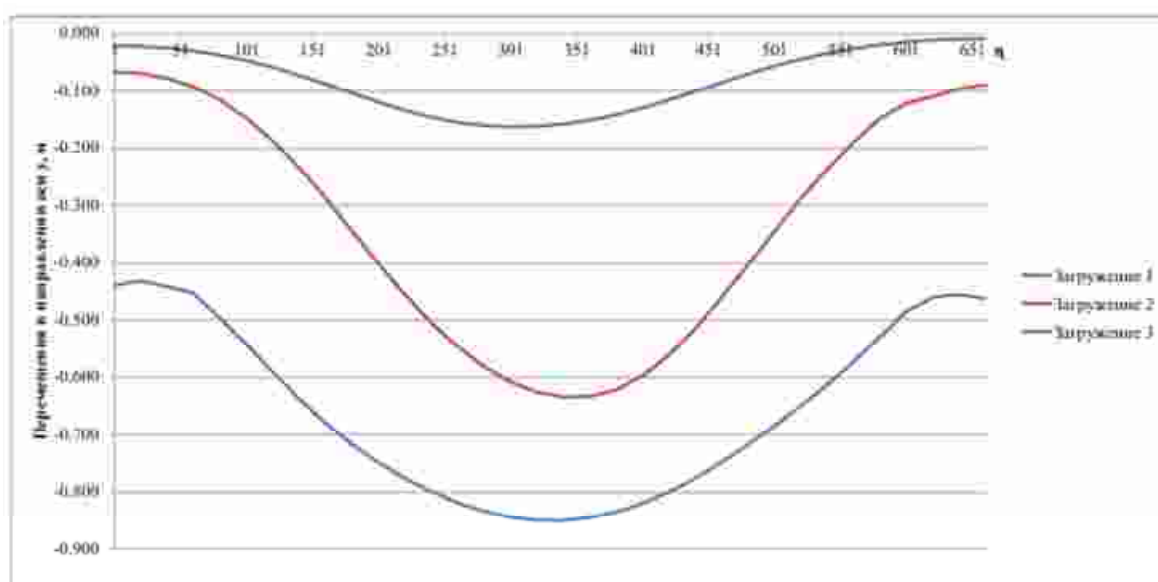


Рисунок 4.3.4 – Перемещения узлов кромки η в направлении оси «у», м

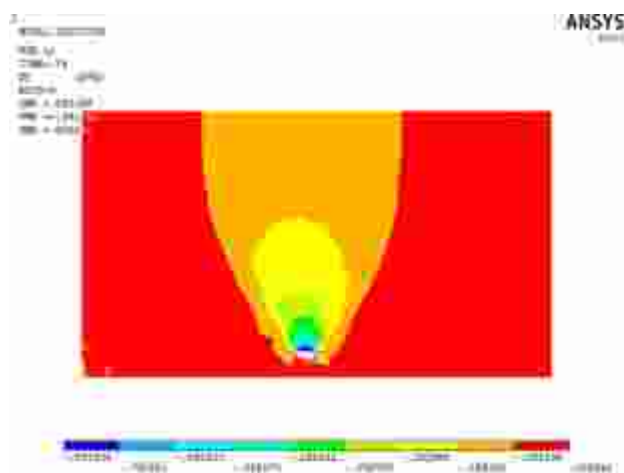


Рисунок 4.3.5 – Загрузка 1. Перемещения в направлении оси «у», м

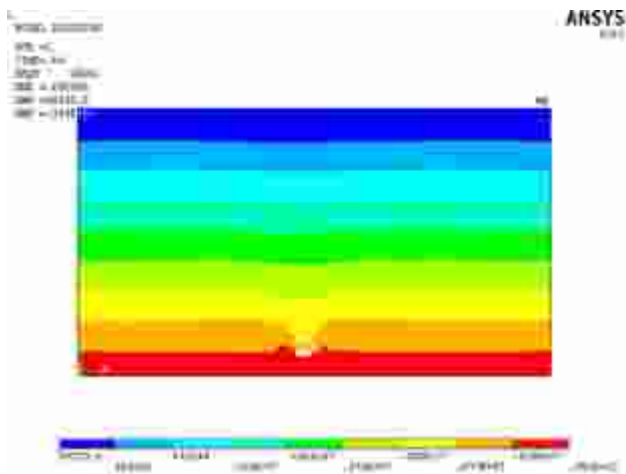


Рисунок 4.3.6 – Загружение 1.
Эквивалентные напряжения, Па

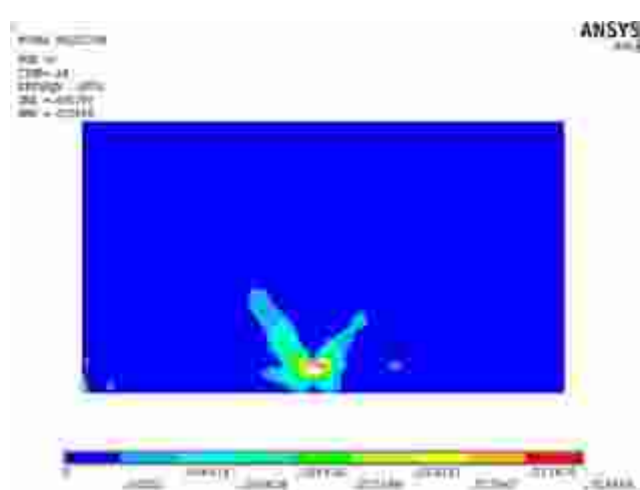


Рисунок 4.3.7 – Загружение 1.
Пластические деформации

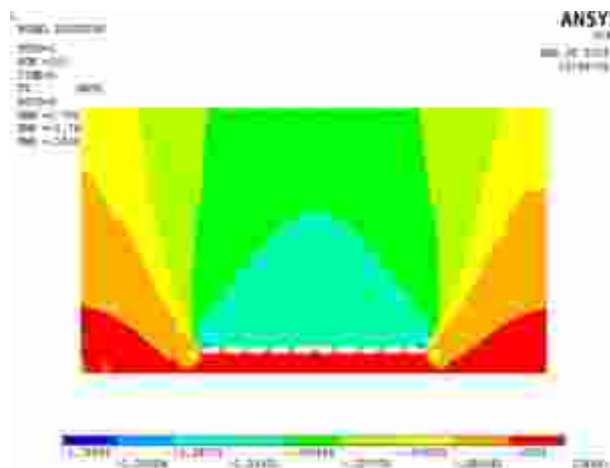


Рисунок 4.3.8 – Загружение 2. Перемещения в направлении оси «у», м

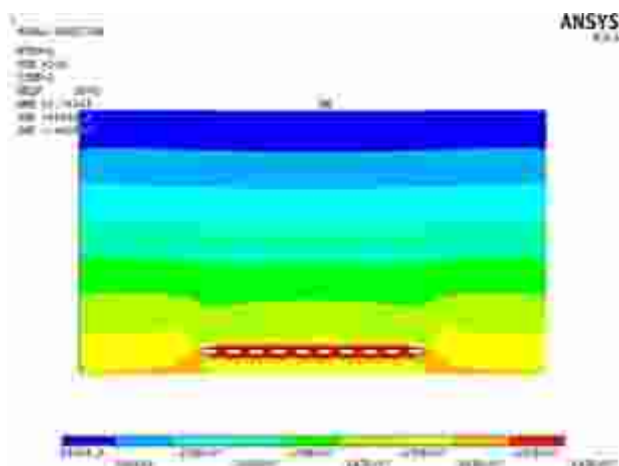


Рисунок 4.3.9 – Загружение 2.
Эквивалентные напряжения, Па

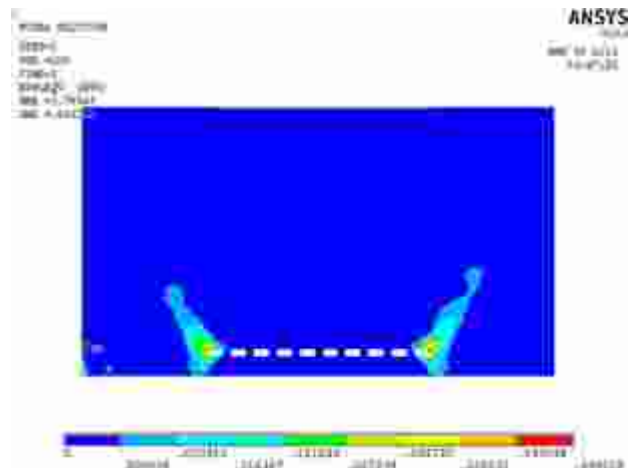


Рисунок 4.3.10 – Загружение 2. Пластические деформации

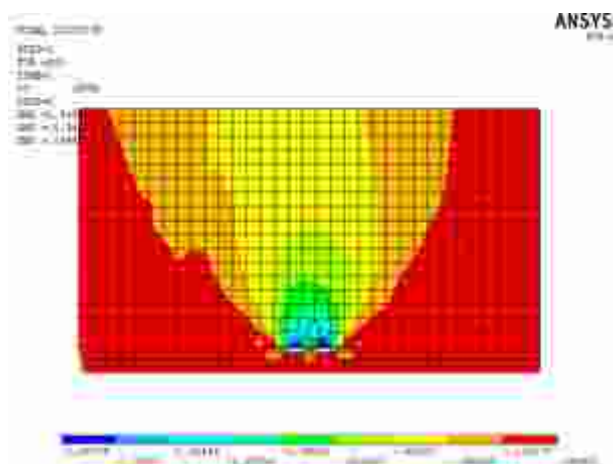


Рисунок 4.3.11 – Загружение 3. Перемещения в направлении оси «у», м

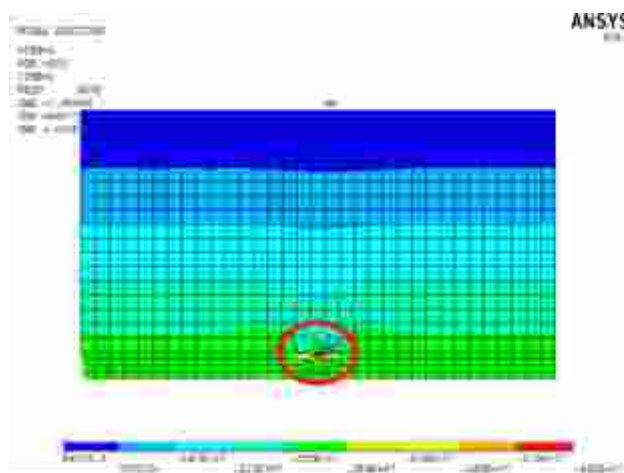


Рисунок 4.3.12 – Загружение 3. Эквивалентные напряжения, Па

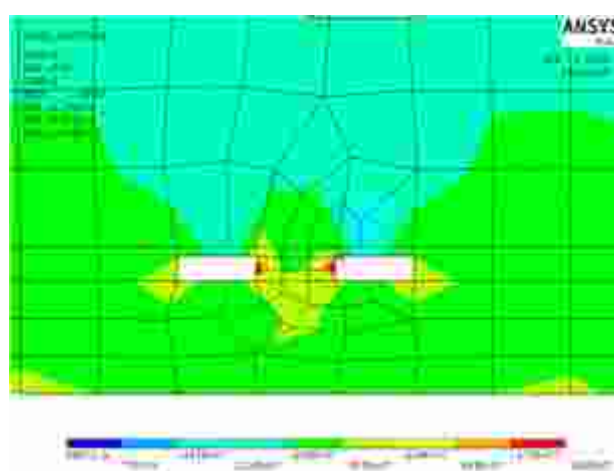


Рисунок 4.3.13 – Загружение 3. Фрагмент, эквивалентные напряжения, Па

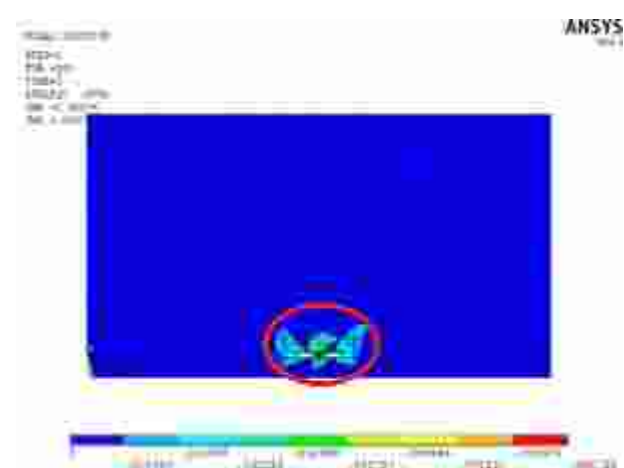


Рисунок 4.3.14 – Загружение 3. Пластические деформации

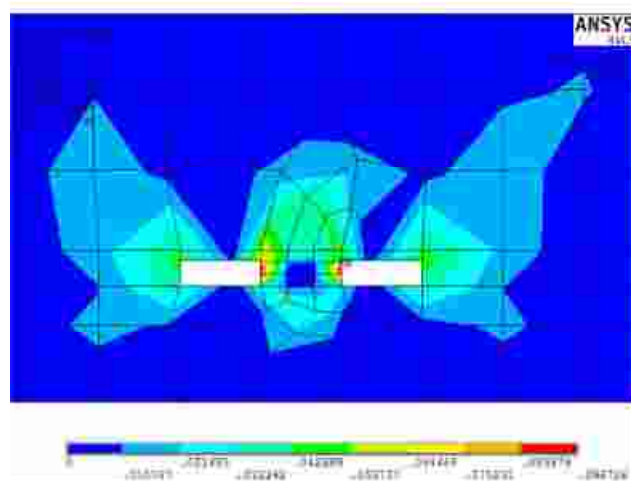


Рисунок 4.3.15 – Загружение 3. Фрагмент, пластические деформации

4.4. Общие выводы по главе

На основании анализа величин погрешностей прогнозных значений относительно фактических можно сделать вывод, что для получения точности прогнозных значений в пределах 5% необходимо иметь массив натурных данных не менее чем из 30 значений.

Использование статистических методов для прогнозирования оседания точек поверхности обеспечивает достаточную точность прогнозов, поэтому именно этот метод использовался далее для моделирования процесса оседания земной поверхности. Была создана компьютерная программа, позволяющая автоматизировать процесс прогнозирования по результатам натурных наблюдений для любой реперной точки «Метод Хольта».

Проведенные вычислительные эксперименты показали, что наличие камер в толще земли приводит к оседанию земной поверхности. При этом характер оседаний качественно совпадает с наблюдаемыми в действительности процессами. Огромную роль в формировании картины напряженно-деформированного состояния играют размеры предохранительных целиков. Они не являются концентраторами напряжений, а приводят к равномерному распределению перемещений по всей проходке (рис. 2.2.9). Расположение целиков, не подверженных истончению, с заданным шагом приводит к тому, что пластические деформации между камерами не возникают, а появляются только по краям, где заканчивается проходка (рис. 2.2.10).

Оседание при выработке двух камер с истончённым целиком (рис. 2.2.11-2.2.15) приводит к большим оседаниям земной поверхности, чем проходка десяти камер с целиками не подверженных истончению (с заданными технологическими параметрами). Следовательно, разрушение целиков имеет непосредственное отношение к нарастанию оседаний земной поверхности. Но данный подход, к сожалению, не позволяет прогнозировать развитие деформаций поверхности во времени, т.к. реальные параметры проходки определить практически невозможно.

ГЛАВА 5. Моделирование воздействия деформаций земной поверхности на типовое панельное и общественное кирпичное здания

5.1. Анализ НДС типового панельного здания в зависимости от его расположения в мульде сдвижения

Рассмотрено 30 вариантов положения здания состоящих из комбинации поворота и сдвига к границе мульды сдвижения (рисунок 5.1.1).

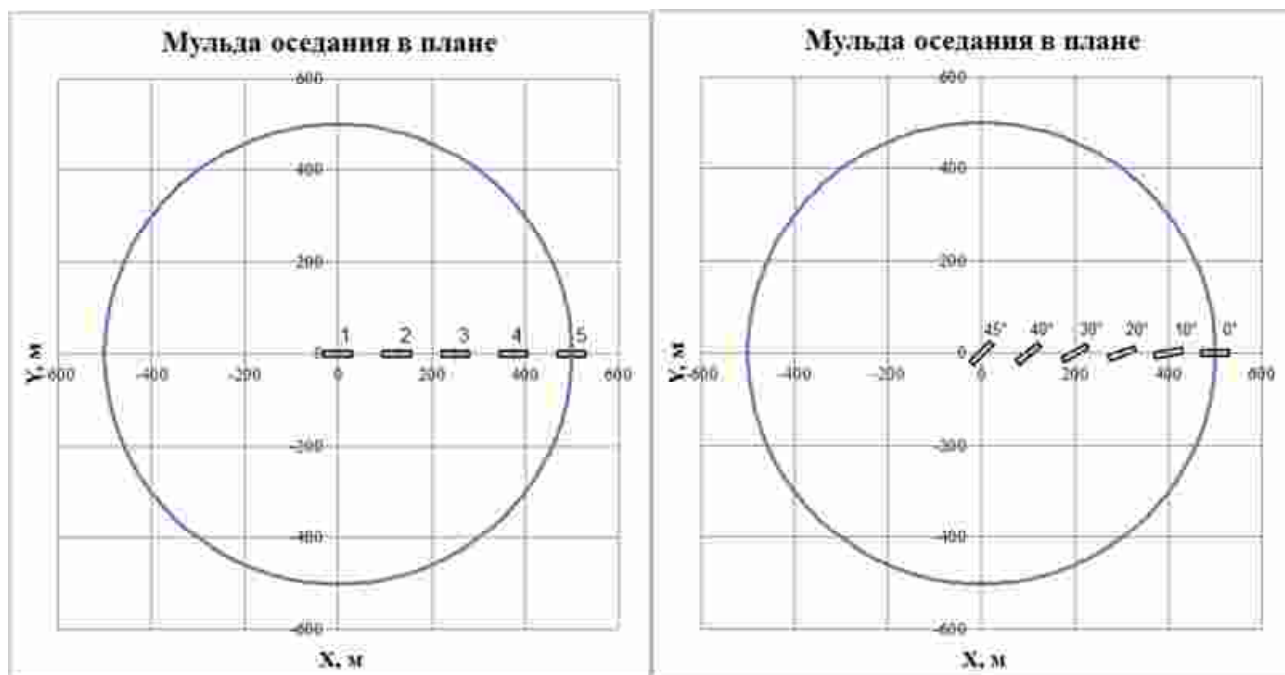


Рисунок 5.1.1 – Положения здания в мульде оседания

Наименее благоприятными оказались те варианты, при которых здание расположено по градиенту, то есть вдоль радиуса. Далее рассматриваются только пять вариантов с углом поворота 0° . Компоненты НДС здания для каждого варианта представлены на рисунках в приложении 3.

Результаты линейного расчёта приведены в таблицах 2-4.

Таблица 2 – Максимальные сжимающие и растягивающие напряжения вдоль оси X при различных положениях здания в мульде оседания, [МПа]

		Угол поворота					
		0°	10°	20°	30°	40°	45°
Положение	1	-13,1/12,0	-13,1/12,0	-13,1/12,0	-13,1/12,0	-13,1/12,0	-13,1/12,0
	2	-9,95/6,23	-10,2/6,42	-10,5/6,68	-10,9/6,99	-11,2/7,3	-11,4/7,44
	3	-2,25/1,02	-2,56/0,93	-3,24/1,70	-4,62/2,79	-6,00/3,88	-6,64/4,38
	4	-6,29/8,28	-6,77/8,36	-6,71/8,18	-6,07/7,33	-4,93/5,89	-4,21/5,01
	5	-5,84/9,38	-4,87/8,07	-4,53/6,91	-4,01/6,59	-3,36/6,14	-2,96/5,78

Таблица 3 – Максимальные сжимающие и растягивающие напряжения вдоль оси Y при различных положениях здания в мульде оседания, [МПа]

		Угол поворота					
		0°	10°	20°	30°	40°	45°
Положение	1	-15,5/10,7	-15,5/10,7	-15,5/10,7	-15,5/10,7	-15,5/10,7	-15,5/10,7
	2	-10,7/7,88	-10,5/8,06	-10,6/8,34	-10,8/8,68	-11,3/9,03	-11,5/9,2
	3	-1,93/1,67	-2,44/1,40	-3,20/2,00	-4,45/3,19	-5,68/4,44	-6,24/5,04
	4	-7,50/11,3	-7,37/11,9	-7,24/11,6	-6,47/10,3	-5,15/8,25	-4,34/6,99
	5	-7,37/8,40	-7,16/8,27	-6,96/8,18	-6,29/7,54	-5,24/6,44	-4,61/5,77

Таблица 4 – Эквивалентные напряжения по Мизесу при различных положениях здания в мульде оседания, [МПа]

		Угол поворота					
		0°	10°	20°	30°	40°	45°
Положение	1	13,5	13,5	13,5	13,5	13,5	13,5
	2	9,58	9,86	10,3	10,7	11,2	11,4
	3	2,07	2,42	3,18	4,39	5,60	6,18
	4	9,83	10,4	10,1	8,99	7,18	6,08
	5	8,67	9,21	9,20	8,57	7,42	6,69

Результаты численного моделирования коррелируют с результатами полученными в ранних работах автора [43].

На рисунках 5.1.2 – 5.1.6 приведены суммарные перемещения конструкций здания.

На рисунках 5.1.7 – 5.1.11 приведены изополя интенсивностей напряжений в конструкциях здания.

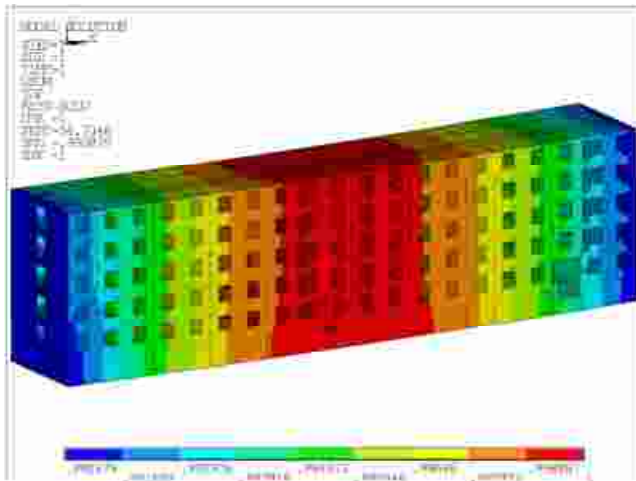


Рисунок 5.1.2 – Изополя суммарных перемещений [м], положение 1

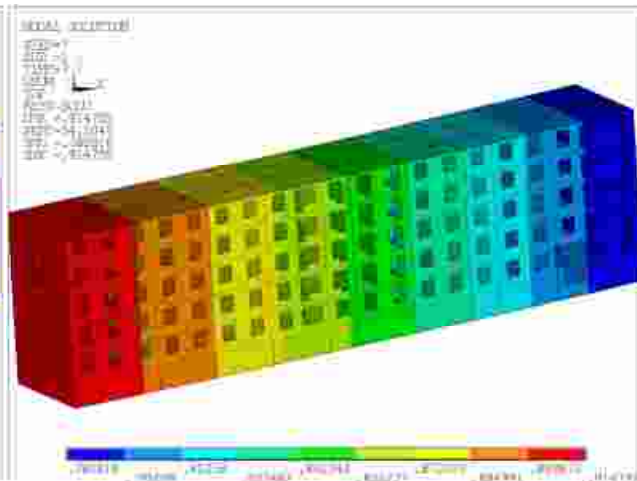


Рисунок 5.1.3 – Изополя суммарных перемещений [м], положение 2

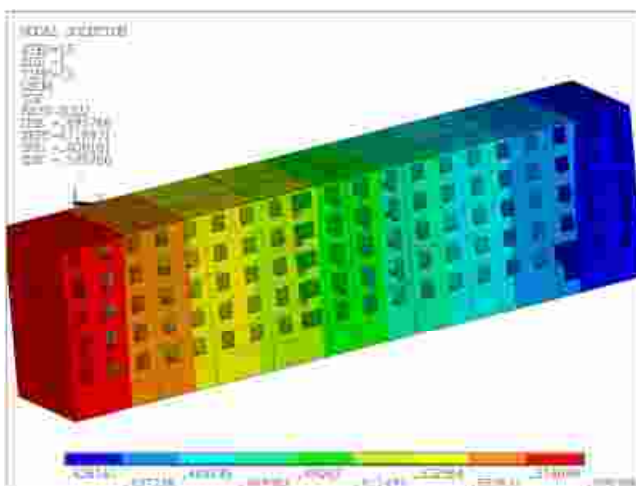


Рисунок 5.1.4 – Изополя суммарных перемещений [м], положение 3

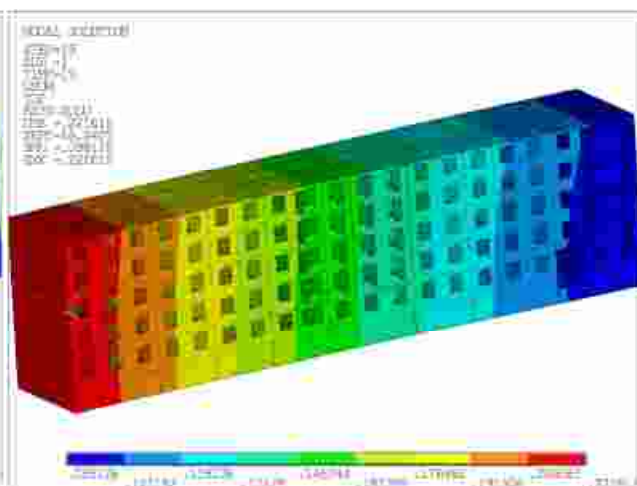


Рисунок 5.1.5 – Изополя суммарных перемещений [м], положение 4

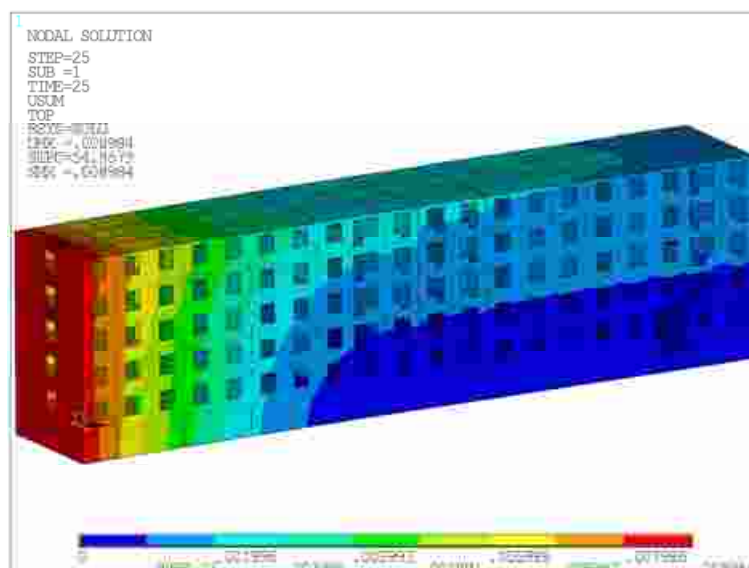


Рисунок 5.1.6 – Изополя суммарных перемещений [м], положение 5

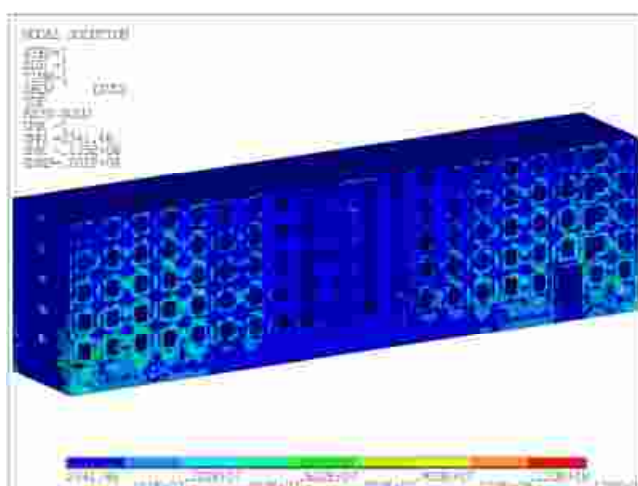


Рисунок 5.1.7 – Изополя интенсивности напряжений, положение 1 ($\sigma_{max}^{int} = 13,5$ МПа)

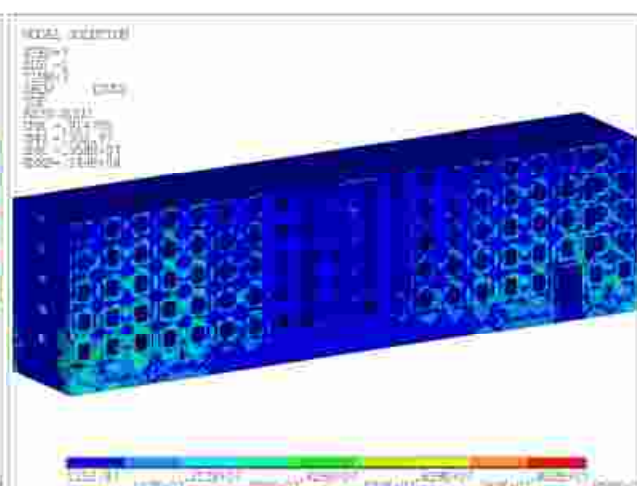


Рисунок 5.1.8 – Изополя интенсивности напряжений, положение 2 ($\sigma_{max}^{int} = 9,58$ МПа)

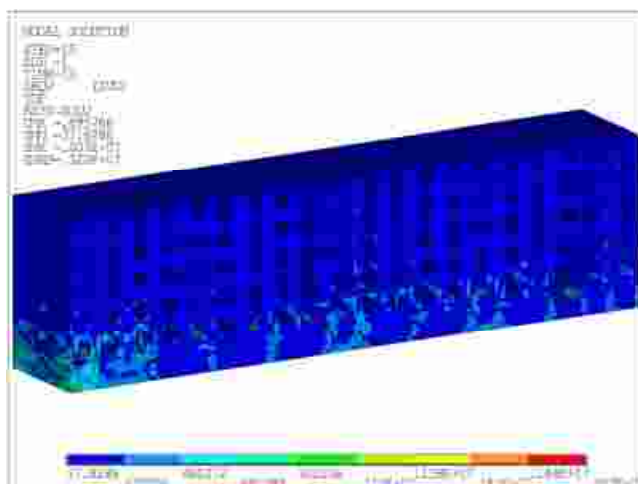


Рисунок 5.1.9 – Изополя интенсивности напряжений, положение 3 ($\sigma_{max}^{int} = 2,07$ МПа)

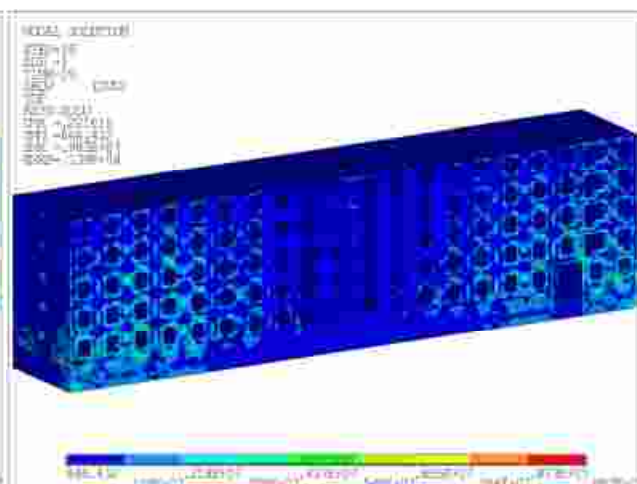


Рисунок 5.1.10 – Изополя интенсивности напряжений, положение 4 ($\sigma_{max}^{int} = 9,83$ МПа)

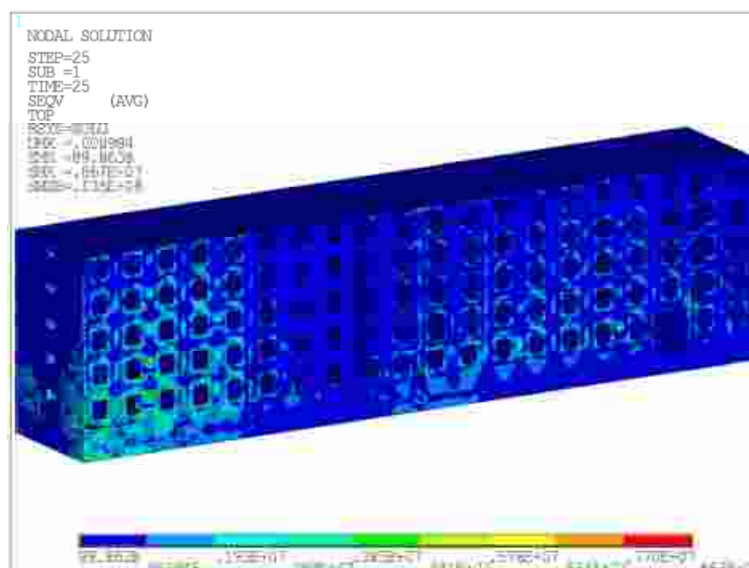


Рисунок 5.1.11 – Изополя интенсивности напряжений, положение 5 ($\sigma_{max}^{int} = 8,67$ МПа)

Выводы.

Исходя из анализа значений, полученных в результате численного моделирования оседания здания, делаем выводы:

1. Наиболее опасными с точки зрения величины напряжений является положение здания «1». При таком положении здание подвергается изгибным деформациям, проседая в середине.

1. Наименее опасным является положение здания на «склоне» мульды (положение «3») вследствие наименьшей кривизны этого участка.

2. Средняя часть деформационного блока является наименее нагруженной при любом положении здания в мульде сдвижения. Максимальные напряжения локализуются между 1-2 и 3-4 лестничными клетками. Данный характер распределения напряжений отмечен в некоторых инженерных обследованиях жилых домов данной серии.

Проведенные вычислительные эксперименты для панельного здания типовой серии 1-468А, позволили выявить некоторые особенности характера напряженно-деформированного состояния конструктивных элементов здания, позволяющие в дальнейшем прогнозировать наличие аварийного состояния здания или возможность его дальнейшей эксплуатации.

Для определения мероприятий по обеспечению механической безопасности эксплуатируемых зданий, необходимо разработать систему оценок параметров конкретных типов зданий, влияющих на развитие процесса разрушения и резерв несущей способности конструкций.

5.2. Верификация результатов численного моделирования

В публикации [85] приведены результаты мониторинга конкретных зданий, расположенных на подработанной территории. Дана оценка технического состояния зданий на основании детального обследования. Изложен алгоритм проведения мониторинга зданий на подработанной территории.

ТСН 22-301-98 «Здания на подрабатываемых территориях Верхнекамского месторождения калийных солей. Назначение строительных мер защиты» определяют, что на период активной стадии процесса сдвижения следует предусматривать выполнение работ, связанных с инструментальными наблюдениями за деформациями земной поверхности и здании.

Авторами статьи [85] проводился инженерный мониторинг ряда жилых зданий в г. Березники, которые испытывают существенные деформации.

Наблюдению подверглись здания, расположенные по улицам Юбилейная и Свердлова. Рассматриваемые пятиэтажные здания с количеством подъездов от 3 до 8 и длиной в осях 53, 60 и 120 м (2 блок-секции по 60 м). Здания построены по типовым сериям 1-439 и 1-468 в 60-х гг. прошлого века, конструктивно представлены внутренними поперечными несущими стенами из железобетонных панелей, наружными самонесущими панелями из легкого бетона, перекрытиями из сборных железобетонных плит. Лестничные марши и площадки сборные железобетонные. Жесткость и геометрическая неизменяемость зданий обеспечивается продольными вертикальными диафрагмами жесткости, жесткостью поперечных стен и дисков перекрытий.

Мониторингу предшествовало детальное обследование зданий. Обследованием установлено, что одной из основных причин получения

несущими строительными конструкциями зданий существенных повреждений явилось отсутствие у зданий конструктивных мер защиты.

Кроме отсутствия конструктивных мер защиты, на существенные деформации зданий оказало влияние неблагоприятное их расположение относительно мурды сдвижения, наличие в основании фундаментов зданий скальных грунтов (мергелей), конструктивное выполнение самих зданий, качество строительно-монтажных работ. Так, например, при обследовании зданий были выявлены деформационные швы со сваренными между собой закладными деталями конструктивных элементов смежных блок-секций. У зданий отсутствует надежная связь лестничных площадок со стенами лестничных клеток (рисунок 5.2.1). Ленточные фундаменты на естественном основании в пределах блок-секции устроены только под поперечные стены, тем самым фундаменты не связаны в единую конструкцию посредством устройства фундаментов и под продольные стены.

Рассматриваемые здания испытывают существенные деформации растяжения. В результате конструктивных недостатков строительные конструкции зданий оказались неспособными воспринимать горизонтальные усилия при образовании мурды сдвижения, что и привело к появлению и развитию их значительных повреждений.



Рисунок 5.2.1 – Общий вид узла примыкания лестничного марша к несущей стене лестничной клетки (образовавшийся зазор между конструкциями - до 20 мм)

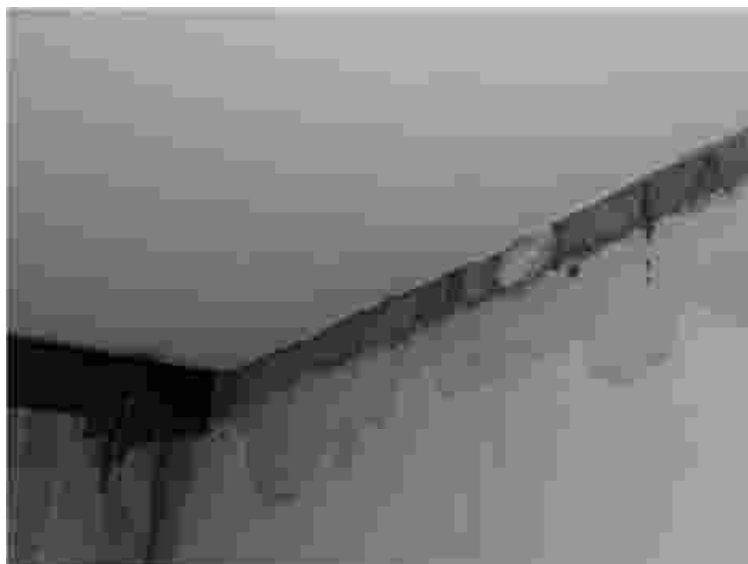


Рисунок 5.2.2 – Смещение плит перекрытия

Возникли горизонтальные смещения конструкции по всей длине зданий (плит перекрытия, панелей наружных стен), образовались зазоры между ними, узлы сопряжения получили расстройствa (рисунок 5.2.2). При этом произошли «разрывы» зданий как по поперечным сечениям по всей высоте («линии разрыва»), сконцентрированным в основном по лестничным клеткам, так и хаотично на отдельных этажах. Сосредоточение «линий разрывов» по лестничным клеткам обусловлено конструктивной особенностью зданий, а именно наименьшим количеством или полным отсутствием связей в конструкциях лестничных клеток в продольном направлении зданий.

Причина разрывов зданий на отдельных этажах - низкое качество монтажа строительных конструкций на этапе их возведения, в результате чего здания имеют многочисленные ослабленные узлы сопряжения конструкций. В ряде платформенных опорных стыков опирание плит перекрытий на несущие стеновые панели составляет 20 мм и менее, анкеровка конструкций выполнена не полностью.

Здания на других участках подработанной территории получают существенные повреждения в результате развития горизонтальных деформаций сжатия. Из-за того, что имеющиеся деформационные швы имели недостаточную ширину, произошло их закрытие, конструкции смежных блок-секций пришли в соприкосновение. Сжимающие усилия от дисков перекрытий

и продольных стен при этом передаются на конструкции смежных поперечных стен, образующих деформационные швы, и простенки в наружных стенах, непосредственно примыкающие к деформационным швам. Конструкции испытывают деформации сдвига в плоскости, образуются косые «трещины среза» в продольных стенах и перегородках, возникают перекосы проемов.

У смежных блок-секций, находящихся на склоне с разницей отметок в пол-этажа, из-за горизонтальных сжимающих усилия произошло искривление из плоскости поперечных стен, их разрывы горизонтальными и вертикальными трещинами, выгибы в плоскости простенков и сколы их материала. Выявлены разрывы лент фундамента с образованием трещин (ширина раскрытия до 40 мм) в стенах подвала. В подвале имеются диагональные сколы на блоках вентканалов, крены поперечных несущих стен.

В процессе мониторинга датчиками перемещений были зафиксированы знакопеременные горизонтальные подвижки (смещения) конструкций наблюдаемых объектов. Нарастание смещений происходит ступенчато с общей тенденцией к увеличению.

Отмечаются также существенные перемещения конструкций в узлах, которые происходят за короткие промежутки времени с максимальной скоростью до 0,5 мм/сут. Такие подвижки выявлены по основным «линиям разрыва» зданий. При этом смещения конструкции в отдельных узлах с начала наблюдений (ноябрь 2009 г.) уже достигли максимальной величины 3,0 мм.

При проведении мониторинга зданий отмечается общая динамика деформаций наблюдаемых объектов, расположенных на одной площадке. Зафиксированы периоды, когда здания имели одинаковый характер деформаций, выраженный в одновременных резких горизонтальных смещениях конструкций в узлах. Дальнейшее наблюдение также показывает периоды схожих во времени деформаций разных зданий с параллельным изменением линий на графике мониторинга.

Данные наблюдения схожих деформаций указывают на то, что находящиеся в приблизительно одинаковых условиях здания деформируются совместно с общими деформациями земной поверхности участка подработанной территории, на котором они расположены.

При залегании в основании грунтов с повышенными жесткостными свойствами процесс деформирования земной поверхности во времени может протекать неравномерно, при этом скорости деформаций в зданиях могут быть существенны. Резкое нарастание деформации в наблюдаемых зданиях со значительной скоростью смещений конструкций в узлах (0,5-1,0 мм/сут) за короткий промежуток времени и последующий период их стабилизации характеризует накопление общих напряжений в зданиях, которые при достижении их критической величины приводят к резким деформациям в узлах и подвижкам конструкций.

Прогноз деформаций земной поверхности показывает, что период активной стадии процесса сдвижения земной поверхности может продолжаться еще не менее 20 лет.

Практика обследования и мониторинга зданий и сооружений без конструктивных мер защиты на подработанных территориях показывает, что строительные конструкции этих зданий получают значительные повреждения, развивающиеся в течение относительно коротких промежутков времени и, если не принять своевременных мер, они могут привести к возникновению аварийных ситуаций.

Максимальные деформации зданий, приводящие к значительным повреждениям строительных конструкций, полученные в результате инженерного мониторинга, коррелируют с результатами численного моделирования, полученными в пунктах 4.4 – 4.5 настоящей работы.

5.3. Моделирования общественного кирпичного здания в зоне активных оседаний

В городе Березники Пермского края в потенциально опасной зоне влияния горных работ на подработанной территории оказалась церковь Иоанна Предтечи, являющаяся старейшим храмом на территории Березников. Церковь построена в 1754 г и представляет исключительную историческую ценность.

Фактически церковь расположена на целике, однако в непосредственной близости располагаются два очага оседания, инициированные техногенной аварией, в результате которой происходит затопление выработанного пространства. В результате действия очагов оседания формируется сложная геотехническая ситуация вокруг здания церкви.

Общий вид храма представлен на рисунке 5.3.1.

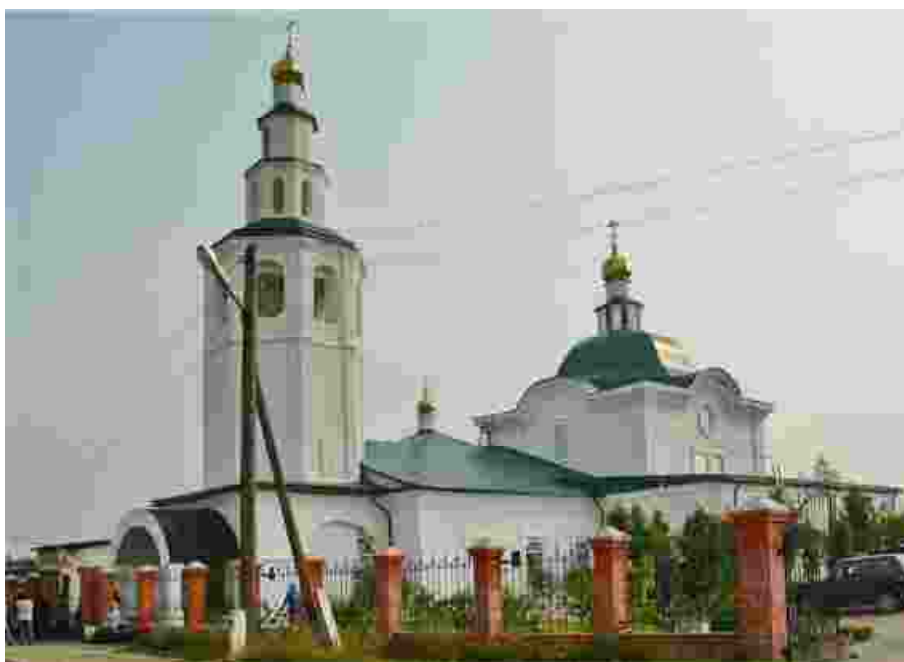


Рисунок 5.3.1 – Общий вид храма

Здание храма расположено на территории подработанной горными работами рудника. Здание построено по канонам и содержит в себе необходимые элементы (строительные объёмы): колокольню, притвор, трапезную, среднюю часть, алтарь. Деформации в районе здания определяются влиянием горных работ, выполненных в различные годы.

Расположение здания относительно подработанного пространства и изолинии оседаний на данное время, показаны на рисунке 5.3.2.

Выполнен прогноз *оседаний* на 2020 г., (результаты приведены на рисунке 5.3.3.), из которого следует, что кривизна поверхности должна значительно возрасти.

На рисунке 5.3.4 показаны результаты прогноза *горизонтальных деформаций земной поверхности*. Анализ изолиний показывает, что происходит растягивание основания здания по диагонали, в результате чего деформируется надфундаментная конструкция. Величина горизонтальных перемещений земной поверхности к 2020 году достигнет значения 421 мм.

Общая картина напряженно-деформированного состояния здания характеризуется комплексным воздействием деформаций изгиба и растяжения. Характер повреждений выявленных в результате визуального осмотра подтверждает выводы, основанные на анализе изолиний оседаний и горизонтальных перемещений поверхности.

Инженерно-геологические изыскания проведены в мае – июне 2013 года. В процессе изысканий выполнены шурфы, при их разработке выявлены вертикальные трещины в фундаментной части здания. По результатам изысканий составлена геолого-литологическая колонка. Инженерно-геологические элементы выделенные в процессе камеральной обработки результатов отбора проб представлены в таблице 4.



Рисунок 5.3.2 – Границы горных работ и изолинии оседаний 2013 г



Рисунок 5.3.3 – Результаты прогноза оседаний на 2020 г

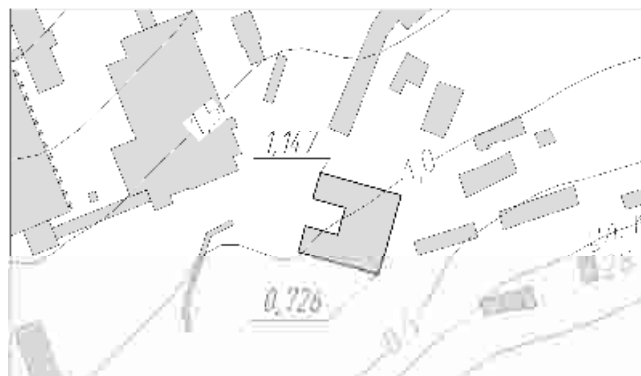


Рисунок 5.3.4 – Результаты прогноза горизонтальных деформаций на 2020 г

В зданиях с кирпичными стенами наиболее типичными дефектами являются трещины, характер которых соответствует форме деформаций земной поверхности [24]. Основным источником деформаций здания церкви являются горизонтальные деформации земной поверхности, которые приводят к сложному растяжению церкви относительно продольной оси. По результатам обследования выполненного специалистами АО «Галургия» здание имеет повреждения характерные для совместного действия растягивающих деформаций с изгибом.

Требуется разработать мероприятия (спроектировать усиление) для предотвращения развития повреждений строительных конструкций в результате дальнейших деформаций земной поверхности.

Таблица 6. Инженерно-геологические элементы

№	Мощность, м	Описание грунта
ИГЭ-1	0,1	Почвенно-растительный слой
ИГЭ-2	0,9	Насыпной грунт: песок мелкий, бурый плотный, малой степени водонасыщения, с остатками строительного мусора, в кровле слоя до глубины 0,2 м щебень известняка с песчаным заполнителем
ИГЭ-3	0,9	Песок мелкий, рыжевато-коричневый, плотный, малой степени водонасыщения
ИГЭ-4	2,7	Глина коричневатая-серая, лёгкая пылеватая, полутвёрдая, в подошве слоя с линзами суглинка тяжелого пылеватого, твёрдого, с неравномерным содержанием дресвы и щебня мергеля и известняка
ИГЭ-5	2,9	Дресвяный грунт, дресва и щебень известняка, мергеля 50-60%, участками до 70%. Заполнитель суглинок серовато-коричневый полутвёрдый
ИГЭ-6	вскр. 7,5	Известняк тёмно серый, в кровле малопрочный, трещиноватый, выветрелый, в интервале глубин 11-13 м с прослоем мергеля

Компьютерная технология создания расчетной модели.

Процесс моделирования уникального здания храма сложной геометрии связан с определёнными трудностями, для преодоления которых автором разработан и применен следующий CAD-ориентированный подход.

Для создания трёхмерной компьютерной модели храма использована среда AutoCAD. Изображение трёхмерной модели полученной в AutoCad показано на рисунке 5.3.6. На рисунках 5.3.7 – 5.3.8 показаны продольный и поперечные разрезы здания храма.

Для дальнейшего исследования по возможности защиты здания от разрушения, в компьютерную модель необходимо включить и предполагаемые элементы усиления. Моделирование проектируемого усиления проводилось на основании обмерных работ выполненных автором в рамках инженерного

обследования строительных конструкций храма в 2013 году. В модель включены следующие компоненты:

- грунтовое основание (см. таблицу 4);
- грунтоцементный массив усиления;
- бутовый фундамент;
- проектируемое усиление в виде ленты;
- кирпичные конструкции храма.

1. Трёхмерная объёмная геометрическая модель, включающая здание храма, элементы усиления и вмещающий грунтовый массив выполнена в AutoCAD;

2. Произведён экспорт модели в IGES файл и последующий импорт в ANSYS;

3. При импорте полной модели здания храма возникли блокирующие ошибки и ошибки топологии (рисунок 5.3.5), в результате которых не создавались объёмные тела, а импортировались только поверхности и линии. Возможной причиной возникновения ошибок импорта является наличие криволинейных поверхностей сводов, которые сходятся в одной точке.

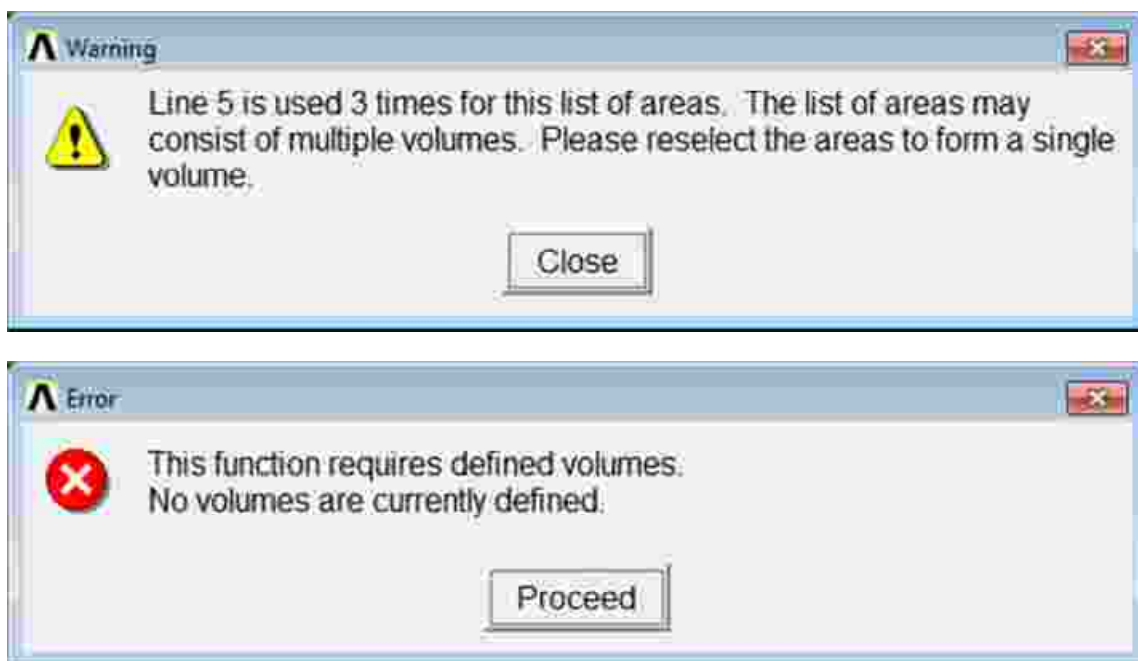


Рисунок 5.3.5 – Ошибка топологии при импорте

4. Для обхода проблем с импортом была разработана следующая методика. Экспорт осуществлялся частями: созданы отдельные IGES файлы для грунтового массива и обвязочного пояса, здание храма разрезано по длине на три объёма не вызывающие ошибок импорта. После импортирования каждого файла в ANSYS выполнялось смещение модели по одной из физических координат на фиксированную величину таким образом, чтобы при импорте следующего файла не происходило перекрытие геометрических объектов. В результате в среде ANSYS был получен набор фрагментов модели сдвинутых относительно друг друга. На следующем этапе произведено последовательное перемещение фрагментов модели с выполнением команды VPTN (Main Menu>Preprocessor>Modeling>Operate>Booleans>Partition>Volumes).

5. В результате проведённых действий получена объёмная модель здания храма изображенная на рисунке 5.3.6.

Результат экспорта трёхмерной модели в программный комплекс ANSYS показан на рисунках 5.3.9 – 5.3.10. Результат построения конечно-элементной сетки на модели здания храма и элементах усиления представлен на рисунке 5.3.11.

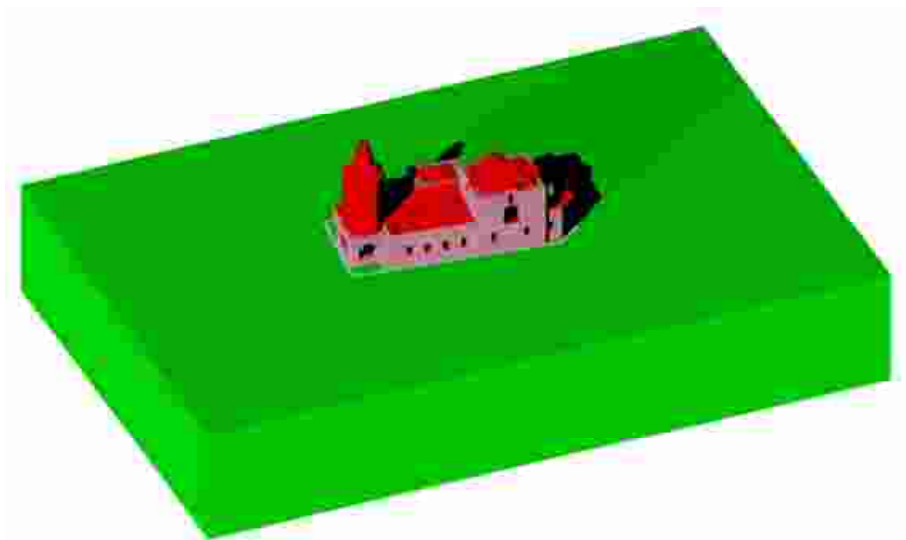


Рисунок 5.3.6 – Результат трёхмерного моделирования в программе AutoCAD

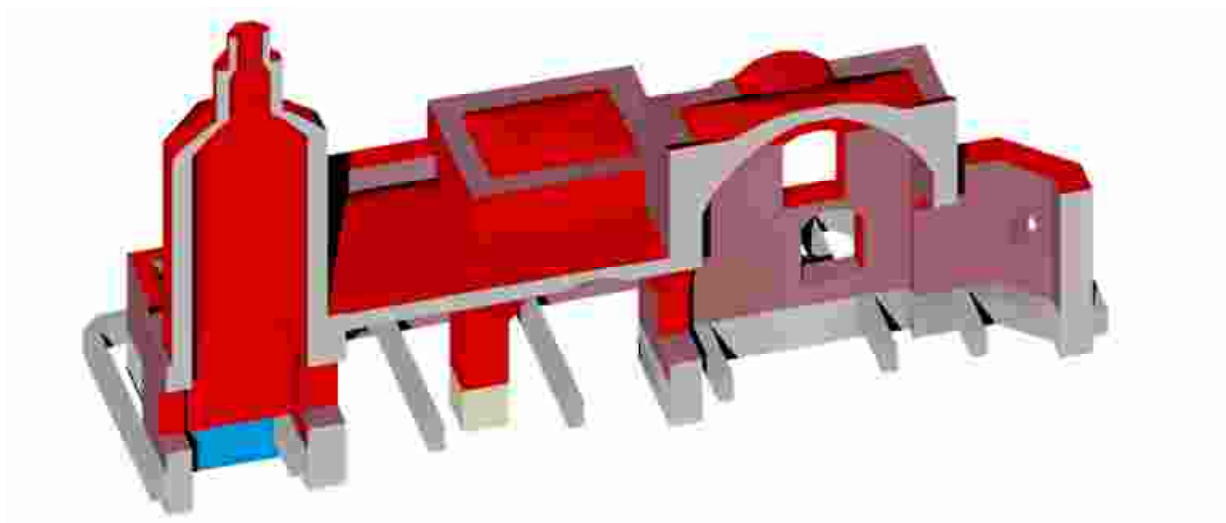


Рисунок 5.3.7 – Продольный разрез трёхмерной модели без учёта грунтового массива

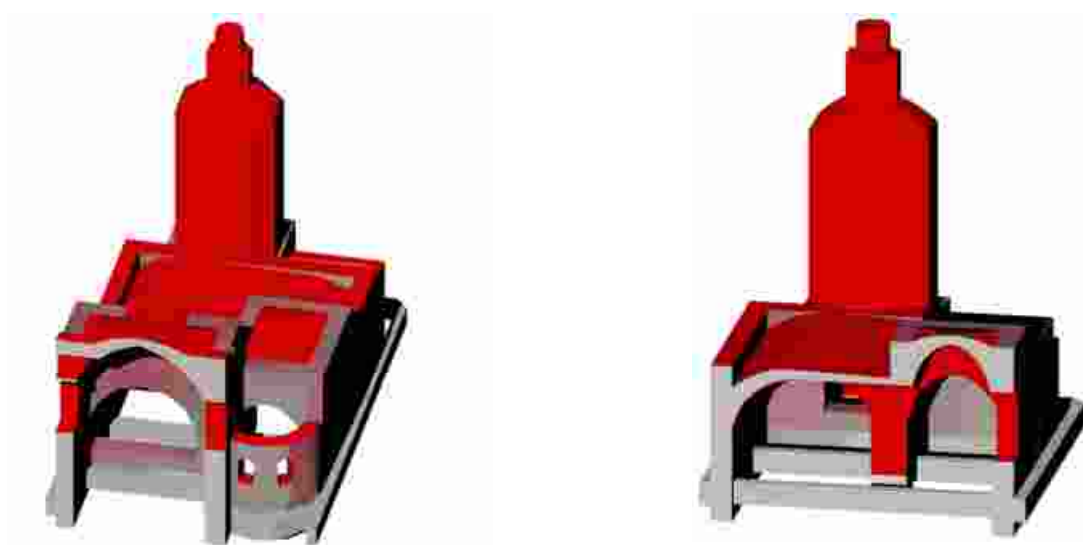


Рисунок 5.3.8 – Поперечные разрезы трёхмерной модели без учёта грунтового массива

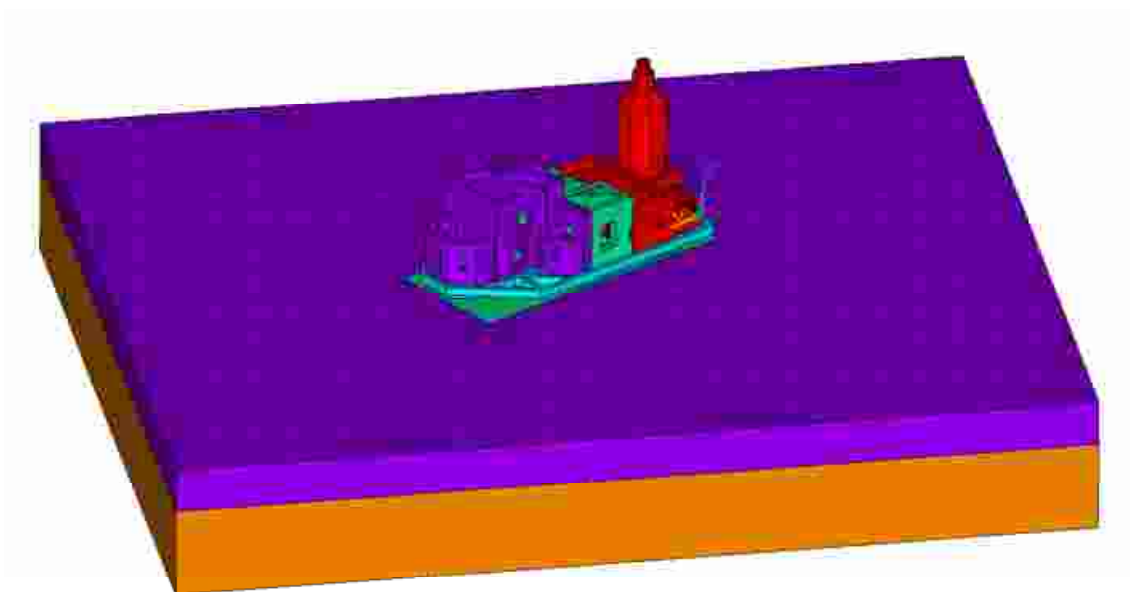


Рисунок 5.3.9 – Импортированная компьютерная модель в ANSYS

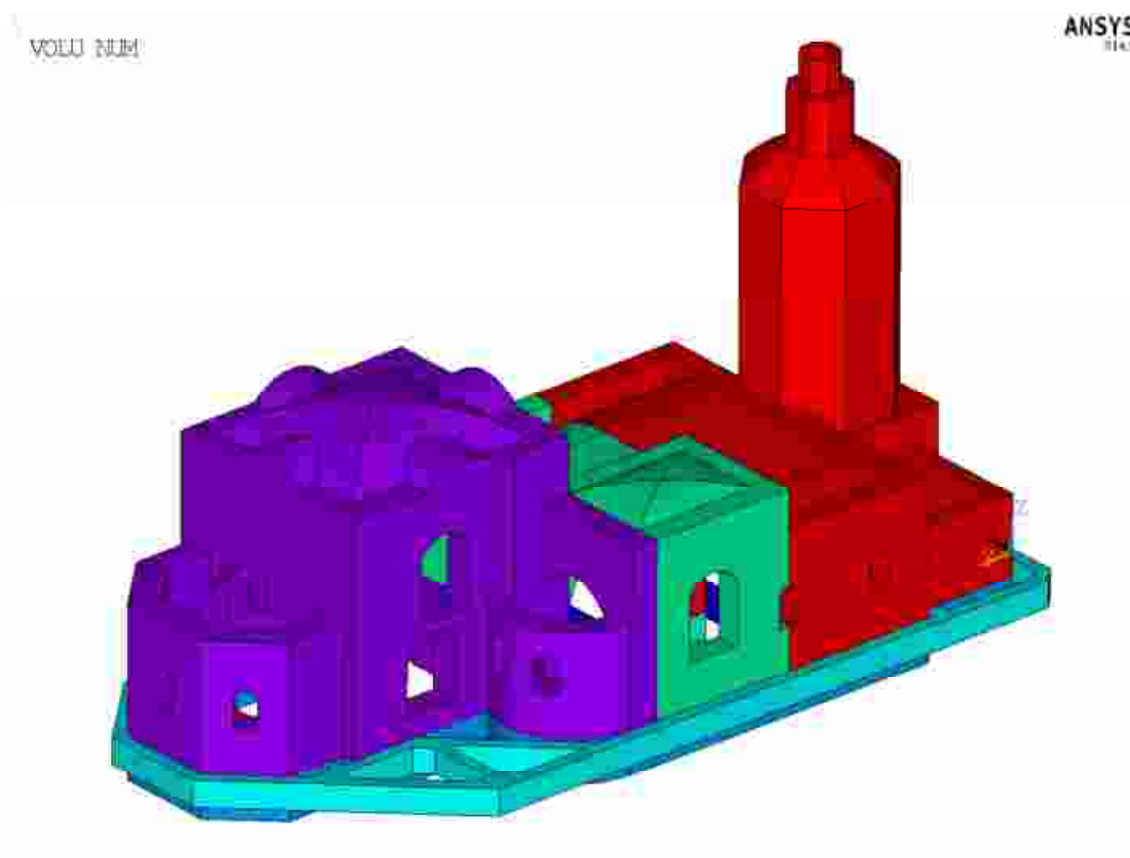


Рисунок 5.3.10 – Компьютерная модель без учёта грунта

Проект усиления фундаментов здания.

Для восприятия горизонтальной составляющей деформаций грунтового массива предлагается устройство монолитного железобетонного пояса. Высота пояса 1200 мм, ширина пояса 600 мм. Схема устройства обвязочного пояса изображена на рисунках 5.3.11 – 5.3.12.

При глубине заложения фундамента равной 2 м ниже поверхности земли подошва фундамента располагается в ИГЭ-4 (таблица 7).

Максимальное расчетное давление под подошвой фундамента 340 кПа.

Касательные напряжения под подошвой фундамента определяются по закону Кулона:

$$\tau = \sigma \cdot \operatorname{tg}(\varphi) + c = 340 \cdot \operatorname{tg}(19) + 54 = 171,1 \text{ кПа}$$

$E = 1$ МПа – модуль упругости;

$\nu = 0,25$ – коэффициент Пуассона;

Исходя из максимальных касательных напряжений, определяем параметры армирования обвязочного пояса. Используем арматуру А-III (таблица 7), процент армирования – 4%, диаметр стержней – 32 мм.

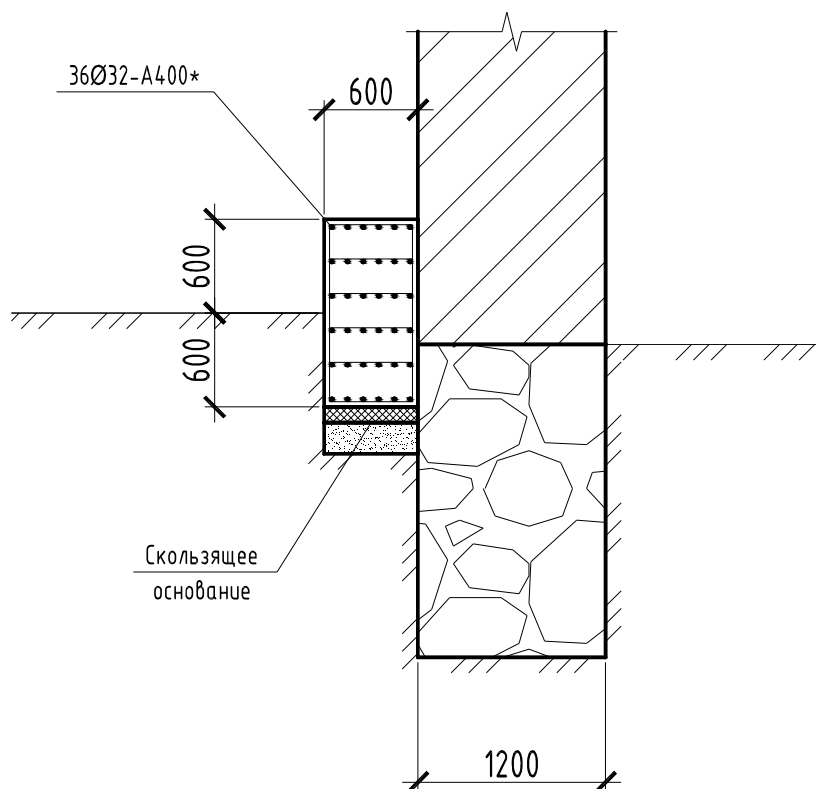


Рисунок 5.3.11 – Схема устройства обвязочного пояса

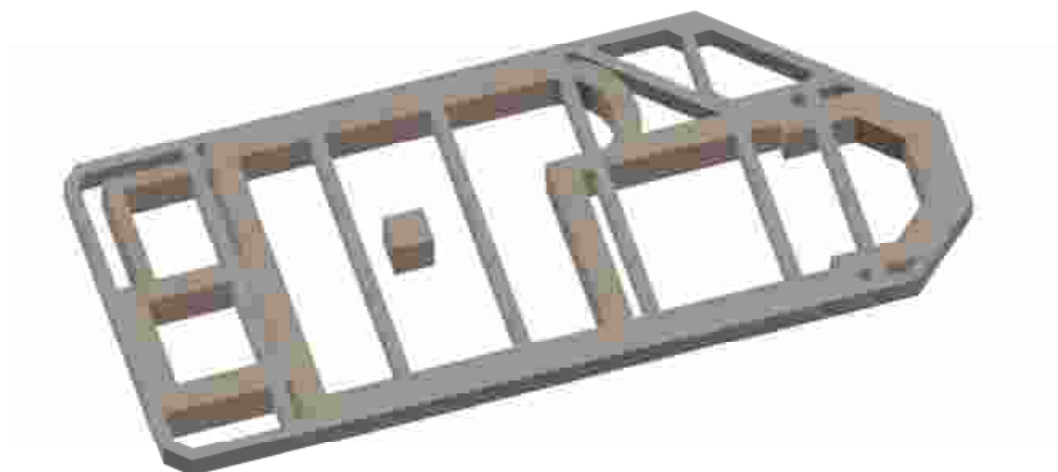


Рисунок 5.3.12 – Модель бутового фундамента и пояса усиления

Для исключения вертикальных перемещений грунтового основания, приводящих к изгибным деформациям здания и монолитного железобетонного пояса, рассматривается возможность усиления основания грунтоцементными колоннами. Схема устройства поля из грунтоцементных колонн изображена на рисунке 5.3.13.

Параметры усиления:

$L = 8$ м – длина грунтоцементных колонн;

$d = 600$ мм – диаметр грунтоцементных колонн;

$s = 1500$ мм – шаг грунтоцементных колонн расположенных в шахматном порядке.

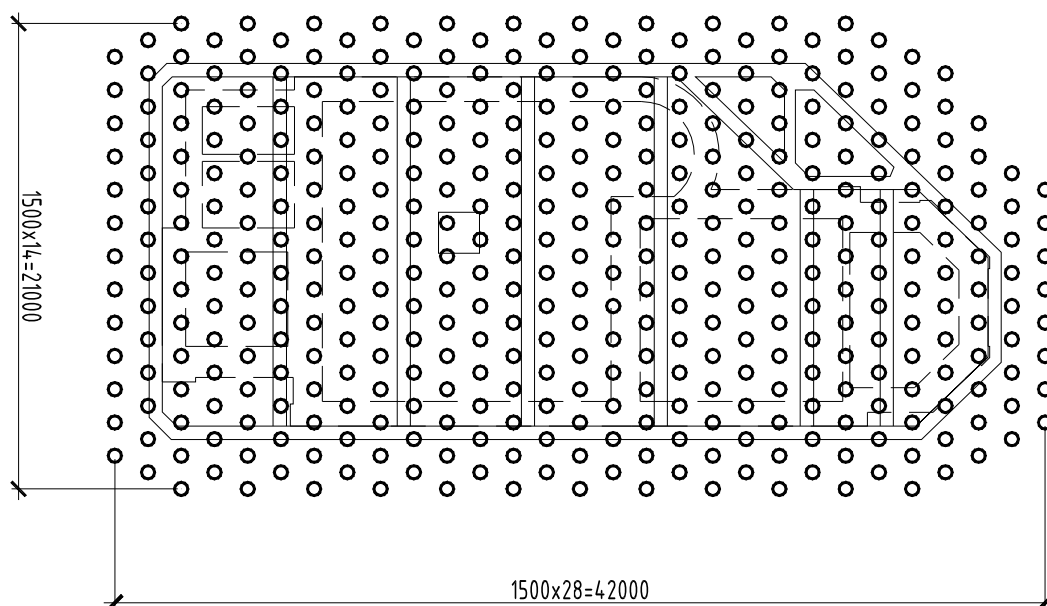


Рисунок 5.3.13 – Схема устройства грунтоцементных колонн

Осреднённые физико-механические характеристики вмещающего грунтового массива с учётом грунтоцементных колонн определяю по правилу смеси. Ячейка периодичности показана на рисунке 5.3.14.

Численное значение параметров ячейки периодичности:

$S_{\text{общ}} = 11250 \text{ см}^2$ – общая площадь ячейки периодичности;

$S_{\text{грунта}} = 8736,73 \text{ см}^2$ – площадь грунта в ячейке периодичности;

$S_{\text{гцк}} = 2513,28 \text{ см}^2$ – площадь грунтоцемента в ячейке периодичности.

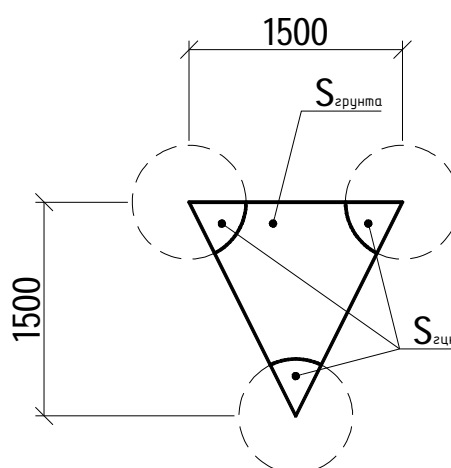


Рисунок 5.3.14 – Параметры ячейки периодичности

$$\bar{E} = \frac{(E_{\text{грунта}} \cdot S_{\text{грунта}} + E_{\text{гцк}} \cdot S_{\text{гцк}})}{S_{\text{общ}}} = \frac{(1 \cdot 8736,73 + 100 \cdot 2513,28)}{11250} = \mathbf{23,12 \text{ МПа}} \quad -$$

осреднённый модуль упругости грунта (материал 1, таблица 7), усиленного грунтоцементными колоннами (материал 5, таблица 7);

$$\bar{R}_0 = \frac{(R_{\text{грунта}} \cdot S_{\text{грунта}} + R_{\text{гцк}} \cdot S_{\text{гцк}})}{S_{\text{общ}}} = \frac{(320 \cdot 8736,73 + 1500 \cdot 2513,28)}{11250} = \mathbf{583,6 \text{ кПа}} \quad -$$

осреднённое расчётное сопротивление грунта, усиленного грунтоцементными колоннами.

Данные мониторинга для численного моделирования усиления фундамента здания храма.

Геотехническая ситуация в районе церкви находится под постоянным наблюдением, составляются актуальные карты изолиний величин и скоростей оседаний. Также в режиме реального времени проводился мониторинг для определения характера и динамики развития деформаций здания, для выявления наиболее опасных мест, оценки развития повреждений и принятию соответствующих мер по проведению противоаварийных мероприятий [49].

В программном комплексе ANSYS рассмотрена комплексная модель здания и грунтового основания. К выделенному грунтовому объёму приложены кинематические граничные условия соответствующие наблюдаемым деформациям земной поверхности.

Рассмотрены три варианта усиление фундамента:

- монолитный железобетонный обвязочный пояс;
- устройство поля из грунтоцементных колонн под фундаментом;
- комбинация обвязочного пояса и грунтоцементных колонн.

Разность осадок фундаментов церкви определена на основании натурных наблюдений. Наблюдения за неравномерностью осадок осуществляются при помощи установленных в здании церкви датчиков, основанных на принципе гидронивелирования. Схема установки датчиков показана на рисунке 5.3.15.

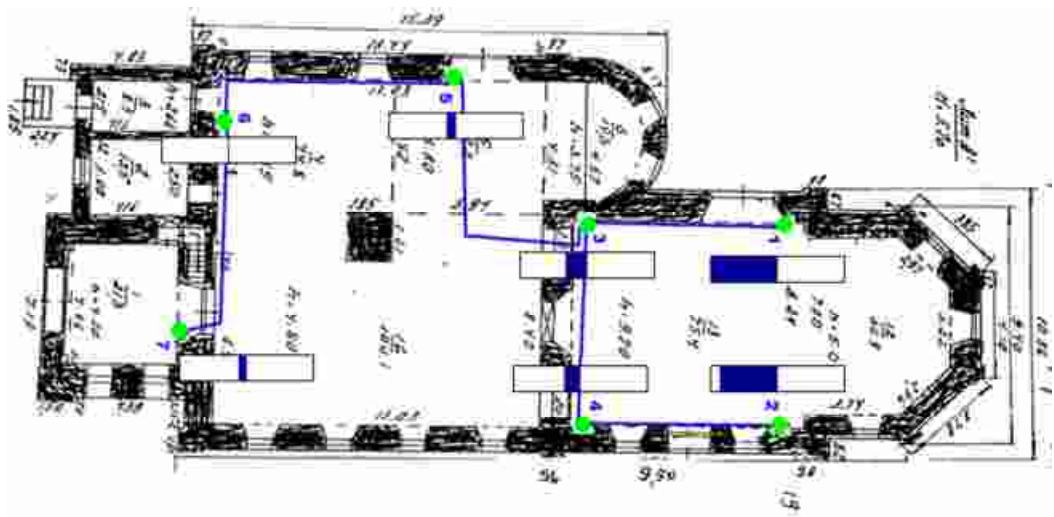


Рисунок 5.3.15 – Схема расположения датчиков

Графики показаний датчиков за период наблюдения приведены на рисунках 5.3.16 – 5.3.20.

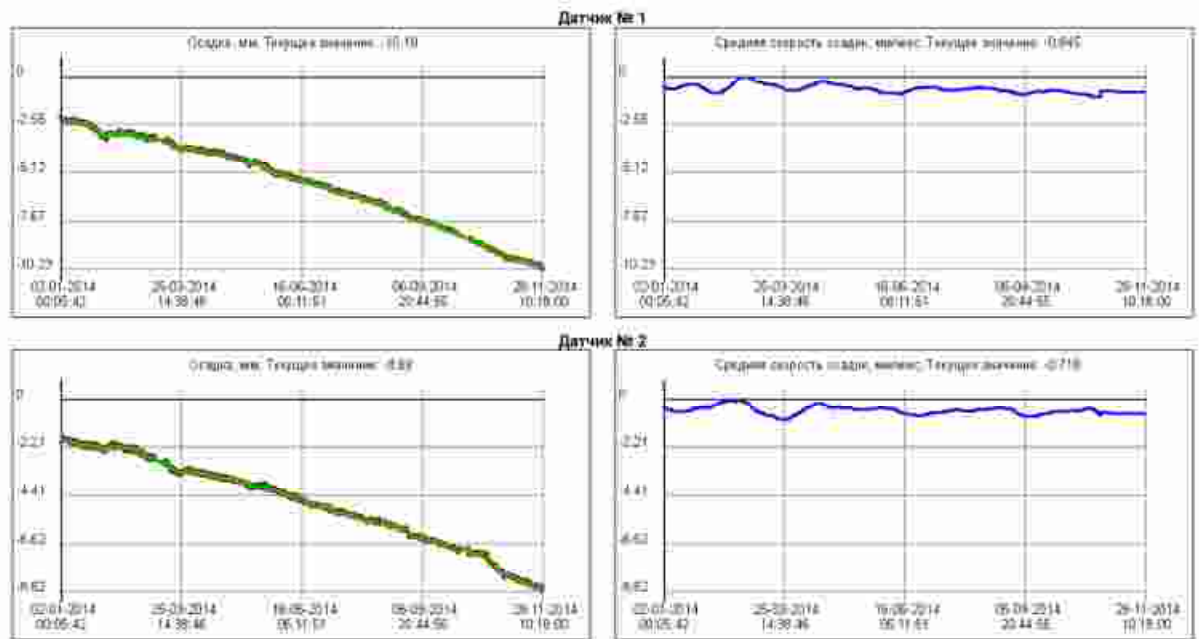


Рисунок 5.3.16 – Показания датчиков №1 и №2

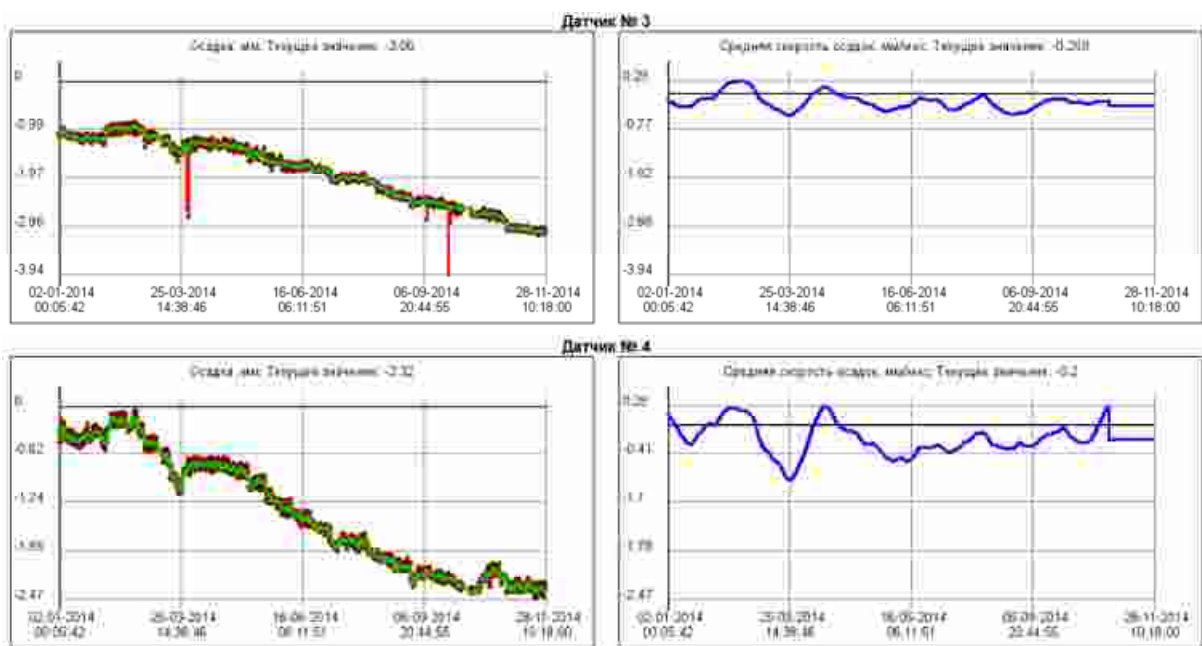


Рисунок 5.3.17 – Показания датчиков №3 и №4

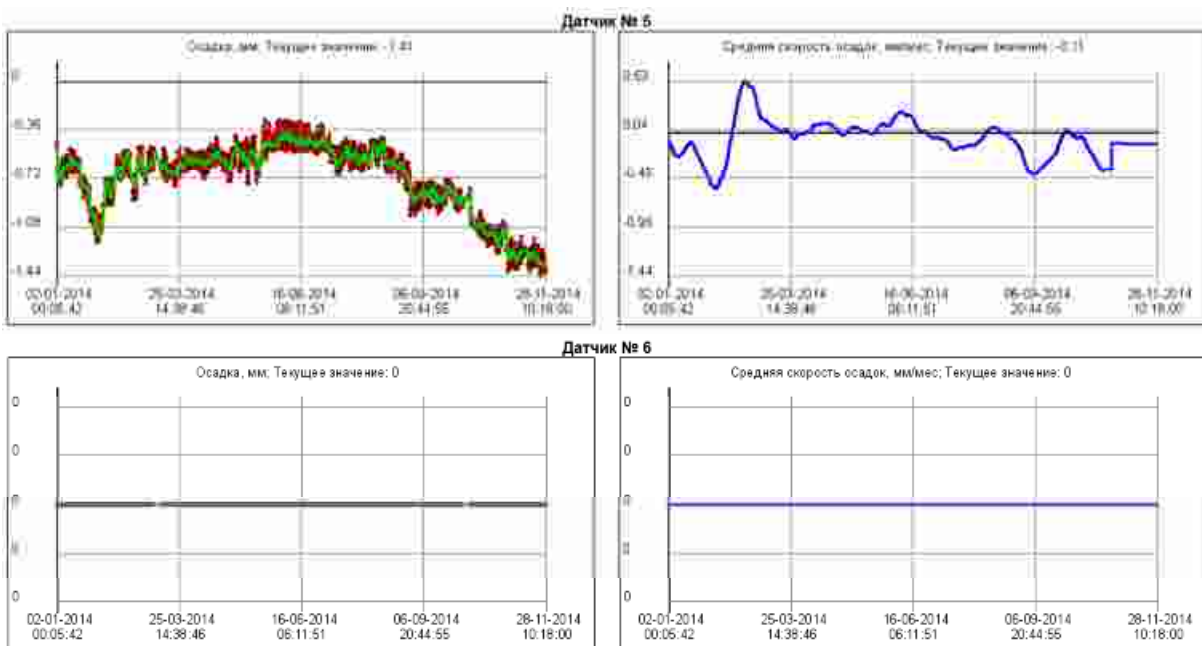


Рисунок 5.3.18 – Показания датчиков №5 и №6

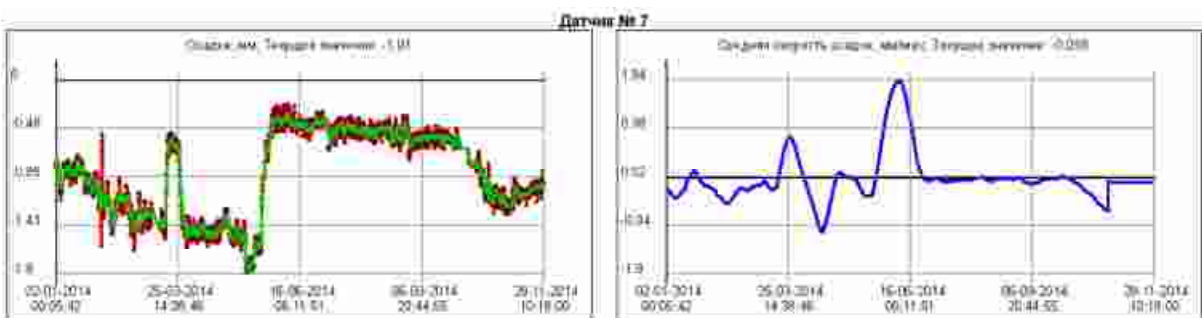


Рисунок 5.3.19 – Показания датчика №7

Осадки:							
Датчик	1	2	3	4	5	6	7
Текущее значение, мм	-10.18	-8.69	-3.06	-2.32	-1.41	0	-1.01
Осреднённое значение, мм	-10.135	-8.686	-3.064	-2.363	-1.351	0	-1.022
Скорость изменения, мм/мес	-0.637	-0.833	-0.22	-0.125	-0.184	0	0.174

Относительные разности									
Пара	1-2	1-3	1-4	3-4	3-5	3-7	4-7	5-6	6-7
Текущее значение, $1 \cdot 10^{-3}$	-0.165	-0.791	-0.873	-0.082	-0.214	-0.137	-0.087	-0.157	0.119
Осреднённое значение, $1 \cdot 10^{-3}$	-0.161	-0.786	-0.864	-0.078	-0.222	-0.136	-0.089	-0.15	0.12
Скорость изменения, 1/мес	0.022	-0.046	-0.057	-0.01	-0.005	-0.026	-0.02	-0.02	-0.021

Кривизна:	
Тройка	
Текущее значение, $1 \cdot 10^{-6}$ 1/м	
Осреднённое значение, $1 \cdot 10^{-6}$ 1/м	
Скорость изменения, $1 \cdot 10^{-6}$ 1/(м*мес)	

Рисунок 5.3.20 – Показания датчиков

Из графиков относительных осадок датчиков следует, что максимальную осадку имеют датчики 1 и 2. Характер оседания датчиков позволяет применить при моделировании синусоидальный закон. Максимальная разность осадок здания церкви за период наблюдений (один год) составляет 10,2 мм. При сохранении динамики нарастания перемещений к 2020 году разность осадок датчиков будет составлять ≈ 60 мм. При расчёте усиления фундаментов при помощи железобетонного обвязочного пояса максимальную разность осадок принимаем равной 60 мм.

Математическая постановка

Конечно-элементная модель без учёта вмещающего грунтового основания показана на рисунке 5.3.21.

Дискретизация всех конструкций и грунтового основания выполнялась объёмными конечными элементами SOLID65.

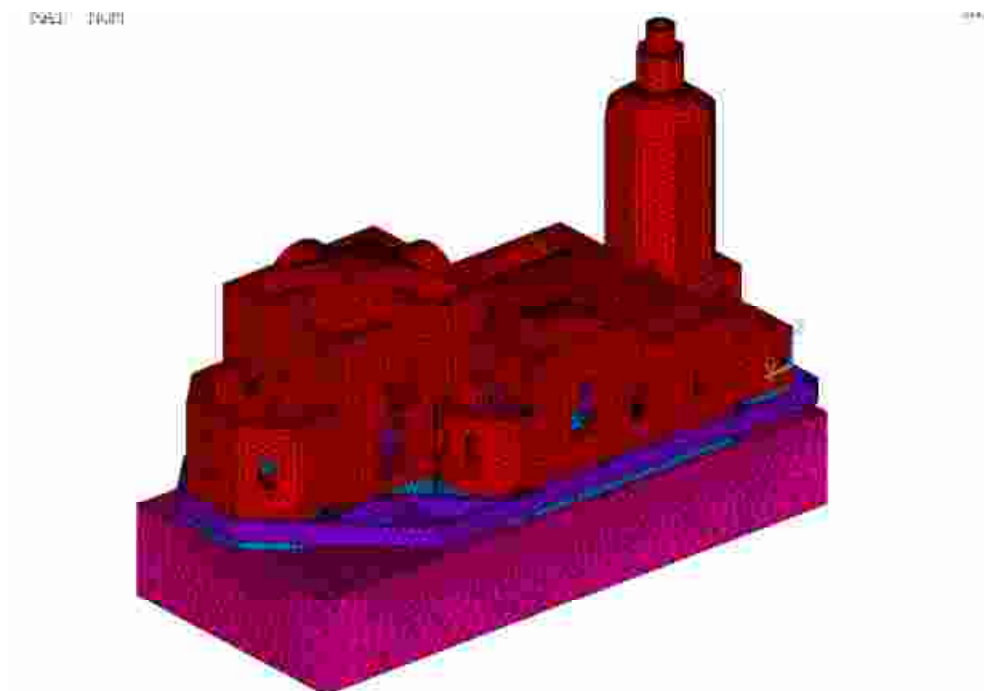


Рисунок 5.3.21 – Конечно-элементная модель в ANSYS

При моделировании здания храма и грунтового массива использованы следующие материалы:

Таблица 7. Характеристики материалов

№	Название	E , МПа	ν	ρ , кг/м ³	Прочие параметры
1	Глина полутвердая*	1	0,22	2000	$c_n = 54$ кПа; $\varphi_n = 19^\circ$ $R_0 = 320$ кПа
2	Железобетон Б25	$30 \cdot 10^3$	0,2	2400	$R_b = 14,5$ МПа $R_{bt} = 1,05$ МПа
3	Кирпичная кладка**	700	0,25	2200	$R_b = 4,0$ МПа $R_{bt} = 0,23$ МПа
4	Кирпичная кладка**	700	0,25	2200	-
5	Грунтоцемент	100	0,25	2200	$R_b = 1,5$ МПа
6	Усиленный грунт	23,12	0,22	2100	$R_0 = 583,6$ кПа
7	Сталь	$2,1 \cdot 10^5$	0,3	7800	-
8	Арматура А-III	$2,1 \cdot 10^5$	0,3	7800	$\varepsilon_u = 14\%$

*физико-механические характеристики грунта (ИГЭ-4) приняты по таблице Г.2 [47].

****физико-механические характеристики кирпичной кладки приняты в соответствии с [72].**

Граничные условия.

Изолинии, отображающие деформации земной поверхности, использованные в качестве граничных условий, приведены на рисунках 5.3.2 – 5.3.4.

Пространственная модель храма и вмещающего грунтового массива занимает объём V , состоящий из объёмов непосредственно здания храма – V_1 , обвязочного пояса – V_2 , усиленного грунта – V_3 , вмещающего грунтового массива – V_4 , т.е. $V = V_1 \cup V_2 \cup V_3 \cup V_4$. Выделенный объём грунтового массива ограничена поверхностями $\Gamma = \Gamma_1 \cup \Gamma_2 \cup \Gamma_3 \cup \Gamma_4 \cup \Gamma_5$ (смотри рисунок 5.3.24). Модель храма и грунтового массива выполнена в прямоугольной декартовой системе координат, начало которой задаётся в процессе расчёта исходя из необходимости.

Мульда сдвижения условно представлена поверхностью вращения образованной полупериодом функции косинуса (аналогично п. 4.3).

$$U_z = -\frac{h}{2} \cdot \left[\cos\left(\frac{2\pi \cdot x}{L}\right) + 1 \right], \quad x \in \Gamma_5;$$

На границах $\Gamma_1 - \Gamma_4$ наложены условия симметрии:

$$U_x = 0, \quad x \in \Gamma_1; \quad U_x = 0, \quad x \in \Gamma_3; \quad U_y = 0, \quad x \in \Gamma_2; \quad U_y = 0, \quad x \in \Gamma_4;$$

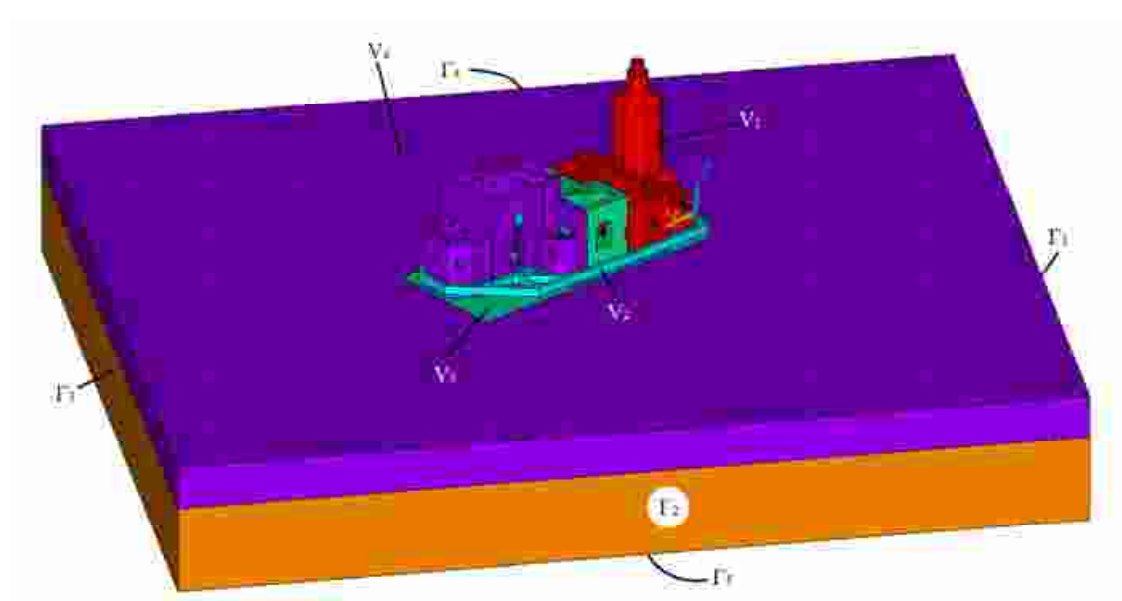


Рисунок 5.3.22 – Граничные условия

5.4. Численное моделирование обвязочного пояса

Для определения целесообразности усиления цокольной части храма при помощи железобетонного обвязочного пояса выполним численное моделирование пояса усиления. В компьютерной модели будем учитывать только ленточный фундамент и железобетонную обвязочную балку.

При расчёте железобетонного обвязочного пояса на действие сил трения на участок фундамента, равный по площади половине ленточного фундамента, наложены кинематические ограничения в виде запрета перемещения по всем направлениям. На вторую часть приложены силы, возникающие от трения грунта при проскальзывании, как максимально возможные по значению силы, которые могут реализоваться под подошвой фундамента. Силы трения грунта под подошвой фундамента определены в пункте 5.1 данной работы.

Пространственная модель усиленного фундамента занимает объём V , состоящий из объёмов ленточного фундамента – V_1 и железобетонного пояса усиления – V_2 , т.е. $V = V_1 \cup V_2$, ограниченный поверхностями $\Gamma = \Gamma_1 \cup \Gamma_2$ (рисунок 5.4.1). Модель усиления фундамента выполнена в прямоугольной декартовой системе координат.

$$U(x)_x = 0, x \in \Gamma_1;$$

$$U(x)_y = 0, x \in \Gamma_1;$$

$$U(x)_z = 0, x \in \Gamma_1;$$

$$U(x)_z = f(x) = -\frac{h}{2} \cdot \left[\cos\left(\frac{2 \cdot \pi \cdot x}{L}\right) + 1 \right], x \in \Gamma_2;$$

$$p(x)_y = 171,1 \text{ кПа}, x \in \Gamma_2.$$

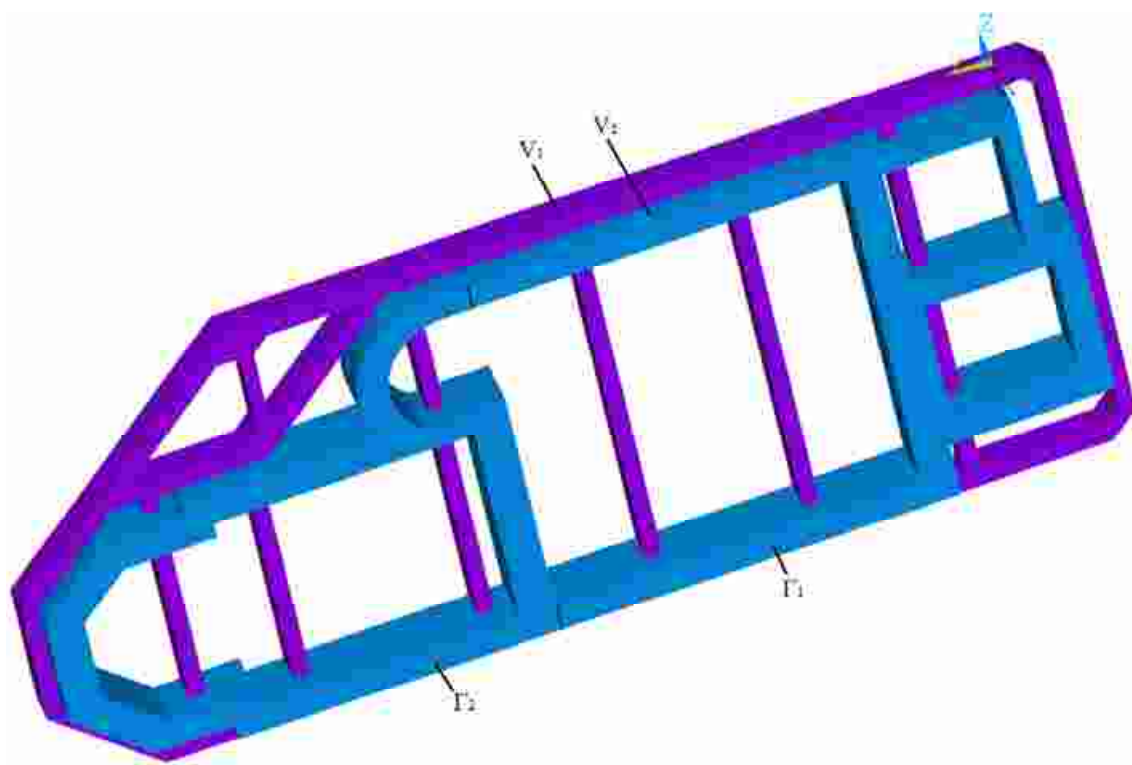


Рисунок 5.4.1 – Граничные условия

Результаты.

Картины изополей, характеризующие напряженно-деформированное состояние обвязочного пояса при комбинированном воздействии оседания и силы трения от грунта показаны на рисунках 5.4.2 – 5.4.4.

На рисунке 5.4.5 приведена картина распределения трещин по объёму обвязочного пояса.

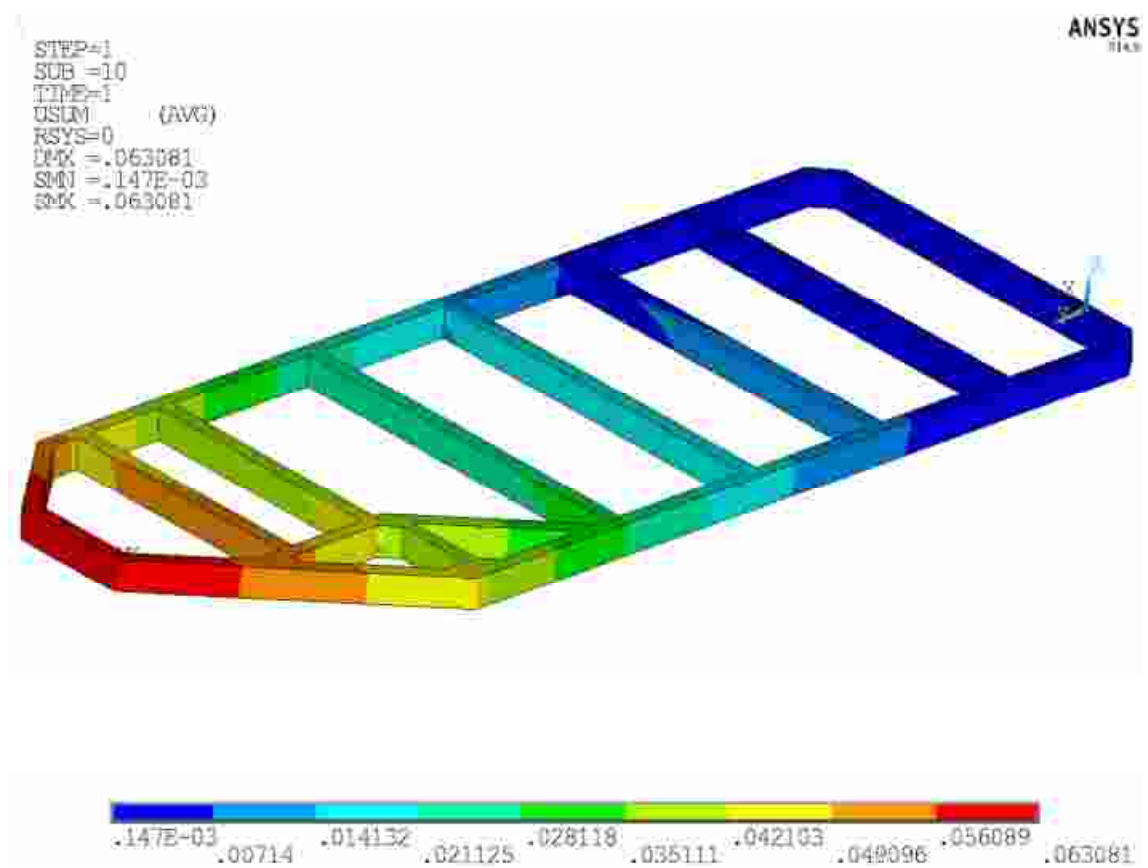


Рисунок 5.4.2 – Суммарные перемещения точек обвязочного пояса

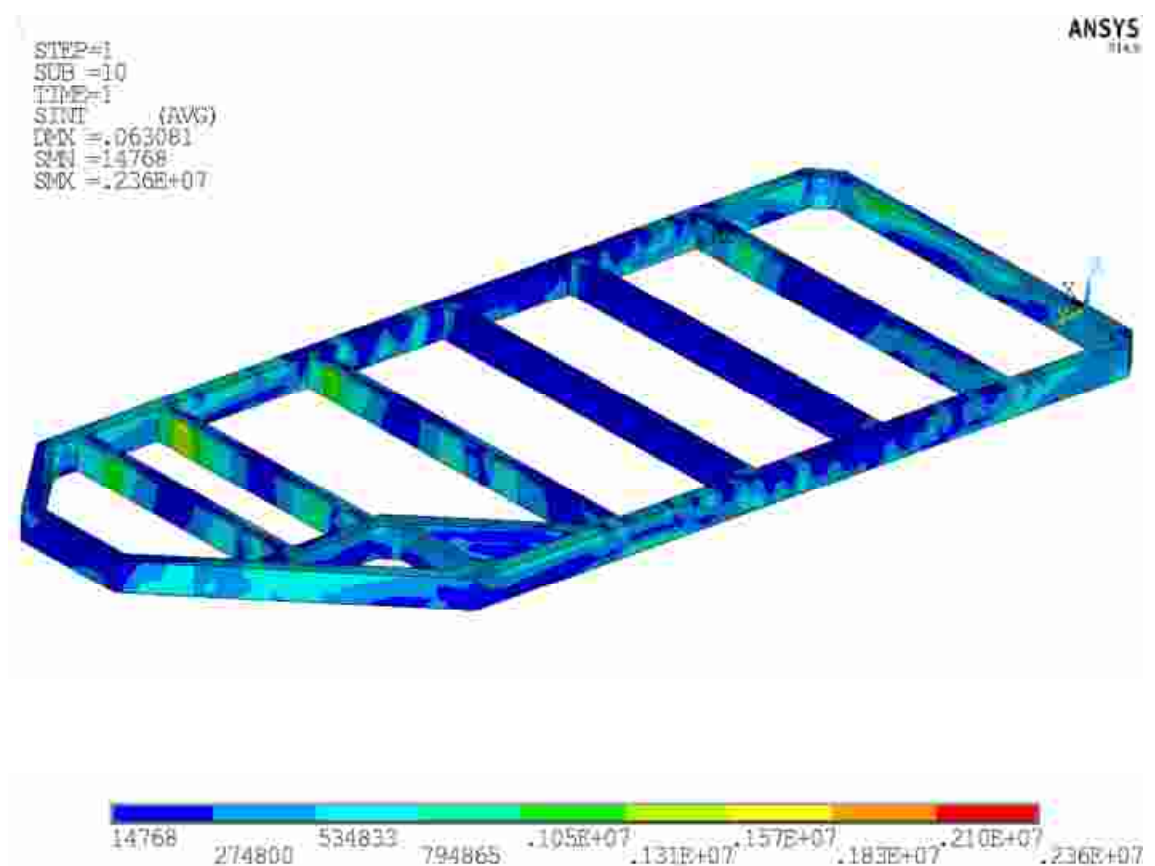


Рисунок 5.4.3 – Интенсивность напряжений в обвязочном поясе при растяжении

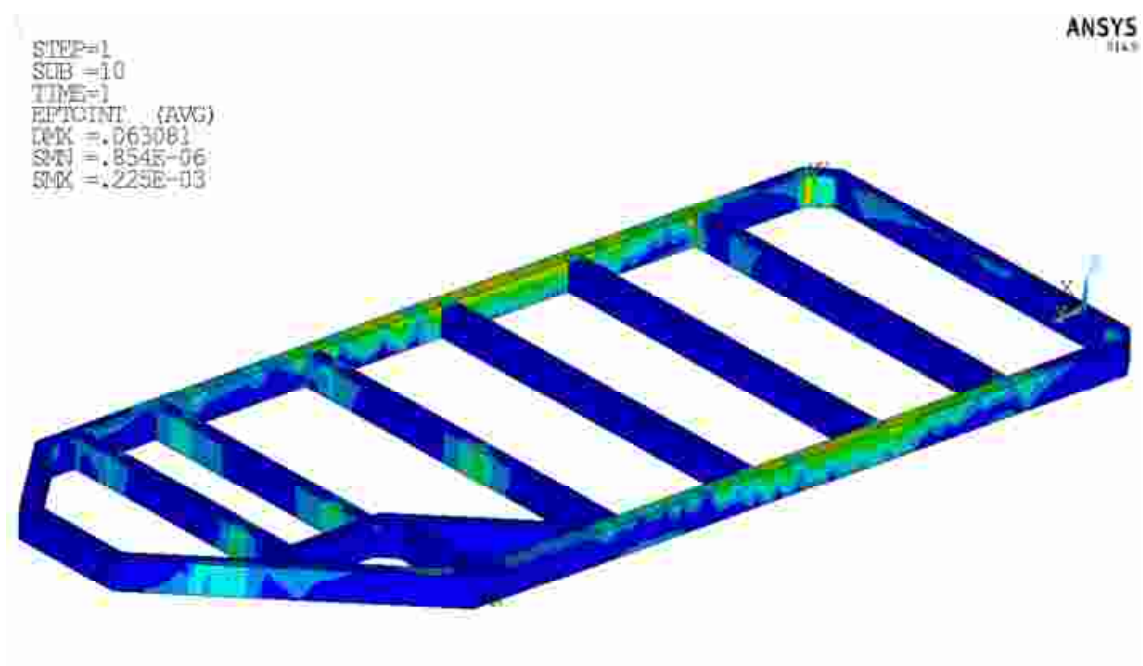


Рисунок 5.4.4 – Картина распространения деформаций в обвязочном поясе

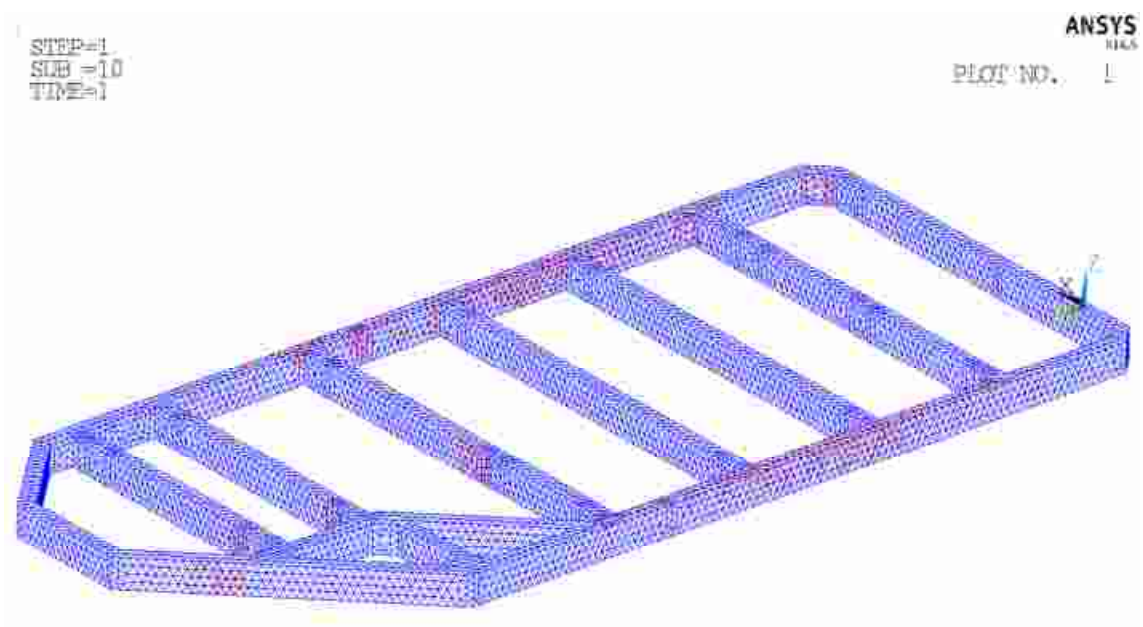


Рисунок 5.4.5 – Картина распространения трещин в обвязочном поясе при растяжении

Выводы.

Принятая конструкция монолитного пояса усиления обеспечивает восприятие нагрузки от трения и оседания грунтового основания.

При комбинированном нагружении возникают множественные трещины в обвязочном поясе, следовательно, применение железобетонных конструкций для усиления подобных фундаментов, необходимо выполнять в комбинации с усилением грунтов основания.

5.5. Граничные условия для комплексной модели фундамента здания и грунтового основания

При расчёте напряженно-деформированного состояния комплексной модели фундамента здания и грунтового основания к конечно-элементной модели приложены кинематические граничные условия следующих типов (рисунок 5.5.1):

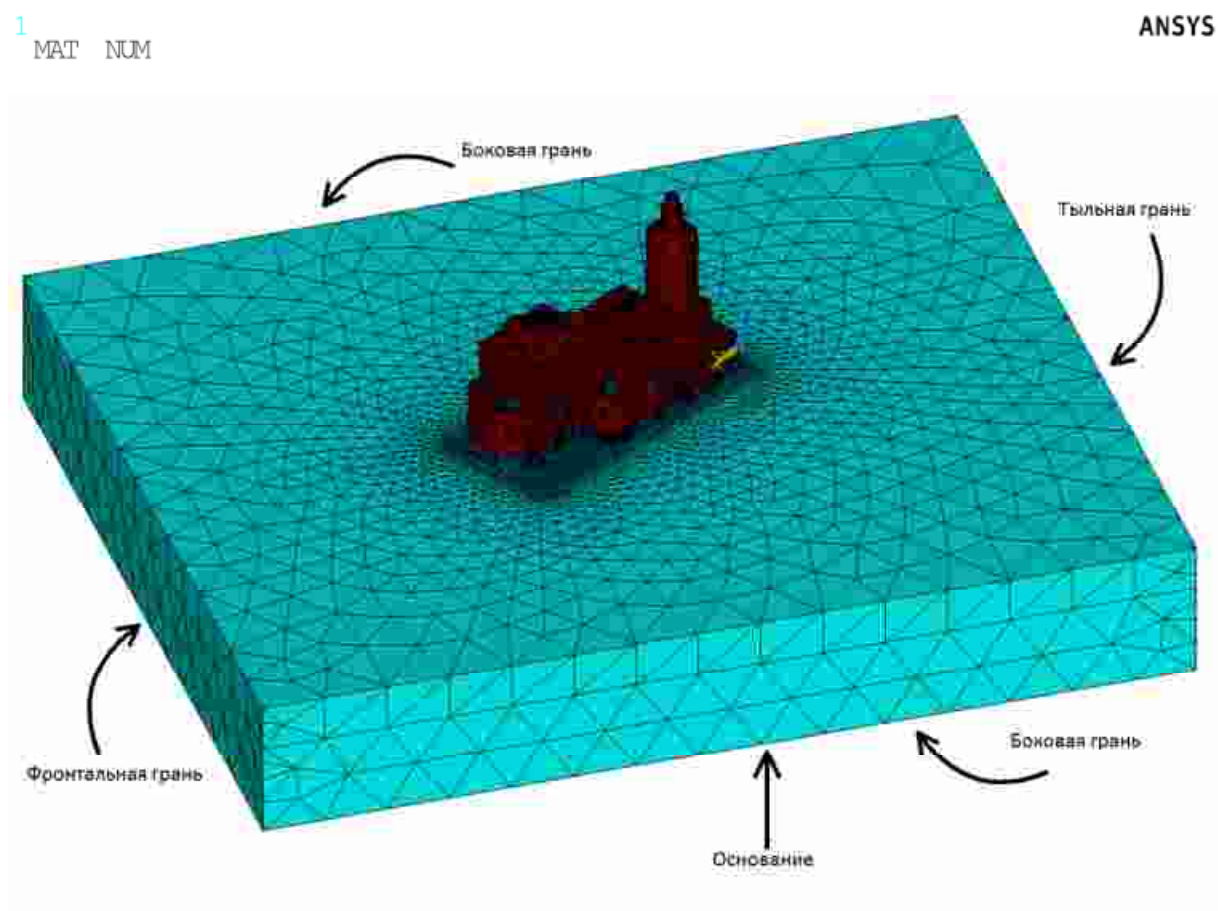


Рисунок 5.5.1 – Комплексная модель здания, проектируемого усиления и грунтового основания

- условия симметрии на боковых и тыльной гранях;
- растяжение по нормали фронтальной грани;
- осадка основания по синусоидальному закону.

Получение изополей напряжений, представленных ниже, без учёта концентраторов напряжений осуществлялось за счёт ограничения максимально отображаемой величины напряжений $\sigma_{max} = 250$ кПа. Данная возможность реализована в пользовательском интерфейсе ANSYS.

5.6. Линейный расчет комплексной модели фундамента здания и грунтового основания по результатам прогноза реальной горно-геологической ситуации

Для определения возможности безопасной эксплуатации общественного здания выполнен расчёт строительных конструкций на прочность от воздействия кинематических связей со стороны грунтового массива на основании прогноза развития процессов оседания в потенциально опасной зоне подработанной территории к 2020 году. Прогноз выполнен с использованием рассмотренных выше методик краткосрочного прогнозирования.

В линейном расчёте комплексной модели здания храма и вмещающего грунтового основания использованы материалы из таблицы 5.

Граничные условия приняты в соответствии с п. 5.3

На рисунке 5.6.1 приведены изополя интенсивностей деформаций каменных конструкций здания храма без усиления.

Минимальные продольные перемещения точек здания – 40 мм;

Максимальные продольные перемещения точек здания – 113 мм;

Величина продольного растяжения здания – 73 мм;

Максимальные напряжения в конструкциях храма – 0,82 МПа;

В результате расчёта получены максимальные деформации и напряжения в строительных конструкциях здания храма, относительно которых определена эффективность усиления, а так же выявлены концентраторы напряжений и

участки, на которых величина напряжений превышает величины расчётных сопротивлений конструкций.

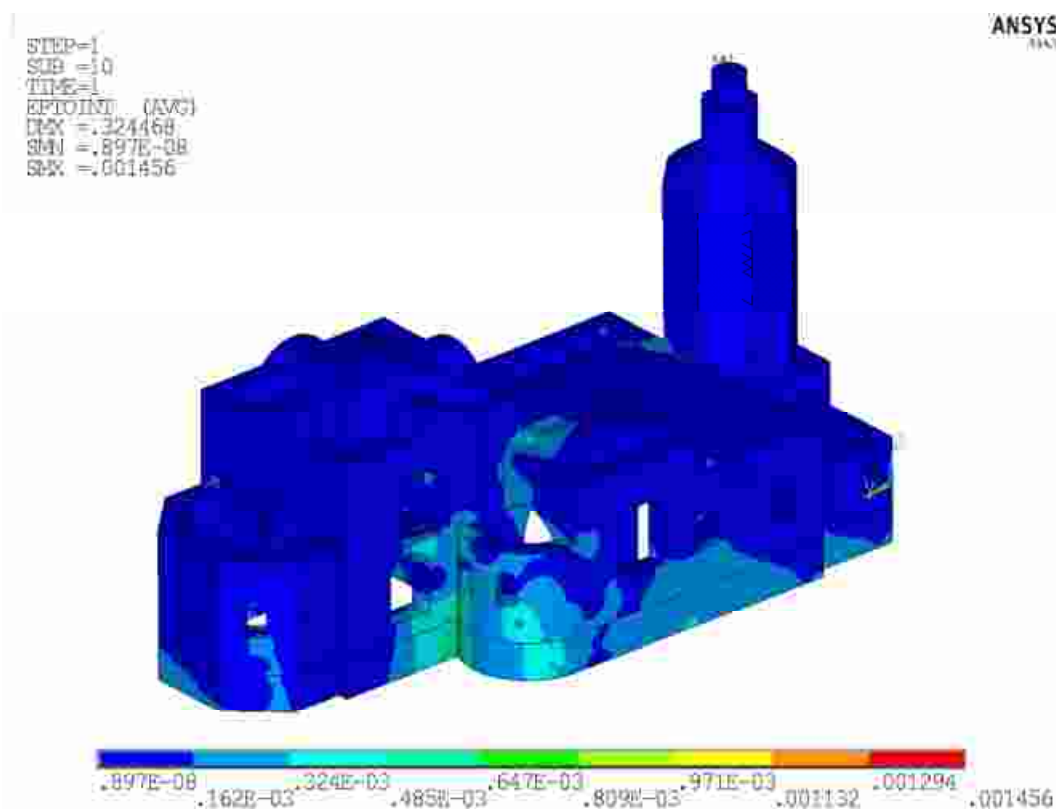


Рисунок 5.6.1 – Интенсивность деформаций конструкций храма

5.7. Линейный расчет комплексной модели здание - фундамент - грунтовое основание с учётом устройства обвязочного пояса

В линейном расчёте комплексной модели здания храма и вмещающего грунтового основания с учётом усиления фундамента при помощи обвязочного пояса из монолитного железобетона использованы материалы из таблицы 5.

Граничные условия приняты в соответствии с п. 5.3

На рисунках 5.7.1 – 5.7.2 приведены изополя интенсивностей деформаций каменных конструкций здания храма и пояса усиления соответственно.

Величина продольного растяжение здания – 72 мм;

Максимальные напряжения в здании храма – 0,81 МПа;

Максимальные напряжения в обвязочном поясе – 3,38 МПа.

Расчёт показал низкую эффективность использования обвязочного пояса. Снижение удлинения здания составило 1 мм (1,37 %), снижение максимальных напряжений в кирпичной кладке составило 10 кПа (1,23 %).

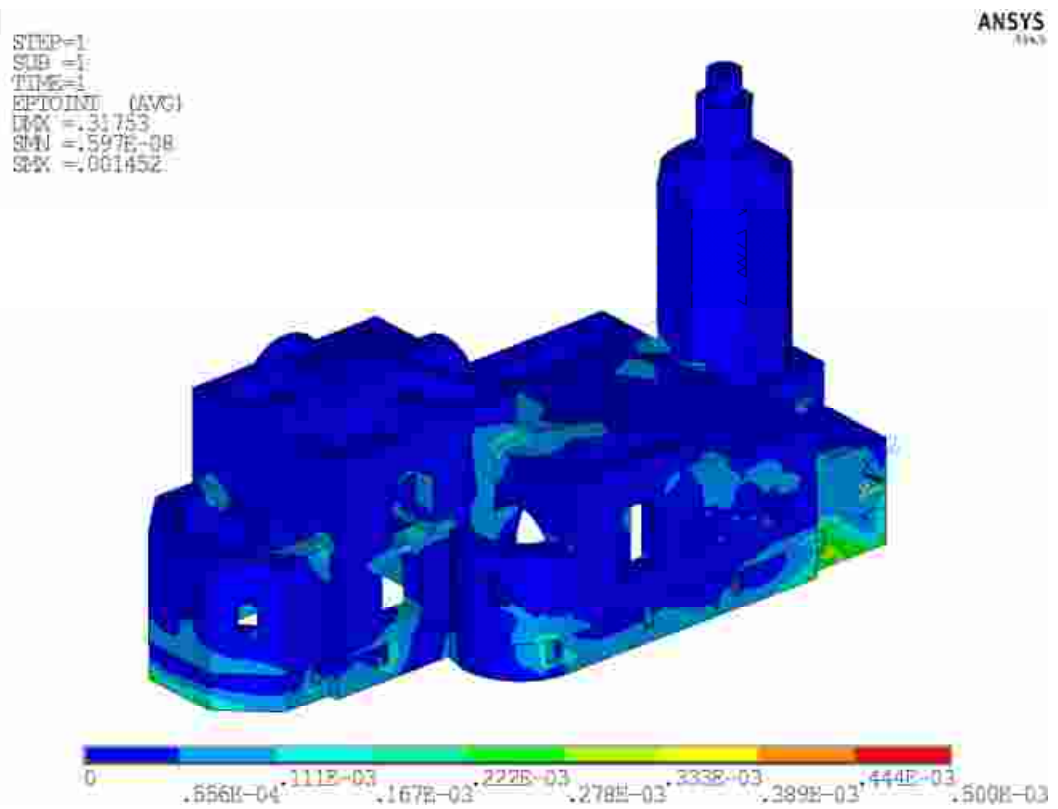


Рисунок 5.7.1 – Интенсивность деформаций конструкций храма

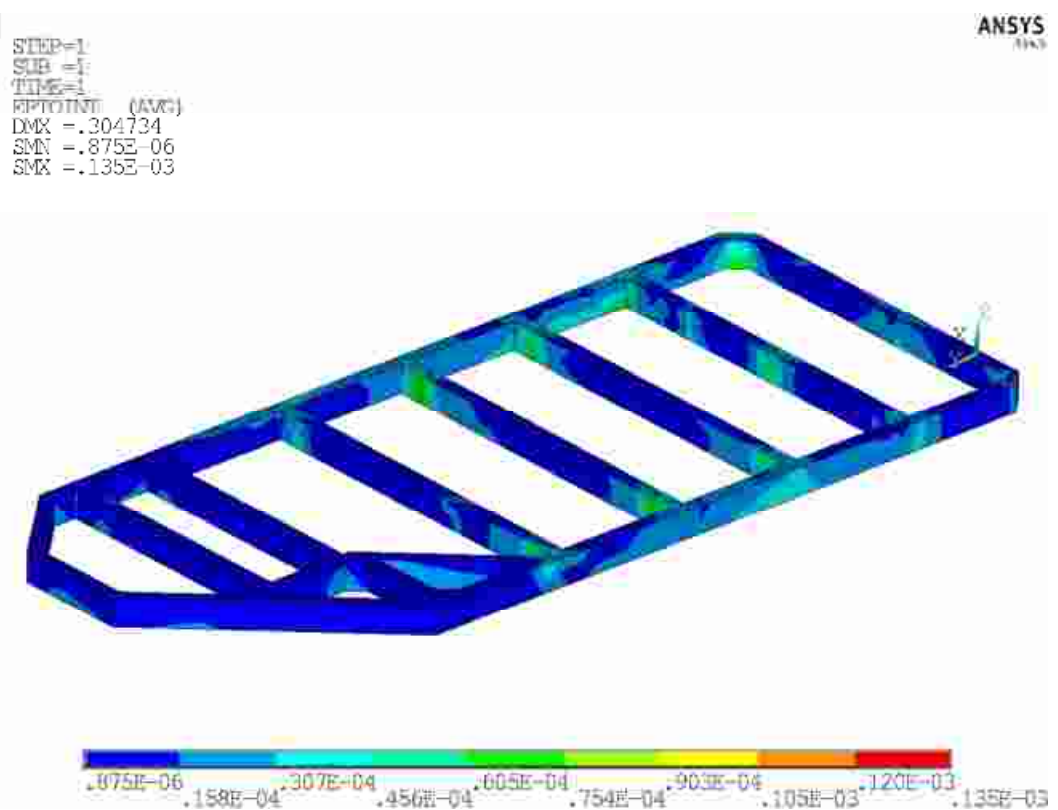


Рисунок 5.7.2 – Интенсивность деформаций в обвязочном поясе

5.8. Линейный расчет комплексной модели здание - фундамент - грунтовое основание с учётом усиления грунтового основания при помощи грунтоцементных колонн

В линейном расчёте комплексной модели здания храма и вмещающего грунтового основания с учётом усиления грунта основания при помощи грунтоцементных колонн использованы материалы из таблицы 5.

Граничные условия приняты в соответствии с п. 5.3

На рисунках 5.8.1 – 5.8.2 приведены изополя интенсивностей деформаций каменных конструкций здания храма и грунтового массива усиленного при помощи грунтоцементных колонн.

Величина продольного растяжение здания – 70 мм;

Максимальные напряжения в здании храма – 0,57 МПа;

Максимальные напряжения в усиленном грунте – 0,058 МПа.

Расчёт показал высокую эффективность использования обвязочного пояса. При снижении удлинения здания на 2 мм (2,74 %), снижение максимальных напряжений в кирпичной кладке составило 250 кПа (30,49 %).

Усиленный грунтовый массив значительно повышает жесткость основания и воспринимает силовые воздействия со стороны вмещающего грунтового массива, вследствие чего снижается изгибная составляющая деформаций кирпичной кладки стен.

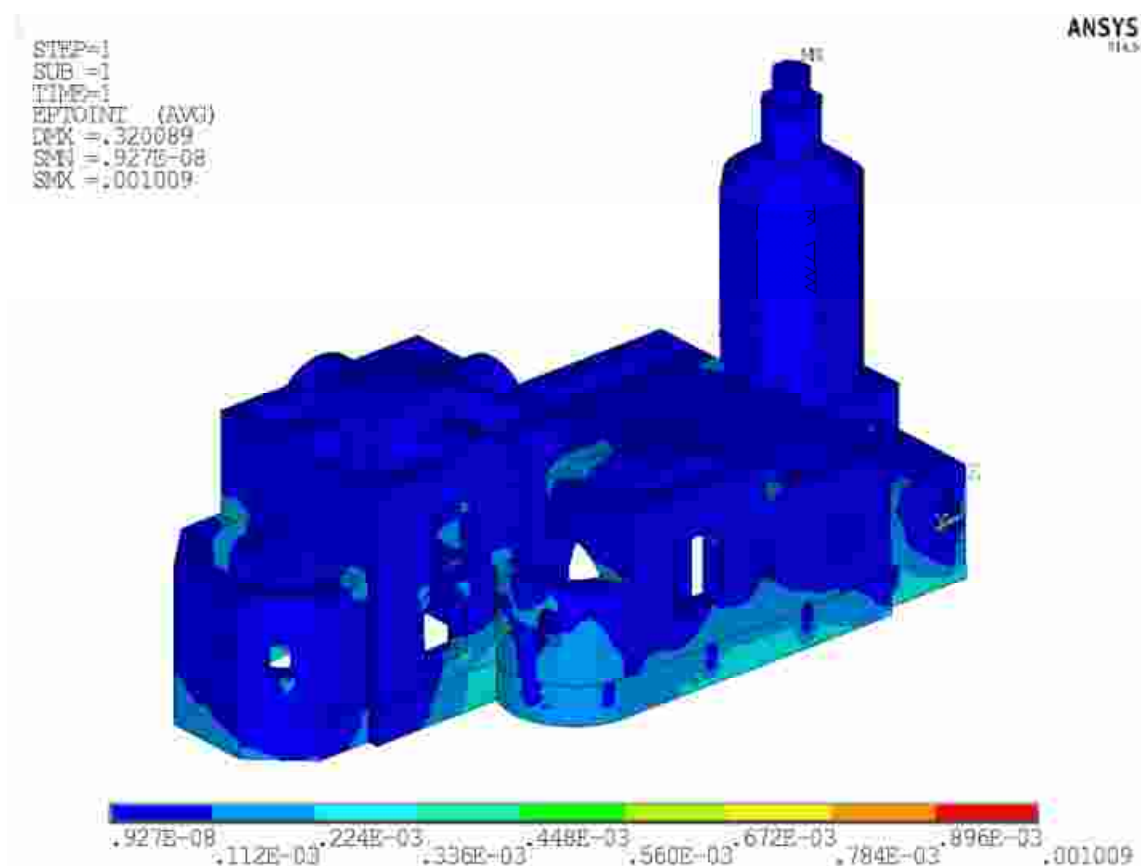


Рисунок 5.8.1 – Интенсивность деформаций конструкций храма

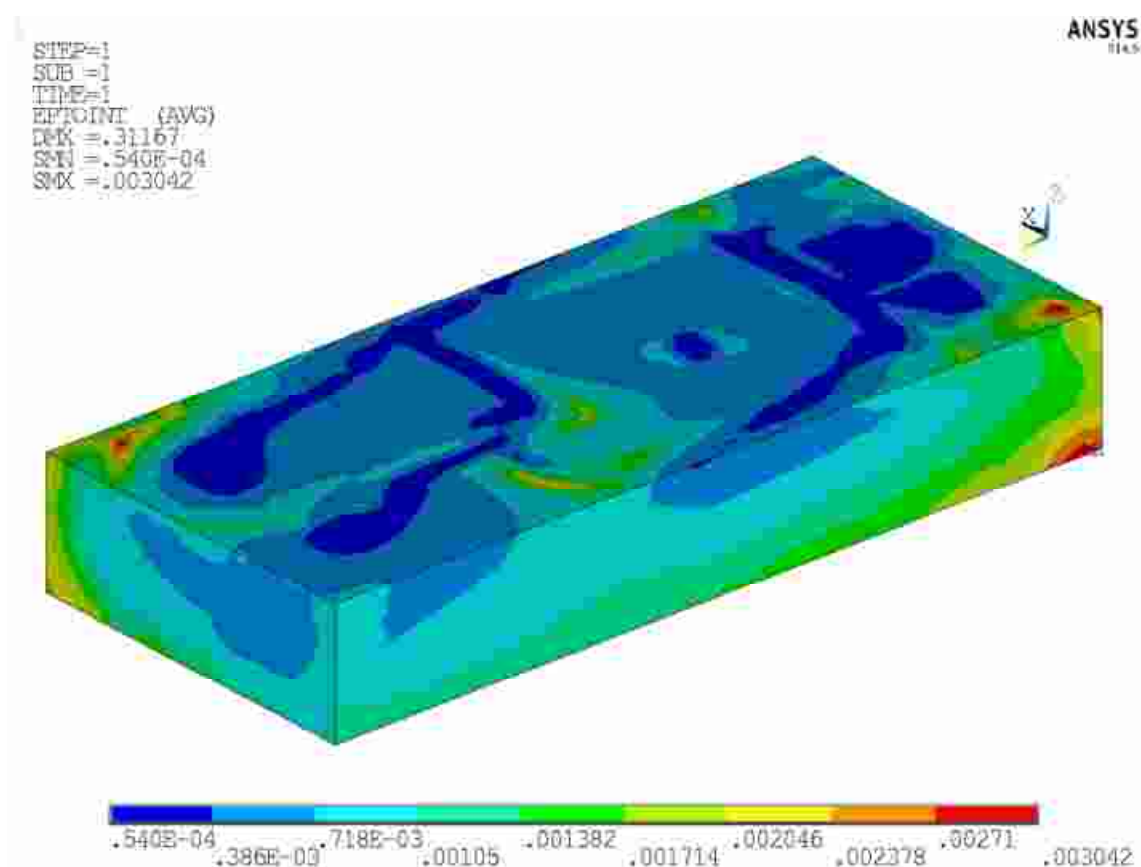


Рисунок 5.8.2 – Интенсивность деформаций усиленного грунтового массива

5.9. Линейный расчет комплексной модели здание - фундамент - грунтовое основание с учётом комбинированного усиления при помощи обвязочного пояса и грунтоцементных колонн

В линейном расчёте комплексной модели здания храма и вмещающего грунтового основания с учётом устройства обвязочного пояса и усиления грунта основания при помощи грунтоцементных колонн использованы материалы из таблицы 5.

Граничные условия приняты в соответствии с п. 5.3

На рисунках 5.9.1 – 5.9.3 приведены изополя интенсивностей деформаций каменных конструкций здания храма, пояса усиления и грунтового массива усиленного при помощи грунтоцементных колонн соответственно.

Величина продольного растяжение здания – 71 мм;

Максимальные напряжения в здании храма – 0,71 МПа;

Максимальные напряжения в обвязочном поясе – 3,95 МПа;

Максимальные напряжения в усиленном грунте – 0,063 МПа.

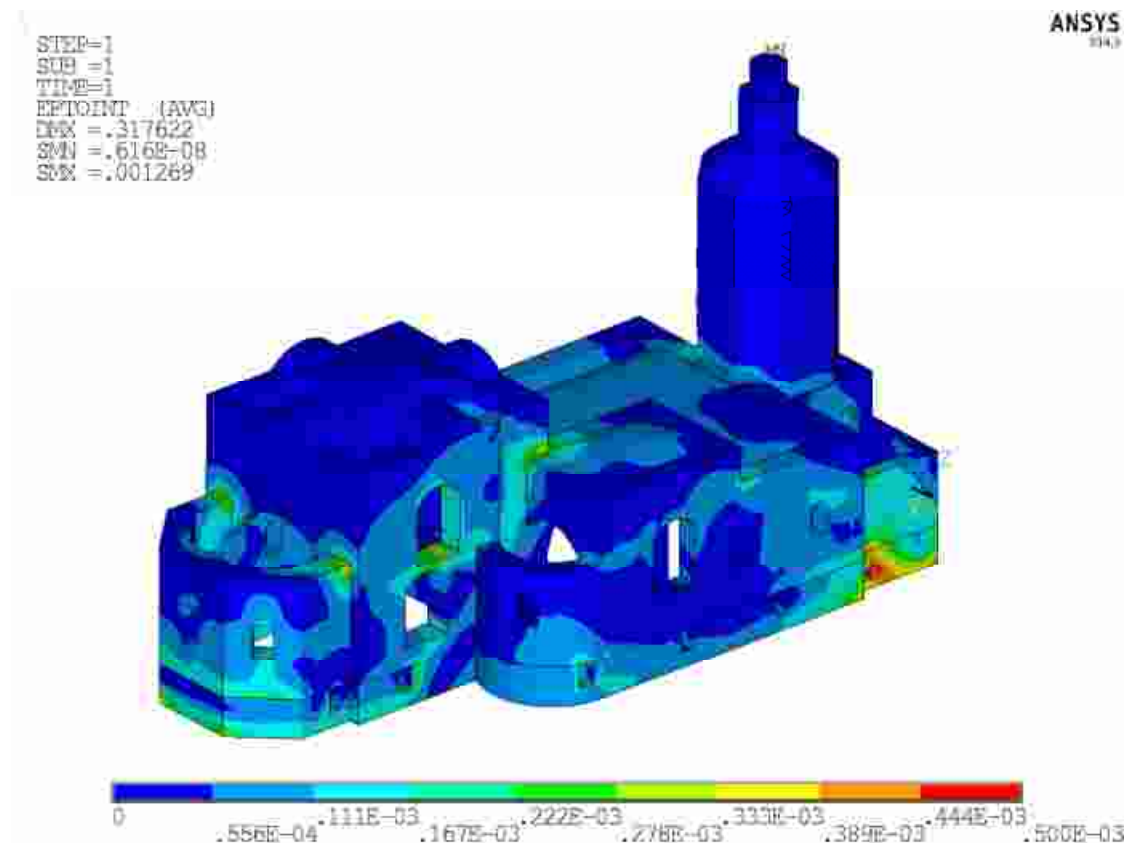


Рисунок 5.9.1 – Интенсивность деформаций конструкций храма

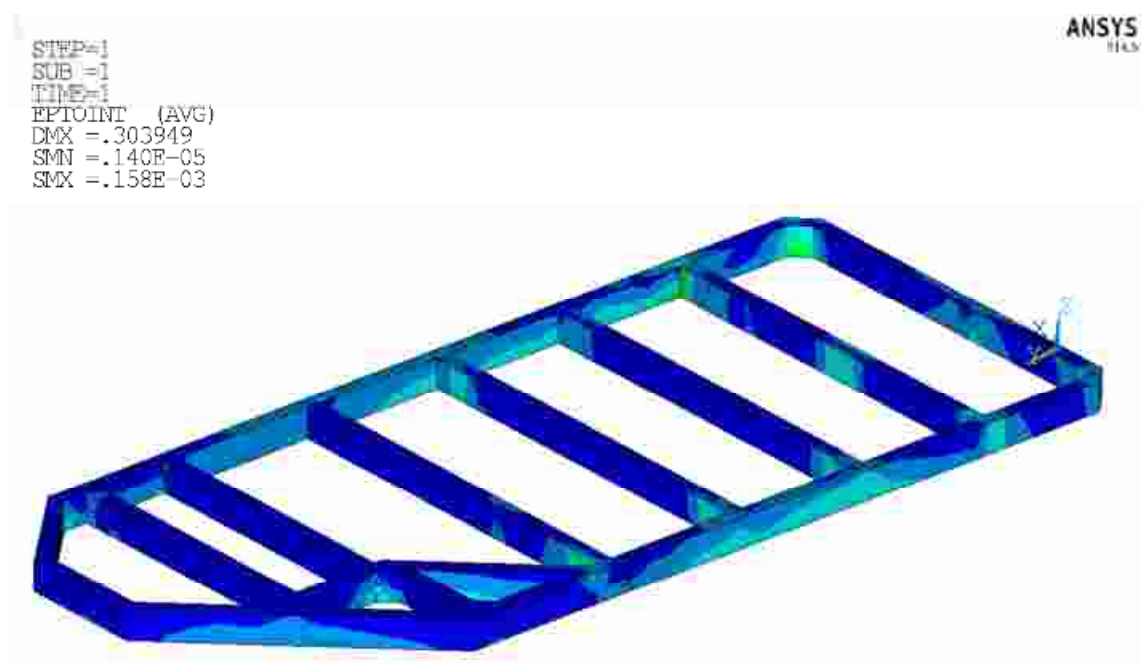


Рисунок 5.9.2 – Интенсивность деформаций в обвязочном поясе

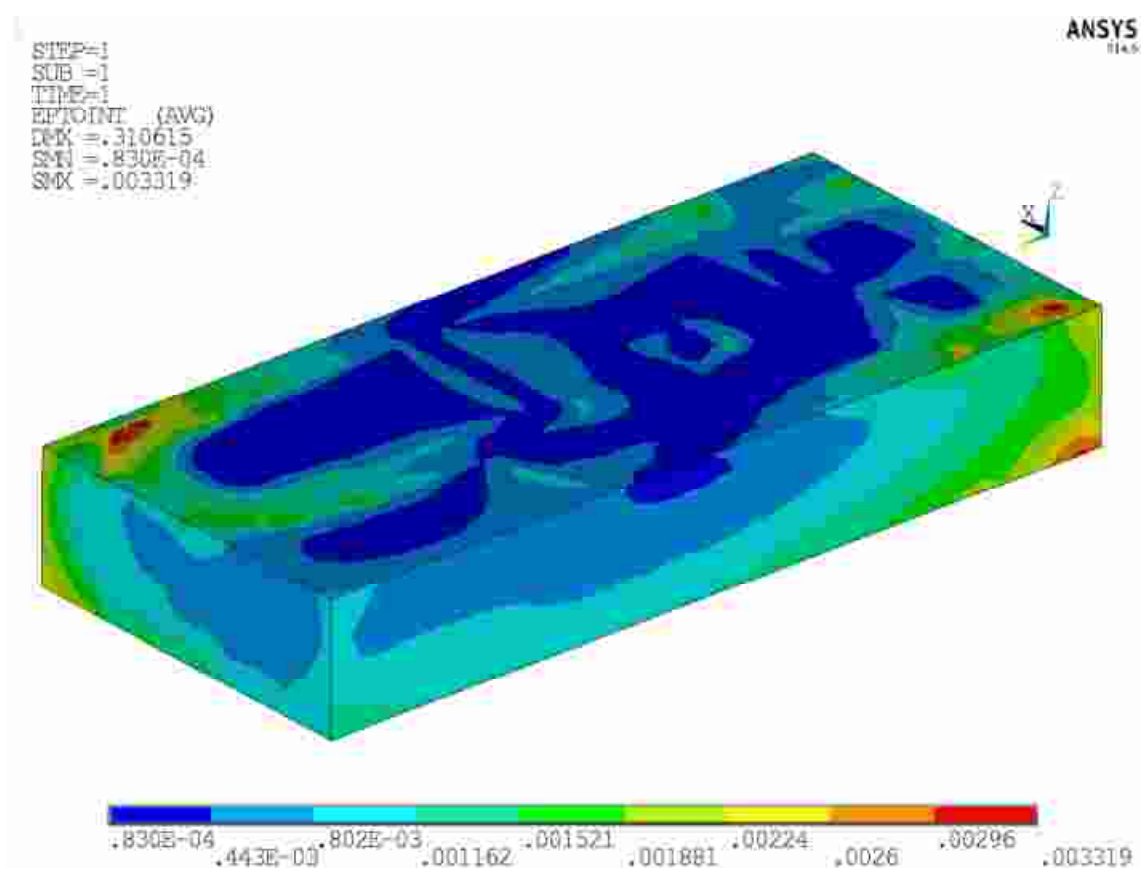


Рисунок 5.9.3 – Интенсивность деформаций усиленного грунтового массива

5.10. Сравнительный анализ результатов линейных расчётов

Сравнительный анализ результатов линейных расчётов приведён в таблицах 8 и 9.

Таблица 8. Изменение перемещений

Тип усиления	Компонента НДС			Снижение $\Delta U_{\text{здания}}$, %
	$\Delta U_{\text{здания}}$, мм	$\Delta U_{\text{пояса}}$, мм	$\Delta U_{\text{грунтоц}}$, мм	
Без усиления	66	-	-	-
Пояс	57	5	-	13,6
Грунтоцементные колонны	60	-	7	9,1
Комбинированное усиление	56	4	7	15,2

Таблица 9. Изменение напряжений

Тип усиления	Компонента НДС			Снижение $\sigma_{\text{здания}}$, %
	$\sigma_{\text{здания}}$, МПа	$\sigma_{\text{пояса}}$, МПа	$\sigma_{\text{грунтоц}}$, МПа	
Без усиления	0,82	-	-	-
Пояс	0,81	3,38	-	1,2
Грунтоцементные колонны	0,57	-	0,058	30,5
Комбинированное усиление	0,71	3,95	0,063	13,4

5.11. Нелинейный расчёт комплексной модели фундамента здания и грунтового основания по результатам прогноза реальной горно-геологической ситуации

В нелинейном расчёте комплексной модели здания храма и вмещающего грунтового основания использованы материалы из таблицы 5.

Граничные условия приняты в соответствии с п. 5.3. Величина деформаций земной поверхности принята в соответствии с результатами прогнозирования на 2020 год.

Расчёт выполнен при ступенчатом приложении кинематических граничных условий с шагом равным 10% от номинального значения.

На рисунках 5.11.1 – 5.11.2 приведены изополя интенсивностей деформаций каменных конструкций здания храма без усиления и картина распределения трещин.

В результате нелинейного расчёта определено, что приложенные перемещения приводят к разрушению конструкций храма. Разрушение наступает при реализации 80% кинематических граничных условий.

Величина продольного растяжения здания в момент предшествующий разрушению – 58 мм; максимальные напряжения в здании храма – 1,01 Мпа.

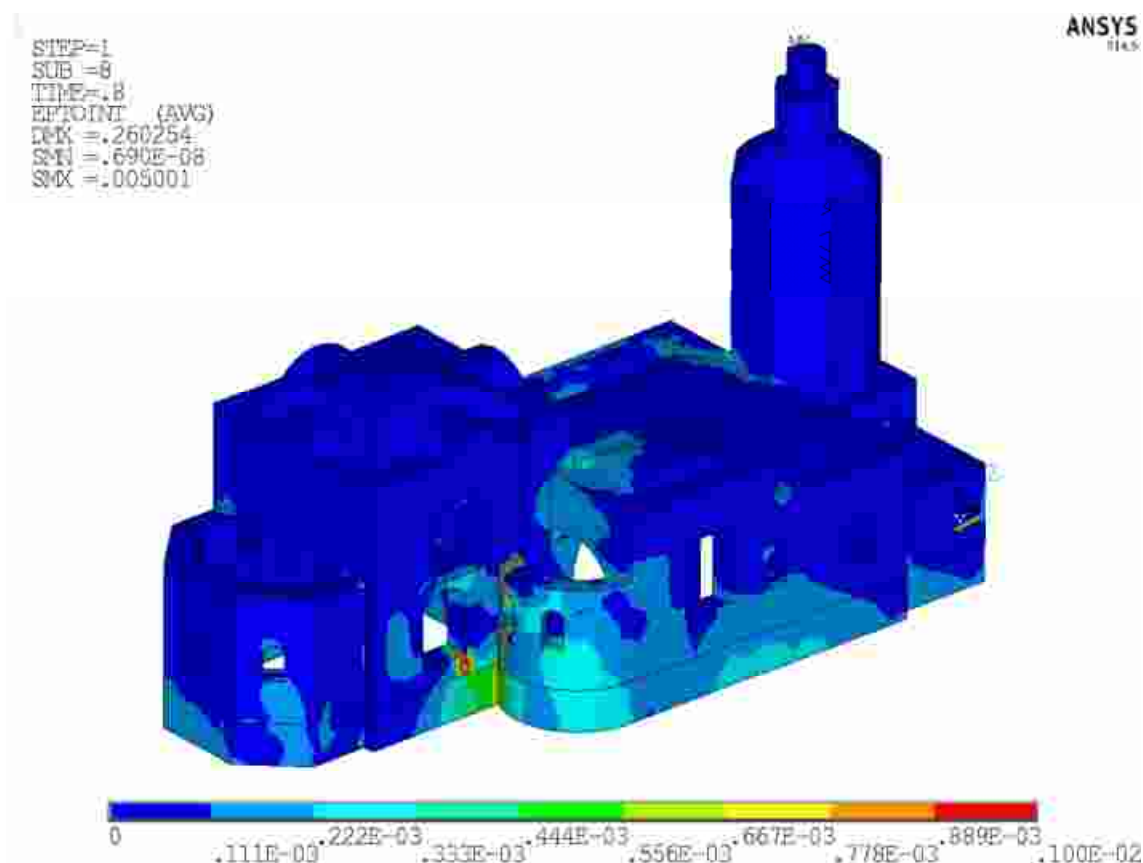


Рисунок 5.11.1 – Интенсивность деформаций конструкций храма

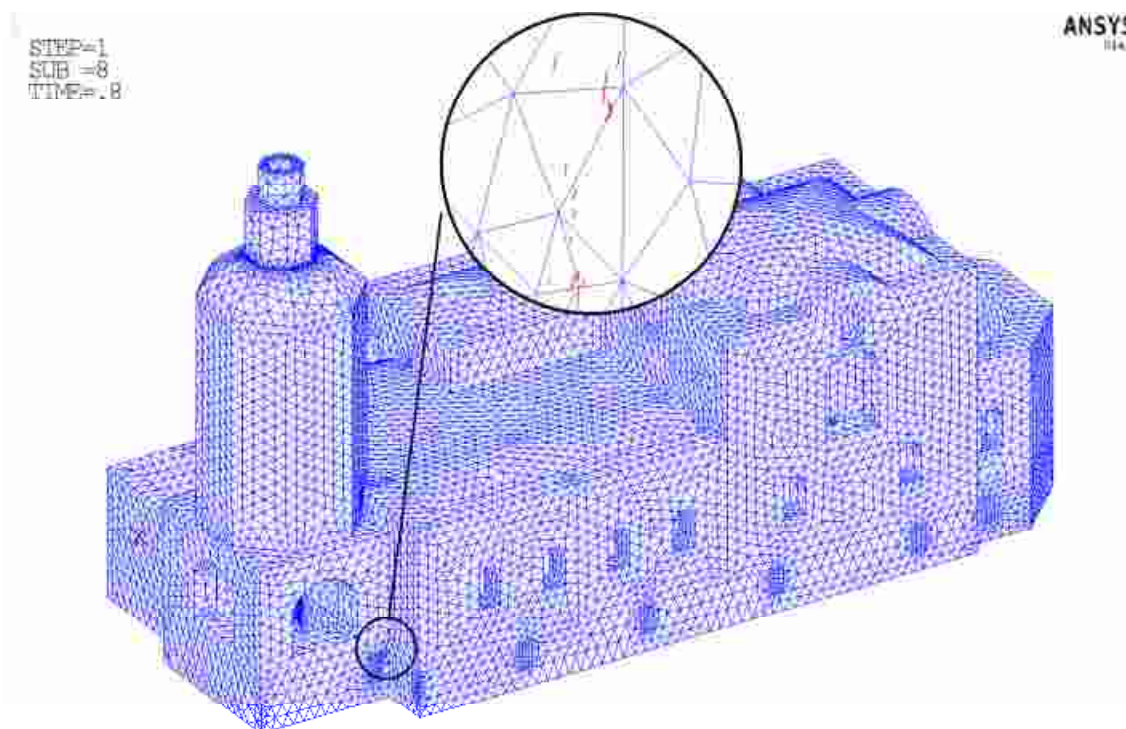


Рисунок 5.11.2 – Образование трещин в кирпичной кладке, Па

5.12. Нелинейный расчет комплексной модели здание - фундамент - грунтовое основание с учётом устройства обвязочного пояса

В нелинейном расчёте комплексной модели здания храма и вмещающего грунтового основания с учётом усиления фундамента при помощи обвязочного пояса из монолитного железобетона использованы материалы из таблицы 5.

Граничные условия приняты в соответствии с п. 5.3

На рисунках 5.12.1 – 5.12.4 приведены изополя интенсивностей деформаций каменных конструкций здания храма, обвязочного пояса и картина распределения трещин.

Величина продольного растяжение здания – 72 мм;

Максимальные напряжения в здании храма – 0,86 МПа;

Максимальные напряжения в обвязочном поясе – 2,56 МПа.

Произошло незначительное образование трещин в местах контакта обвязочного пояса и кирпичной кладки здания храма.

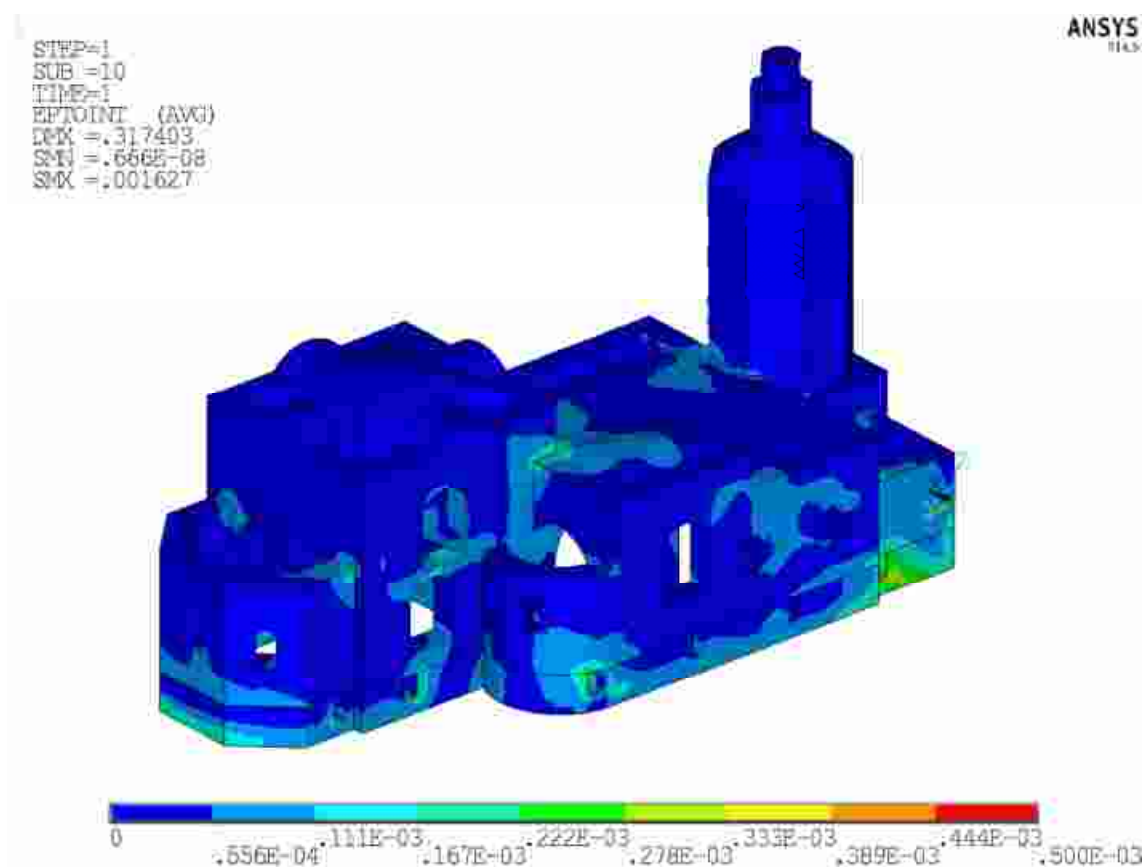


Рисунок 5.12.1 – Интенсивность деформаций конструкций храма

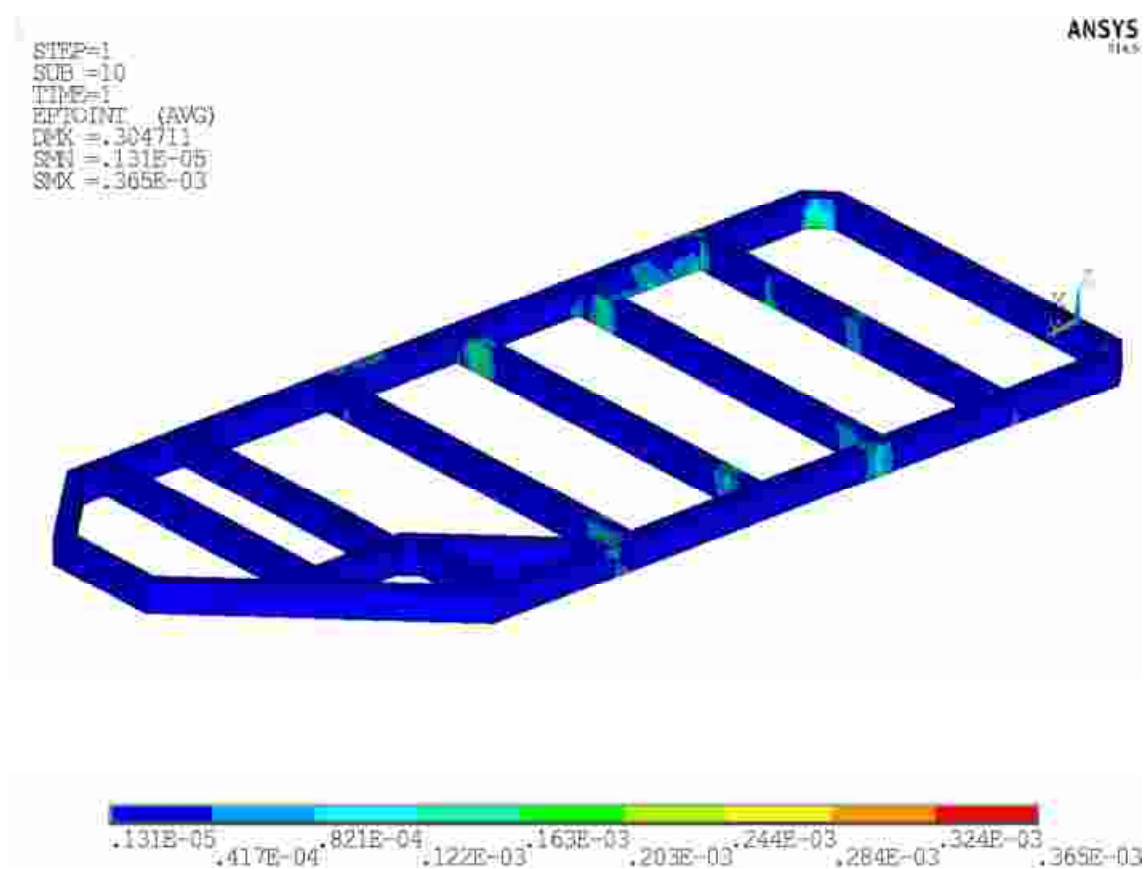


Рисунок 5.12.2 – Интенсивность деформаций в обвязочном поясе

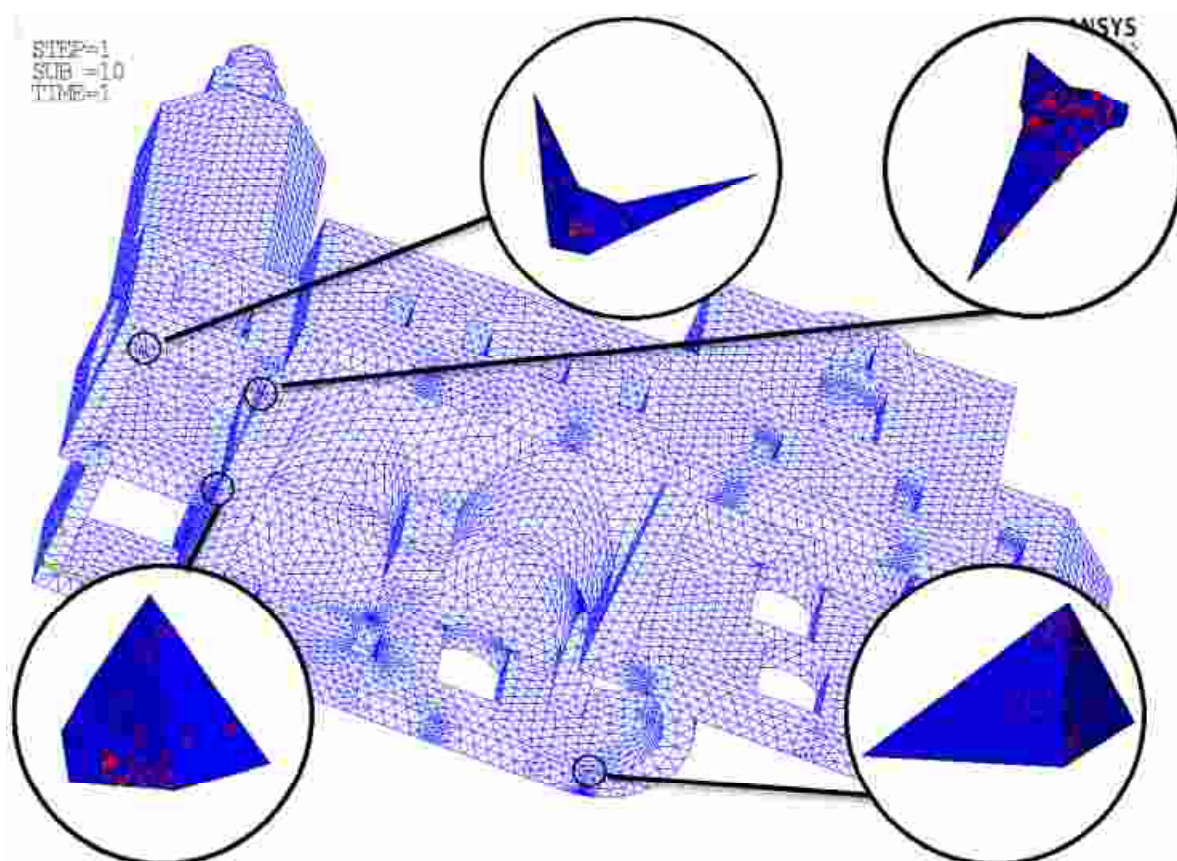


Рисунок 5.12.3 – Образование трещин в кирпичной кладке

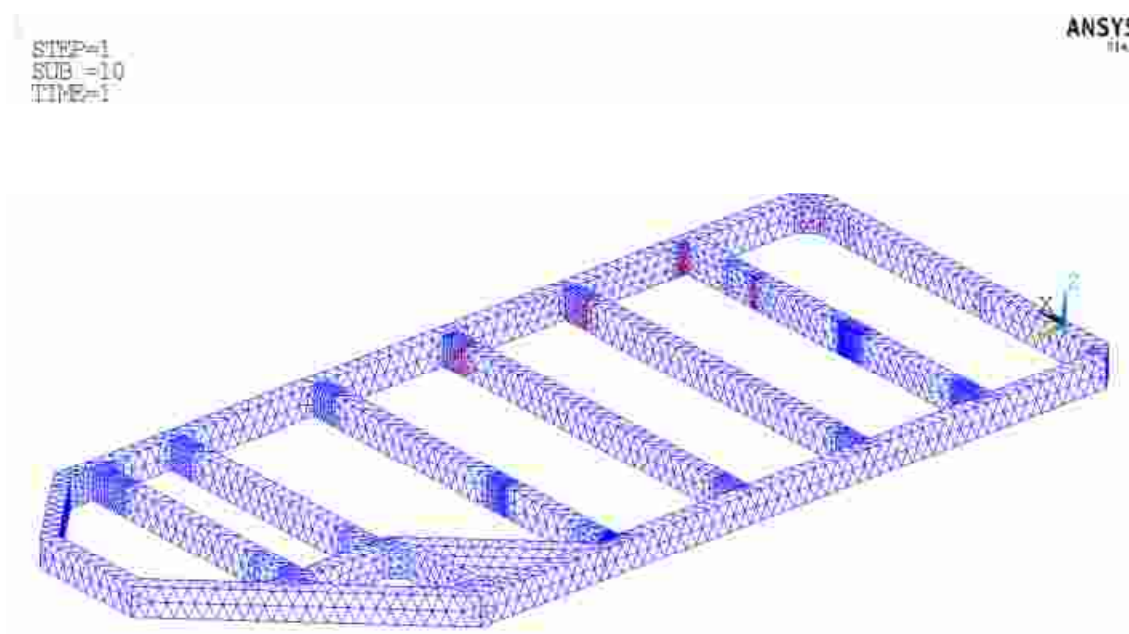


Рисунок 5.12.4 – Образование трещин в обвязочном поясе, Па

5.13. Нелинейный расчет комплексной модели здание - фундамент - грунтовое основание с учётом усиления грунтового основания при помощи грунтоцементных колонн

В нелинейном расчёте комплексной модели здания храма и вмещающего грунтового основания с учётом усиления грунта основания при помощи грунтоцементных колонн использованы материалы из таблицы 5.

Граничные условия приняты в соответствии с п. 5.3

На рисунках 5.13.1 – 5.13.3 приведены изополя интенсивностей деформаций каменных конструкций здания храма с учётом усиления основания при помощи грунтоцементных колонн и картина распределения трещин.

Величина продольного растяжение здания – 70 мм;

Максимальные напряжения в здании храма – 0,56 МПа;

Максимальные напряжения в усиленном грунте – 0,058 МПа.

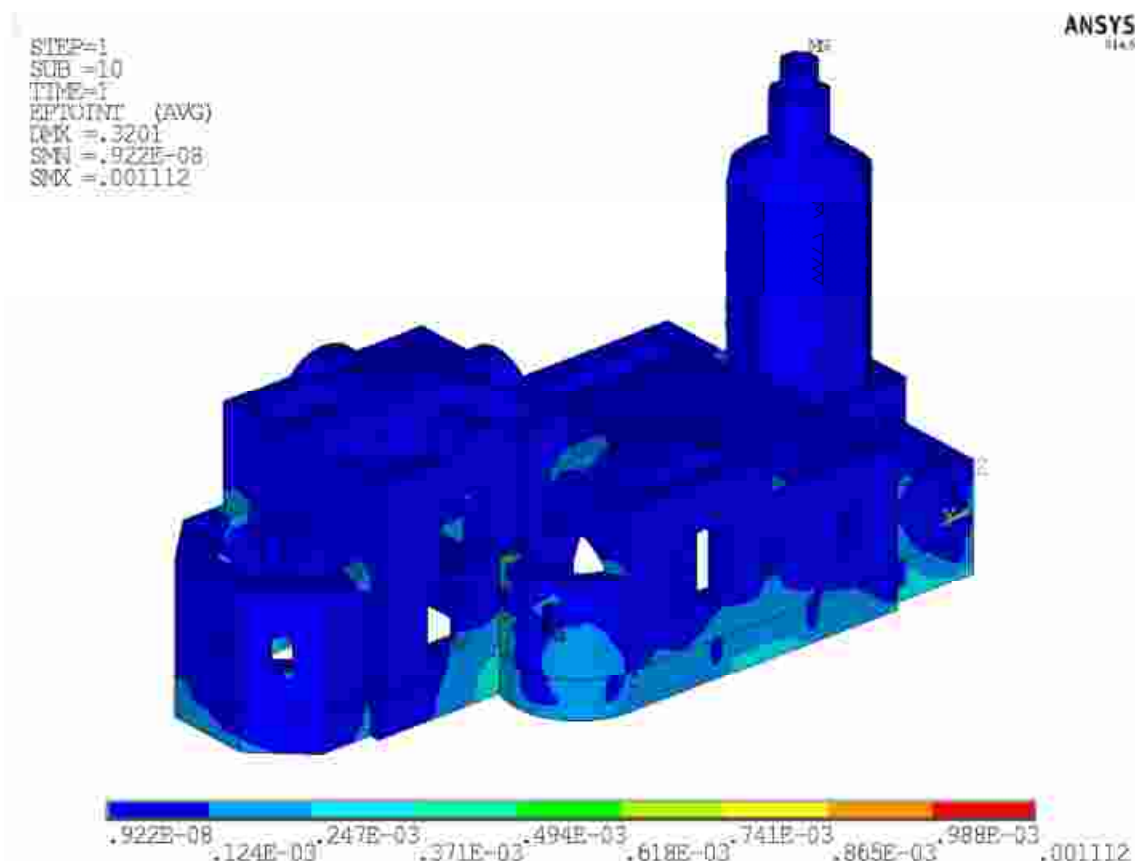


Рисунок 5.13.1 – Интенсивность деформаций конструкций храма

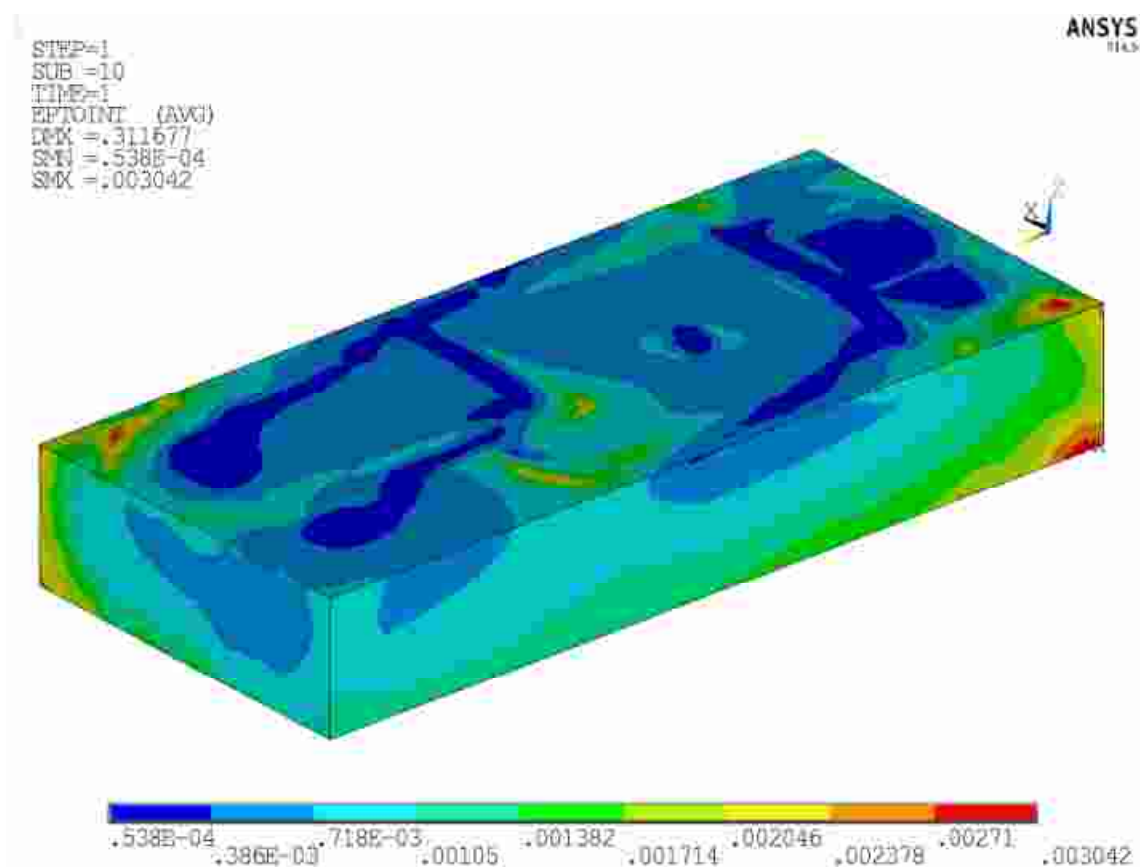


Рисунок 5.13.2 – Интенсивность напряжений в усиленном грунтовом массиве, Па

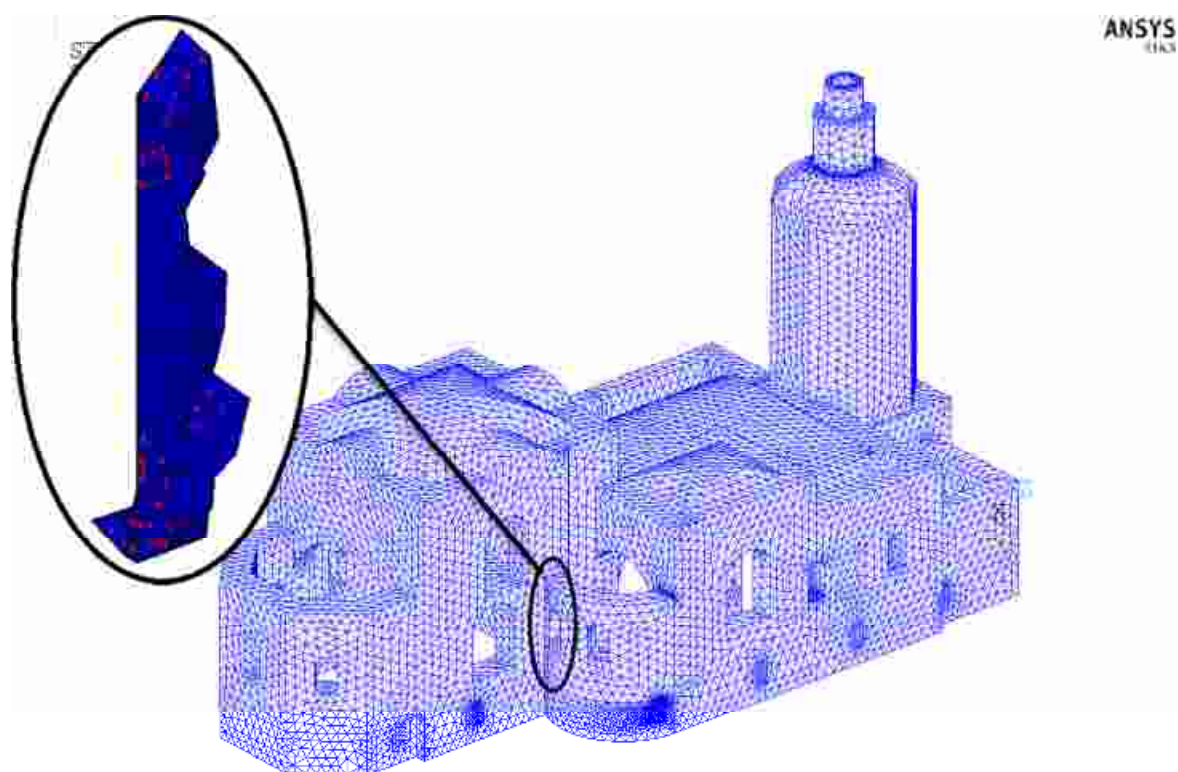


Рисунок 5.13.3 – Образование трещин в кирпичной кладке здания храма

5.14. Нелинейный расчет комплексной модели здание - фундамент - грунтовое основание с учётом комбинированного усиления при помощи обвязочного пояса и грунтоцементных колонн

В нелинейном расчёте комплексной модели здания храма и вмещающего грунтового основания с учётом устройства обвязочного пояса и усиления грунта основания при помощи грунтоцементных колонн использованы материалы из таблицы 5.

Граничные условия приняты в соответствии с п. 5.3

На рисунках 5.14.1 – 5.14.4 приведены изополя интенсивностей деформаций каменных конструкций здания храма, обвязочного пояса, усиленного основания и картина распределения трещин.

Величина продольного растяжение здания – 70 мм;

Максимальные напряжения в здании храма – 2,07 МПа;

Максимальные напряжения в обвязочном поясе – 3,61 МПа;

Максимальные напряжения в усиленном грунте – 0,062 МПа.

Образования трещин в местах контакта обвязочного пояса и кирпичной кладки здания храма не произошло.

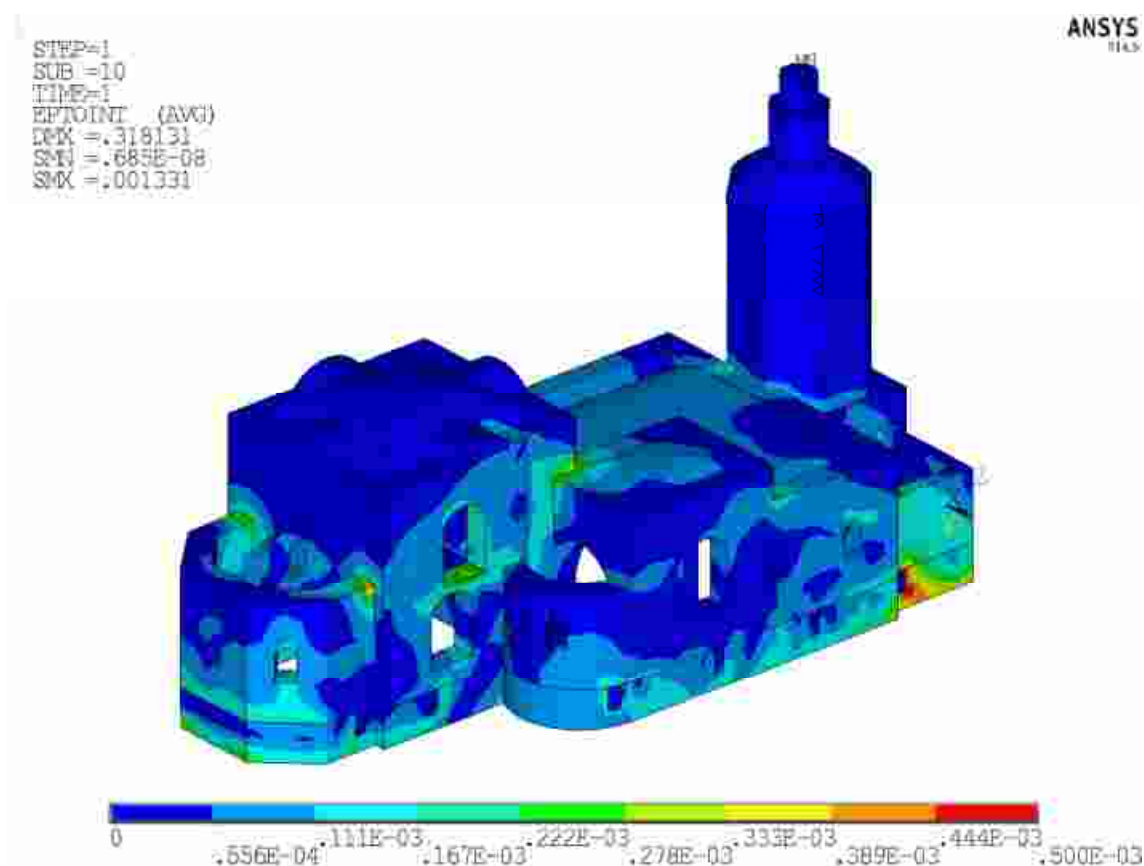


Рисунок 5.14.1 – Интенсивность деформаций конструкций храма

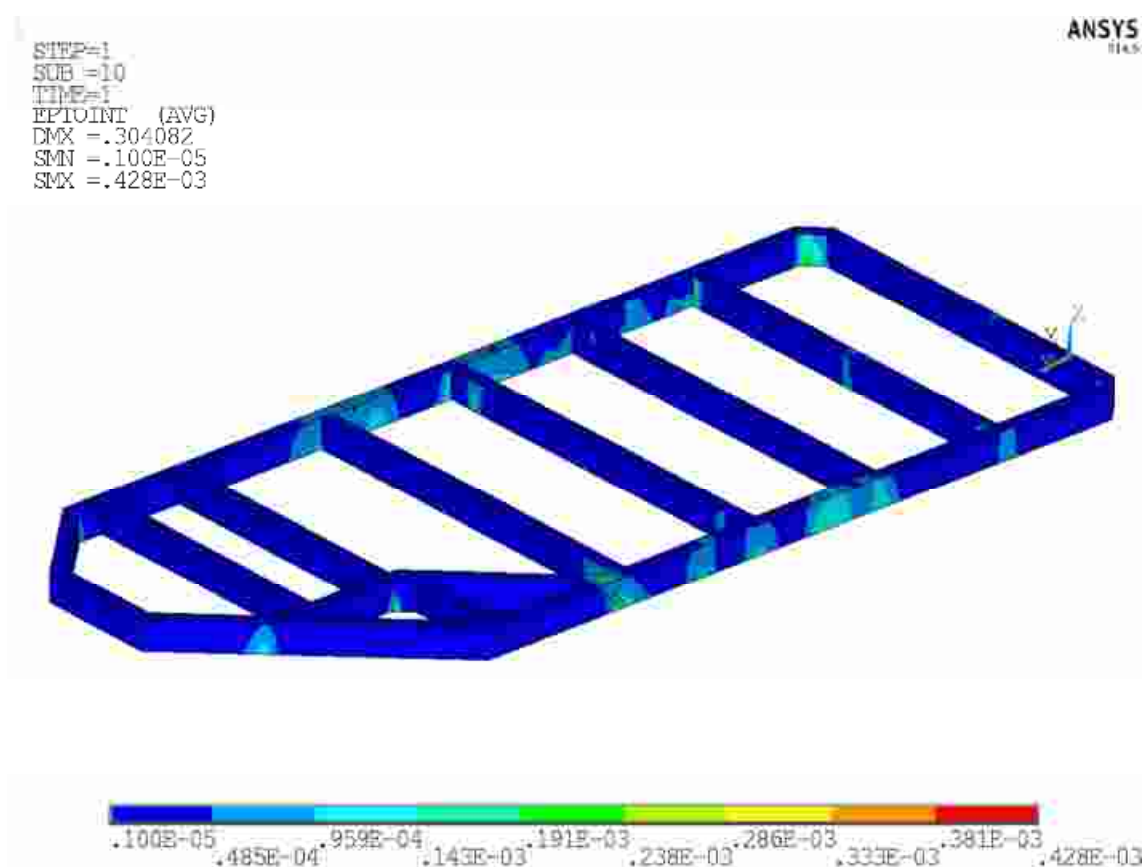


Рисунок 5.14.2 – Интенсивность деформаций в обвязочном поясе

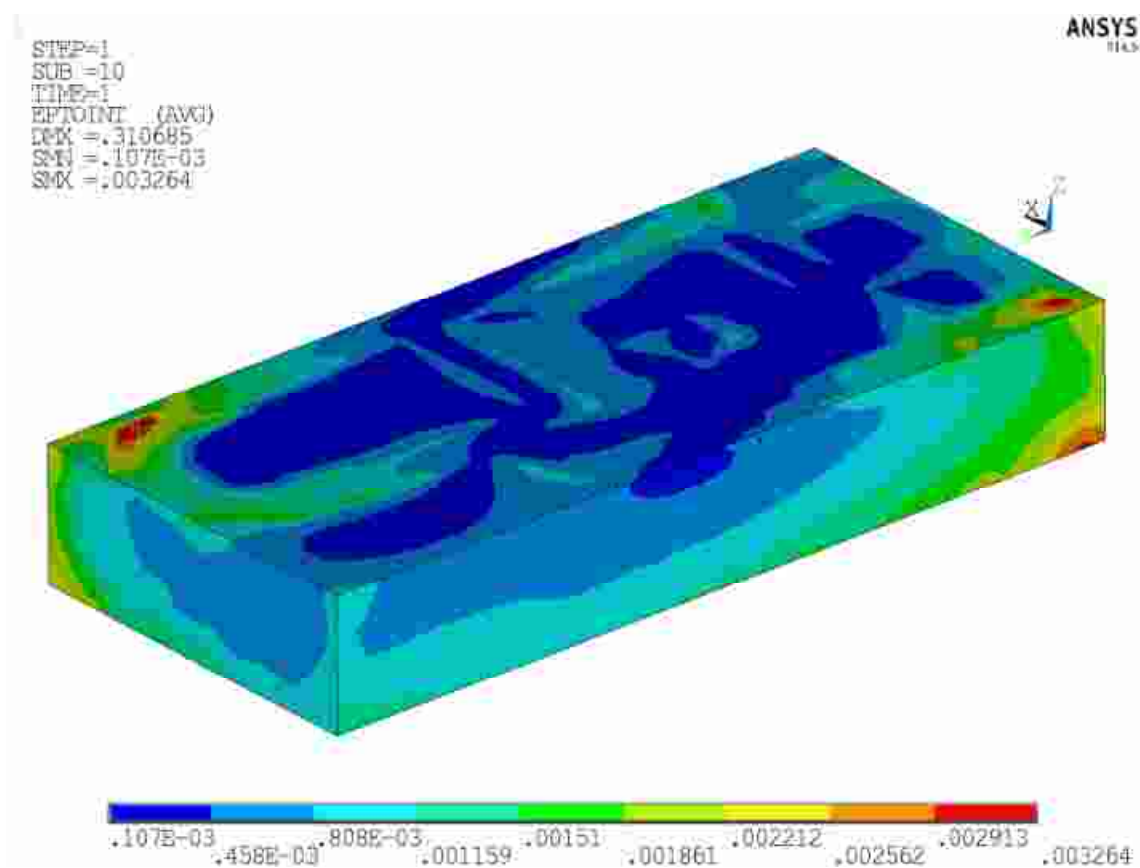


Рисунок 5.14.3 – Интенсивность деформаций в усиленном грунтовом массиве

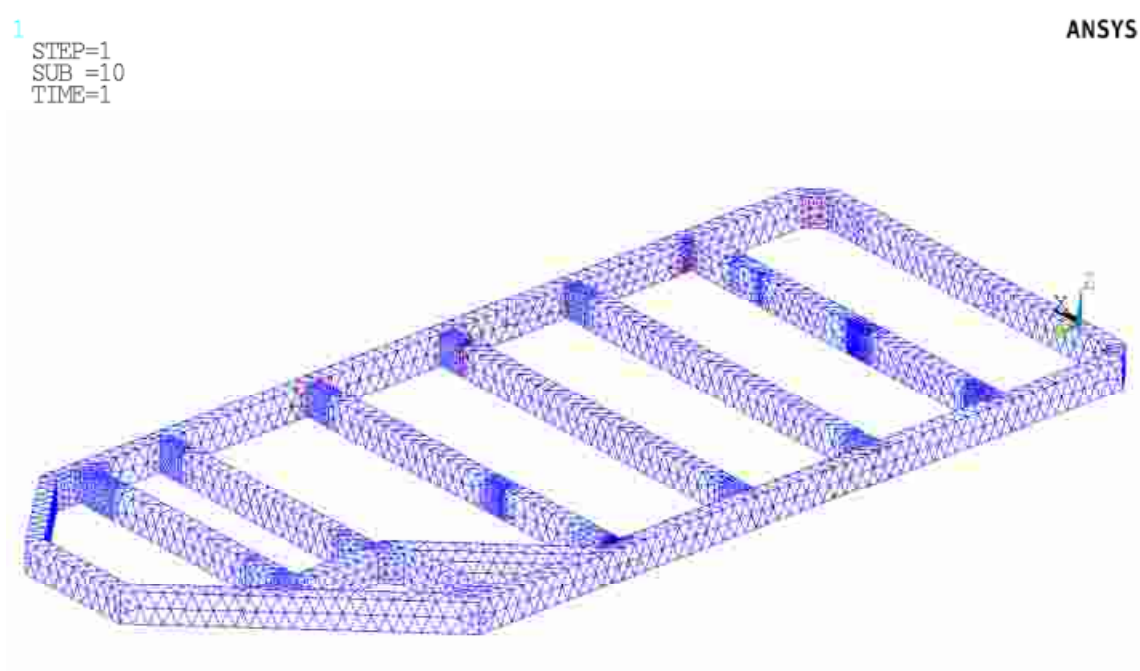


Рисунок 5.14.4 – Образование трещин в обвязочном поясе

5.15. Сравнительный анализ результатов нелинейных расчётов

Сравнительный анализ результатов нелинейных расчётов приведён в таблицах 10 и 11.

Таблица 10. Изменение перемещений

Тип усиления	Компонента НДС			Снижение $\Delta U_{\text{здания}}$, %
	$\Delta U_{\text{здания}}$, мм	$\Delta U_{\text{пояса}}$, мм	$\Delta U_{\text{грунтоц}}$, мм	
Без усиления	34	-	-	-
Пояс	40	40	-	-18,0
Грунтоцементные колонны	42	-	47	-24,0
Комбинированное усиление	42	40	47	-24,0

Таблица 11. Изменение напряжений

Тип усиления	Компонента НДС			Снижение $\sigma_{\text{здания}}$, %
	$\sigma_{\text{здания}}$, МПа	$\sigma_{\text{пояса}}$, МПа	$\sigma_{\text{грунтоц}}$, МПа	
Без усиления	1,01	-	-	-
Пояс	0,63	2,56	-	38,0
Грунтоцементные колонны	0,56	-	0,058	45,0
Комбинированное усиление	0,53	3,61	0,062	48,0

5.16. Сравнительный анализ результатов линейных и нелинейных расчётов

Линейные расчёты выполнялись с целью получения качественной оценки предлагаемого метода усиления с последующим нелинейным расчётом. При расчётах получена хорошая корреляция линейных и нелинейных расчётов. На основании линейного расчёта можно определять наиболее эффективные методы усиления, затем используя нелинейный расчёт, более точно моделировать выбранный вариант.

Использование только нелинейных расчётов в значительной степени затрудняет процесс выбора оптимального решения, в силу значительного количества времени, необходимого на расчёт и исправление расчётной модели при нелинейном подходе.

Результаты линейных и нелинейных расчётов показаны на рисунках 5.16.1 – 5.16.5.

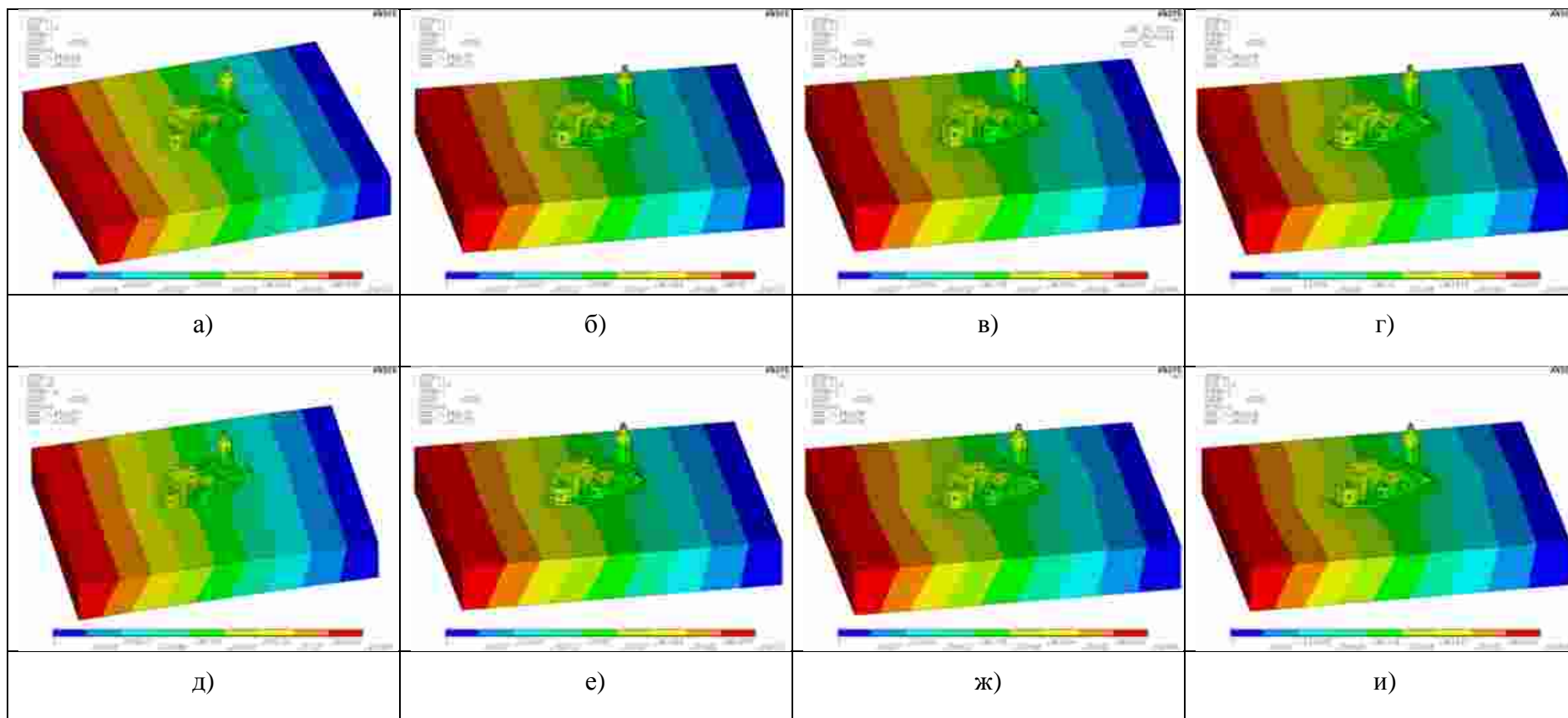
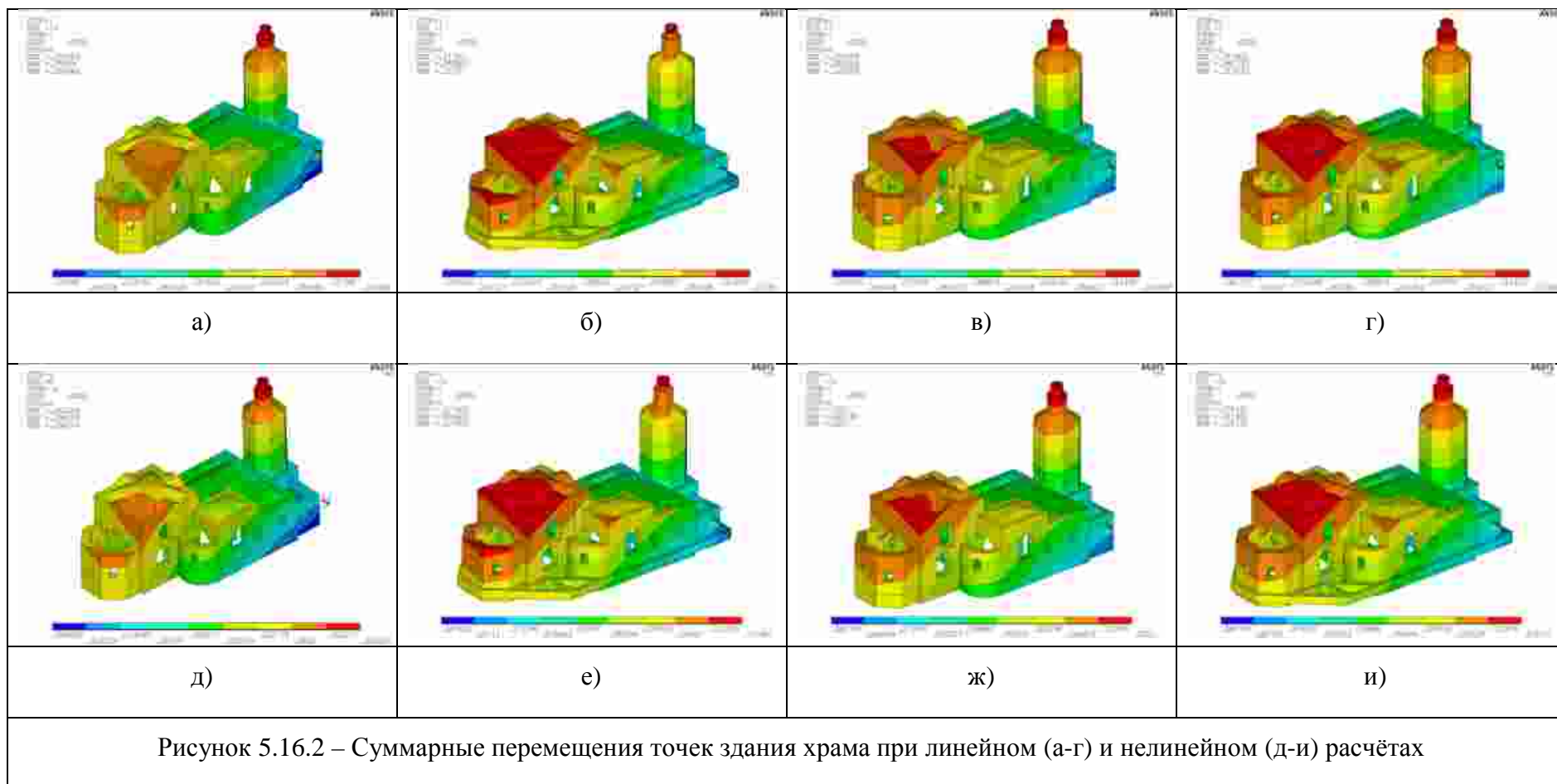


Рисунок 5.16.1 – Суммарные перемещения в системе здание-фундамент-грунтовое основание при линейном (а-г) и нелинейном (д-и) расчётах



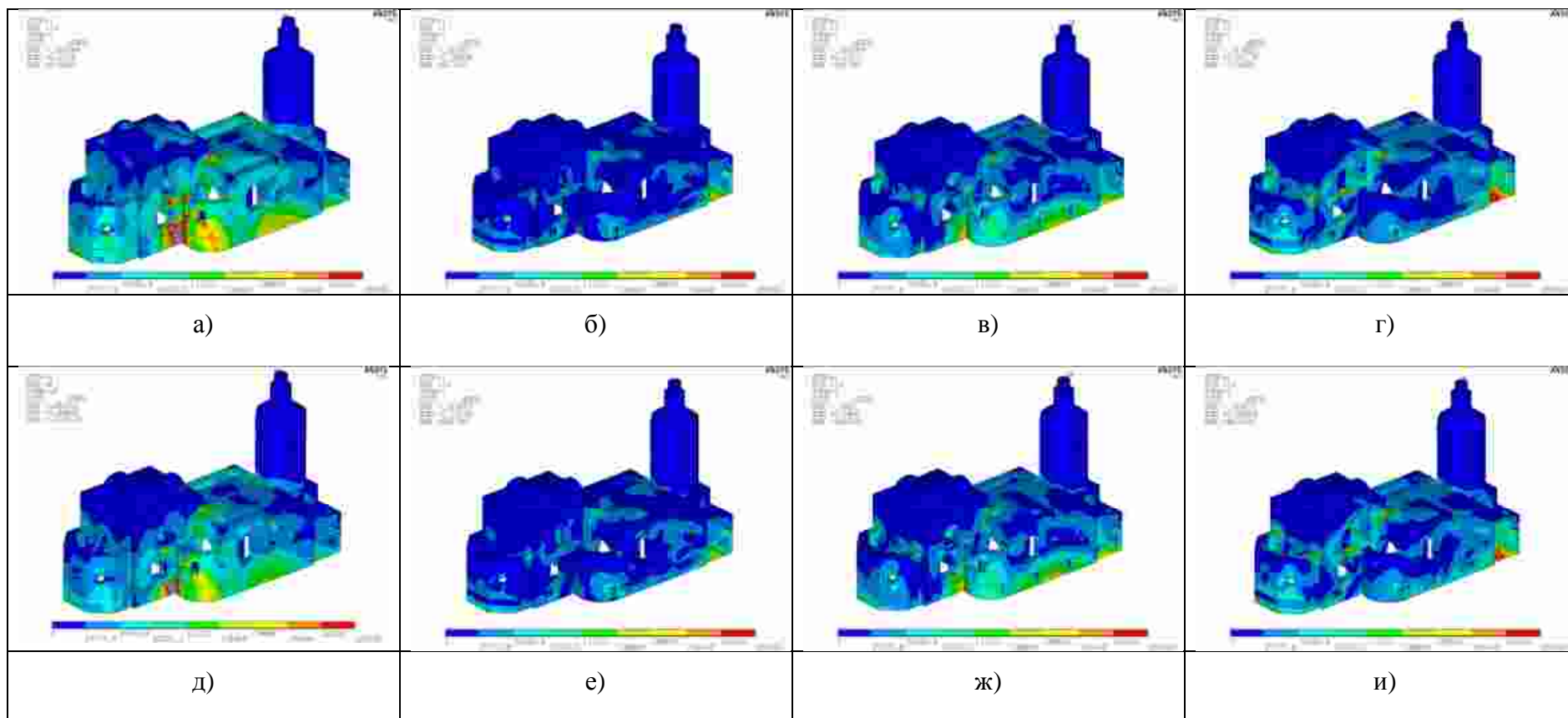
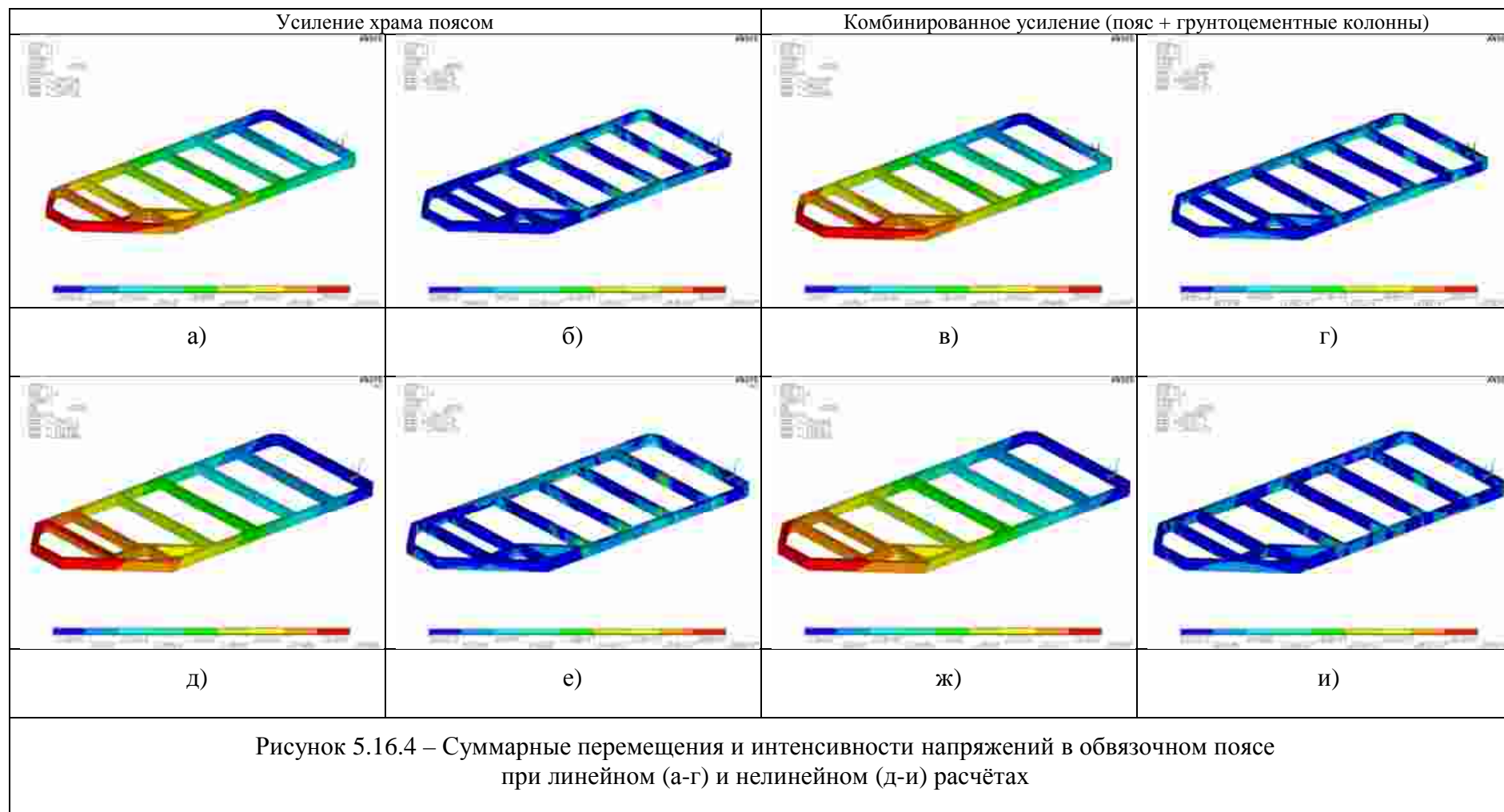
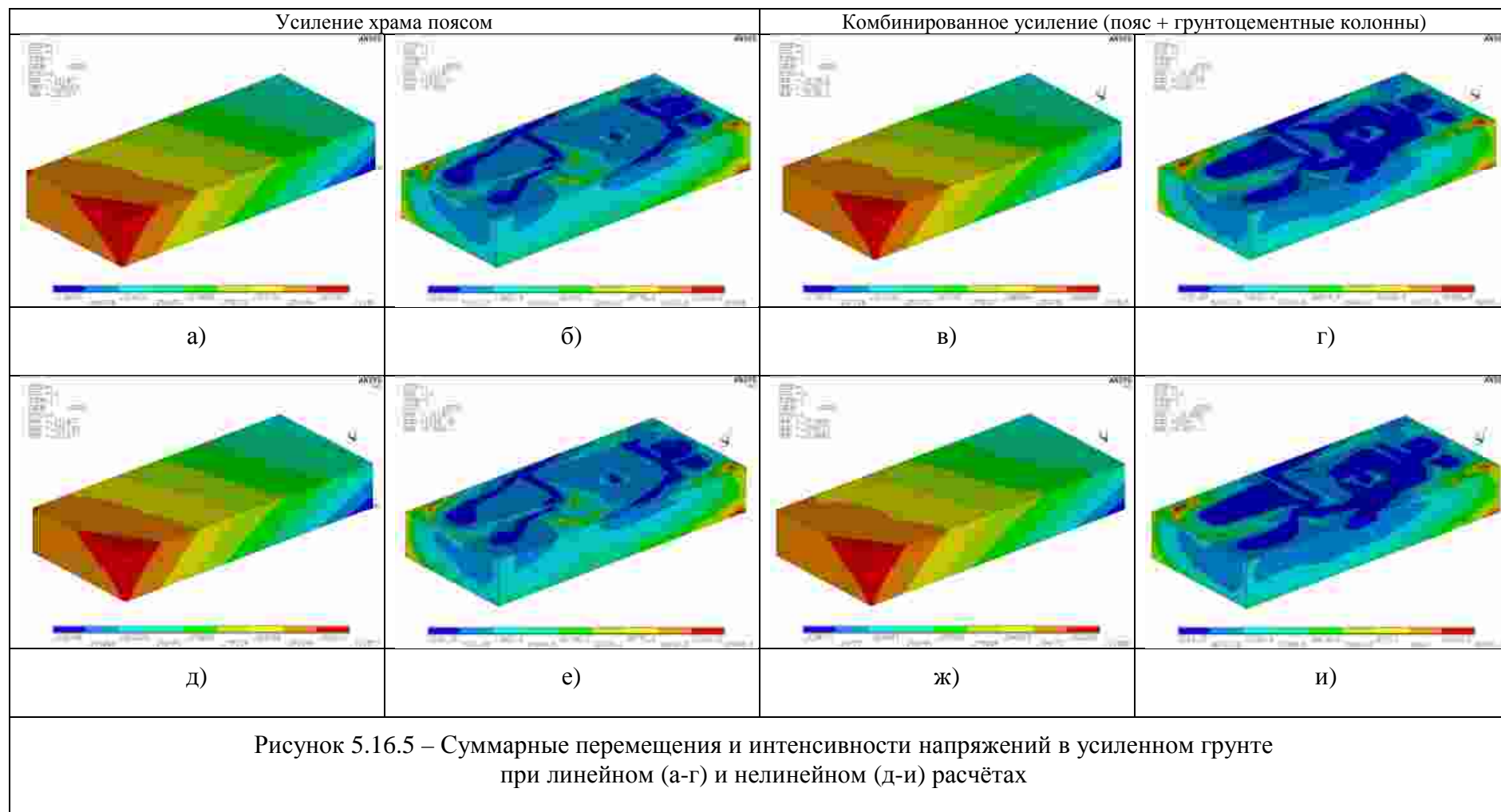


Рисунок 5.16.3 – Интенсивность напряжений в здании храма при линейном (а-г) и нелинейном (д-и) расчётах





5.17. Общие выводы по главе

Создана и верифицирована компьютерная модель уникального кирпичного общественного здания сложной пространственной конфигурации с криволинейными поверхностями сводов, сходящимися в одной точке. При создании моделей разработан и применен CAD-ориентированный подход с обходом ошибок топологии и последующей программной сборкой в ANSYS. Модель применена для исследования НДС и определения мер защиты здания, находящегося в зоне оседания земной поверхности.

В результате численного моделирования получены результаты по определению напряженно-деформированного состояния здания церкви, согласующиеся с результатами натурных обследований и мониторинга. На основании результатов принята окончательная математическая модель и сделаны предложения по усилению конструкций фундамента и грунтового основания церкви для минимизации влияния деформаций земной поверхности на строительные конструкции церкви. Оптимальным вариантом усиления является устройство структурного геомассива под зданием церкви.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

1. Для определения напряженно-деформированного состояния строительных конструкций типовых панельных зданий, определения их конструкционной безопасности созданы расчётные модели, учитывающие процессы оседания земной поверхности, протекающие в их основании и эксплуатационные нагрузки.

2. Методом численного моделирования исследованы конструктивные решения типовых панельных зданий, определены наиболее слабые конструкции и узлы. Построены графики зависимости перемещений в соединительных элементах наиболее нагруженных стыков панелей и перекрытий от местоположения типовой секции в здании. По полученным графикам можно определить, при каких значениях прогнозируемых осадок и характере деформаций земной поверхности произойдет разрушение стыка стеновых панелей.

3. Определен спектр внутренних усилий в строительных конструкциях типового пятиэтажного панельного здания при разном расположении его в мульде сдвижения горных пород. Установлена величина критических деформаций поверхности грунтового массива, приводящая к повреждениям конструкций. Проведена верификация результатов вычислительных экспериментов с результатами мониторинга и инженерных обследований.

4. Разработана эффективная методика и компьютерная программа для краткосрочного прогнозирования оседаний земной поверхности. Выполнена их верификация по результатам мониторинга в разных реперных точках мульды сдвижения подработанной территории. Разработанная программа может использоваться для любых территорий затронутых техногенными процессами.

5. Создана и верифицирована компьютерная модель для расчета строительных конструкций уникального кирпичного общественного здания сложной пространственной конфигурации с криволинейными поверхностями сводов, сходящимися в одной точке. При создании модели разработан и

применен CAD-ориентированный подход с обходом ошибок топологии и последующей программной сборкой в ANSYS. Модель применена для исследования НДС строительных конструкций и определения мер для обеспечения конструктивной безопасности здания, находящегося в зоне оседания земной поверхности.

6. В результате проведенных вычислительных экспериментов с использованием нелинейных моделей свойств материалов кирпичной кладки, железобетона и грунта, определено, что для усиления здания храма целесообразно применить комбинацию методов: создание железобетонного обвязочного пояса и усиление грунтового массива грунтоцементными элементами.

Библиографический список

1. *Четыркин Е.М.* Статистические методы прогнозирования. Изд. 2-е, перераб. и доп. М., «Статистика», 1977.-200 с.
2. *Кузьмина Р.Г., Чагин Г.Н.* Атлас Пермской области. География. История. – ДиК, 1999. – С. 51.
3. *Горбунова К.А., Андрейчук В.Н., Костарев В.П., Максимович Н.Г.* Карст и пещеры Пермской области. – Издательство Пермского университета, 1992. – С. 51.
4. *Максимович Г.А., Горбунова К.А.* Химическая география вод и гидрогеохимия Пермской области. – Пермь, 1967. – С. 178.
5. Краткая характеристика природных условий Пермской области (http://www.permecology.ru/priroda/kratkay_harakter_prirody/)
6. *Шимановский Л.А., Шимановская И.А.* Пресные подземные воды Пермской области. – Пермское книжное издательство, 1973. – С. 198.
7. Минерально-сырьевые ресурсы. По материалам Министерства природных ресурсов Пермского края. (<http://permecology.ru/report/report2012/razdel/1.1.htm>)
8. Полезные ископаемые. Пермский региональный сервер. (<http://www.perm.ru/index.php?id=114180>)
9. *Тенисон Л.О.* Диссертация на соискание учёной степени кандидата технических наук. Пермь, 2012 г.
10. ГОСТ 31937-2011 «Здания и сооружения. Правила обследования и мониторинга».
11. ГОСТ Р 54257-2010 «Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения и требования». М.: Стандартинформ, 2013.
12. ГОСТ Р 53778-2010 «Здания и сооружения. Правила обследования и мониторинга технического состояния».
13. *Биргер И.А., Пановко Я.Г.* Прочность, устойчивость, колебания. Справочник в трех томах. Том 1. Издательство «Машиностроение», Москва, 1968 г.

14. Кулик Н.С., Кучер А.Г., Мильцов В.Е. Вероятностный анализ процессов накопления повреждений при действии статических и циклических нагрузок. Вестник НАУ. 2010. №1.

15. Попова О.Н., Симакина Т.Л. Методика оценки ресурса работоспособности конструктивных элементов жилых зданий. Инженерно-строительный журнал. 2013. №7. с. 40-89.

16. Бараненко Ф.Ф. Математические методы и модели краткосрочного прогноза чрезвычайных ситуаций на постоянно наблюдаемых натуральных объектах. Канд. дисс. Краснодар, 2011.

17. Москвичев В.В. Моделирование катастрофических процессов в природной среде Электронный ресурс. / В. В. Москвичев. 2005. URL: <http://www.nsc.ru/win/sbras/rep/rep2005/tom2/pdf/005.pdf> (дата обращения: 05.02.2008).

18. Кузьмин В.А. Фундаментальные основы автоматизированного прогнозирования дождевых паводков Текст. / В. А. Кузьмин // Естественные и технические науки. 2009. № 6. С. 271—285.

19. Войтюк А.В. Применение адаптивных моделей линейного роста для краткосрочного прогноза наполняемости водохранилища Текст. / А.В. Войтюк, Ф.Ф. Бараненко, Е.А. Семенчин // Обзорение прикладной и промышленной математики. 2007. Т. 14. вып. 1. С. 98—99.

20. Варшанина Т.П. Нейросетевая модель прогноза паводков на малых реках Адыгеи Текст. / Т.П. Варшанина, Д.В. Митусов, О.А. Плисенко, И.В. Стародуб // Известия Рос. акад наук. Сер. геогр. 2007. № 6. С. 87—93.

21. Васильев А.С. Инженерно-технологические проблемы мониторинга и прогнозирования состояния гидросферы атмосферных и морских экологических систем Текст. / А. С. Васильев // Наука и технологии в промышленности. 2006. № 3. С. 65—71.

22. Ермаков В.В., Патраков А.Н. Мониторинг несущих строительных конструкций жилых зданий, построенных на подрабатываемых территориях

без конструктивных мер защиты. Вестник ПГТУ «Строительство и архитектура» №1. Изд-во ПГТУ, Пермь. 2010. с.63-71.

23. *Кашиварова Г.Г., Сон М.П., Воробьев А.В.* Определение предельно допустимых деформаций панельных зданий, эксплуатируемых на подработанной территории. Материалы Российской конференции с международным участием «Геотехнические проблемы проектирования зданий и сооружений на карстоопасных территориях». 22-23 мая 2012 г. Уфа. С. 51-55.

24. *Кашиварова Г.Г., Фаизов И.Н., Зобачева А.Ю.* Конструктивные меры защиты зданий и сооружений на подработанной территории. Вестник Пермского национального исследовательского политехнического университета. Строительство и архитектура. 2010. № 1. Изд-во ПГТУ, Пермь. С. 72-77.

25. *Золотова Л.Т., Мараков В.Е., Теннисон Л.О.* Прогноз развития оседаний и деформаций земной поверхности на площадях, подработанных пластом В карналлитового состава. Маркшейдерский вестник №4. 2007 г. С. 34-37.

26. *Зацепин М.А.* Математическое моделирование прогноза напряженно-деформированного состояния пологозалегающего массива горных пород. Вестник Санкт-Петербургского университета. Сер. 10. 2009. Вып. 1. С. 68-73.

27. *Кургузов В.Д.* Напряженно-деформированное состояние массива горных пород, ослабленного квадратной выработкой. Вычислительные технологии. Том 8, №5, 2003 г. С. 84-93.

28. *Кашиников Ю.А., Ашихмин С.Г.* Численная модель для расчёта напряженно-деформированного состояния грунтового массива и земной поверхности при добыче калийных руд. Маркшейдерский вестник №3. 2002 г. С. 41-46.

29. *Hong X.F, Yong K.Z, Mou Z.Y.* Prediction and discuss of strap mining subsidence by numerical simulation analysis and its engineering apply (2011) Advanced Materials Research, 308-310, pp. 1683-1687.

30. *Abidin H.Z., Andreas H., Gumilar I., Fukuda Y., Pohan Y.E., Deguchi T.* Land subsidence of Jakarta (Indonesia) and its relation with urban development (2011) *Natural Hazards*, 59 (3), pp. 1753-1771.
31. *Jing W.J., Yang C.H., Kong J.F, Ji W.D.* Risk analysis of ground subsidence accidents caused by underground storage caverns in salt rock (2011) *Yantu Lixue/Rock and Soil Mechanics*, 32 (SUPPL.2), pp. 544-550.
32. СП 21.13330.2012 «Здания и сооружения на подрабатываемых территориях и просадочных грунтах».
33. ВСН 32-77 Инструкция по проектированию конструкций панельных жилых зданий. М.:Госгражданстрой. – 1978.
34. *Лукашин Ю.П.* Адаптивные методы краткосрочного прогнозирования временных рядов. — М.: Финансы и статистика, 2003. — 416 с.
35. *Тутубалин В.Н.* Статистическая обработка рядов наблюдений. М. Знание, 1973. – 64 с.
36. *Holt C.C.* Forecasting trends and seasonals by exponentially weighted moving averages // O.N.R. Memorandum, Carnegie Inst. of Technology. - 1957. - № 2.
37. *Brown R.G.* Smoothing forecasting and prediction of discrete time series. - N.Y., 1963.
38. *Brown R.G., Meyer R.F.* The fundamental theorem of exponential smoothing. *Oper. Res.* - 1961. - Vol.9. - № 5.
39. *Winters P.R.* Forecasting sales by exponentially weighted moving averages // *Management Science.* - 1960. - Vol. 6. - №3.
40. *Зацепин М.А.* Математическое моделирование прогноза напряженно-деформированного состояния пологозалегающего массива горных пород. Вестник Санкт-Петербургского университета. Сер. 10. 2009. Вып. 1. С. 68-73.
41. *Кургузов В.Д.* Напряженно-деформированное состояние массива горных пород, ослабленного квадратной выработкой. Вычислительные технологии. Том 8, №5, 2003 г. С. 84-93.

42. *Кашиников Ю.А., Ашихмин С.Г.* Численная модель для расчёта напряженно-деформированного состояния грунтового массива и земной поверхности при добыче калийных руд. Маркшейдерский вестник №3. 2002 г. С. 41-46.

43. *Воробьев А.В., Кашеварова Г.Г.* Адаптивные модели краткосрочного прогноза оседания земной поверхности и определение наиболее неблагоприятного положения здания в мульде сдвижения. Инженерно-строительный журнал, №9, 2013, С. 10-22.

44. *Кашеварова Г.Г., Воробьев А.В.* Численный анализ возможности сохранения жилых панельных зданий на подработанной территории (Тезисы докладов IV международного симпозиума «Актуальные проблемы комплексного моделирования конструкций и сооружений».) Россия, г. Челябинск, издательский центр ЮУрГУ, с. 77-79.

45. *Белостоцкий А.М., Сидоров В.Н., Акимов П.А., Кашеварова Г.Г.* Математическое моделирование техногенной безопасности ответственных строительных объектов мегаполисов. International Journal for Computational Civil and Structural Engineering / Международный журнал по расчету гражданских и строительных конструкций. 2010. Т. 06. № 1-2. С. 45-64.

46. *Шатило Г.И., Юрьев Р.В.* К вопросу о построении расчетной модели панельного здания. "Промышленное и гражданское строительство", № 12, 2004.

47. СП 50-101-2004 «Проектирование и устройство оснований и фундаментов зданий и сооружений». Официальное издание, М.: ФГУП ЦПП, 2005 год

48. *Перельмутер А.В., Сливкер В.И.* Расчетные модели сооружений и возможность их анализа. Киев: Изд-во «Сталь», 2002. 600 с.

49. *Ермаков В.В., Патраков А.Н.* Мониторинг несущих строительных конструкций жилых зданий, построенных на подрабатываемых территориях без конструктивных мер защиты. Вестник ПГТУ «Строительство и архитектура» №1. Изд-во ПГТУ, Пермь. 2010. с.63-71.

50. СНиП 2.02.01-83* «Основания зданий и сооружений» - М ФГУП ЦПП, 2006. – 48 с.
51. *Willam K.J., Warnke E.D. "Constitutive Model for the Triaxial Behavior of Concrete". Proceedings, International Association for Bridge and Structural Engineering. Vol. 19. ISMES. Bergamo, Italy. p. 174. 1975.*
52. *Пузыревский Н.П. Теория напряженности землистых грунтов, Ленинград, 1929.*
53. *Терцаги К., Пек Р. Механика грунтов в инженерной практике. – М., 1958.*
54. *Терцаги К. Теория механики грунтов. – М., 1961.*
55. *Герсеванов Н.М., Польшин Д.Е. Теоретические основы механики грунтов и их практические применения, М., 1948.*
56. *Флорин В.А. Основы механики грунтов. - М.: Гос-стройиздат, 1961. - 543 с.*
57. *Цытович Н.А. Механика грунтов (краткий курс): Учебник для строит, вузов. – 4-е изд., перераб. и доп. – М.: Высш. шк., 1983. – 288 с.*
58. *Вялов С.С. Вопросы теории деформируемости связных грунтов /С. С. Вялов// Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1966. – №3. -С. 1-4.*
59. *Вялов С.С. О физической сущности процессов деформирования и разрушения глинистых грунтов /С. С. Вялов// Основания, фундаменты и механика грунтов. 1970. - №1. – С. 7-9.*
60. *Гольдин А.А. Ползучесть связного грунта в условиях сложного напряженного состояния /А. А. Гольдин// Труды к VII Международному конгрессу по механике грунтов и фундаментостроению. М.: 1969. – С. 12-18.*
61. *Зарецкий Ю.К. Лекции по современной механике грунтов / Ю.К. Зарецкий; Ростов: Изд-во Ростов, ун-та, 1989. - 608 с.*
62. *Зарецкий Ю. К. Два механизма разрушения и объединенное условие прочности геоматериалов / Ю.К. Зарецкий // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2002. №6. - С. 2-9.*

63. *Зарецкий Ю.К.* Теория консолидации грунтов / Ю.К. Зарецкий. М.: Наука, 1967.-270с.
64. *Зарецкий Ю.К.* Вопросы структурной механики глинистых грунтов /Ю.К. Зарецкий, С.С. Вялов// Основания, фундаменты и механика грунтов. - 1971. -№3.
65. *Drucker D.C., Prager W.* «Soil Mechanics and Plastic Analysis or Limit Design.» Quarterly of Applied Mathematics. 10.2 (1952): 157-165.
66. *Хан Х.* Теория упругости: Основы линейной теории упругости и ее применения: Пер. с нем. – М.: Мир, 1988. – 344 с.
67. *Малинин Н.Н.* Прикладная теория пластичности и ползучести. М.: Машиностроение, 1975. – 400 с.
68. *Лантух-Лященко А.И.* Вероятностная модель оценки технического состояния и прогноза остаточного ресурса элементов автодорожных мостов // Дороги и мосты. – 2007. – № 2. – С. 103-111.
69. *Willam K. J.* University of Colorado, Boulder. , *Private Communication.* 1982.
70. *Wearne P.* Collapse: when Buildings fall down – Channel 4 Books: London, 2000. – 256 p.
71. *Герасимов А.В., Пашков С.В.* Моделирование естественного дробления твердых тел при ударных и взрывных нагружениях // Химическая физика. – 2004. – Т. 24, №11. – С. 48-54.
72. *Г.Г. Кашеварова, Н.А. Труфанов.* Численное моделирование деформирования и разрушения системы «здание-фундамент-основание». Екатеринбург – Пермь: УрО РАН, 2005. – 225 с.
73. *Аникеев Г.Е., Василец А.Н.* Обзор технологий интеграции CAD и CAE. Электронный журнал "Вычислительные сети. Теория и практика". – ВС/NW 2006, №2, (9):11.1.
74. *Ли К.* Основы САПР (CAD/CAM/CAE). – СПб.: Питер, 2004.

75. *Сашурин А.Д.* "Современная геодинамика и техногенные катастрофы." Сб. докладов международной конференции "Геомеханика в горном деле - 2002" Екатеринбург, Игд УрО РАН.

76. *Данилов-Данильян В.И., Пряжинская В.Г.*, Сценарии устойчивого регионального водопользования в условиях изменения климата // Проблемы прогнозирования. – 2007. №2. С. 62-76.

77. *Солдатенко Т. Н.* Модель идентификации и прогноза дефектов строительной конструкции на основе результатов ее обследования // Инженерно-строительный журнал. 2011. №7(25). С. 52-61.

78. *Булатов Г.Я., Гатанов Д.С.* Надежность грунтовых плотин на сложных основаниях // Инженерно-строительный журнал. 2012. №4(30). С. 2-9

79. ВСН 53-86(р) Правила оценки физического износа жилых зданий. М.: Прейскурантиздат, 1988

80. ВСН 58-88(р) Положение об организации и проведении реконструкции, ремонта и технического обслуживания зданий, объектов коммунального и социально-культурного назначения. М.:Стройиздат. – 1990.

81. *Самигуллин Г.Х., Султанов М.М.* Электронный научный журнал «Нефтегазовое дело», 2011, №2. С. 167-175.

82. *Добромыслов А.Н.* Оценка надежности зданий и сооружений по внешним признакам. Справочное пособие. –М.: Издательство АСВ, 2004, - 72 с.

83. *Мельчаков А.П., Чебоксаров Д.В.* Прогноз, оценка и регулирование риска аварии зданий и сооружений. Теория, методология и инженерные приложения. – Челябинск: Изд-во ЮУрГУ, 2009. – 111 с.

84. *Соколов В.А.* Определение категорий технического состояния строительных конструкций зданий и сооружений с использованием вероятностных методов распознавания // Предотвращение аварий зданий и сооружений: Электронный журнал. URL: <http://pamag.ru/pressa/oktssk-zis> (дата обращения 15.03.15).

85. *Ермаков В.В., Патраков А.Н.* Мониторинг несущих строительных конструкций жилых зданий, построенных на подрабатываемых территориях без конструктивных мер защиты. Вестник ПГТУ строительство и архитектура, 2010, №1. С. 63-71.

86. *Строкова Л.А.* Определяющие уравнения для грунтов. Издательство Томского Политехнического университета, 2010. – 151 с.

87. ТСН 22-301-98 Пермской области. Здания на подрабатываемых территориях Верхнекамского месторождения калийных солей. Назначение строительных мер защиты. Администрация Пермской области № 1998.

88. Указания по защите рудников от затопления и охране подрабатываемых объектов в условия верхнекамского месторождения калийных солей (технологический регламент), 2008г.

89. ГОСТ 27751-2014 «Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения». М.: Стандартинформ, 2015.

90. СП 22.13330.2010 «Основания зданий и сооружений». М.: ОАО "ЦПП", 2008.

91. *Леви М.* К вопросу об общих уравнениях внутренних движений, возникающих в твердых телах за пределами упругости // Теория пластичности. М.:изд-во иностр. лит., 1948.

92. *Ломакин В.А.* Теория упругости неоднородных тел. М.:Изд-во Моск.ун-та, 1976. 367с.

93. *Карпенко Н.И., Карпенко С.Н., Ярмаковский В.Н., Ерофеев В.Т.* «О современных методах обеспечения долговечности железобетонных конструкций». Academia. Архитектура и строительство №1, 2015. С. 93-102.

94. *Бондаренко В.М., Мигаль Р.Е., Ягунов Б.А.* «Конструктивная безопасность железобетонных конструкций, эксплуатирующихся в агрессивной среде». Строительство и реконструкция. ФГБОУ ВПО «Государственный университет - учебно-научно-производственный комплекс». 2016, №2 (64). С. 3-11.

95. Белостоцкий А.М., Акимов П.А. «К вопросу об автоматизации систем мониторинга для оценки текущего состояния строительных конструкций зданий и сооружений». Вопросы прикладной математики и вычислительной механики. Сборник трудов № 19. Москва, 2016. С. 146-167.

96. Белостоцкий А.М., Акимов П.А. «Обзорно-аналитическое исследование нормативной литературы в области мониторинга зданий и сооружений». Вопросы прикладной математики и вычислительной механики. Сборник трудов № 19. Москва, 2016. С. 92-119.

97. Иофис М.А., Есина Е.Н. «Развитие методологии расчета деформаций земной поверхности при освоении недр». Горный информационно-аналитический бюллетень (научно-технический журнал), 2016, №51. С. 35-42.

Приложение 1.



Акционерное общество
«Уральский научно-исследовательский и проектный институт галургии»
(АО «Галургия»)

УТВЕРЖДАЮ
Генеральный директор
АО «Галургия»

 Д.Н. Шкуратский
«08» декабря 2016 г.



АКТ

об использовании результатов
кандидатской диссертационной работы
Воробьева Александра Владимировича

Комиссия в составе:

председатель Банк В.В.

члены комиссии: Дроздов А.А., Агапов В.Н., Быстрых Е.К.

составили настоящий акт о том, что результаты диссертационной работы «**Методы расчёта и экспериментальные исследования взаимодействия зданий и грунтового основания на подработанной территории**» предоставленной на соискание учёной степени кандидата технических наук, использованы в проектно-конструкторской деятельности АО «Галургия» при разработке в виде:

1. Методик и моделирования расчёта кирпичных общественных и панельных жилых (серия 1-486А) зданий, расположенных на подработанной территории.
2. Рекомендаций по внедрению конструктивных мер защиты типовых пятиэтажных жилых зданий, расположенных на подработанной территории.

Использование указанных результатов позволяет: повысить качество проектов по усилению типовых панельных зданий; повысить эффективность расчётов остаточного ресурса типовых панельных зданий; повысить производительность труда при прогнозировании оседаний земной поверхности на подработанной территории. Совокупность полученных результатов позволяет своевременно обеспечить надёжность эксплуатации жилых и общественных зданий, расположенных на подработанной территории.

Результаты использованы при разработке обоснования по усилению храма Иоанна предтечи в г. Березники и типовых панельных зданий серии 1-468А.

Председатель комиссии:

Банк В.В.

1  1 20.10.2016
подпись дата

Члены комиссии:

Дроздов А.А.

1  1 18.10.2016
подпись дата

Агапов В.Н.

1  1 18.10.2016
подпись дата

Быстрых Е.К.

1  1 19.10.2016
подпись дата

Приложение 2.

РОССИЙСКАЯ ФЕДЕРАЦИЯ



СВИДЕТЕЛЬСТВО

о государственной регистрации программы для ЭВМ

№ 2015661005

«Краткосрочный прогноз оседания земной поверхности»

Правообладатель: *федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение высшего профессионального образования «Пермский национальный исследовательский политехнический университет» (RU)*

Автор: *Воробьев Александр Владимирович (RU)*



Заявка № **2015617773**

Дата поступления **25 августа 2015 г.**

Дата государственной регистрации
в Реестре программ для ЭВМ **14 октября 2015 г.**

Заместитель руководителя Федеральной службы
по интеллектуальной собственности

 Л.Л. Кирий

Приложение 3

Компоненты НДС панельного здания

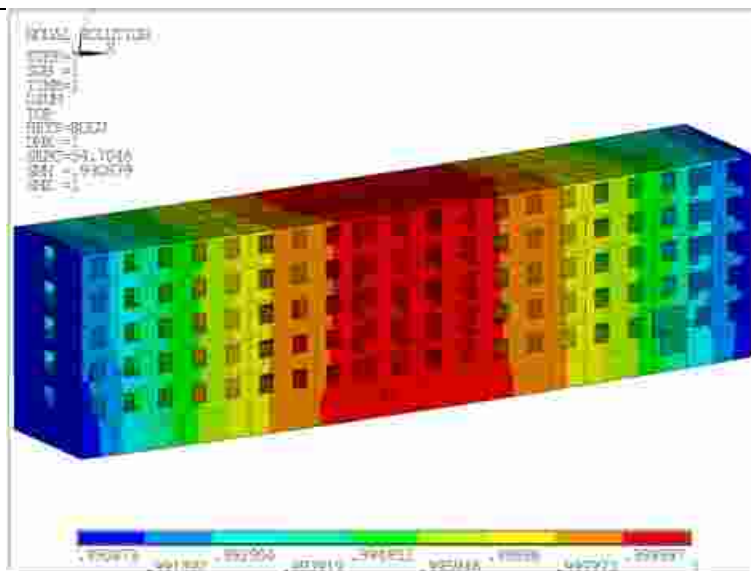


Рисунок 1 – Суммарные оседания [м]. Положение 1, угол 0°

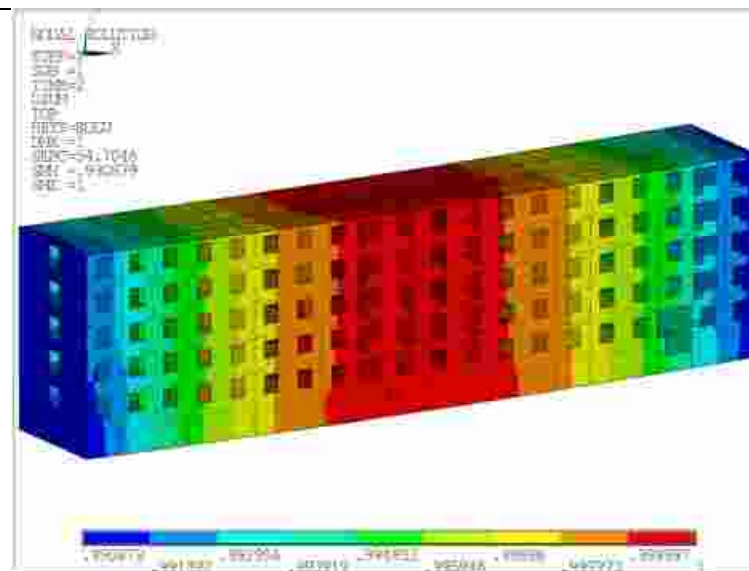


Рисунок 2 – Суммарные оседания [м]. Положение 1, угол 10°

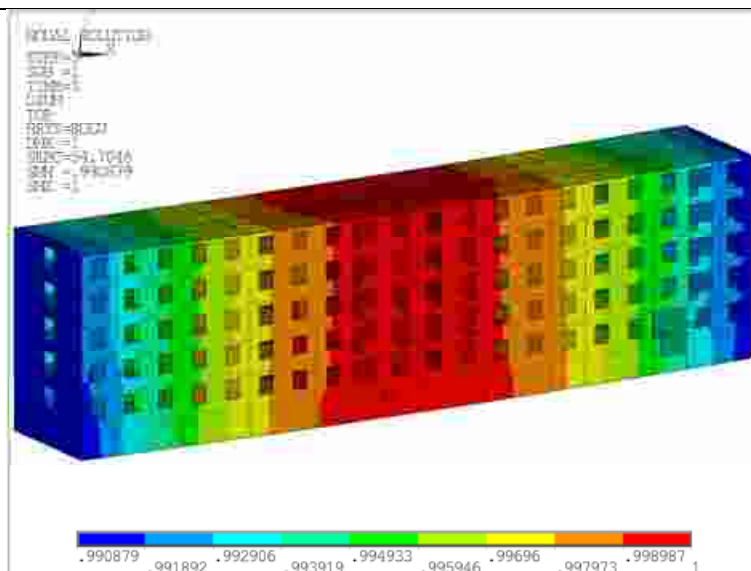


Рисунок 3 – Суммарные оседания [м]. Положение 1, угол 20°

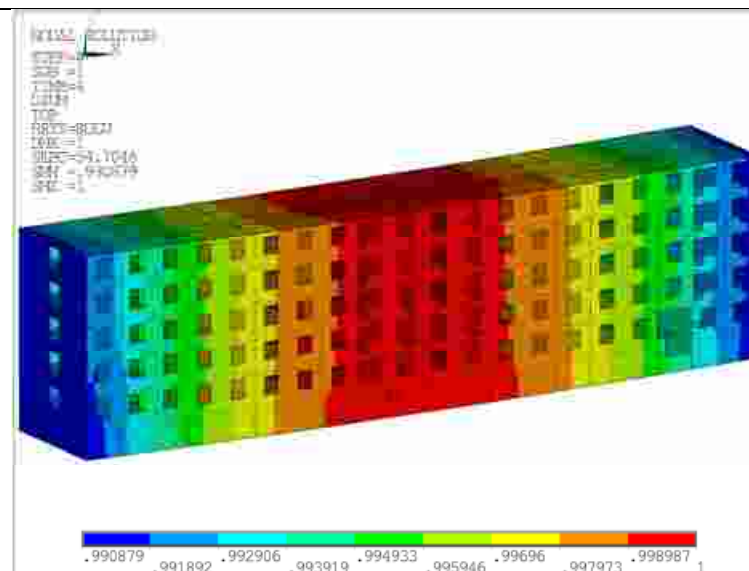


Рисунок 4 – Суммарные оседания [м]. Положение 1, угол 30°

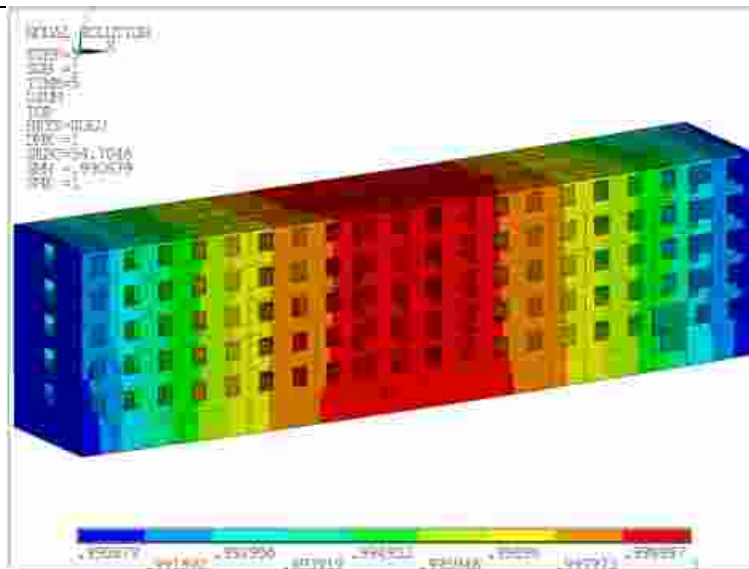


Рисунок 5 – Суммарные оседания [м]. Положение 1, угол 40°

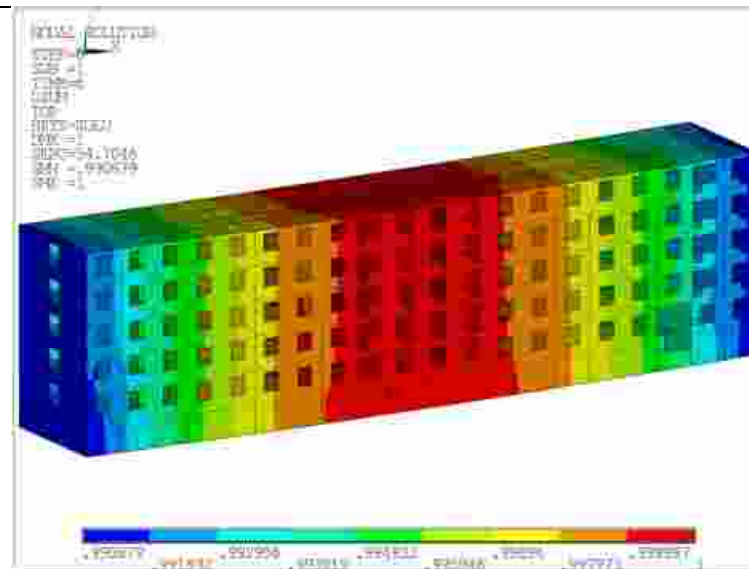


Рисунок 6 – Суммарные оседания [м]. Положение 1, угол 45°

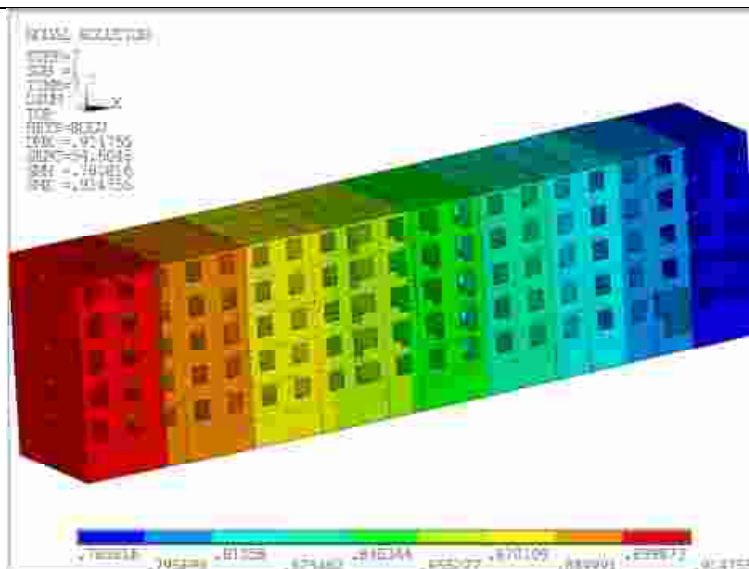


Рисунок 7 – Суммарные оседания [м]. Положение 2, угол 0°

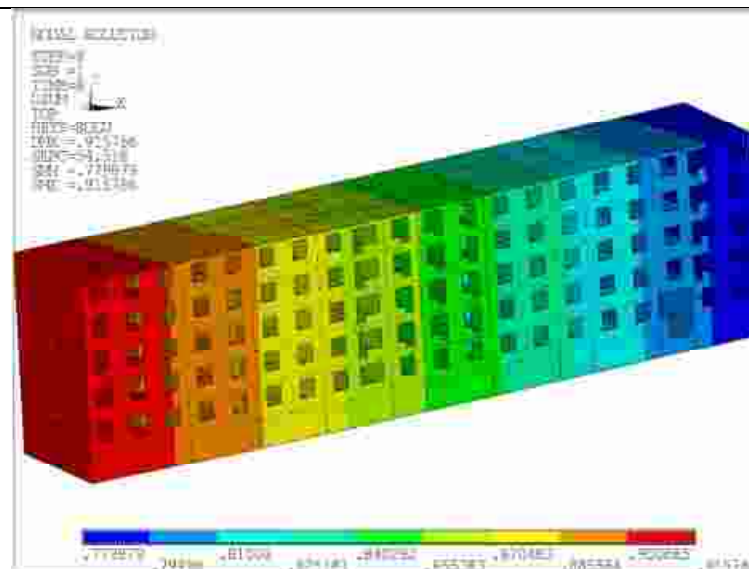
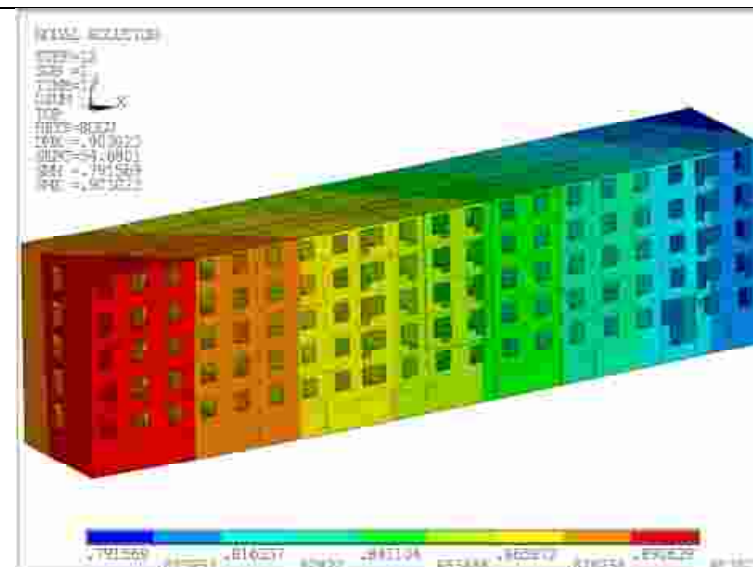
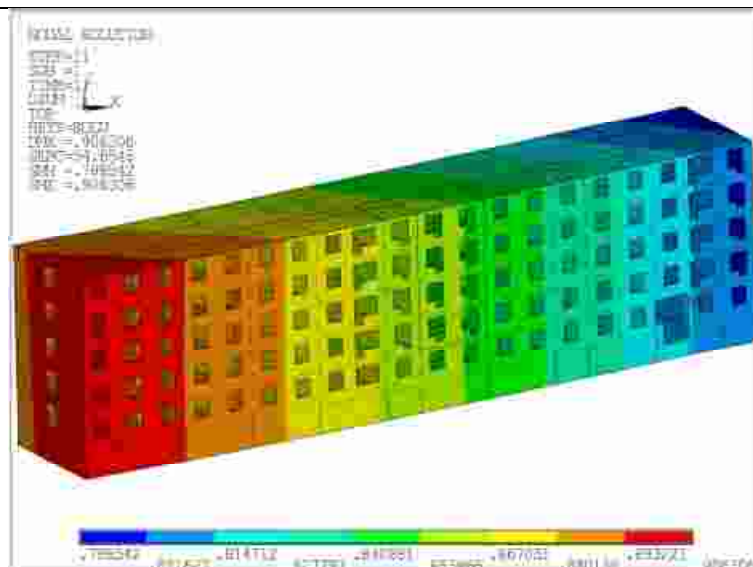
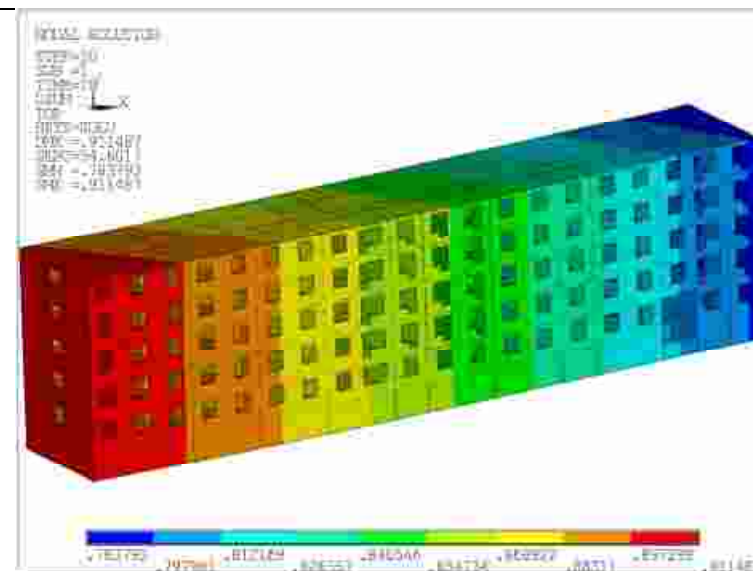
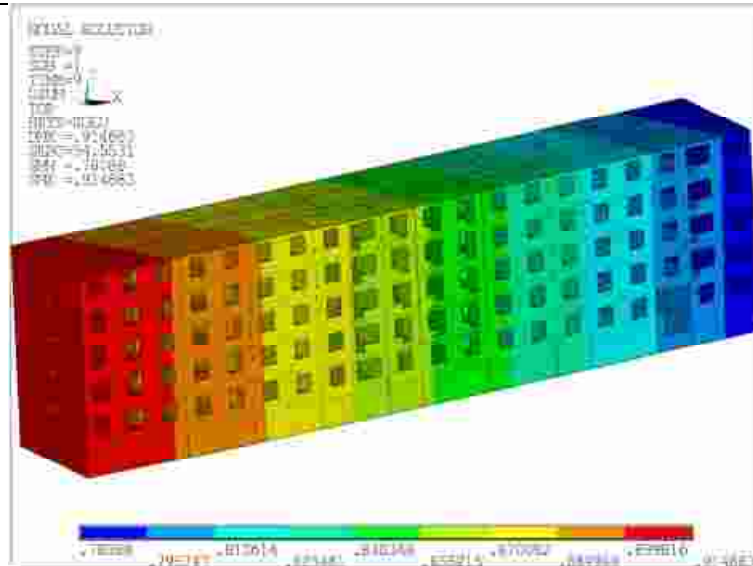


Рисунок 8 – Суммарные оседания [м]. Положение 2, угол 10°



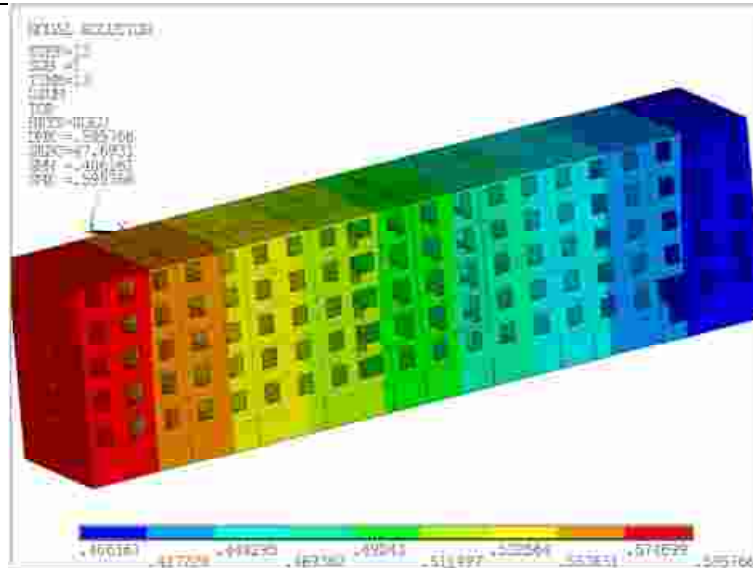


Рисунок 13 – Суммарные оседания [м]. Положение 3, угол 0°

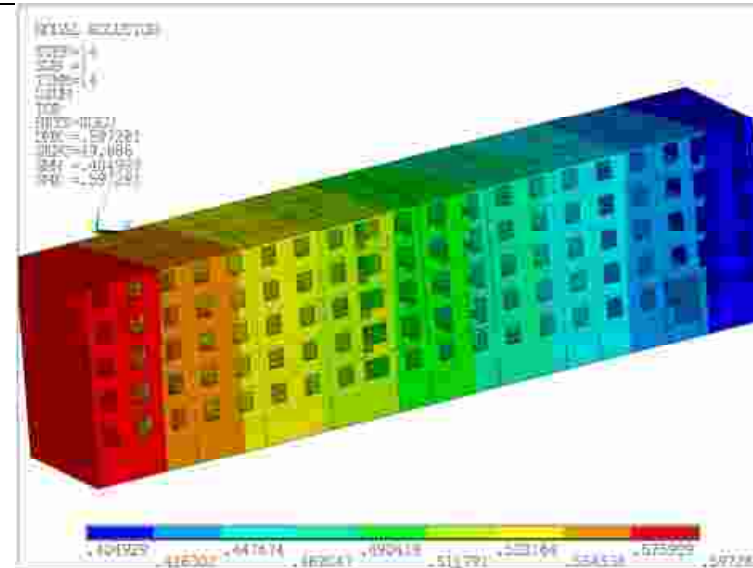


Рисунок 14 – Суммарные оседания [м]. Положение 3, угол 10°

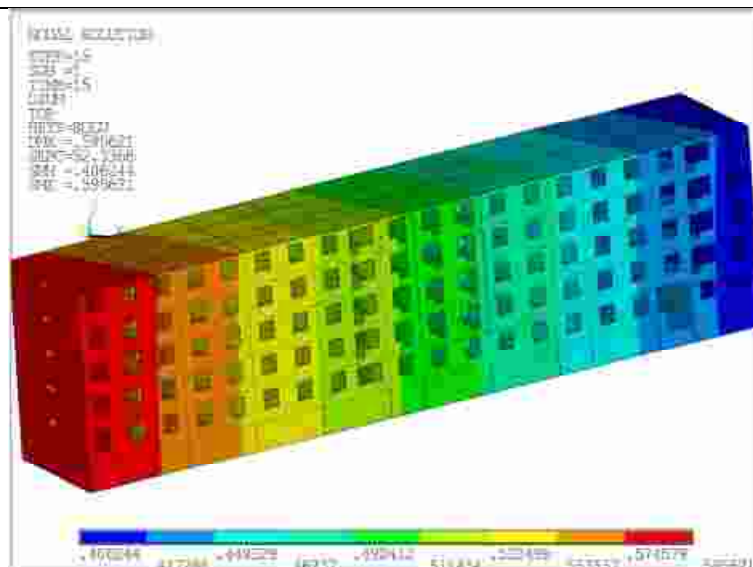


Рисунок 15 – Суммарные оседания [м]. Положение 3, угол 20°

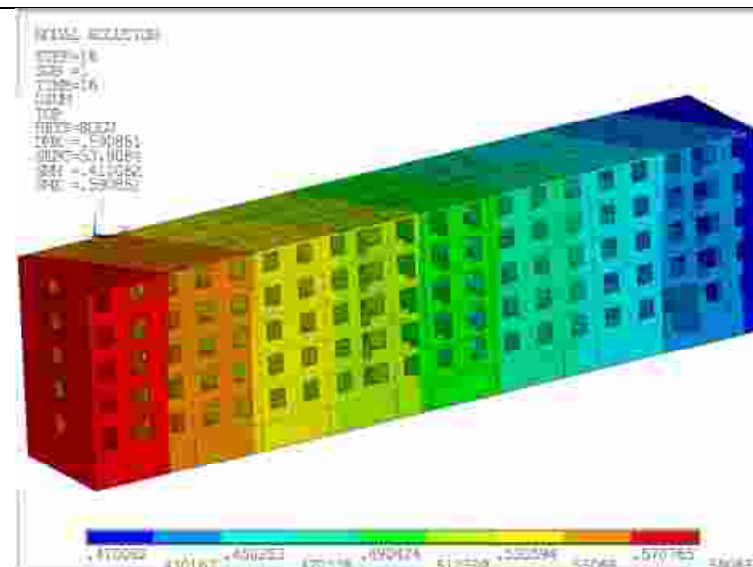


Рисунок 16 – Суммарные оседания [м]. Положение 3, угол 30°

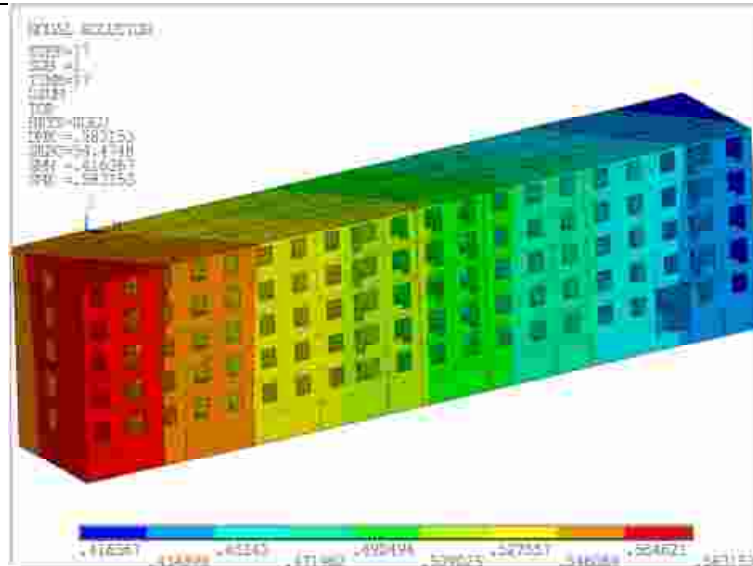


Рисунок 17 – Суммарные оседания [м]. Положение 3, угол 40°

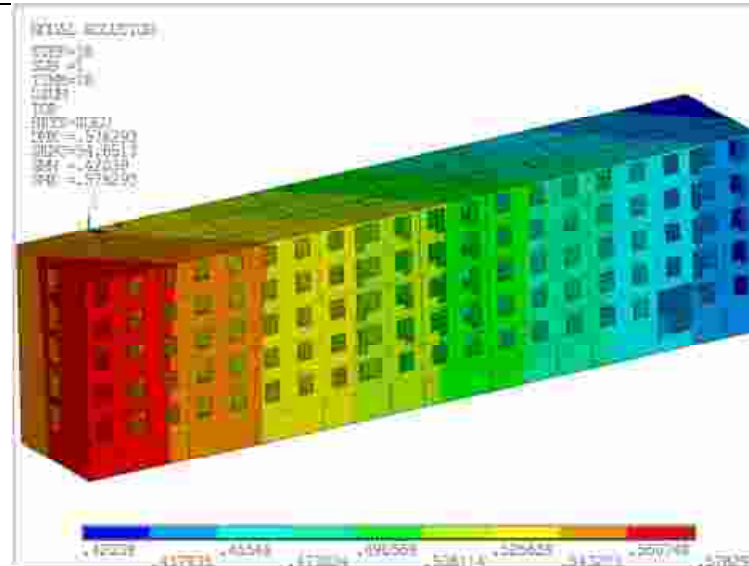


Рисунок 18 – Суммарные оседания [м]. Положение 3, угол 45°

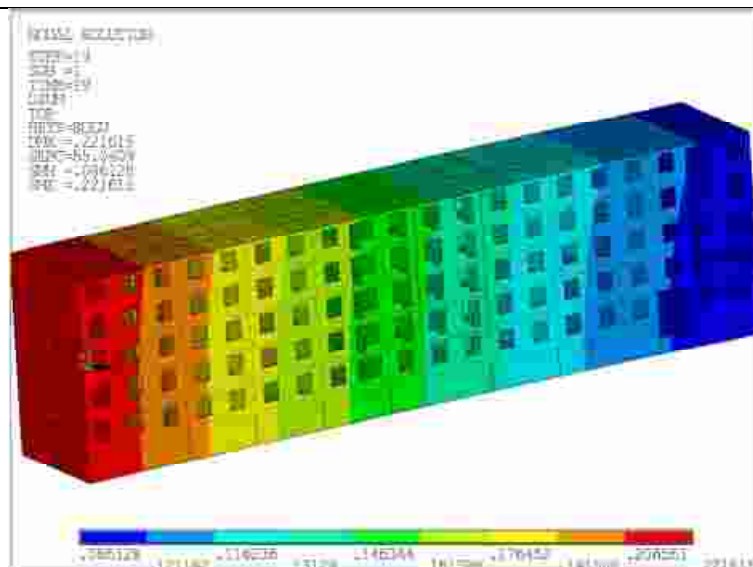


Рисунок 19 – Суммарные оседания [м]. Положение 4, угол 0°

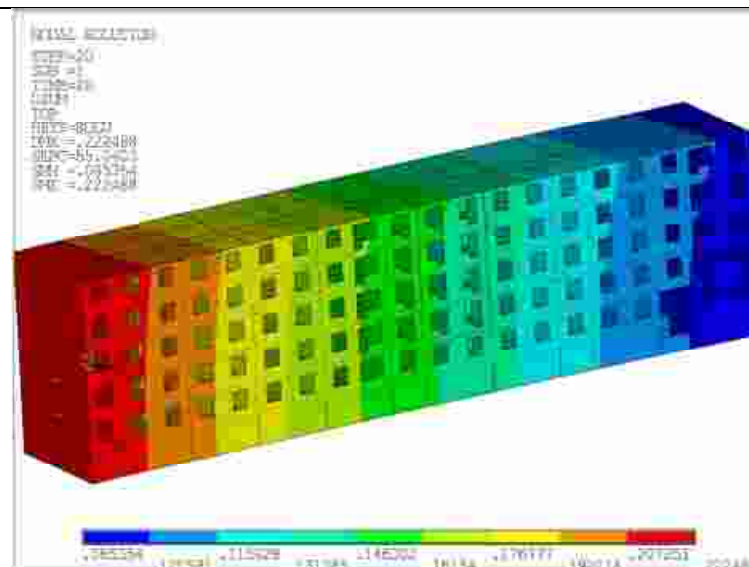
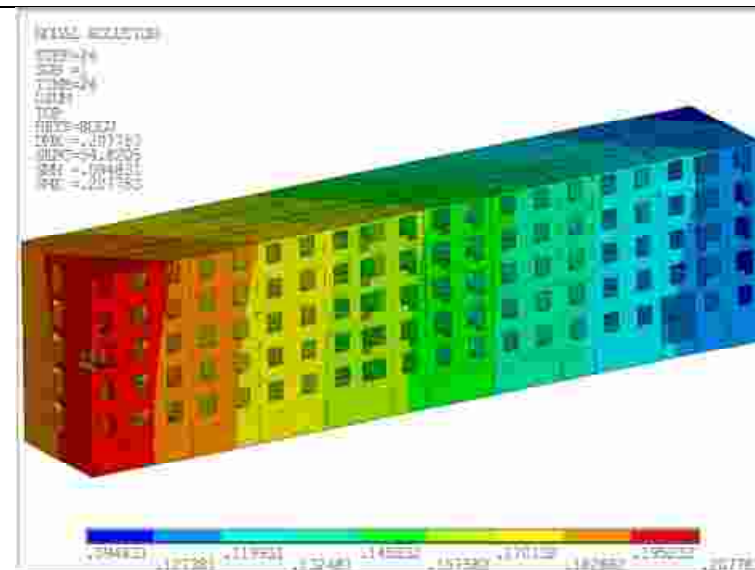
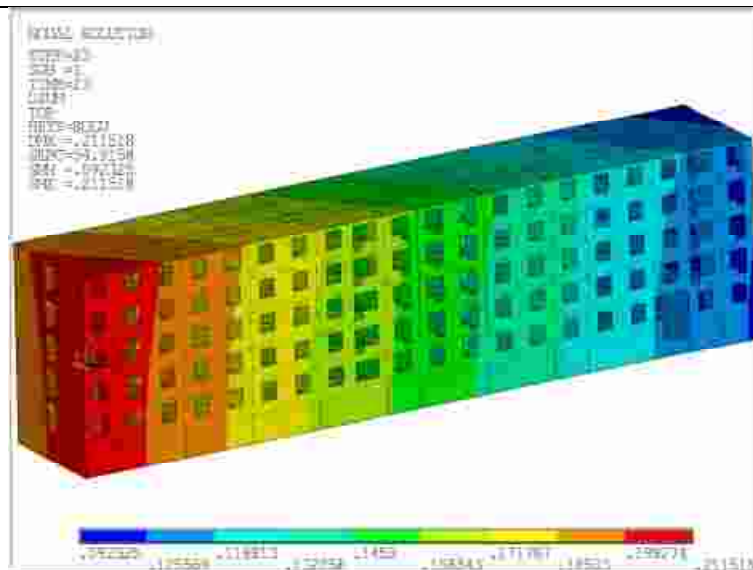
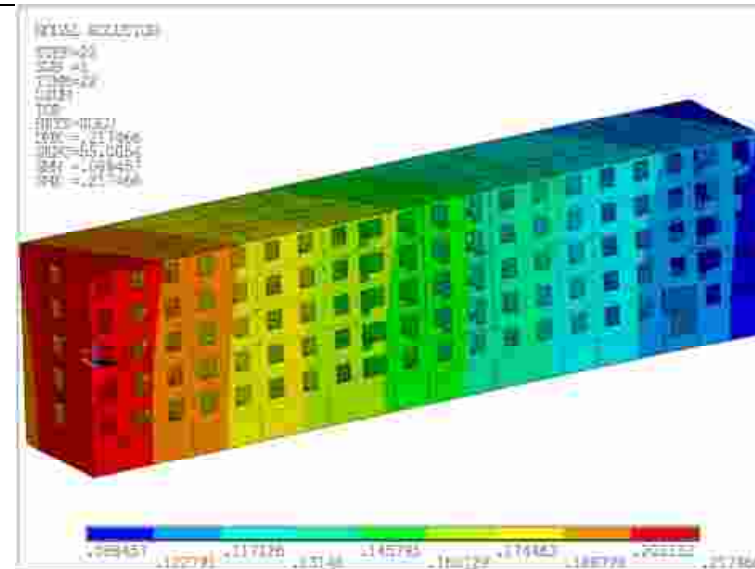
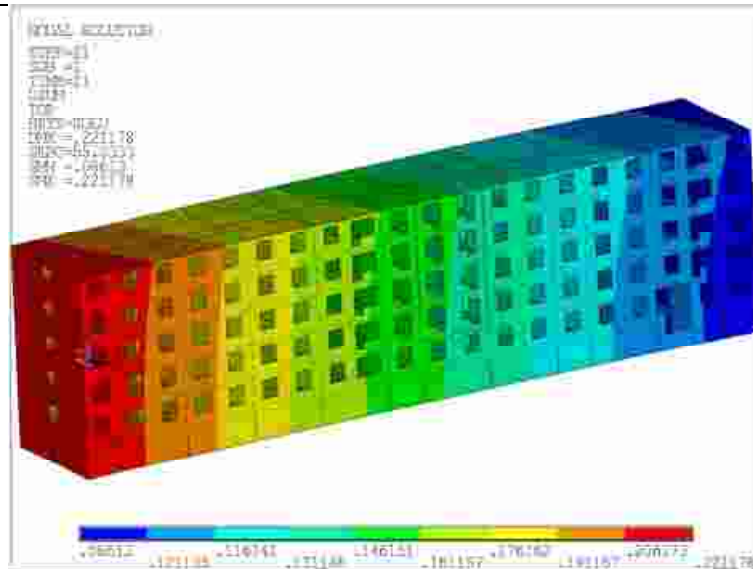


Рисунок 20 – Суммарные оседания [м]. Положение 4, угол 10°



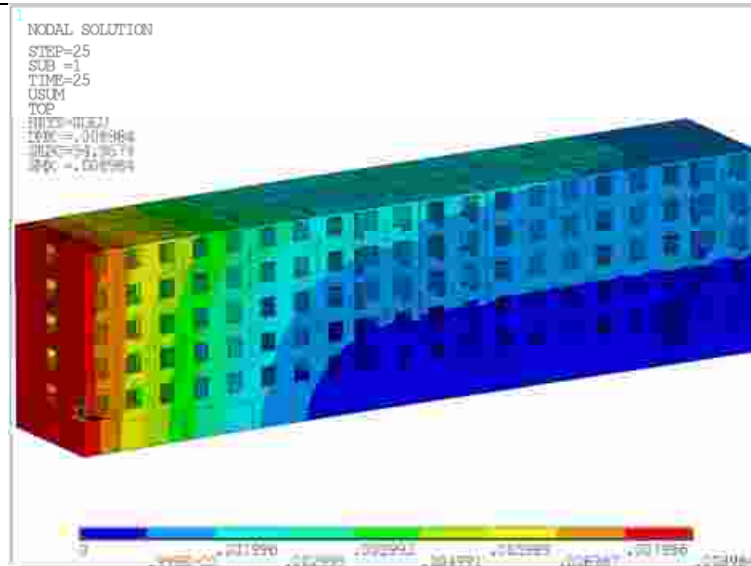


Рисунок 25 – Суммарные оседания [м]. Положение 5, угол 0°

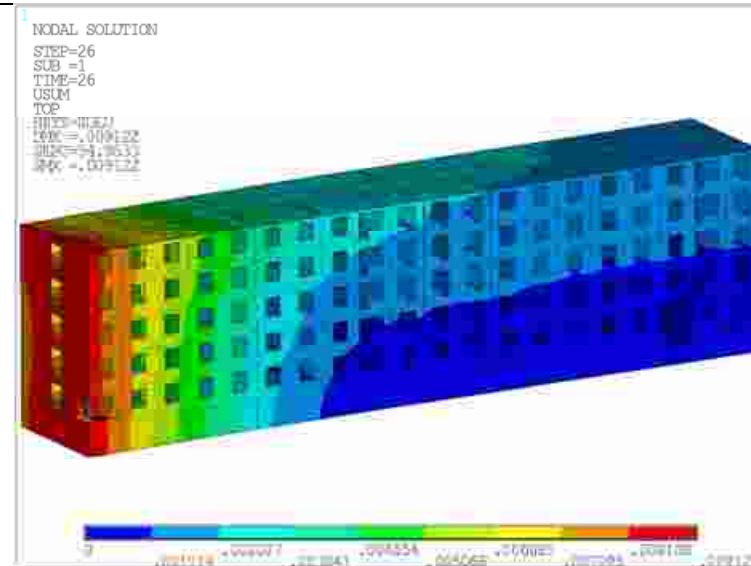


Рисунок 26 – Суммарные оседания [м]. Положение 5, угол 10°

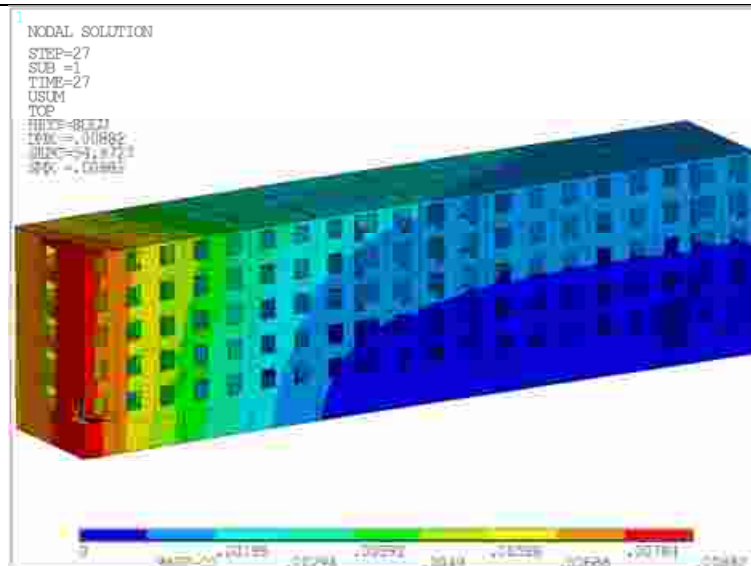


Рисунок 27 – Суммарные оседания [м]. Положение 5, угол 20°

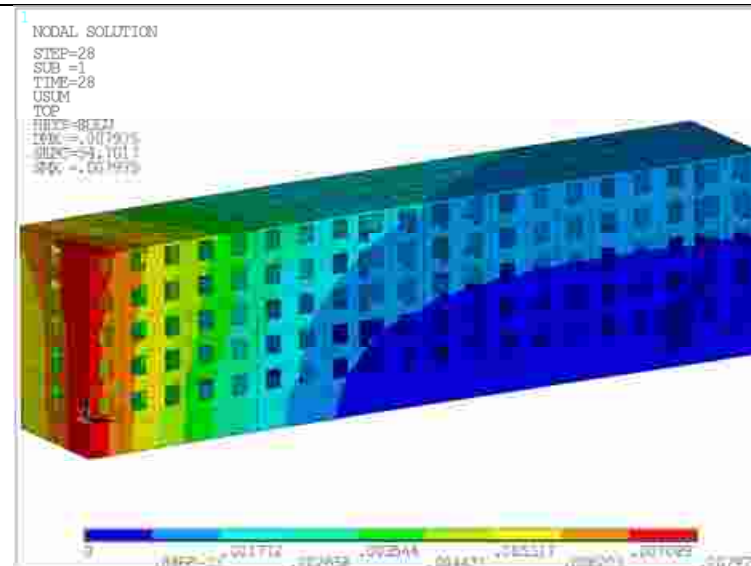


Рисунок 28 – Суммарные оседания [м]. Положение 5, угол 30°

1
NODAL SOLUTION
STEP=29
SUB =1
TIME=29
USUM
TOP
MIN=-0.000000
MAX=.000000
MIN=-0.000000
MAX=.000000
SPC =.000000

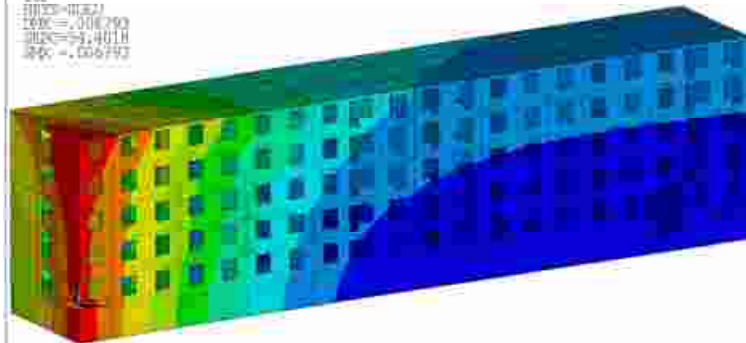


Рисунок 29 – Суммарные оседания [м]. Положение 5, угол 40°

1
NODAL SOLUTION
STEP=30
SUB =1
TIME=30
USUM
TOP
MIN=-0.000000
MAX=.000000
MIN=-0.000000
MAX=.000000
SPC =.000000

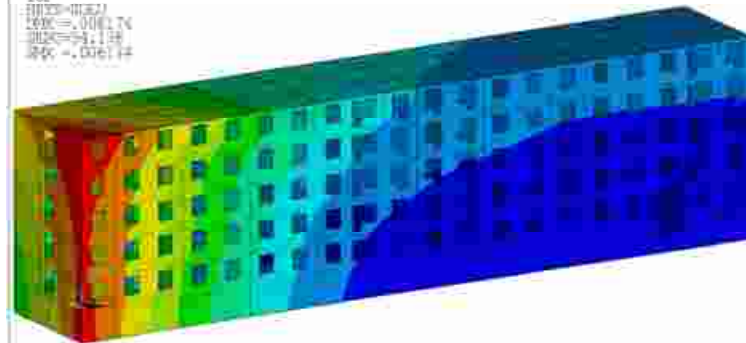


Рисунок 30 – Суммарные оседания [м]. Положение 5, угол 45°

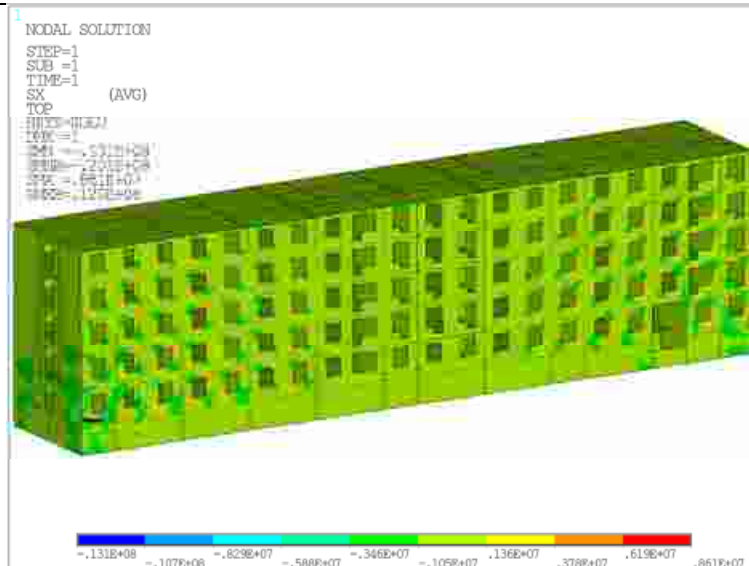


Рисунок 31 – Напряжения вдоль оси X [Па]. Положение 1, угол 0°

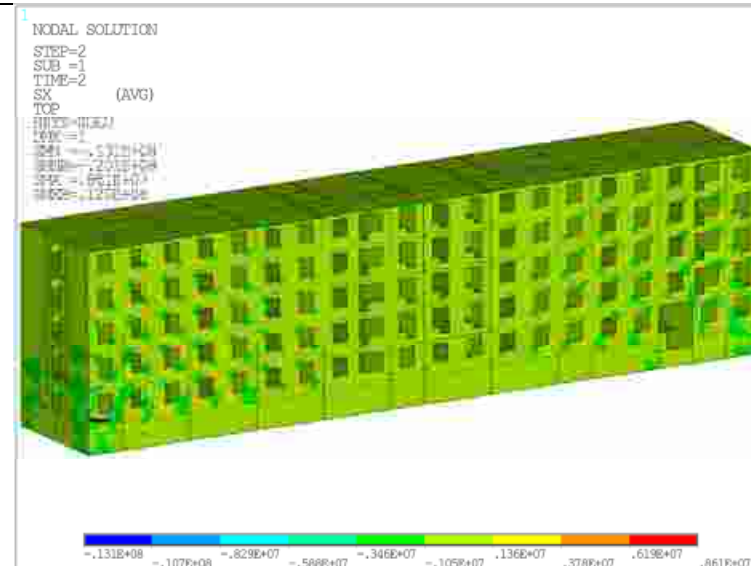


Рисунок 32 – Напряжения вдоль оси X [Па]. Положение 1, угол 10°

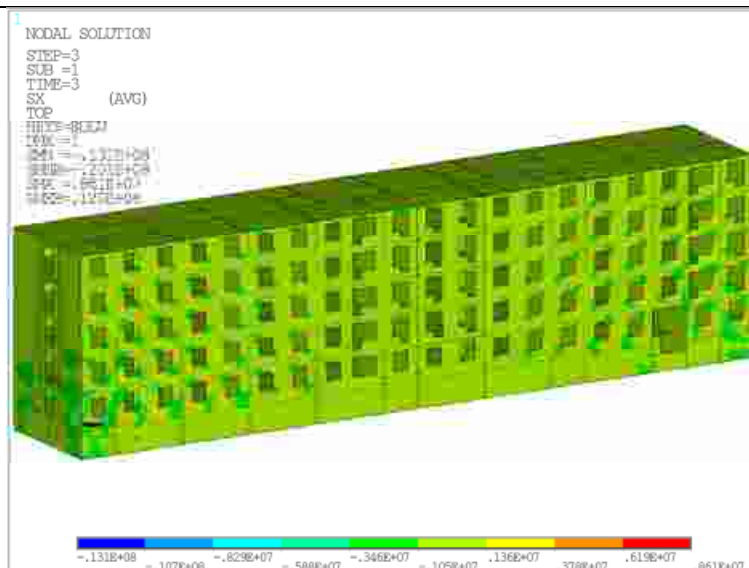


Рисунок 33 – Напряжения вдоль оси X [Па]. Положение 1, угол 20°

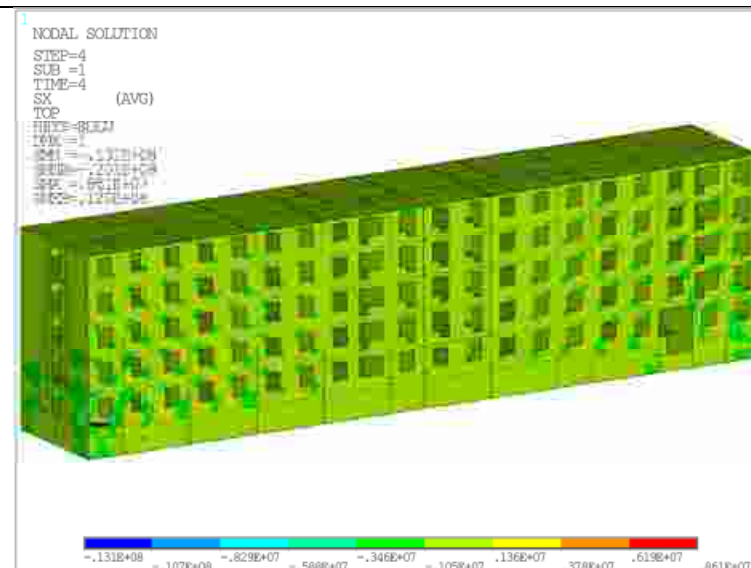
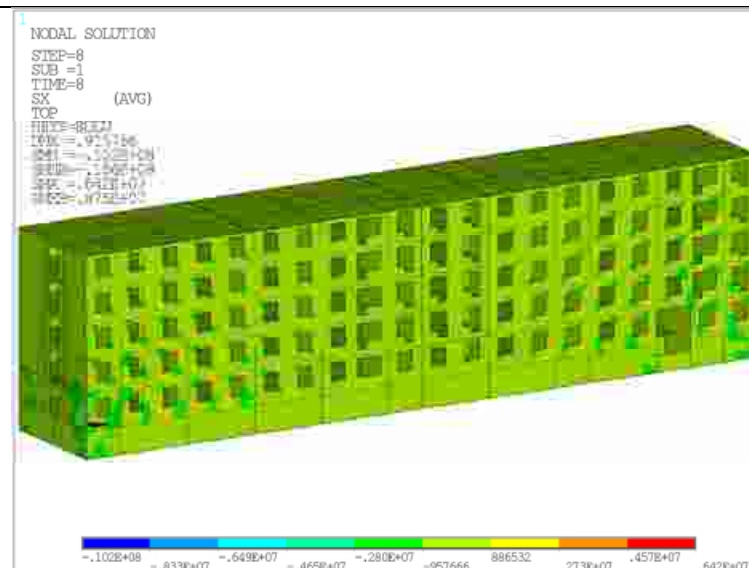
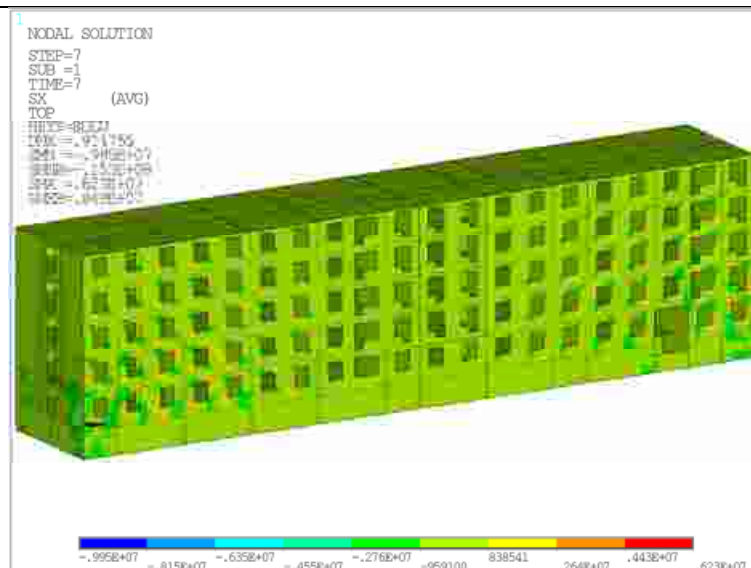
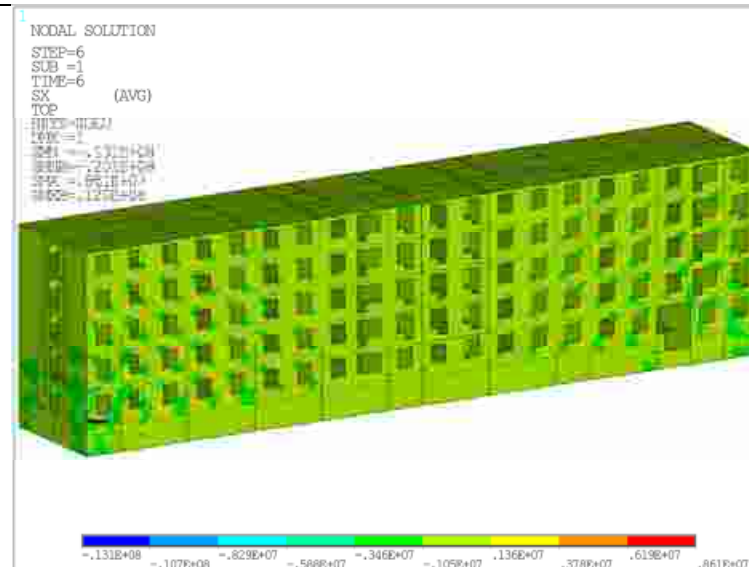
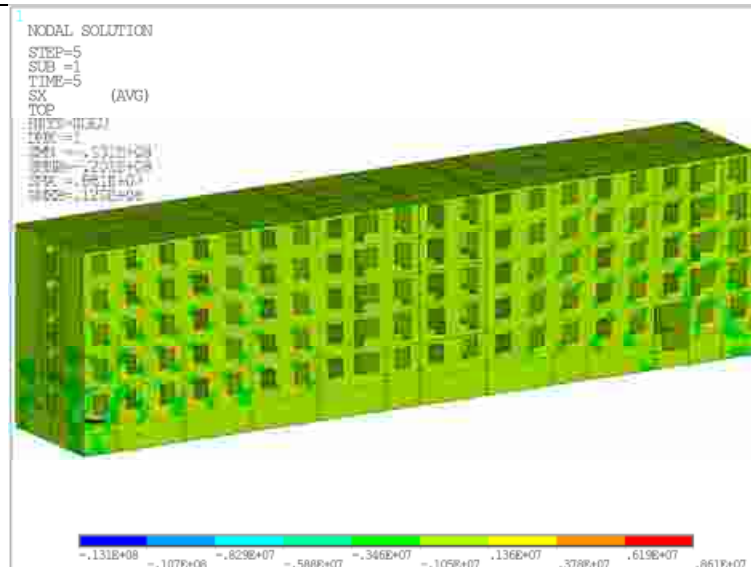


Рисунок 34 – Напряжения вдоль оси X [Па]. Положение 1, угол 30°



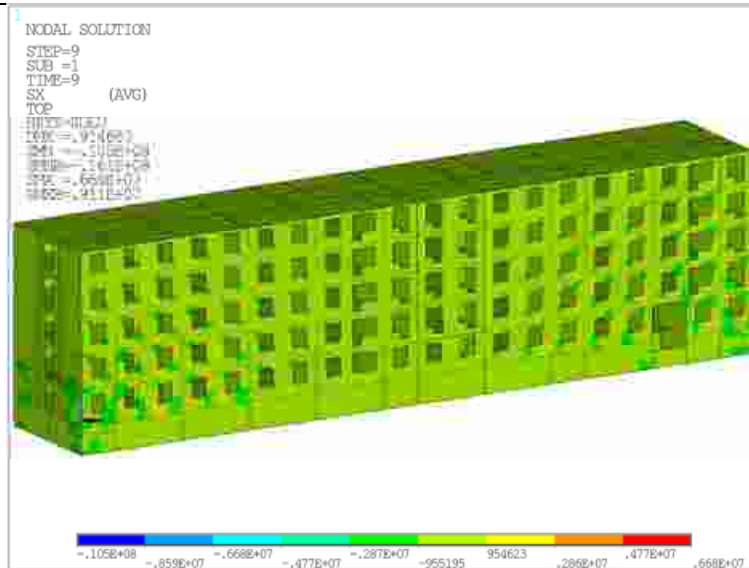


Рисунок 39 – Напряжения вдоль оси X [Па]. Положение 2, угол 20°

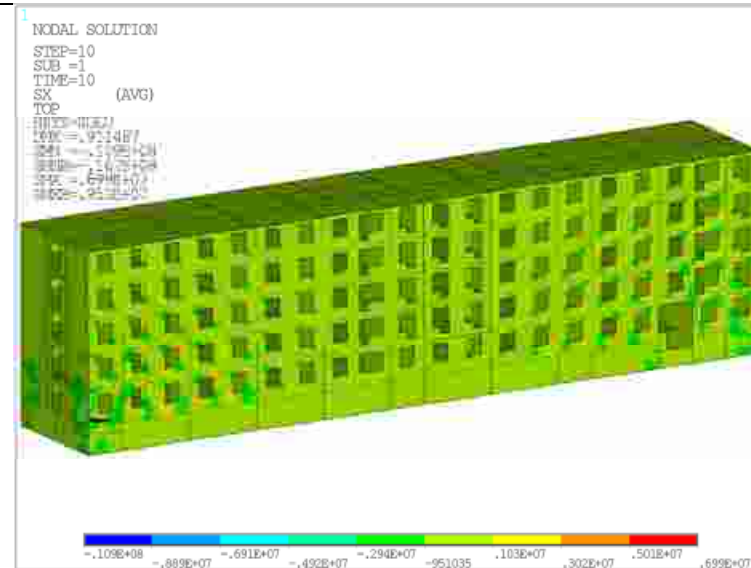


Рисунок 40 – Напряжения вдоль оси X [Па]. Положение 2, угол 30°

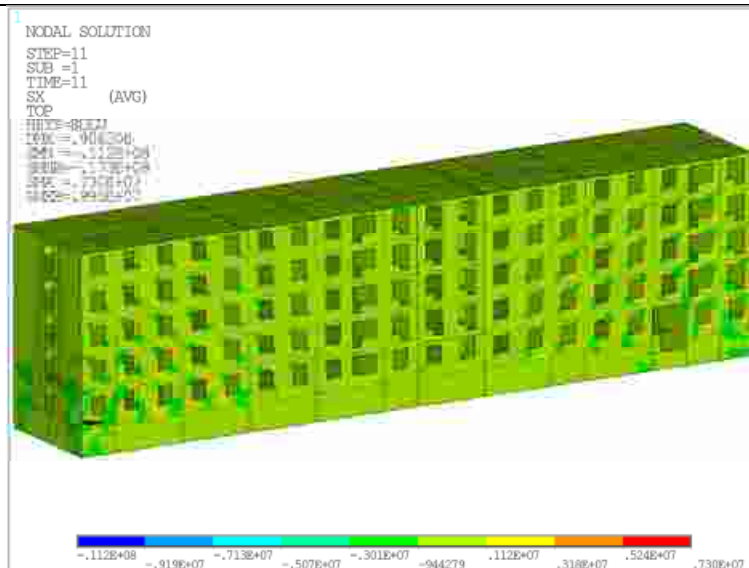


Рисунок 41 – Напряжения вдоль оси X [Па]. Положение 2, угол 40°

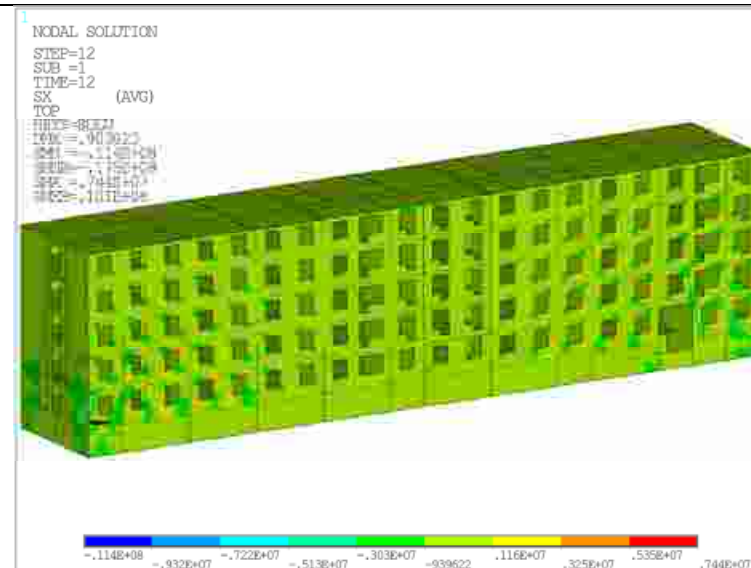


Рисунок 42 – Напряжения вдоль оси X [Па]. Положение 2, угол 45°

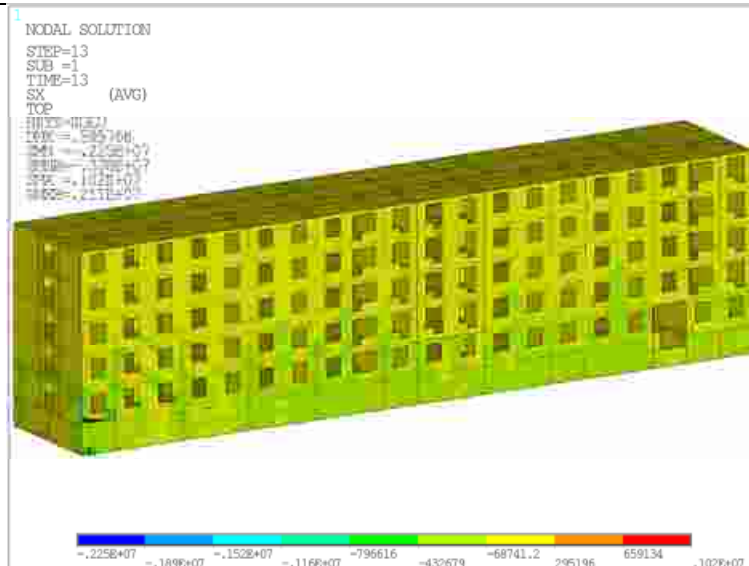


Рисунок 43 – Напряжения вдоль оси X [Па]. Положение 3, угол 0°

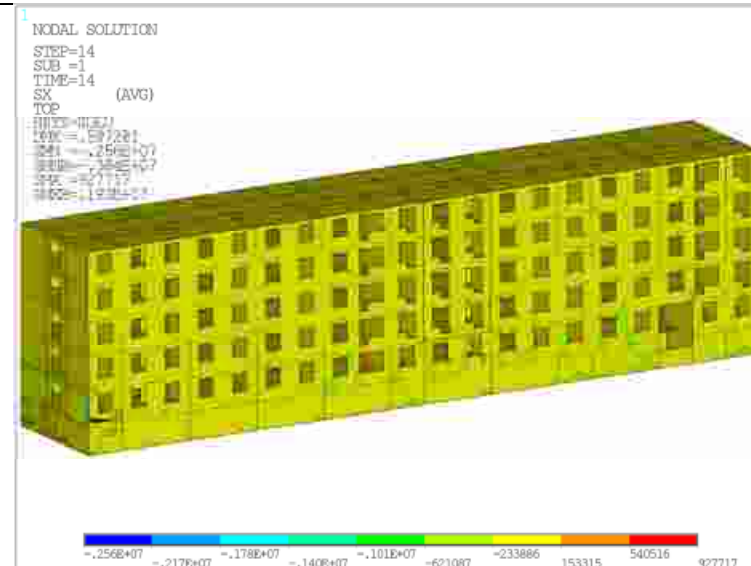


Рисунок 44 – Напряжения вдоль оси X [Па]. Положение 3, угол 10°

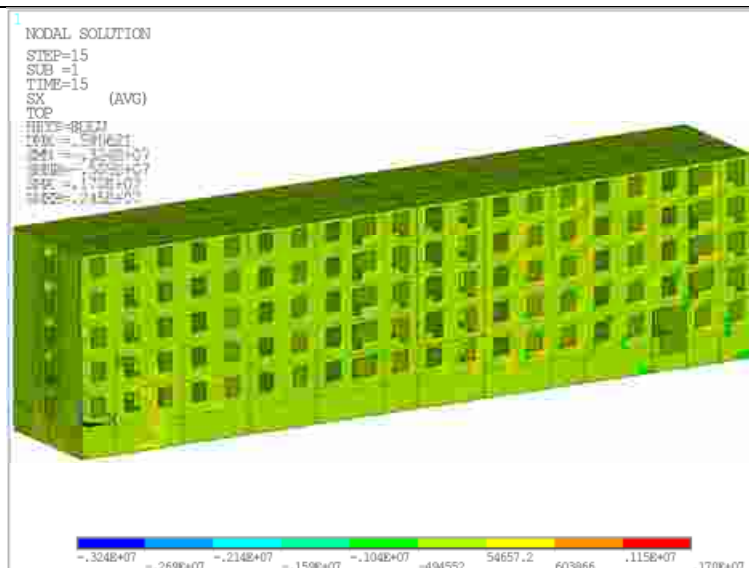


Рисунок 45 – Напряжения вдоль оси X [Па]. Положение 3, угол 20°

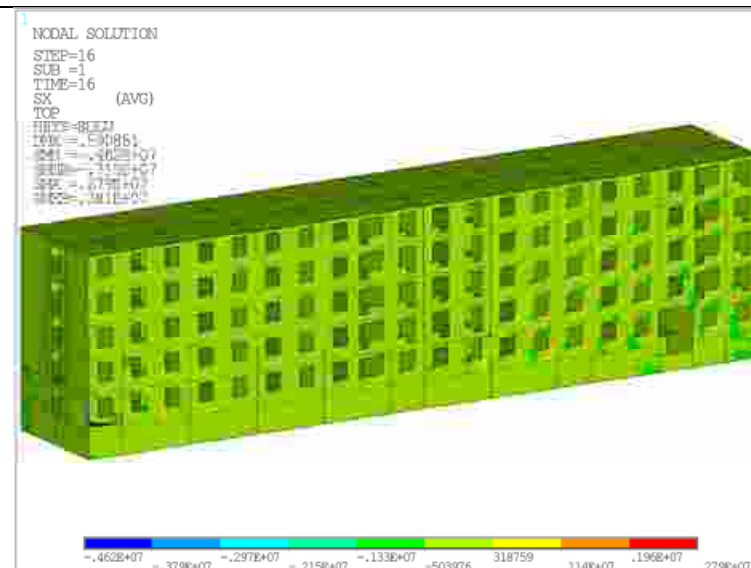


Рисунок 46 – Напряжения вдоль оси X [Па]. Положение 3, угол 30°

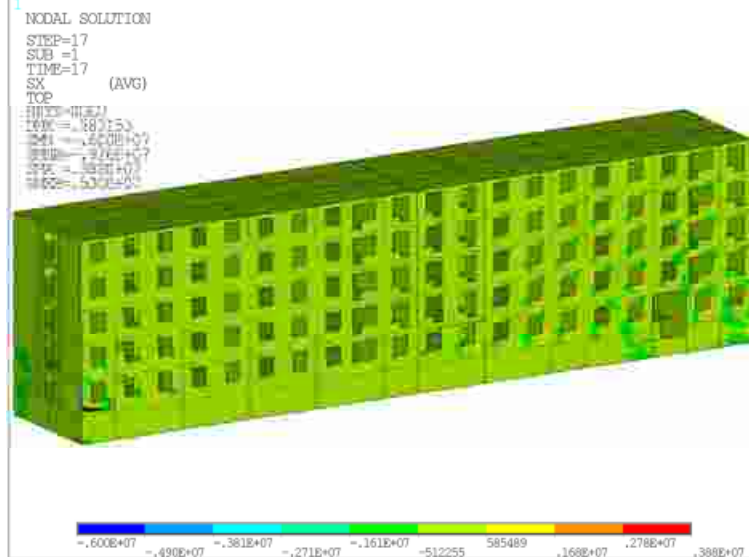


Рисунок 47 – Напряжения вдоль оси X [Па]. Положение 3, угол 40°

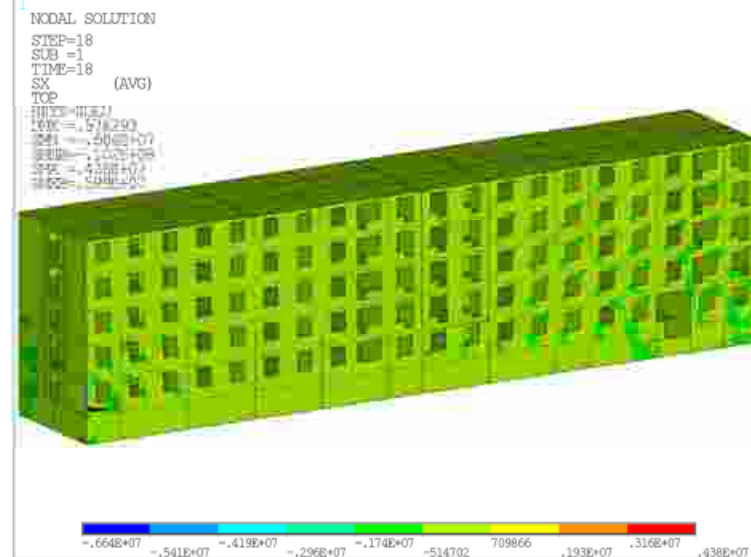


Рисунок 48 – Напряжения вдоль оси X [Па]. Положение 3, угол 45°

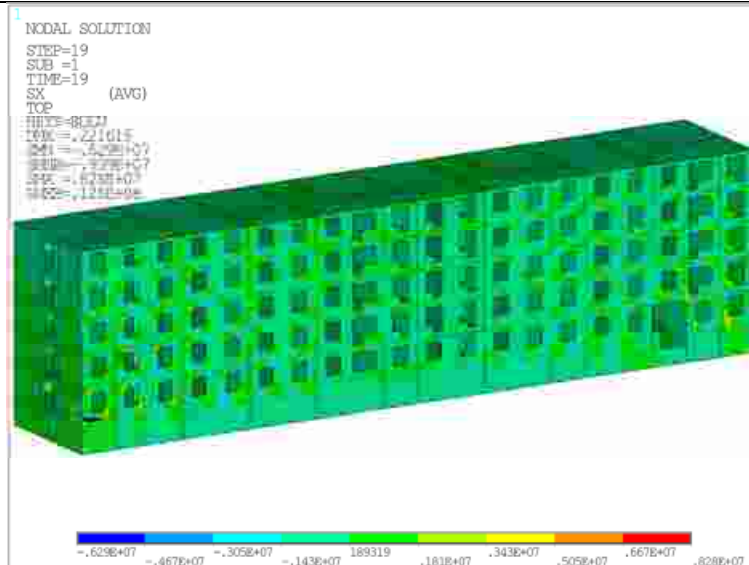


Рисунок 49 – Напряжения вдоль оси X [Па]. Положение 4, угол 0°

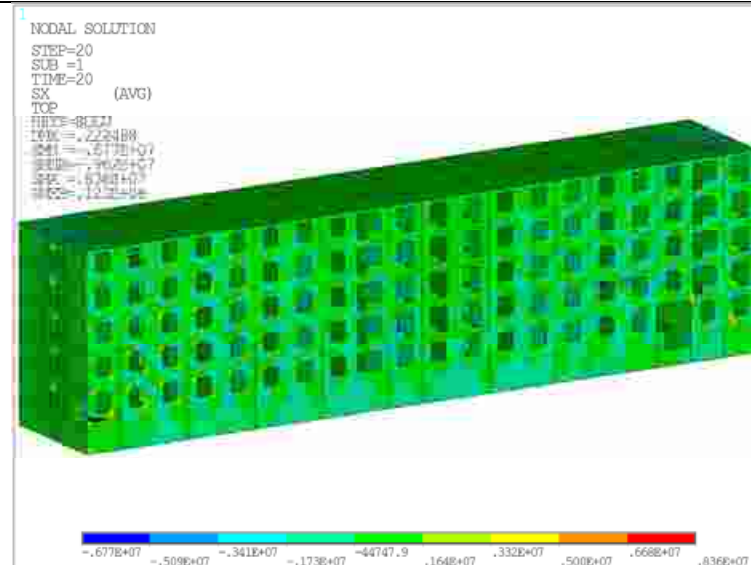


Рисунок 50 – Напряжения вдоль оси X [Па]. Положение 4, угол 10°

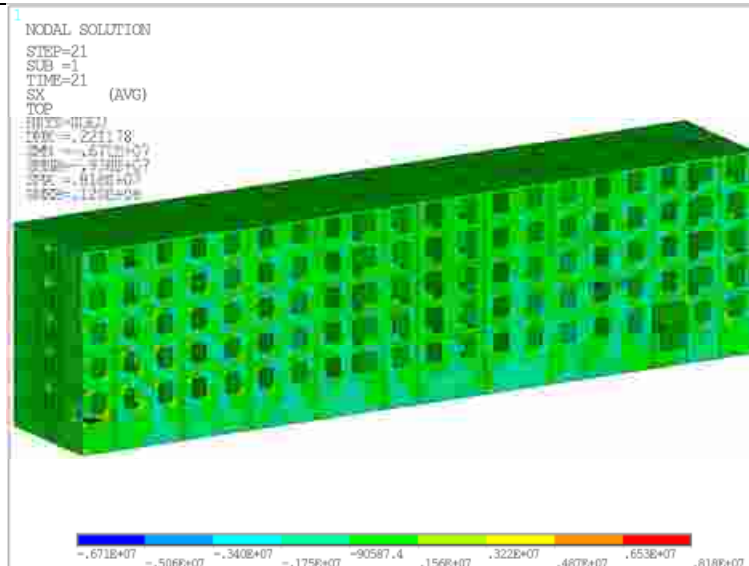


Рисунок 51 – Напряжения вдоль оси X [Па]. Положение 4, угол 20°

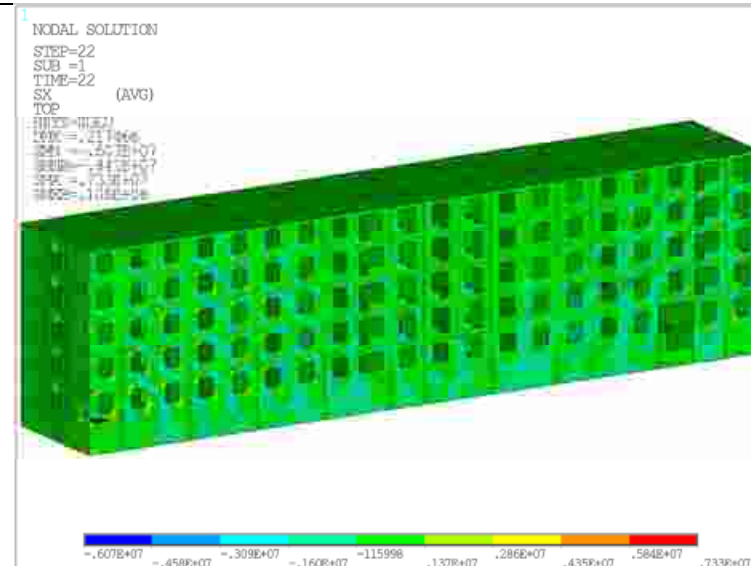


Рисунок 52 – Напряжения вдоль оси X [Па]. Положение 4, угол 30°

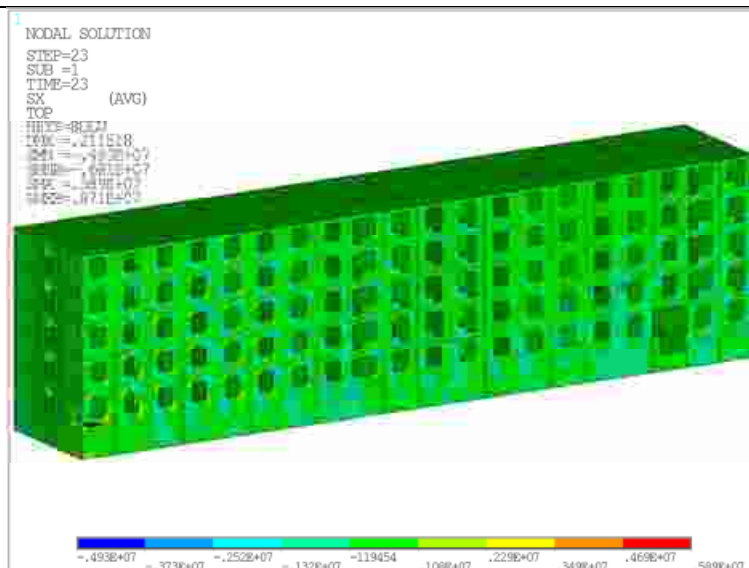


Рисунок 53 – Напряжения вдоль оси X [Па]. Положение 4, угол 40°

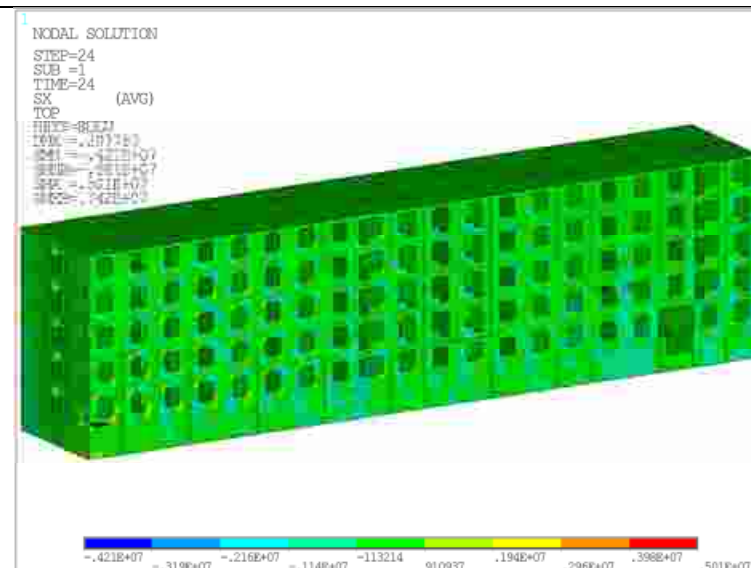


Рисунок 54 – Напряжения вдоль оси X [Па]. Положение 4, угол 45°

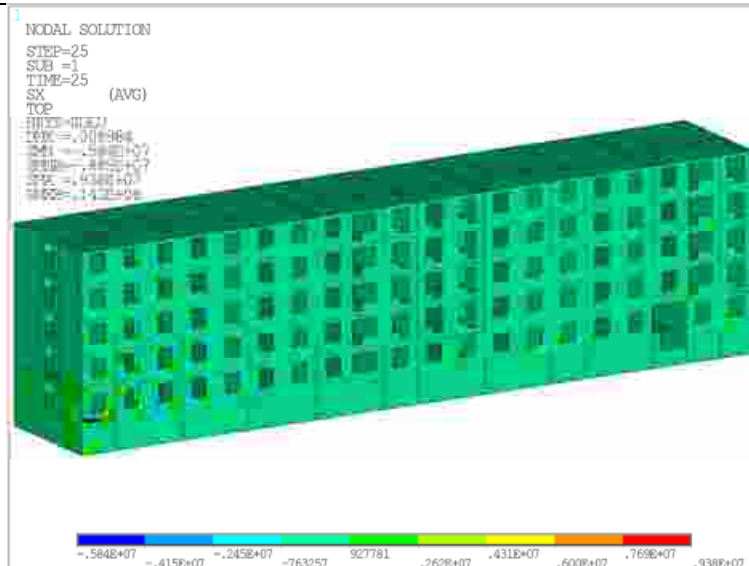


Рисунок 55 – Напряжения вдоль оси X [Па]. Положение 5, угол 0°

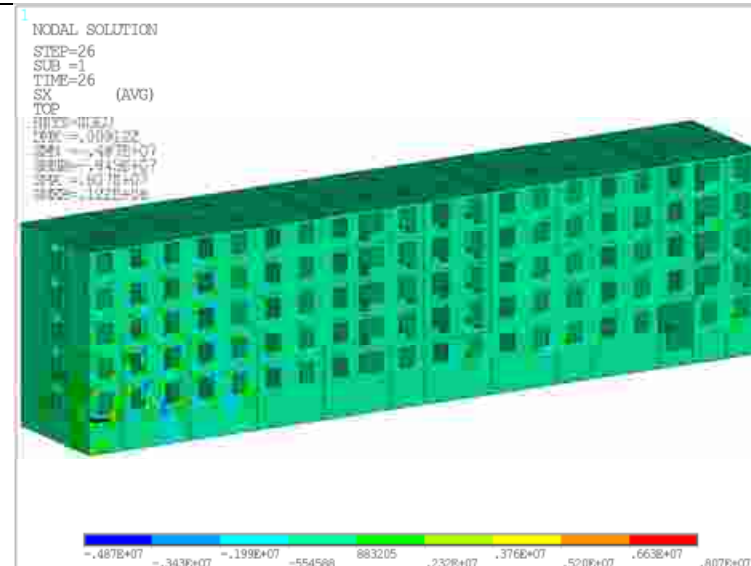


Рисунок 56 – Напряжения вдоль оси X [Па]. Положение 5, угол 10°

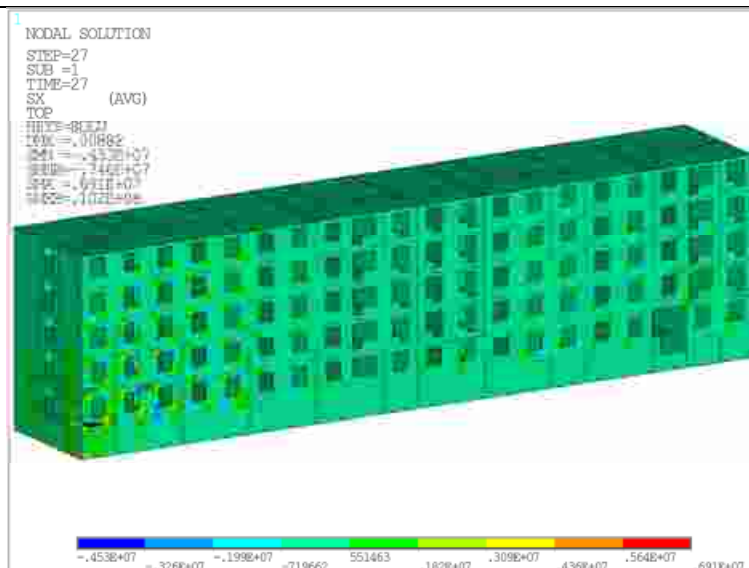


Рисунок 57 – Напряжения вдоль оси X [Па]. Положение 5, угол 20°

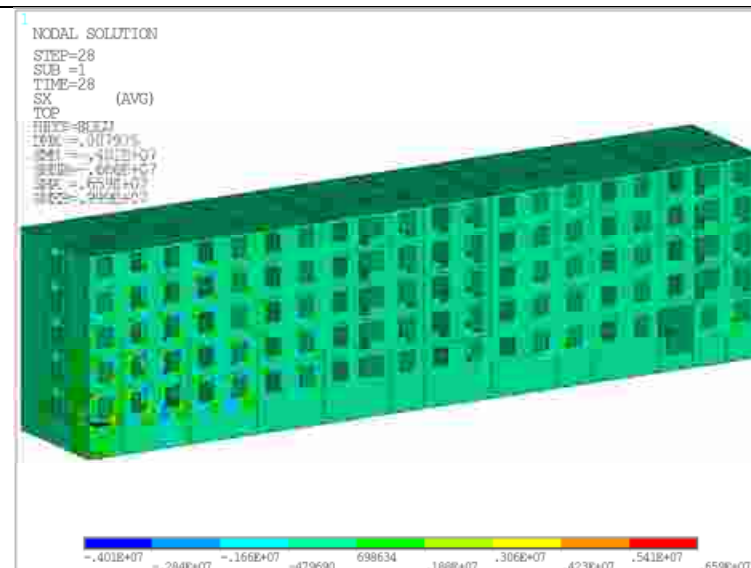


Рисунок 58 – Напряжения вдоль оси X [Па]. Положение 5, угол 30°

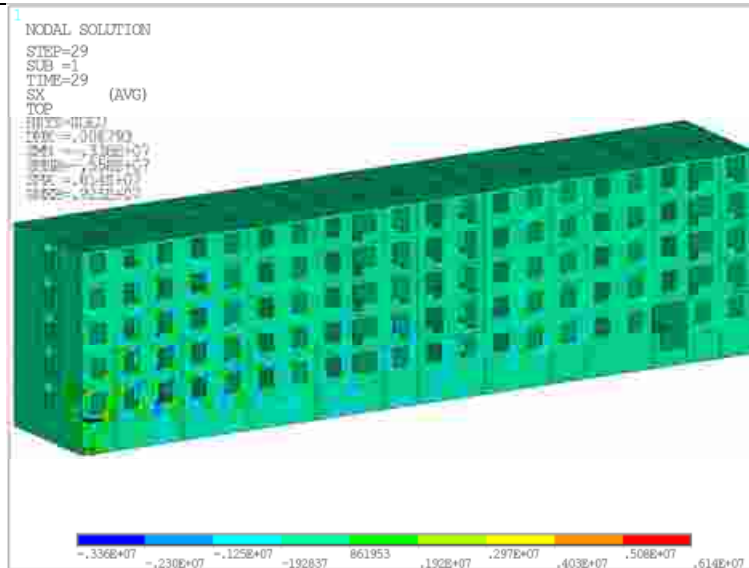


Рисунок 59 – Напряжения вдоль оси X [Па]. Положение 5, угол 40°

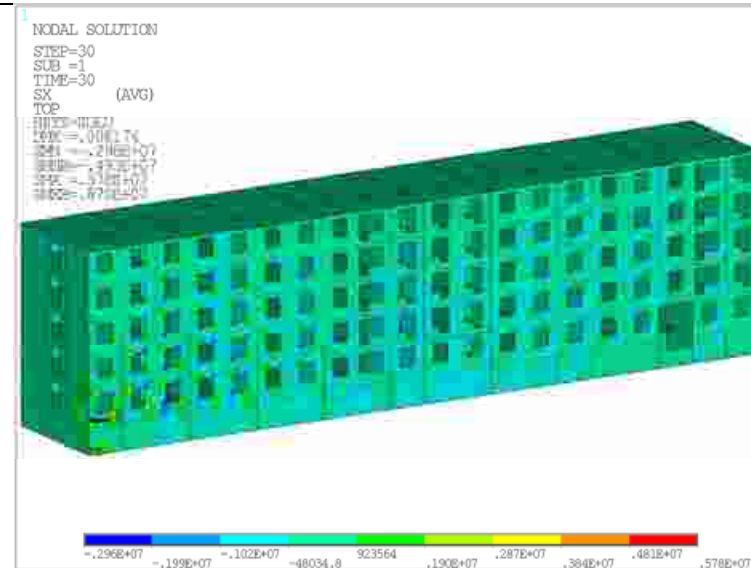


Рисунок 60 – Напряжения вдоль оси X [Па]. Положение 5, угол 45°

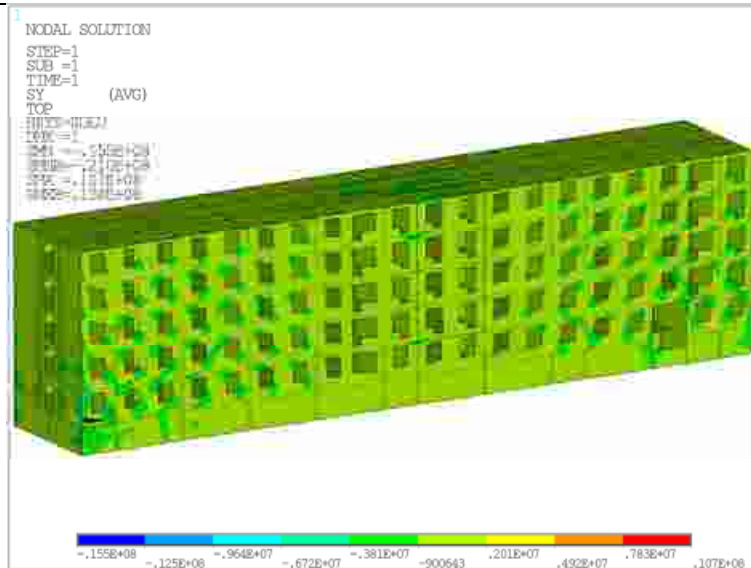


Рисунок 61 – Напряжения вдоль оси Y [Па]. Положение 1, угол 0°

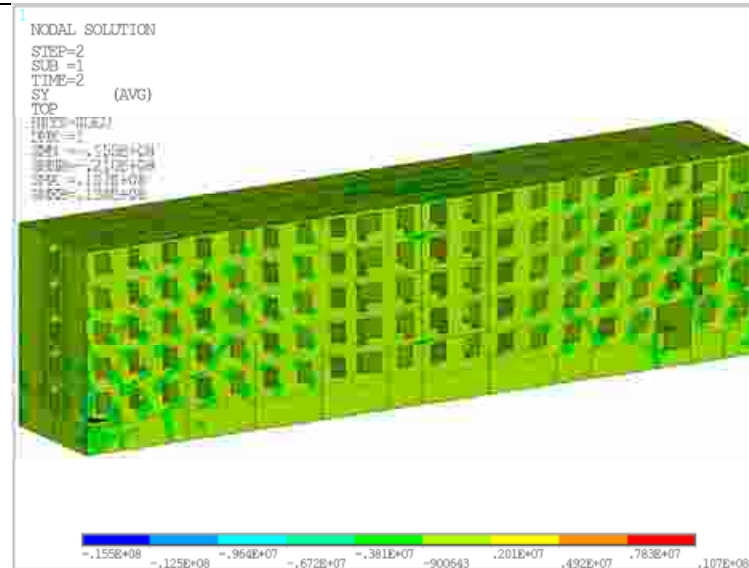


Рисунок 62 – Напряжения вдоль оси Y [Па]. Положение 1, угол 10°

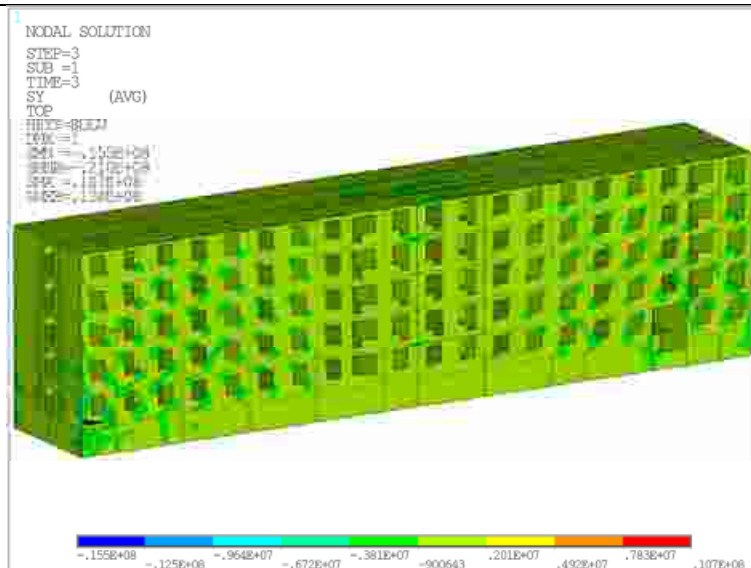


Рисунок 63 – Напряжения вдоль оси Y [Па]. Положение 1, угол 20°

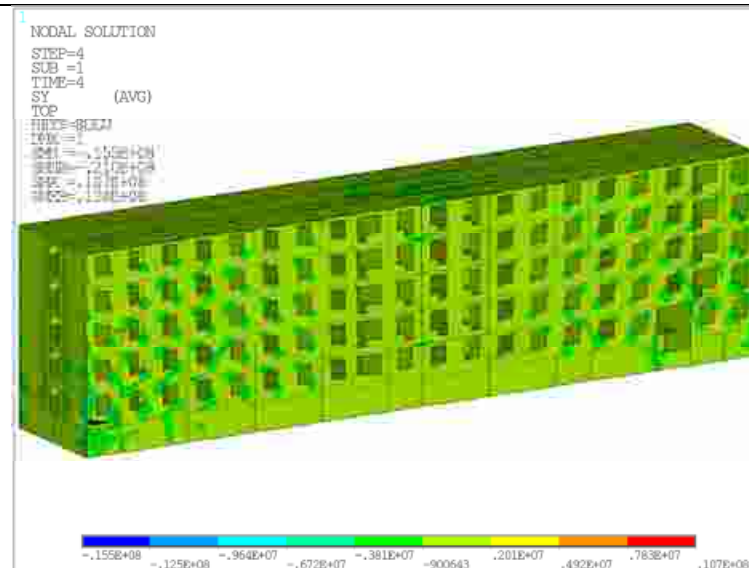
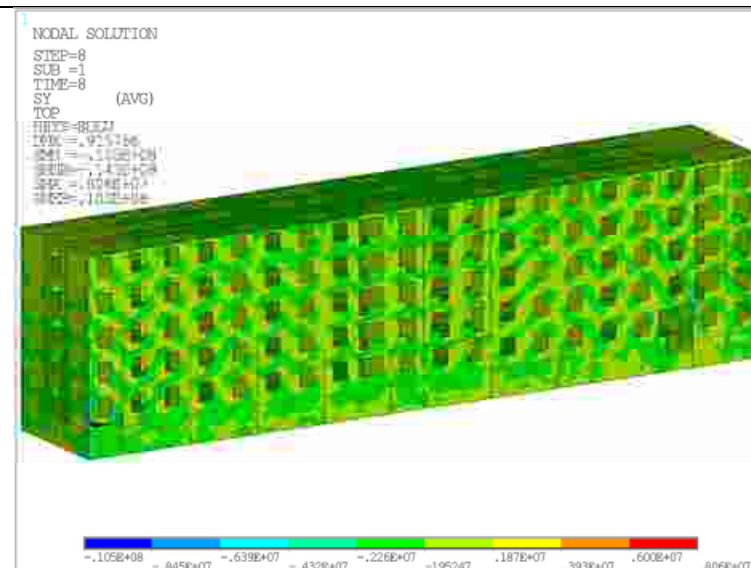
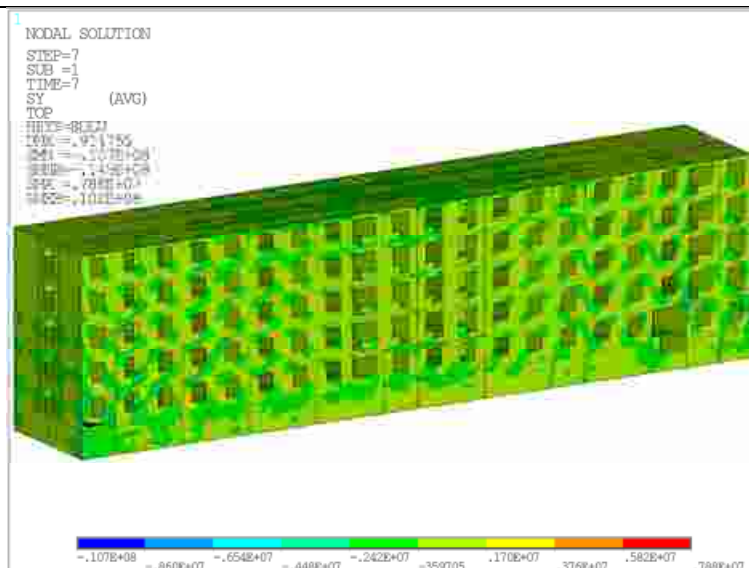
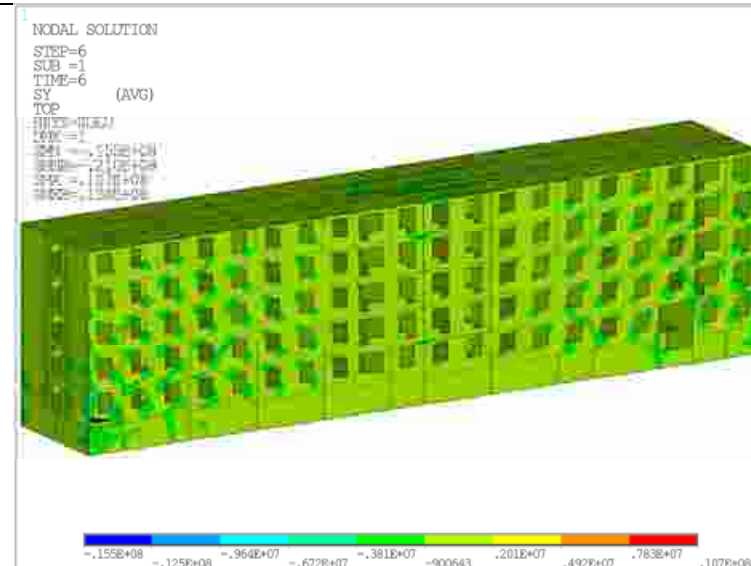
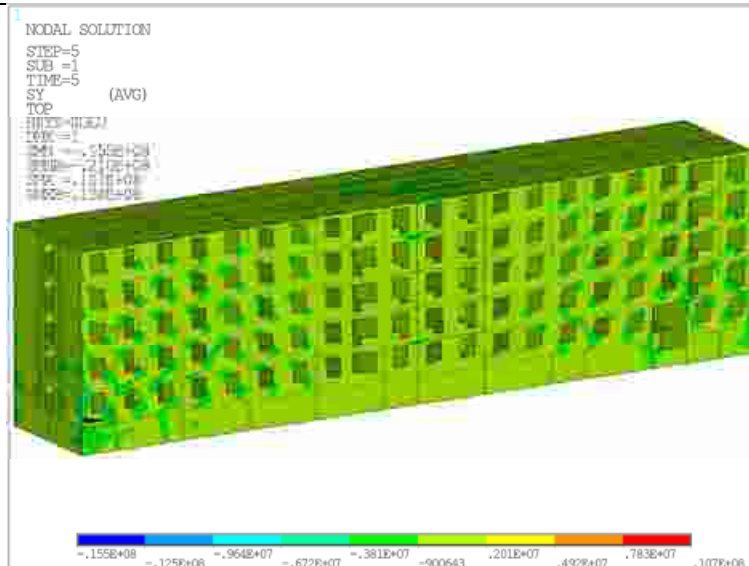
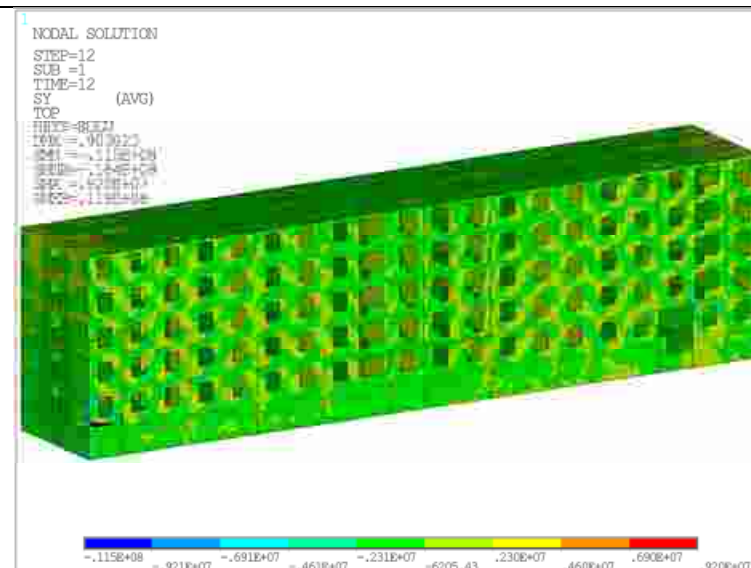
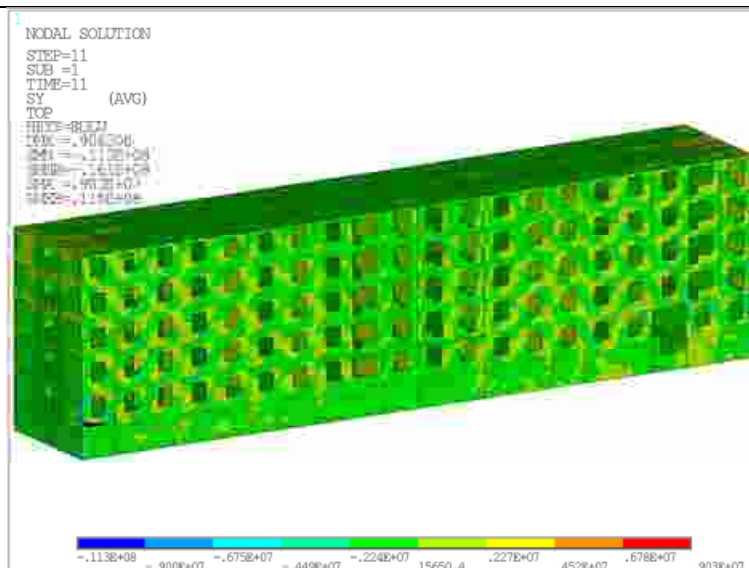
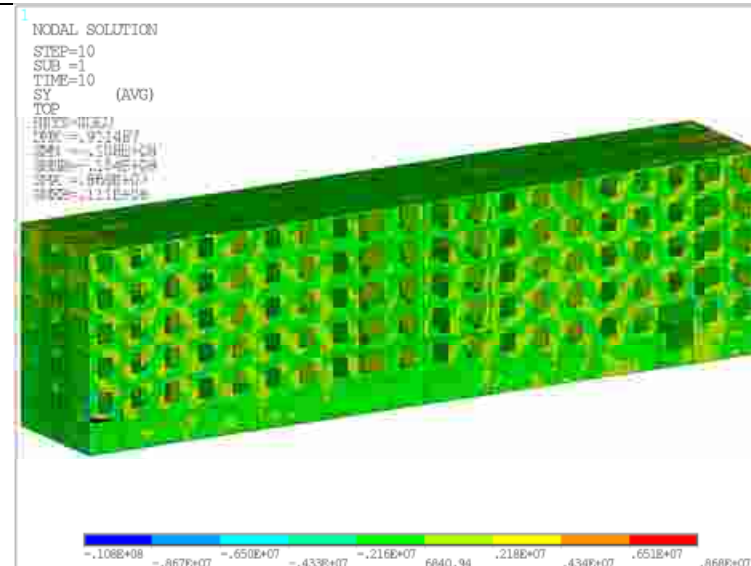
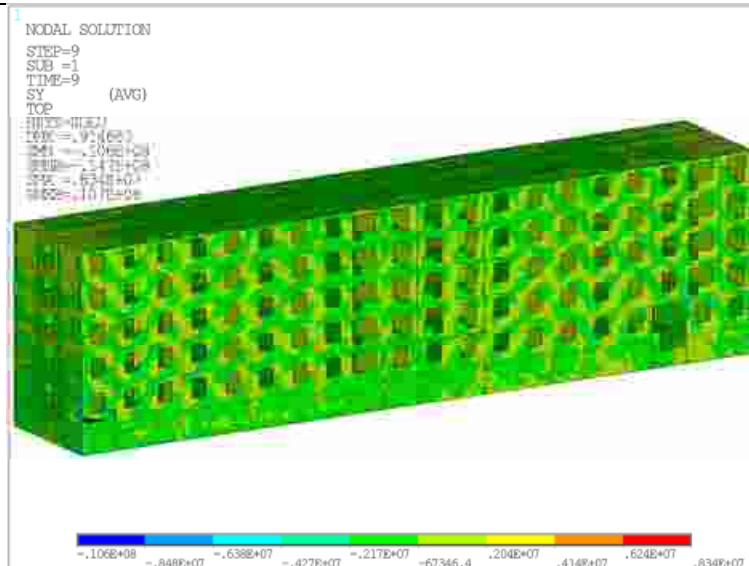


Рисунок 64 – Напряжения вдоль оси Y [Па]. Положение 1, угол 30°





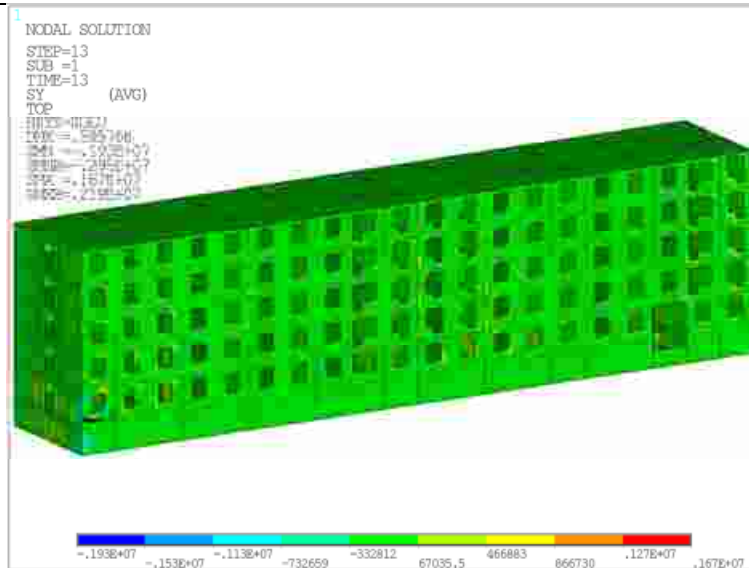


Рисунок 73 – Напряжения вдоль оси Y [Па]. Положение 3, угол 0°

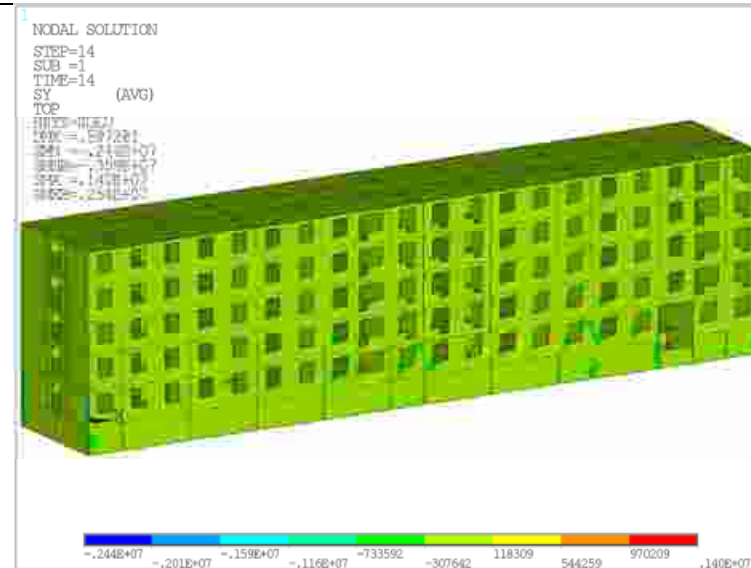


Рисунок 74 – Напряжения вдоль оси Y [Па]. Положение 3, угол 10°

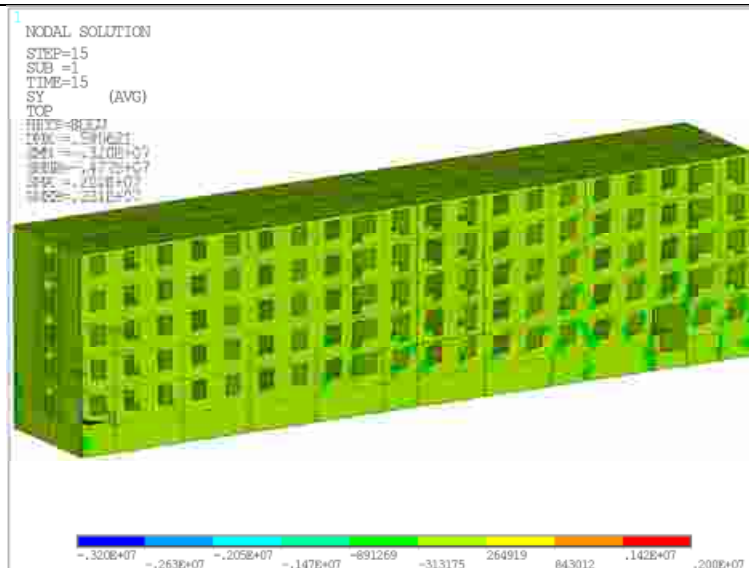


Рисунок 75 – Напряжения вдоль оси Y [Па]. Положение 3, угол 20°

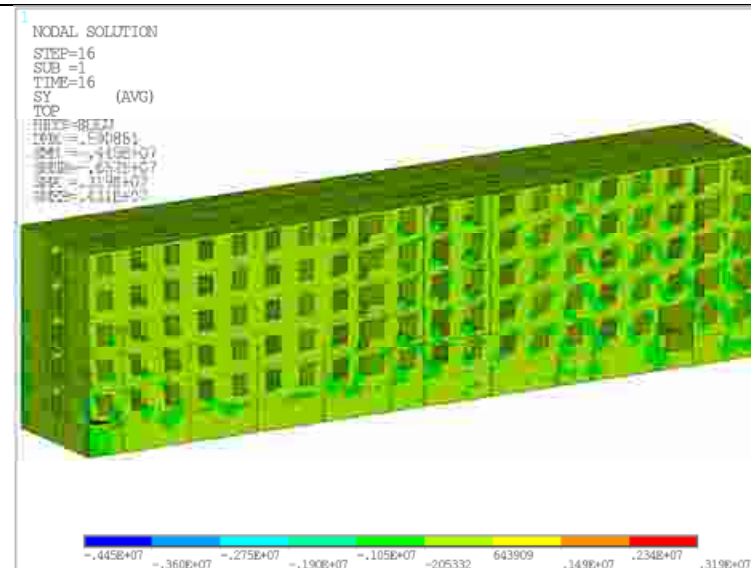


Рисунок 76 – Напряжения вдоль оси Y [Па]. Положение 3, угол 30°

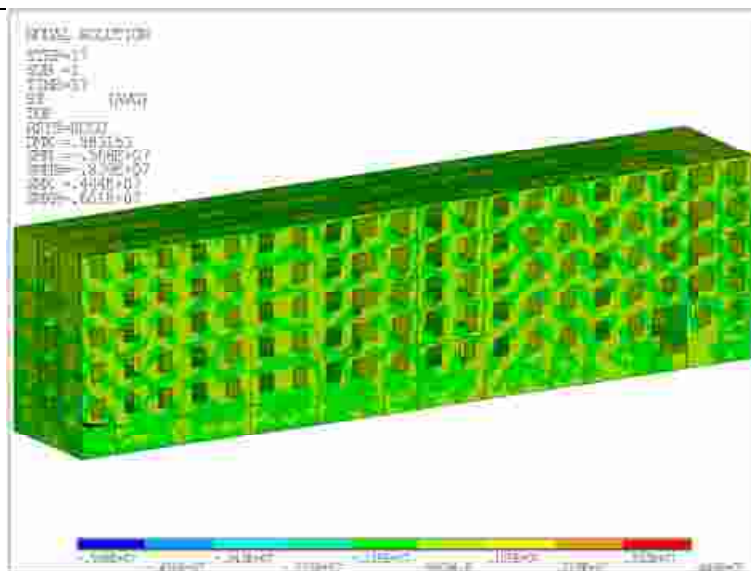


Рисунок 77 – Напряжения вдоль оси Y [Па]. Положение 3, угол 40°

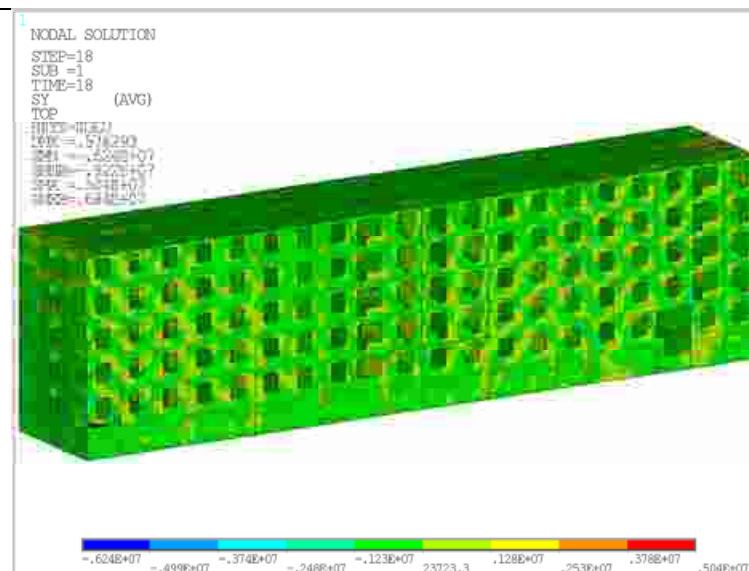


Рисунок 78 – Напряжения вдоль оси Y [Па]. Положение 3, угол 45°

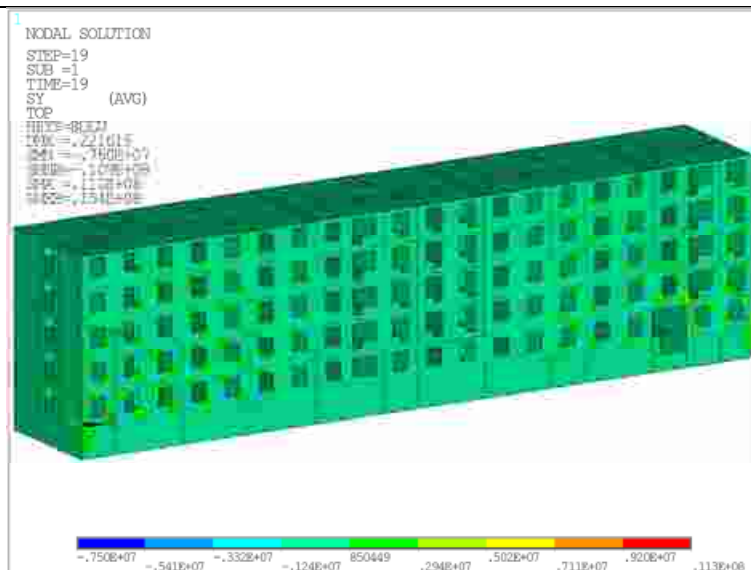


Рисунок 79 – Напряжения вдоль оси Y [Па]. Положение 4, угол 0°

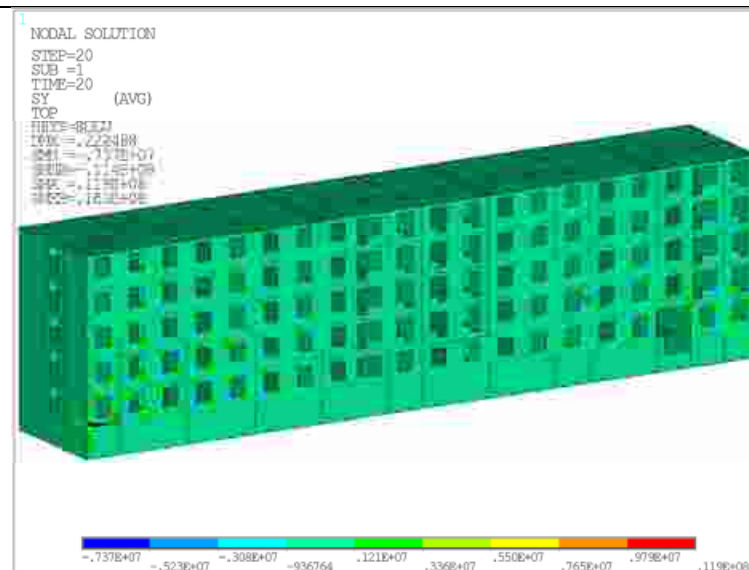


Рисунок 80 – Напряжения вдоль оси Y [Па]. Положение 4, угол 10°

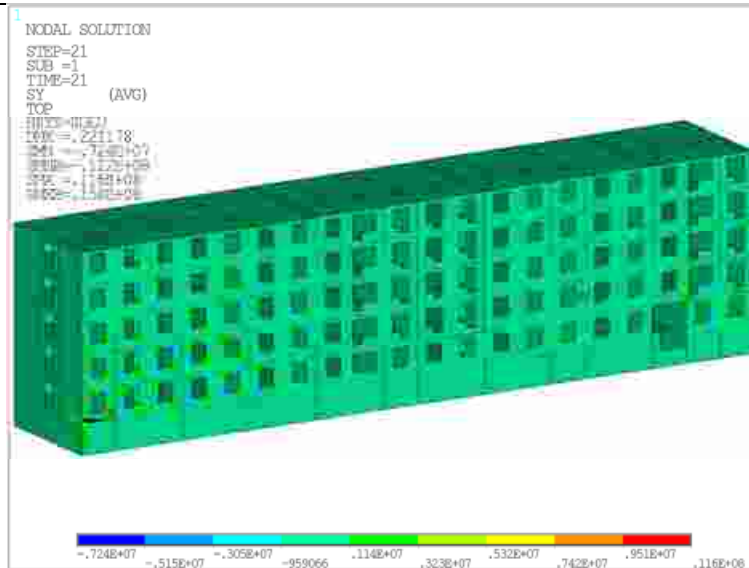


Рисунок 81 – Напряжения вдоль оси Y [Па]. Положение 4, угол 20°

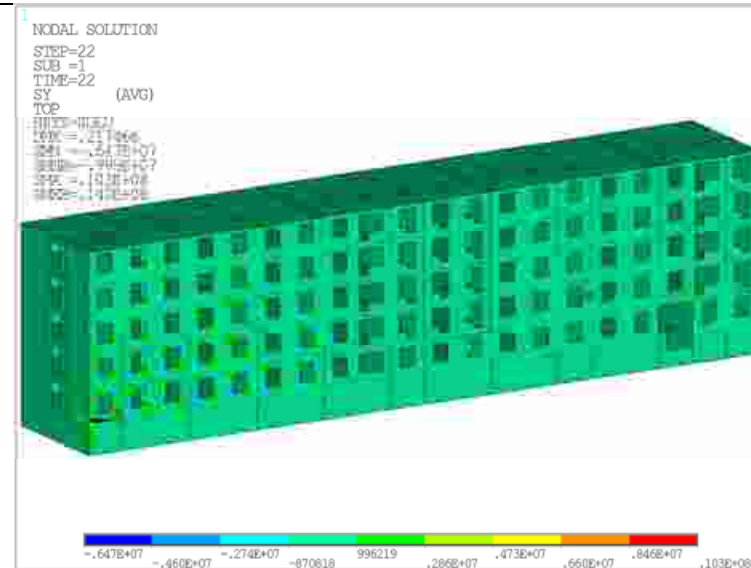


Рисунок 82 – Напряжения вдоль оси Y [Па]. Положение 4, угол 30°

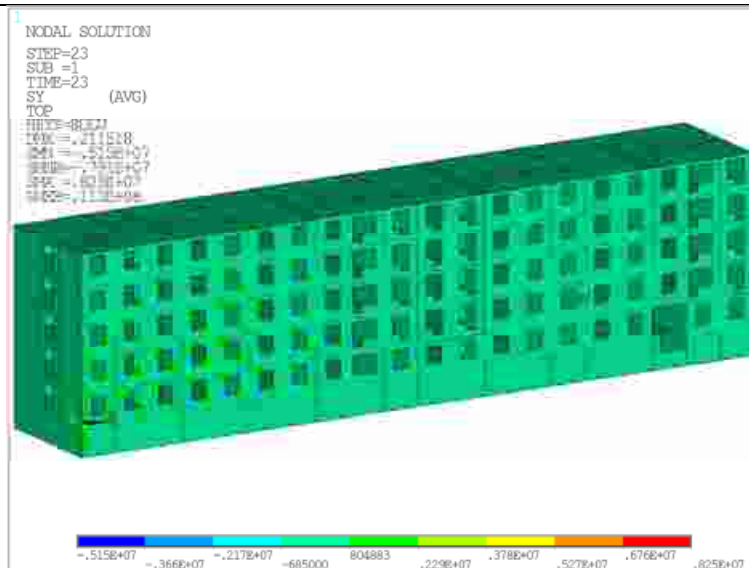


Рисунок 83 – Напряжения вдоль оси Y [Па]. Положение 4, угол 40°

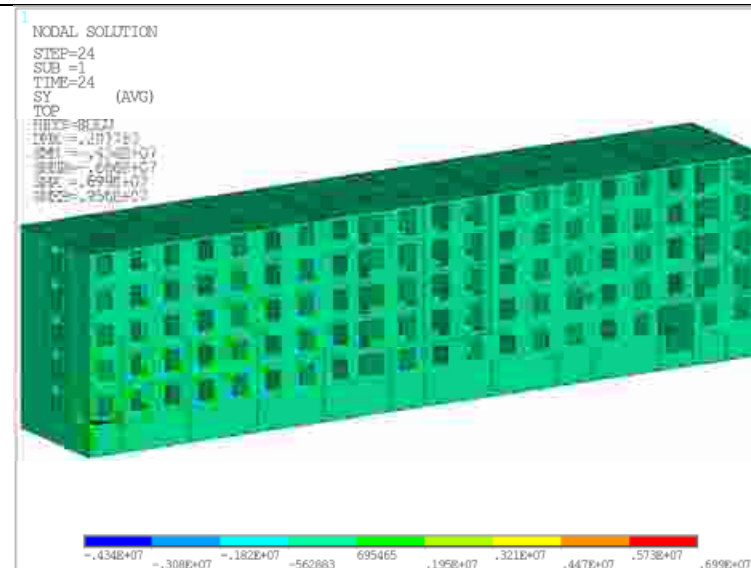
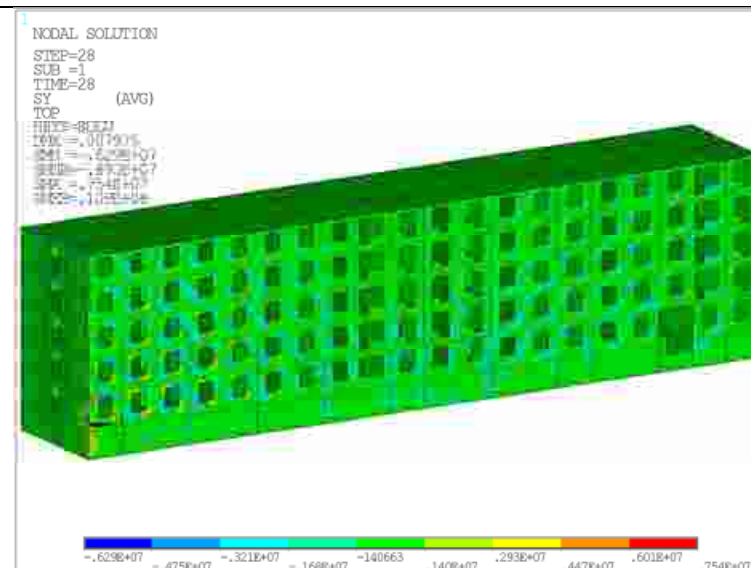
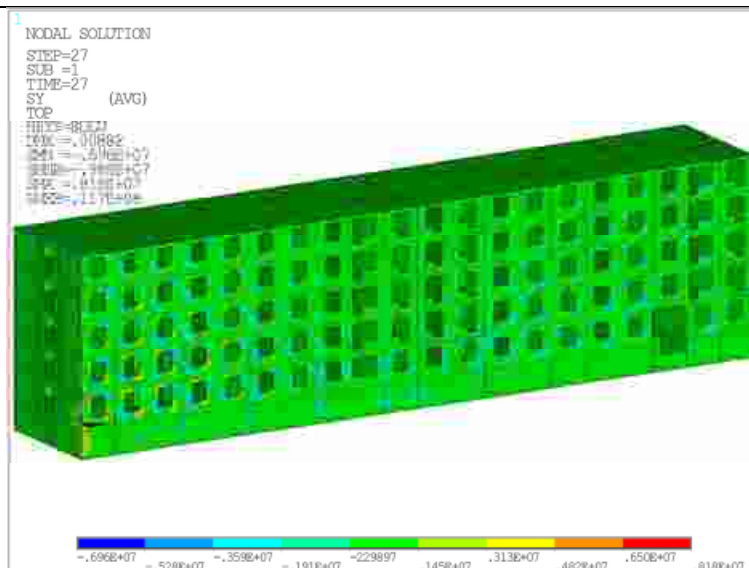
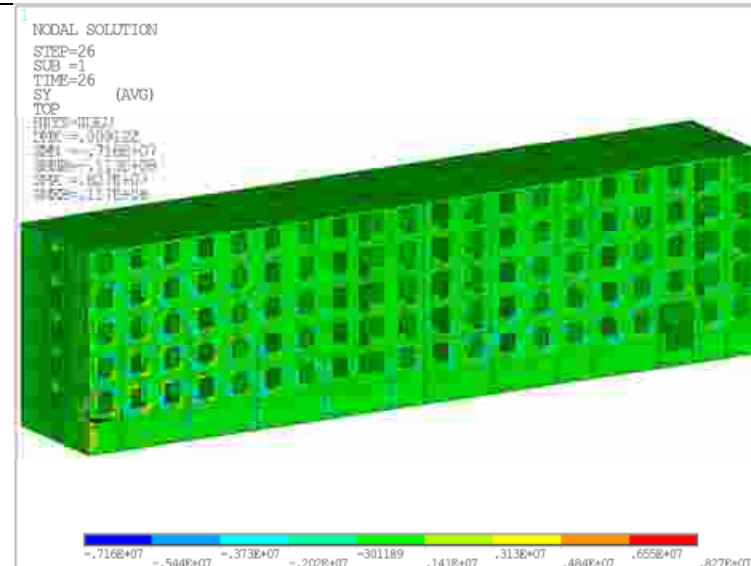
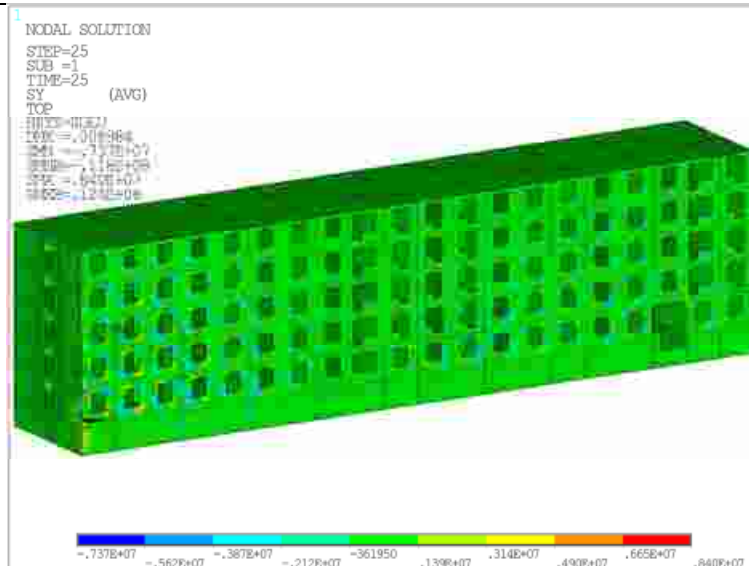


Рисунок 84 – Напряжения вдоль оси Y [Па]. Положение 4, угол 45°



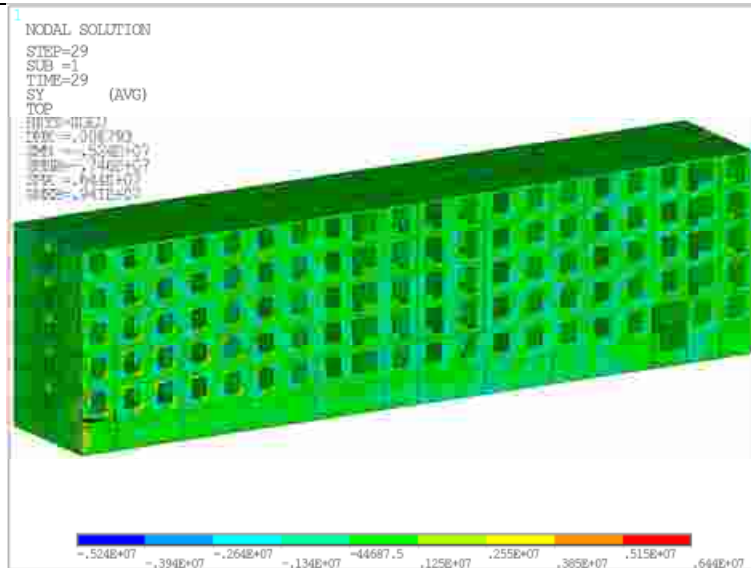


Рисунок 89 – Напряжения вдоль оси Y [Па]. Положение 5, угол 40°

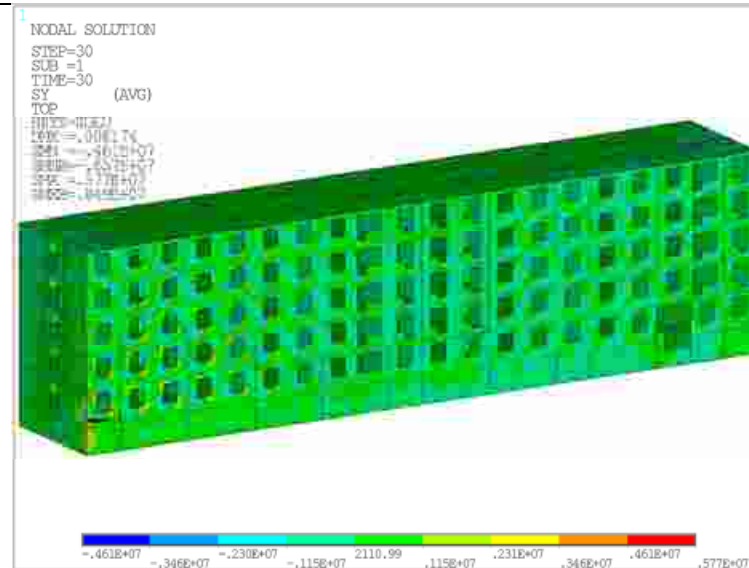


Рисунок 90 – Напряжения вдоль оси Y [Па]. Положение 5, угол 45°

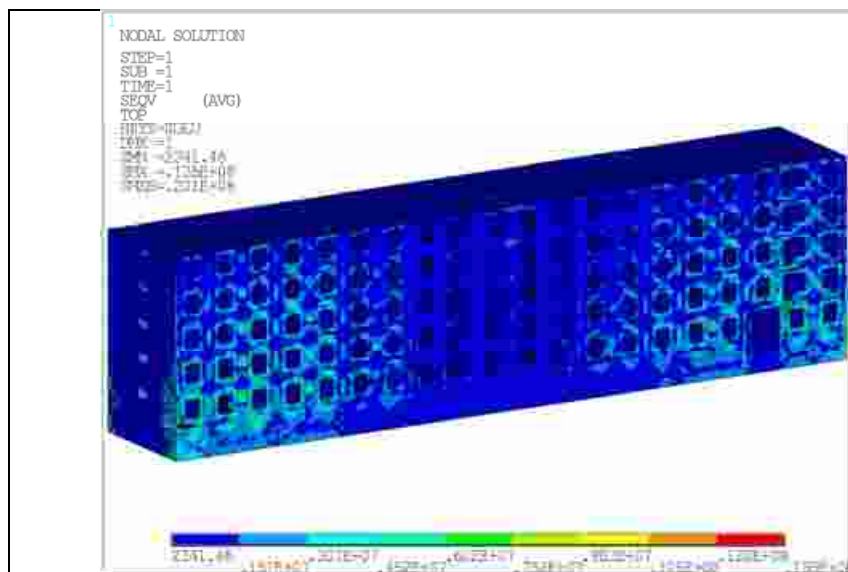


Рисунок 91 – Напряжения по Мизесу [Па]. Положение 1, угол 0°

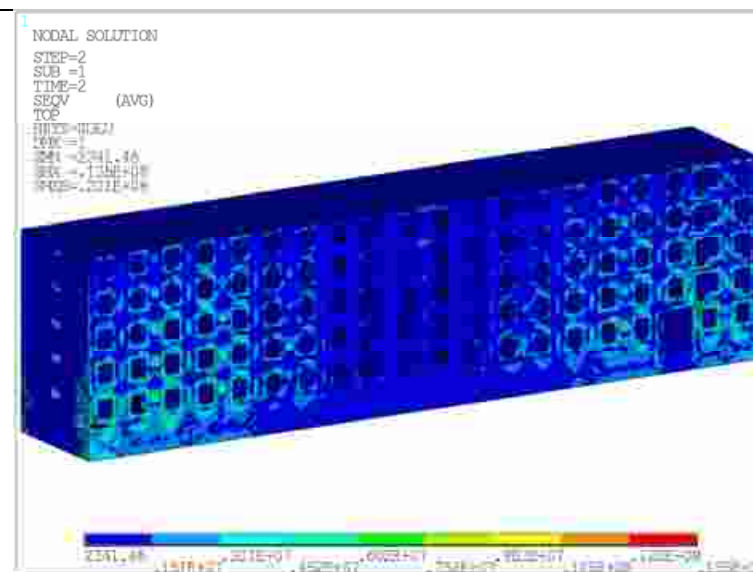


Рисунок 92 – Напряжения по Мизесу [Па]. Положение 1, угол 10°

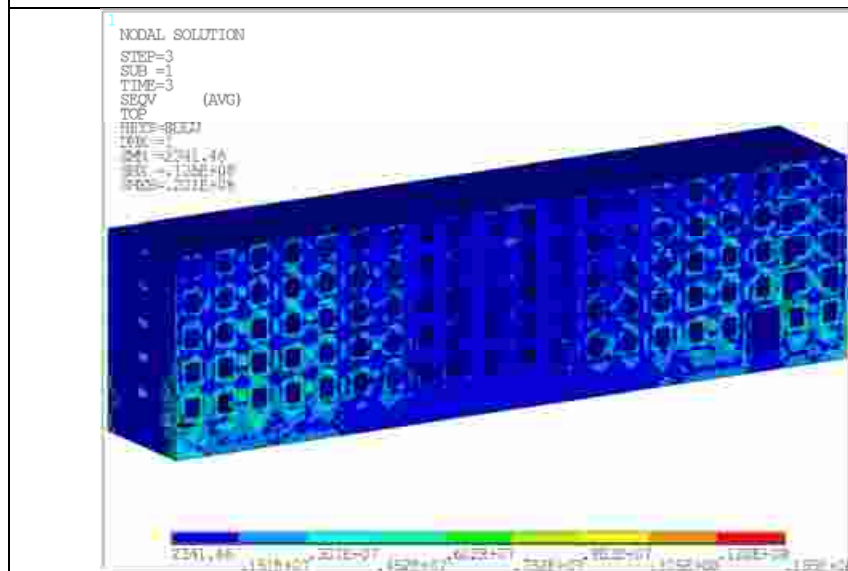


Рисунок 93 – Напряжения по Мизесу [Па]. Положение 1, угол 20°

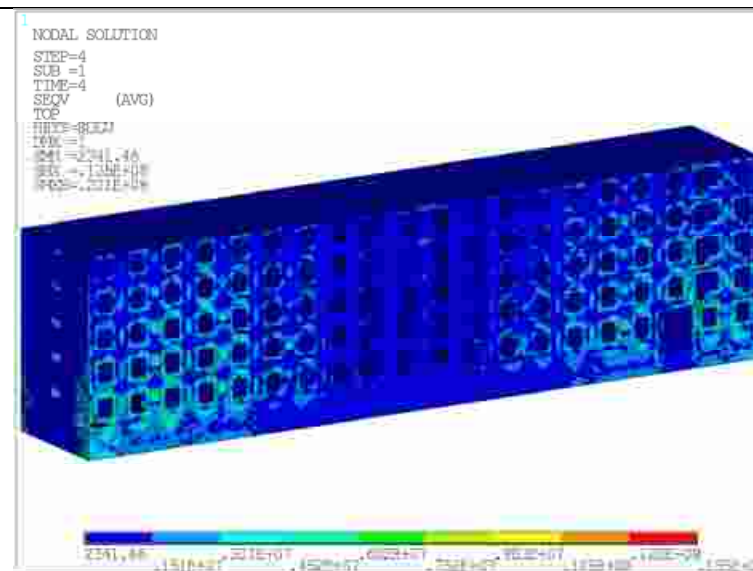


Рисунок 94 – Напряжения по Мизесу [Па]. Положение 1, угол 30°

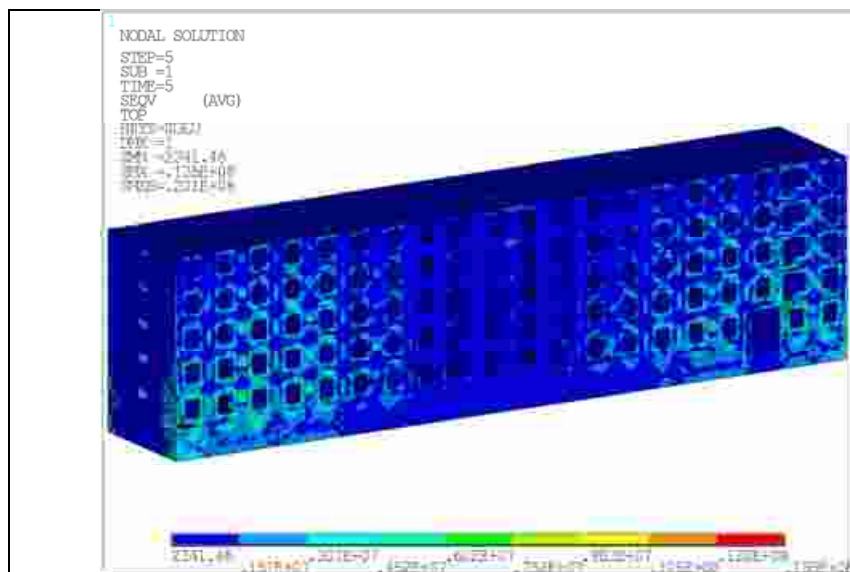


Рисунок 95 – Напряжения по Мизесу [Па]. Положение 1, угол 40°

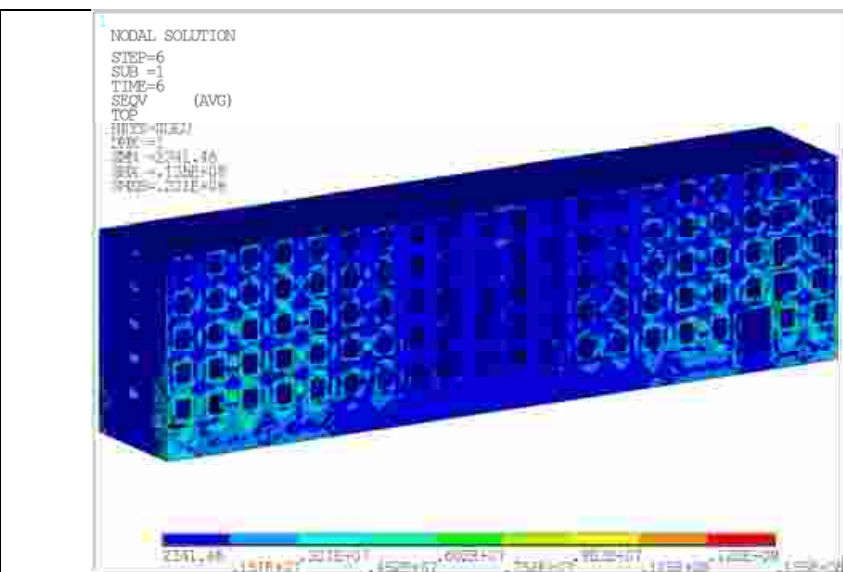


Рисунок 96 – Напряжения по Мизесу [Па]. Положение 1, угол 45°

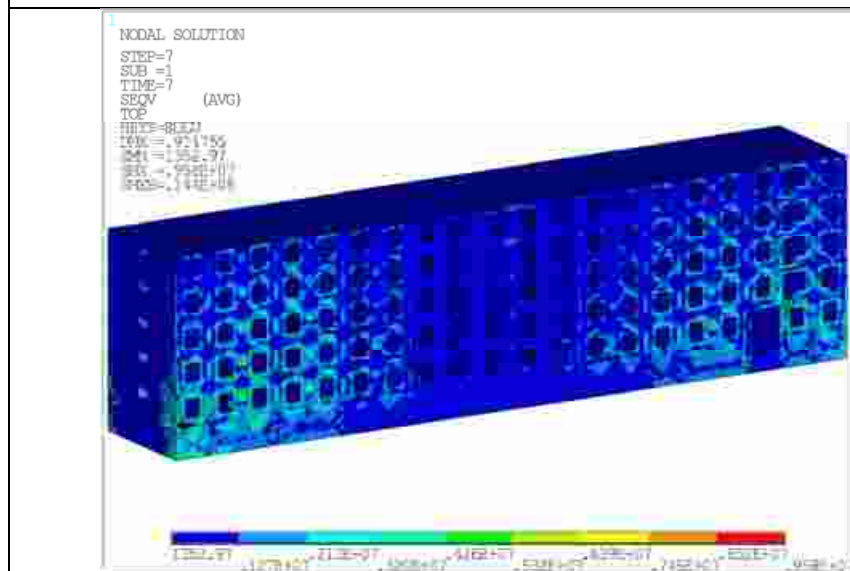


Рисунок 97 – Напряжения по Мизесу [Па]. Положение 2, угол 10°

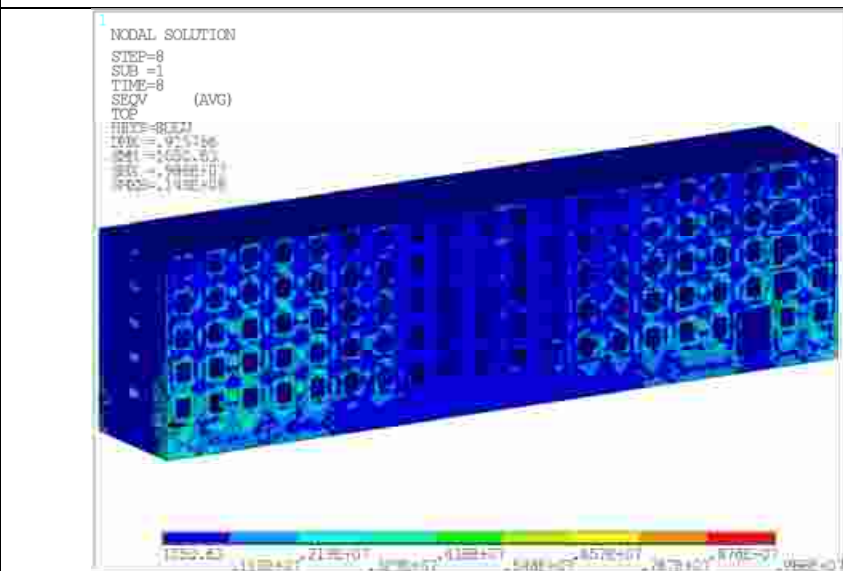


Рисунок 98 – Напряжения по Мизесу [Па]. Положение 2, угол 10°

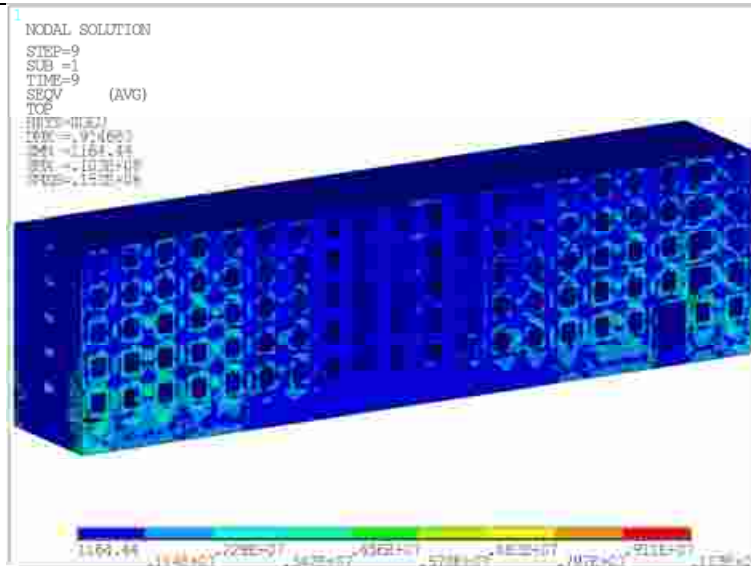


Рисунок 99 – Напряжения по Мизесу [Па]. Положение 2, угол 20°

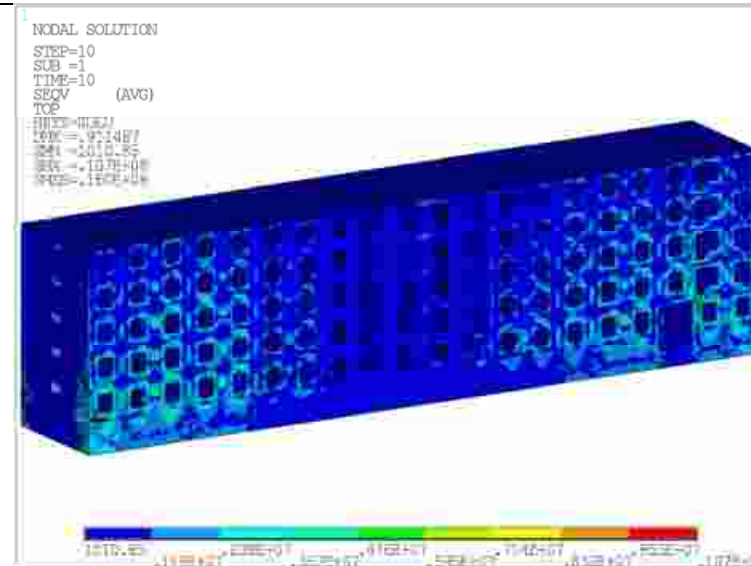


Рисунок 100 – Напряжения по Мизесу [Па]. Положение 2, угол 30°

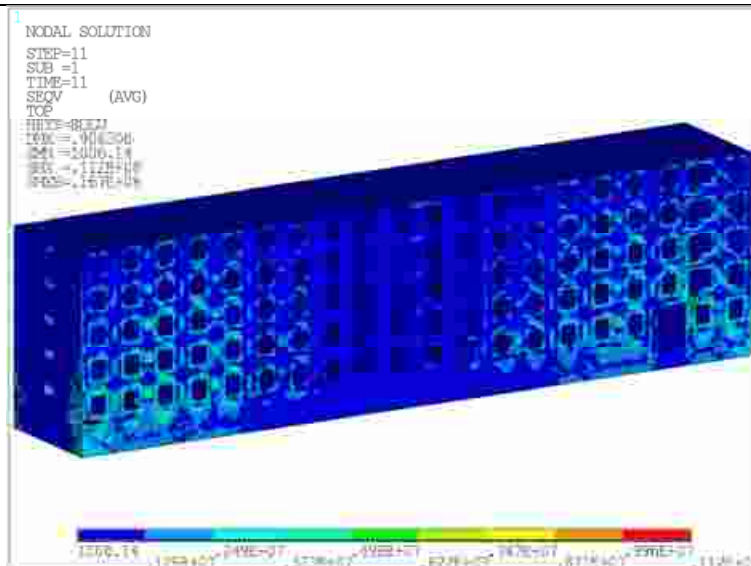


Рисунок 101 – Напряжения по Мизесу [Па]. Положение 2, угол 40°

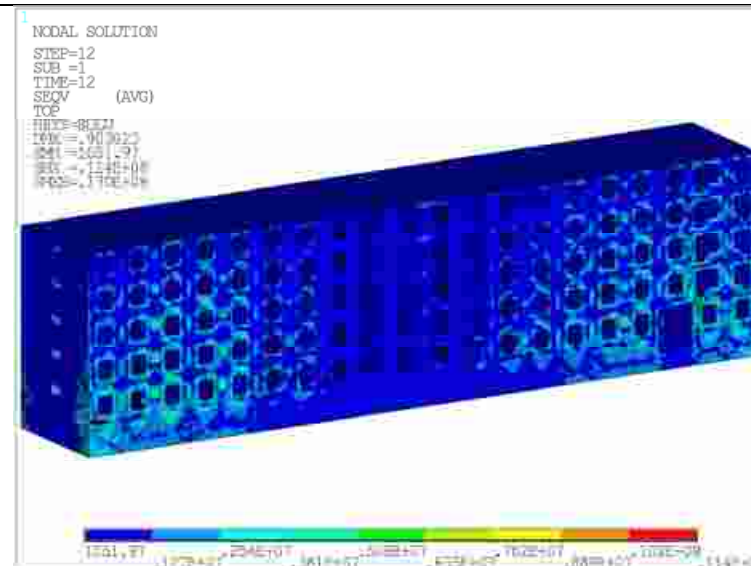


Рисунок 102 – Напряжения по Мизесу [Па]. Положение 2, угол 45°

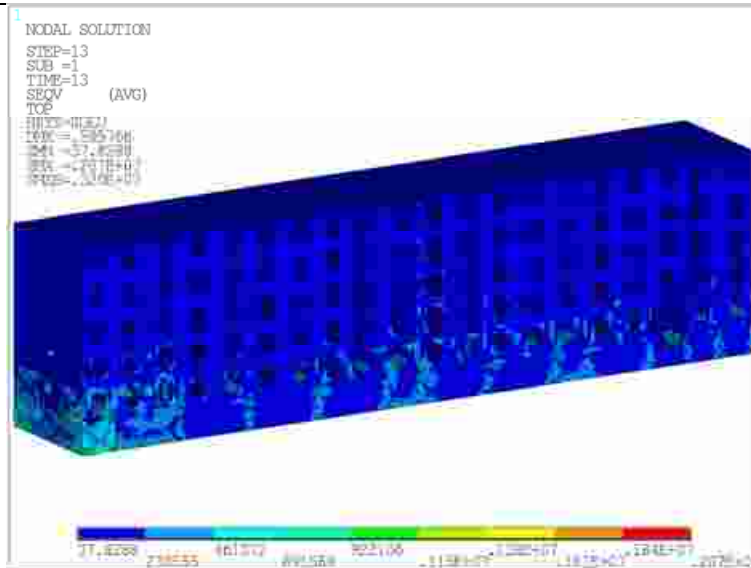


Рисунок 103 – Напряжения по Мизесу [Па]. Положение 3, угол 0°

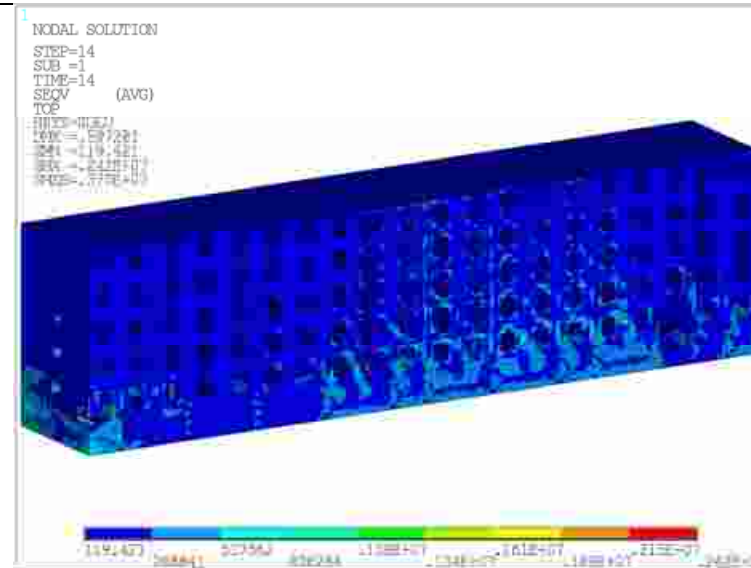


Рисунок 104 – Напряжения по Мизесу [Па]. Положение 3, угол 10°

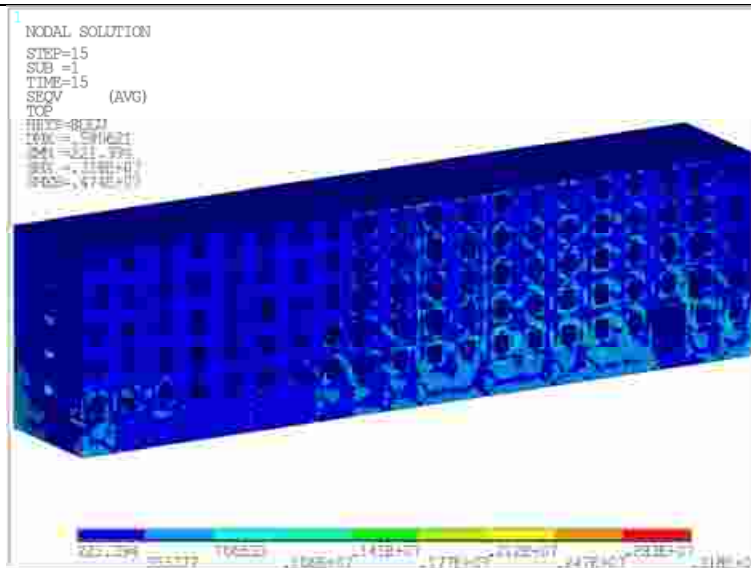


Рисунок 105 – Напряжения по Мизесу [Па]. Положение 3, угол 20°

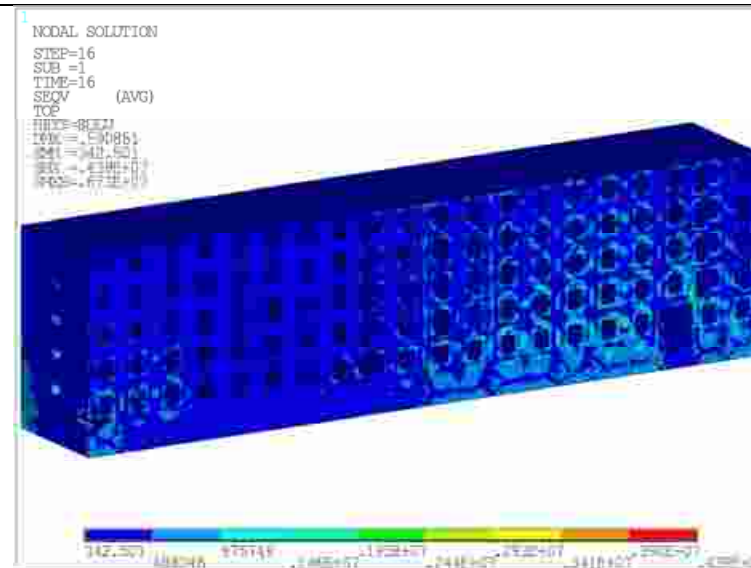


Рисунок 106 – Напряжения по Мизесу [Па]. Положение 3, угол 30°

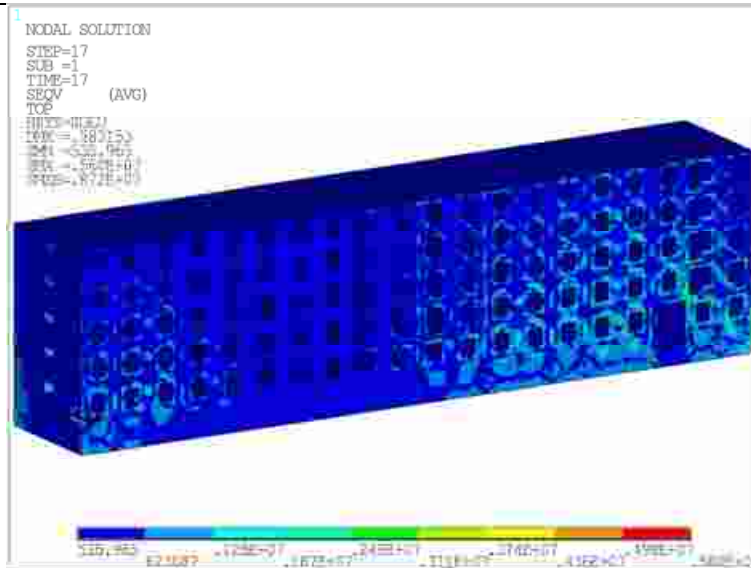


Рисунок 107 – Напряжения по Мизесу [Па]. Положение 3, угол 40°

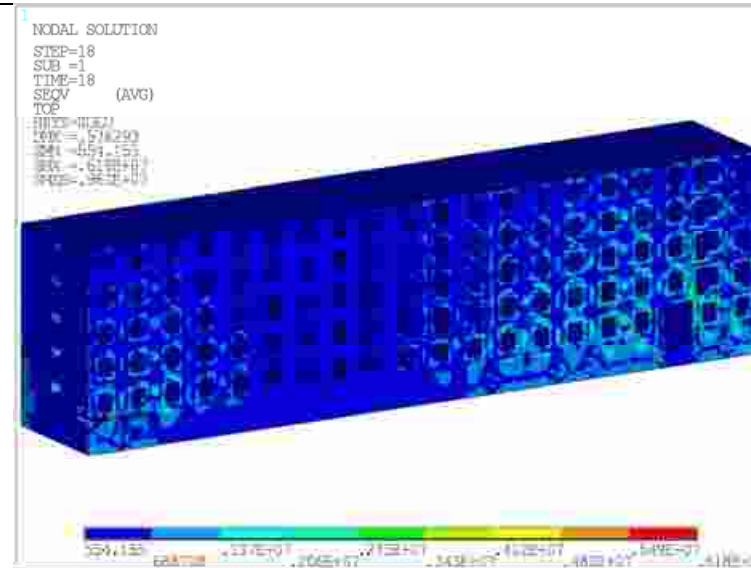


Рисунок 108 – Напряжения по Мизесу [Па]. Положение 3, угол 45°

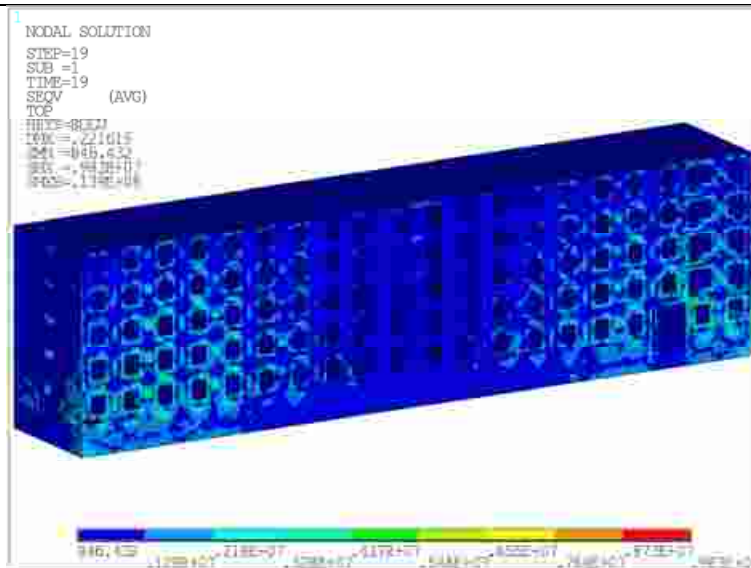


Рисунок 109 – Напряжения по Мизесу [Па]. Положение 4, угол 0°

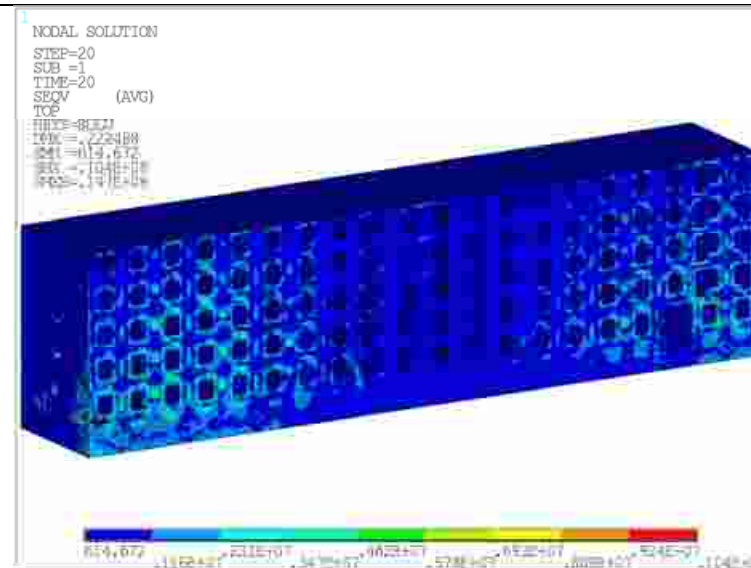


Рисунок 110 – Напряжения по Мизесу [Па]. Положение 4, угол 10°

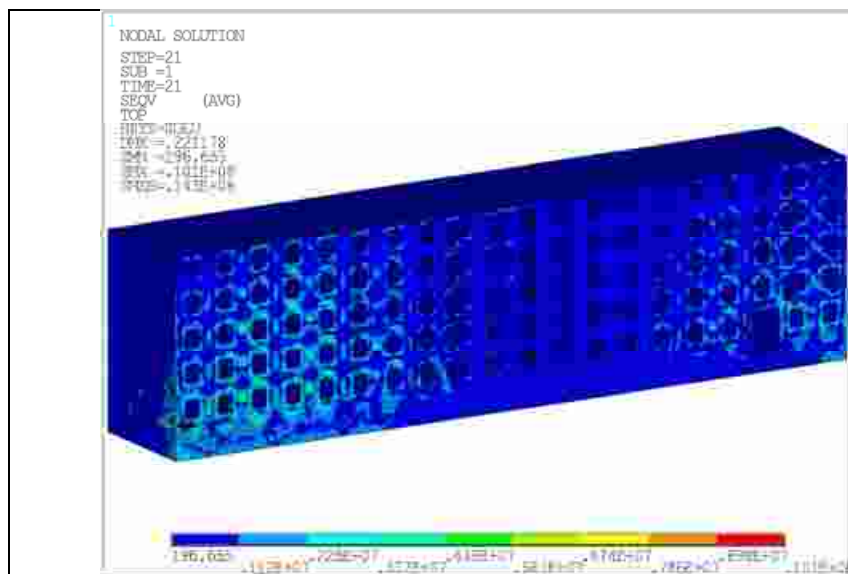


Рисунок 111 – Напряжения по Мизесу [Па]. Положение 4, угол 20°

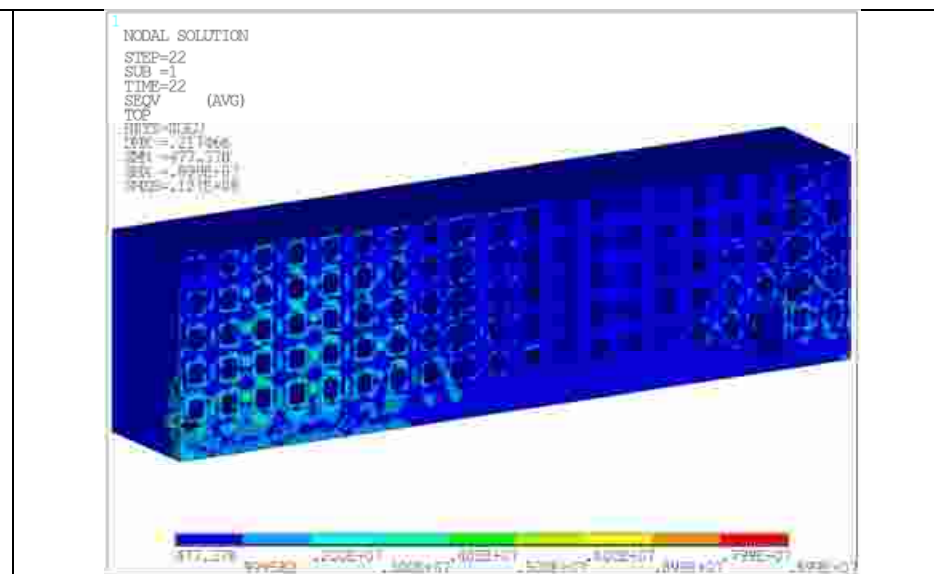


Рисунок 112 – Напряжения по Мизесу [Па]. Положение 4, угол 30°

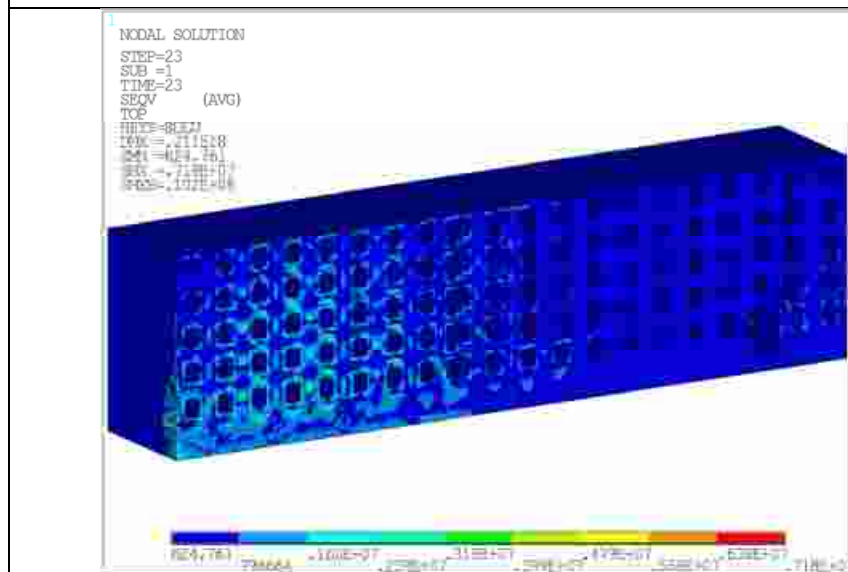


Рисунок 113 – Напряжения по Мизесу [Па]. Положение 4, угол 40°

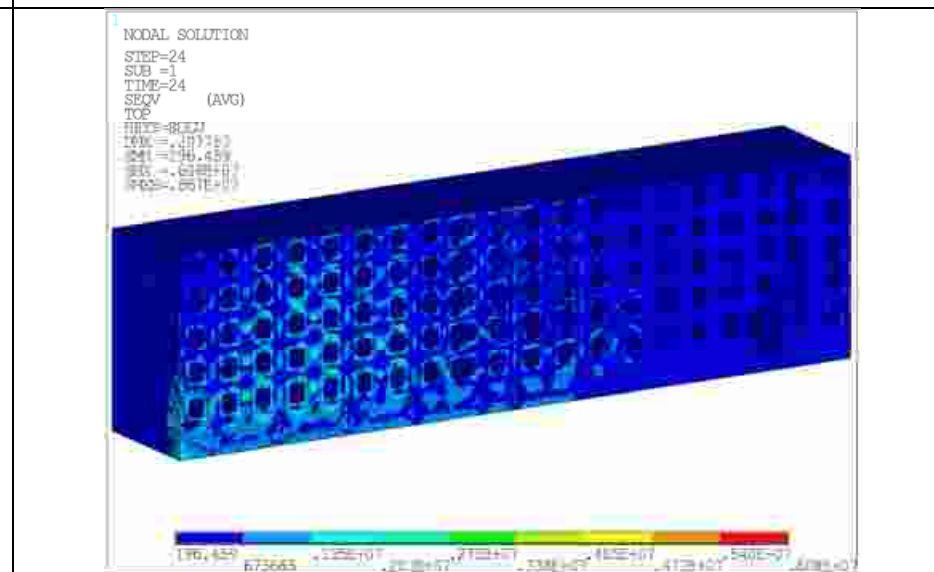


Рисунок 114 – Напряжения по Мизесу [Па]. Положение 4, угол 45°

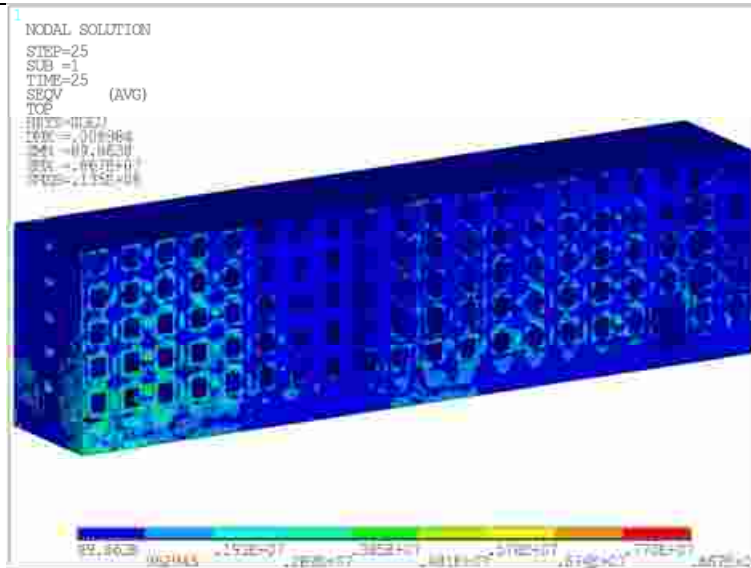


Рисунок 115 – Напряжения по Мизесу [Па]. Положение 5, угол 0°

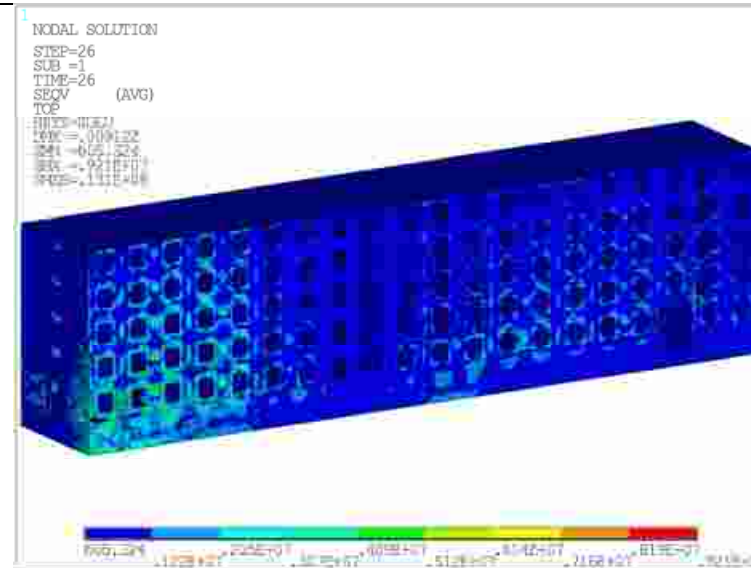


Рисунок 116 – Напряжения по Мизесу [Па]. Положение 5, угол 10°

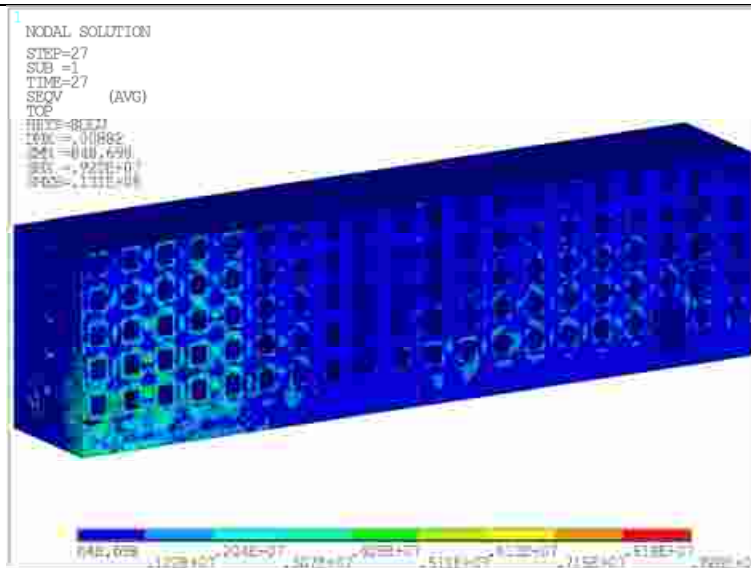


Рисунок 117 – Напряжения по Мизесу [Па]. Положение 5, угол 20°

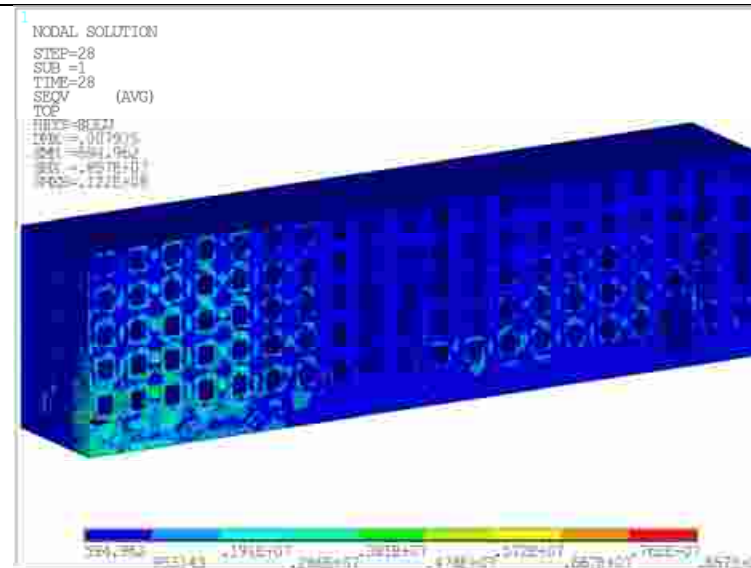


Рисунок 118 – Напряжения по Мизесу [Па]. Положение 5, угол 30°

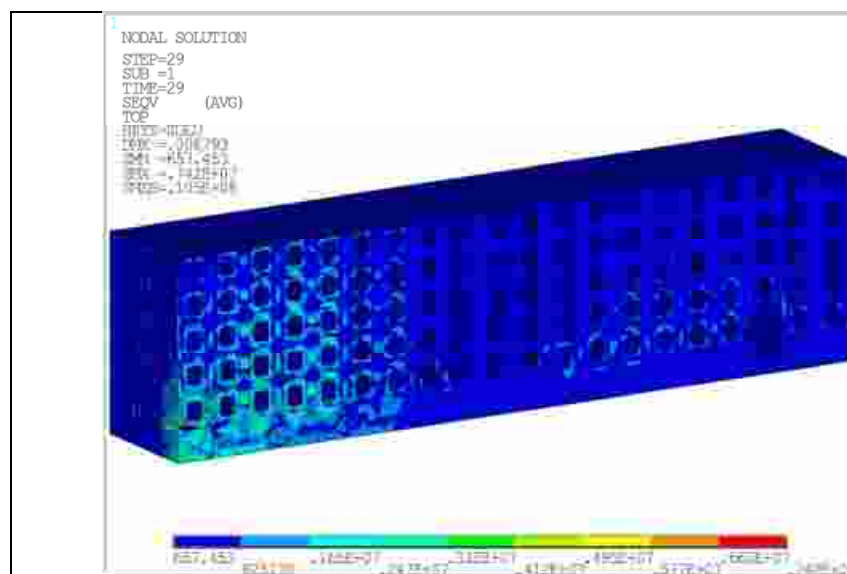


Рисунок 119 – Напряжения по Мизесу [Па]. Положение 5, угол 40°

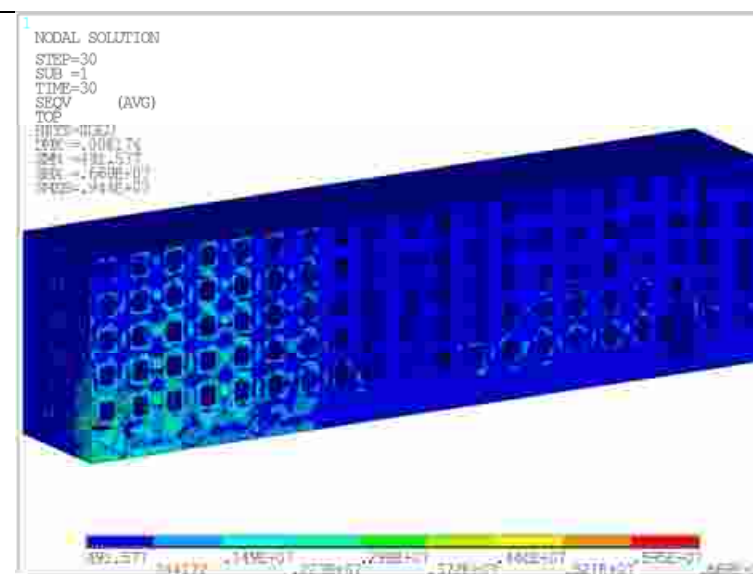


Рисунок 120 – Напряжения по Мизесу [Па]. Положение 5, угол 45°