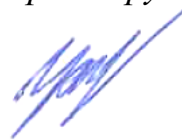


На правах рукописи



Чаускин Андрей Юрьевич

**ОЦЕНКА НАДЁЖНОСТИ МОНОЛИТНОГО
ЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО ЗДАНИЯ ПРИ ВОЗДЕЙСТВИИ
МАКСИМАЛЬНОГО РАСЧЁТНОГО ЗЕМЛЕТРЯСЕНИЯ**

05.23.17 – Строительная механика

Автореферат
диссертации на соискание учёной степени
кандидата технических наук

Волгоград – 2017

Работа выполнена в федеральном государственном бюджетном образовательном учреждении высшего образования «Волгоградский государственный технический университет».

Научный руководитель: доктор технических наук, профессор
Пшеничкина Валерия Александровна

Официальные оппоненты: **Мкртычев Олег Вартанович**,
доктор технических наук, профессор, федеральное
государственное бюджетное образовательное
учреждение высшего образования «Национальный
исследовательский Московский государственный
строительный университет», кафедра
«Соппротивление материалов», профессор

Назаров Юрий Павлович,
доктор технических наук, профессор, акционерное
общество «Научно-исследовательский центр
«Строительство», главный научный сотрудник

Ведущая организация: Федеральное государственное бюджетное
образовательное учреждение высшего образования
«Петербургский государственный университет
путей сообщения Императора Александра I»

Защита состоится 21 июня 2017 г. в 15⁰⁰ на заседании диссертационного совета
Д 218.005.05, на базе федерального государственного бюджетного
образовательного учреждения высшего образования «Московский
государственный университет путей сообщения Императора Николая II» (МГУПС
(МИИТ)) по адресу: 127994, г. Москва, ул. Образцова, д. 9, стр. 9, ауд. 7618.

С диссертацией можно ознакомиться в библиотеке и на сайте МГУПС (МИИТ),
www.mii.ru.

Автореферат разослан «16» мая 2017 г.

Учёный секретарь
диссертационного совета
кандидат технических наук, доцент

Шавыкина Марина Витальевна

ОБЩАЯ ХАРАКТЕРИСТИКА РАБОТЫ

Актуальность темы. В настоящее время расчёт зданий и сооружений на сейсмическое воздействие уровня МРЗ регламентируется достаточно сложными техническими требованиями, такими как учёт нелинейной работы материала и расчёт во временной области. Обеспечение отсутствия повреждений зданий и сооружений при расчёте на МРЗ экономически не целесообразно, но критерий отказа объекта и уровень сейсмического риска при проектировании остаются неопределёнными.

Решение данной задачи сопровождается рядом проблем и особенностей:

- высокие вычислительные затраты, особенно при многовариантном расчёте (методом статистических испытаний) пространственных КЭ-моделей зданий на возможные реализации сейсмического воздействия;
- требование от инженера-расчётчика высокой квалификации и опыта работы в области численного моделирования;
- отсутствие выработанных верификаций и подходов к данному типу численного моделирования, адекватно отражающих реальную картину работы материала и отклика зданий и сооружений на сейсмические воздействия;
- отсутствие практических методик вероятностного расчёта и оценки надёжности зданий с учётом ограниченной степени повреждений конструкций при расчёте на воздействие уровня МРЗ.

В процессе землетрясения отдельные несущие конструкции и их узлы получают повреждения, при этом сама система меняет свои амплитудно-частотные характеристики (АЧХ), диссипативные, прочностные и жесткостные свойства во времени, т.е. напряжённо-деформированное состояние будет зависеть от предыдущего состояния системы несущих конструкций в каждый момент времени. Данный подход нашёл реализацию в универсальных программных комплексах метода конечных элементов (ANSYS, Abaqus и пр.) в виде прямых нелинейных динамических расчётов с использованием современных знаний о нелинейной работе материала. Применение этих комплексов позволяет достаточно подробно описать напряжённо-деформированное состояние конструкций здания при сейсмическом воздействии высокой интенсивности вплоть до их разрушения. Вместе с тем при детерминированных расчётах остаётся неопределённым уровень надёжности (риска), с которым проектируется здание на МРЗ.

Основным и наиболее трудоёмким этапом при оценке надёжности является проведение вероятностного расчёта. Учитывая случайный характер сейсмического воздействия и прочностных свойств материалов конструкций, задача сводится к расчёту здания как стохастически нелинейной системы с изменяющимися во времени параметрами под действием пространственно-временной нестационарной случайной нагрузки. Вероятностный расчёт таких систем методом статистических испытаний чрезвычайно затруднителен, так как требует многократных расчётов по

заданному детерминированному алгоритму на случайные реализации нагрузки и параметров системы при высокой продолжительности вычислений одного варианта.

Решение данной задачи возможно лишь в сочетании аналитических и численных методов расчёта нелинейных стохастических систем и приемлемых для практической реализации методов оценки их надёжности.

Степень разработанности темы. Наиболее значимые работы в теории сейсмостойкости зданий и сооружений принадлежат Я. М. Айзенбергу, А. М. Белостоцкому, М. Био, А. Н. Бирбраеру, В. В. Болотину, Г. А. Джинчвелашвили, К. С. Завриеву, О. В. Кабанцеву, Б. Г. Кореневу, И. Л. Корчинскому, О. В. Мкртычеву, В. Л. Мондрусу, Ю. П. Назарову, Ш. Г. Напетваридзе, Н. А. Николаенко, Н. М. Ньюмарку, С. В. Полякову, В. А. Пшеничкиной, В. А. Ржевскому, А. Е. Саргсяну, А. Г. Тяпину, Г. В. Хаузнеру, Э. И. Хачияну и другим учёным.

Исследования вопросов сейсмостойкости с позиций теории надёжности и статистической динамики выполнены Я. М. Айзенбергом, А. Н. Бирбраером, В. В. Болотиным, Г. А. Джинчвелашвили, О. В. Мкртычевым, В. А. Пшеничкиной, А. Р. Ржаницыным, Ю. П. Назаровым, Н. А. Николаенко и другими учёными.

Целью диссертационной работы является разработка методики оценки сейсмической надёжности зданий башенного типа до 75 м. как нелинейных стохастических систем на экстремальные воздействия уровня «максимальное расчётное землетрясение». Для достижения цели сформулированы следующие **задачи**:

- анализ и обобщение актуальных отечественных и зарубежных исследований в области определения и моделирования сейсмических нагрузок аналитическими и численными методами, методы оценки сейсмостойкости;
- выбор и обоснование модели сейсмического воздействия;
- выбор и адаптация к отечественным нормам модели материала на основании теоретических и экспериментальных данных в области теории пластичности бетона и железобетона, математическая реализация модели в программном комплексе;
- решение конечно-элементных задач методом прямого интегрирования уравнений движения, физически нелинейной постановки в явной схеме. Анализ изменения напряжено-деформированного состояния нелинейных систем во временной области;
- разработка методики определения характера изменения динамических характеристик нелинейных систем посредством модального анализа по результатам прямого нелинейного динамического расчёта: частот и форм собственных колебаний, коэффициентов модального участия. Определение критериев отказа нелинейных стохастических систем по предельному значению повреждения ГОСТ Р «Землетрясения. Шкала сейсмической интенсивности»;
- разработка инженерного метода вероятностного расчёта стохастически нелинейной системы на действие сейсмической нагрузки уровня МРЗ;

– разработка методики оценки условного и полного сейсмического риска здания как нелинейной стохастической системы.

Личный вклад автора. Личное участие автора в полученных научных результатах заключается в постановке задачи данного исследования, выборе объектов и методов исследования, разработке основных положений, определяющих научную новизну и практическую значимость работы, получении результатов численного эксперимента, обобщения и анализа его результатов, разработке практической методики оценки надёжности сейсмостойких зданий при воздействии максимального расчётного землетрясения.

Научная новизна:

– практическая методика моделирования случайных реализаций сейсмического перемещения грунтового основания (сейсмограмма) по вероятностным характеристикам случайного процесса ускорения (акселерограмма);

– алгоритм вычисления начальных и мгновенных интегральных динамических характеристик здания при реализации воздействия уровня МРЗ, определены их предельные значения, соответствующие заданной степени разрушения;

– методика линеаризации стохастически нелинейной системы с изменяющимися динамическими характеристиками;

– инженерная методика вероятностного расчёта здания как стохастически нелинейной системы на экстремальные сейсмические воздействия;

– методика оценки условного и полного сейсмического риска здания, проектируемого на воздействие уровня МРЗ.

Теоретическая значимость: разработанная методика является дальнейшим развитием статистической теории сейсмостойкости зданий на экстремальные сейсмические воздействия с учётом физически нелинейной работы материала.

Практическая значимость: разработанная методика количественной оценки сейсмической надёжности зданий и сооружений и полученные результаты могут быть использованы как предложения для совершенствования существующих норм и правил проектирования сейсмостойких конструкций.

Методология и метод исследования. Для реализации поставленных в диссертационной работе задач были использованы:

– численные методы исследований моделей конструкций башенного типа с применением верифицированного универсального программного комплекса, реализующего метод конечных элементов Abaqus (Dassault Systemes Simulia Corp.);

– аналитические методы теории случайных функций и теории надёжности;

– математическое программное обеспечение Mathcad.

Положения, выносимые на защиту. На защиту выносятся следующие положения:

– модель сейсмического воздействия;

– обоснование принятой физически нелинейной модели железобетона;

- методика и анализ результатов численного решения конечно-элементных задач методом прямого интегрирования уравнений движения в физически нелинейной постановке;

- методика вероятностного расчёта стохастически нелинейной системы на действие сейсмической нагрузки уровня МРЗ;

- методика оценки условного и полного сейсмического риска здания как нелинейной стохастической системы.

Степень достоверности результатов. Высокая степень достоверности результатов, выводов и рекомендаций обеспечивается:

- корректностью постановки задач с использованием фундаментальных положений теорий строительной механики, теории надёжности, механики деформируемого твёрдого тела и механики разрушения.

- численное решение задач в верифицированных программных комплексах; верификация и сопоставление моделей в программных комплексах.

Апробация результатов. Результаты работы докладывались и обсуждались на вузовских и международных конференциях:

- Международная научно-техническая конференция «Вклад ВолгГАСУ в развитие строительного комплекса Волгоградской области». ФГБОУ ВО «Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет», г. Волгоград, 2015 г.

- XIII Всероссийская научно-практическая конференция, посвящённая 95-летию юбилею НИУ МГСУ – МИСИ. ФГБОУ ВО «Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет», Москва, 2016 г.

- VI Международный симпозиум «Актуальные проблемы компьютерного моделирования конструкций и сооружений». ФГАОУ ВО «Дальневосточный федеральный университет», г. Владивосток, 2016 г.

Публикации. Результаты диссертации изложены в 5 работах, из них 2 опубликованы в изданиях перечня ВАК.

Внедрение работы:

- разработанные численная и аналитическая методики применялись при выполнении работ в ООО «Тесис» (г. Москва);

- представленные результаты диссертации использованы в проектных работах ООО «ЕДГ – Инжиниринг Дизайн Групп» (г. Москва);

- разработанные методики и результаты исследований используются в практике обучения студентов по направлению 08.05.01 «Строительство уникальных зданий и сооружений» и магистров по направлению 08.04.01 «Строительство» ФГБОУ ВО «ВолгГТУ».

Структура и объём диссертационной работы. Диссертационная работа состоит из введения, пяти глав, основных выводов, списка литературы (103

наименования, в том числе – 26 на иностранных языках), приложения с копиями актов внедрения работы. Общий объём работы 157 страниц, содержащих 182 формулы, 85 рисунков и 22 таблицы.

ОСНОВНОЕ СОДЕРЖАНИЕ РАБОТЫ

Во введении обоснована актуальность выбора темы диссертационной работы, сформулирована цель и задачи исследования, определены научная новизна, теоретическая и практическая значимость, методология и методы исследования, представлены общая характеристика работы и положения, которые автор выносит на защиту.

В первой главе выполнен обзор развития и современного состояния теории сейсмостойкости зданий и сооружений. Выделены основные этапы развития теории сейсмостойкости и соответствующие им методы расчёта. Рассмотрены современные отечественные и зарубежные направления и методы определения уровня сейсмостойкости зданий и сооружений.

Из приведённого обзора рассматриваемой темы диссертационной работы выделен ряд актуальных проблем теории сейсмостойкости:

- отсутствие методик оценки сейсмической надёжности зданий как физически нелинейных систем с допускаемыми повреждениями при воздействии максимального расчётного землетрясения;
- отсутствие апробированных методов численного моделирования работы системы с учётом изменяющихся жёсткостных характеристик в процессе реализации сейсмического воздействия;
- отсутствие в отечественных нормативных документах методик сопоставления динамических характеристик сейсмостойких зданий и сооружений с их техническим состоянием. Имеющиеся методики не регламентируют, по каким типам зданий и сооружений следует руководствоваться при их применении.

Для решения вопроса о допустимых повреждениях рассмотрены редакции проекта ГОСТ Р «Землетрясения. Шкала сейсмической интенсивности», в которых установлены степени повреждений конструкций с их качественным показателем. Рассматриваемая степень повреждения должна соответствовать сохранению формы системы при сейсмическом воздействии, т.е. 3-ей и частично 4-ой степеням повреждения (таблица 1).

Соответствующие виды и степени повреждения представлены в отечественной Методике оценки и сертификации инженерной безопасности зданий и сооружений МЧС России (таблица 2).

Анализируя экспериментальные данные мониторинга изменения собственной частоты колебаний модели монолитного железобетонного здания башенного типа (таблица 3) (масштаб модели 1:20, количество этажей 42) на виброплатформе, можно

сделать вывод о серьёзном несоответствии данных, представленных в методике, и полученных экспериментально.

Таблица 1 – Степени повреждений зданий и сооружений согласно ГОСТ Р «Землетрясения. Шкала сейсмической интенсивности» (краткое описание)

Степень повреждения, <i>d</i>	Виды повреждений несущих конструкций
3 – тяжёлые повреждения	Значительные повреждения несущих конструкций: сквозные трещины в несущих элементах конструкции, значительные деформации каркаса, заметные сдвиги панелей, выкрашивание бетона в узлах каркаса.
4 – очень тяжёлые повреждения	Частичные разрушения несущих конструкций: проломы и вывалы в несущих элементах конструкции; разрывы стыков и узлов каркаса; нарушение связей между частями здания или сооружения; обрушение отдельных плит перекрытия; обрушение крупных частей здания или сооружения. Здание или сооружение подлежит сносу.
5 – разрушение	Обрушение несущих стен и перекрытия, полное обрушение здания или сооружения с потерей его формы.

Таблица 2 – Степени повреждений зданий и сооружений согласно методике «Методика оценки и сертификации инженерной безопасности зданий и сооружений» МЧС России. Общее техническое состояние (краткое описание)

Степень повреждения, %	Увеличение периода собственных колебаний, %
3 – сильная (31-60)	31-60
4 – тяжёлая (61 – 90)	61-90
5 – катастрофическая (91 – 100)	91-100

Таблица 3 – Степени повреждений высотного здания согласно эксперименту W. Y. Liao, W. H. Chen, Y. Q. Ni, J. M. Ko «Post-earthquake damage identification of tall building structures: experimental verification». Политехнический университет Гонконга

Степень повреждения	Частота собственных колебаний по 1-ой (главной) форме, Гц	Снижение частоты собственных колебаний, %
Умеренная	4,32	6,3
Серьёзная (тяжёлая)	3,70	19,7
Катастрофическая	2,58	44,0

Данный факт подтверждает обоснованность и необходимость развития существующих нормативных документов и создания инженерных подходов к оценке сейсмостойкости зданий и сооружений на основе динамических характеристик – значений и форм собственных колебаний, коэффициентов модального участия.

В заключении главы ставятся задачи для достижения поставленной цели – разработки методики вероятностного расчёта и оценки сейсмической надёжности зданий башенного типа высотой до 75 м. как нелинейных стохастических систем на воздействие уровня «максимальное расчётное землетрясение».

Во второй главе представлены общие сведения о характеристиках движения грунта и методах моделирования стохастического сейсмического воздействия. Для описания случайной функции ускорения грунта использован метод канонических разложений. Применение метода канонических разложений для моделирования случайных процессов позволяет получить решение достаточно общего вида для различных параметров сейсмического движения грунта – огибающей функции, спектральной плотности, скорости затухания процесса, интенсивности и продолжительности землетрясения. Спектр случайной функции сейсмического ускорения и соответствующая ему корреляционная функция принята согласно Назарову Ю.П.:

$$S_x(\omega) = \frac{2}{\pi \sum_{i=1}^n R_i} \sum_{i=1}^n R_i \alpha_i \frac{m_i^2 + \omega^2}{m_i^4 + 2a_i \omega^2 + \omega^4}, \quad (1)$$

$$K_x(\tau) = \frac{1}{\pi \sum_{i=1}^n R_i} \sum_{i=1}^n R_i e^{-\alpha_i |\tau|} \cos \beta_i \tau, \quad (2)$$

где: $m_i^2 = \alpha_i^2 + \beta_i^2$; $a_i = \alpha_i^2 - \beta_i^2$; R_i – аппроксимирующие коэффициенты; ω – частота внешнего воздействия.

Принятая форма детерминированных огибающих функций в соответствии с данными анализа реальных записей землетрясений учитывает полиэкстремальный характер колебания грунта, соответствующие ей амплитуды и спектральный состав акселерограммы

На рисунках 1 и 2 представлены примеры спектральных плотностей и корреляционных функций.

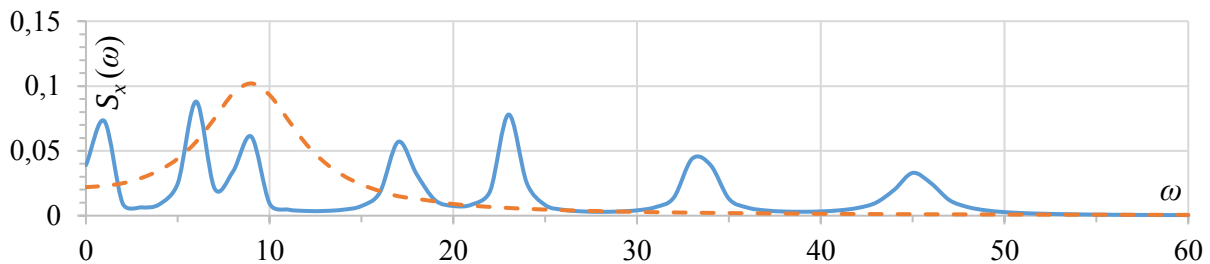


Рисунок 1 – Примеры спектральных плотностей процессов: пунктирным графиком – моноэкстремальный характер; сплошным графиком – полиэкстремальный характер с 7-ю экстремумами.

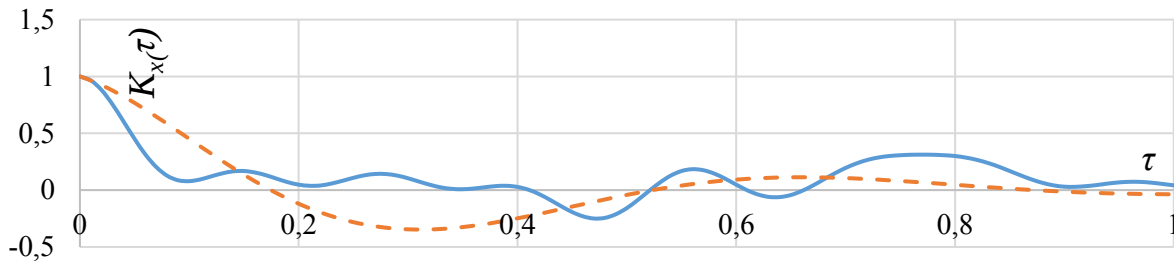


Рисунок 2 – Нормированные корреляционные функции процессов: пунктирным графиком – моноэкстримальный характер; сплошным графиком – полиэкстримальный характер

Разработана практическая методика моделирования случайных реализаций зависимости перемещений от времени (сейсмограммы) по заданным характеристикам случайного процесса ускорения (акселерограмма), которая позволяет корректно учесть процесс землетрясения и его воздействие на здания и сооружения любого типа. Функция перемещения имеет вид (3):

$$\tilde{y}(t) = \sum_{i=1}^n \left[-\tilde{A}_i \frac{\cos(\omega_i t)}{\omega_i^2} + \tilde{B}_i \frac{\sin(\omega_i t)}{\omega_i^2} \right], \quad (3)$$

где: $\tilde{A}_i$, $\tilde{B}_i$ – случайные нормально распределённые величины с нулевым математическим ожиданием; ω – частота внешнего воздействия

На рисунке 3 приведено сравнение полученной случайной реализации сейсмограммы с нормированной амплитудой и реальной записи землетрясения (сейсмостанция «Ascoli Piceno» (Италия, 26.08.2016; 37.8 км. от эпицентра, интенсивность 6,4 балла).

Предложенная методика используется для получения входных данных сейсмического воздействия при численном эксперименте (методом конечных элементов).

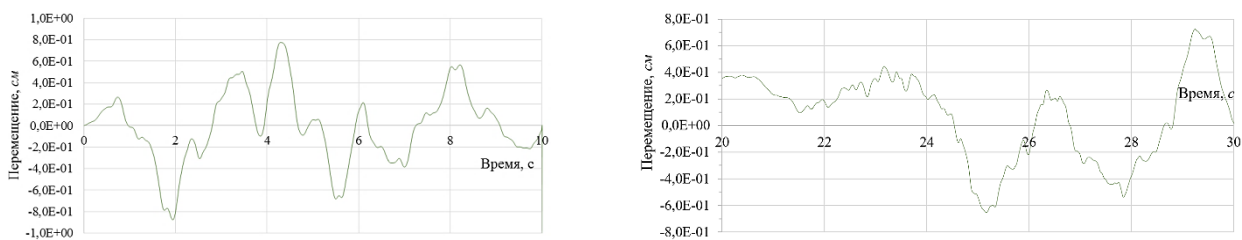


Рисунок 3 – Сейсмограммы: слева – случайная реализация, полученная при моделировании; справа – записанная сейсмостанцией «Ascoli Piceno».

В третьей главе рассмотрены актуальные теории прочности и соответствующие им модели материалов, использующиеся в отечественных и зарубежных нормах, а также реализованные в программных комплексах численного моделирования для учёта физической нелинейности систем.

Для описания зависимости напряжений от деформаций в настоящей работе принята диаграмма деформирования бетонных и железобетонных конструкций

согласно GB 50010-2010 «Code for design of concrete structures». Учёт зависимости деформаций и напряжений осуществляется при помощи параметра повреждения материала d_i , где i – индекс, соответствующий сжатию «с» или растяжению «т». Напряжения в случае одноосного сжатия вычисляются по формуле:

$$\sigma = (1 - d_t) E_c \varepsilon, \quad (4)$$

где: σ – напряжения; d_t – параметр повреждения при одноосном сжатии; E_c – модель упругости бетона; ε – деформации.

Использование параметра повреждения позволяет вычислить актуальное значение модуля упругости несущих конструкций и динамические характеристики, являющиеся интегральным показателем состояния здания и сооружения: частоту (период) собственных колебаний системы, модальные коэффициенты участия и др.

Из приведённого обзора теорий прочности для модели бетона GB 50010-2010 выделен аналог модели материала Concrete Damage Plasticity, реализованный в вычислительном комплексе метода конечных элементов SIMULIA Abaqus (Dassault Systèmes), предложенной Дж. Люблинером, Дж. Оливером, С. Оллером, Е. Оньяте и Г. Ли.

Concrete Damage Plasticity – физически нелинейная модель бетона, имеющая принципиальное сходство с диаграммой деформирования китайских норм и возможностью описания критерия предельных условий на основе положений классических теорий прочности Г. А. Гениева, А. А. Гвоздева и др., а также механики разрушения. Формулы (5), (6) и (7) описывают зависимость модуля упругости от полученных повреждений на определённом этапе деформирования.

$$\sigma_t = (1 - d_t) E_0 (\varepsilon_t - \tilde{\varepsilon}_t^{pl}), \quad (5)$$

$$\sigma_c = (1 - d_c) E_0 (\varepsilon_c - \tilde{\varepsilon}_c^{pl}), \quad (6)$$

$$E = (1 - d) E_0, \quad (7)$$

где: σ_t и σ_c – напряжения, соответствующие растяжению и сжатию, соответственно; d_t и d_c – параметр повреждаемости при растяжении и сжатии; ε_t и ε_c – полные деформации, соответствующие растяжению и сжатию; $\tilde{\varepsilon}_c^{pl}$ и $\tilde{\varepsilon}_t^{pl}$ – эквивалентные пластические деформации при растяжении и сжатии; E_0 и E – модули упругости начальный и с учётом повреждений; d – скалярная величина повреждаемости в виде функции от d_t и d_c , свойств материала w_t и w_c , определяющие степень восстановления жёсткости повреждённого материала (при условии полного восстановления жёсткости при закрытии трещин и мгновенного раскрытия при растяжении $w_c = 1$, $w_t = 0$).

Циклограмма работы материала представлена на рисунке 4.

В качестве армирующего материала применяется упругопластическая модель деформирования стали, описанная кусочно-линейчатой диаграммой согласно СП 63.13330.2012 «Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения». Зависимость параметра повреждаемости и модуля упругости бетона позволяет учесть изменения жёсткости системы в целом в процессе землетрясения и, как следствие, вычислить её мгновенные динамические характеристики.

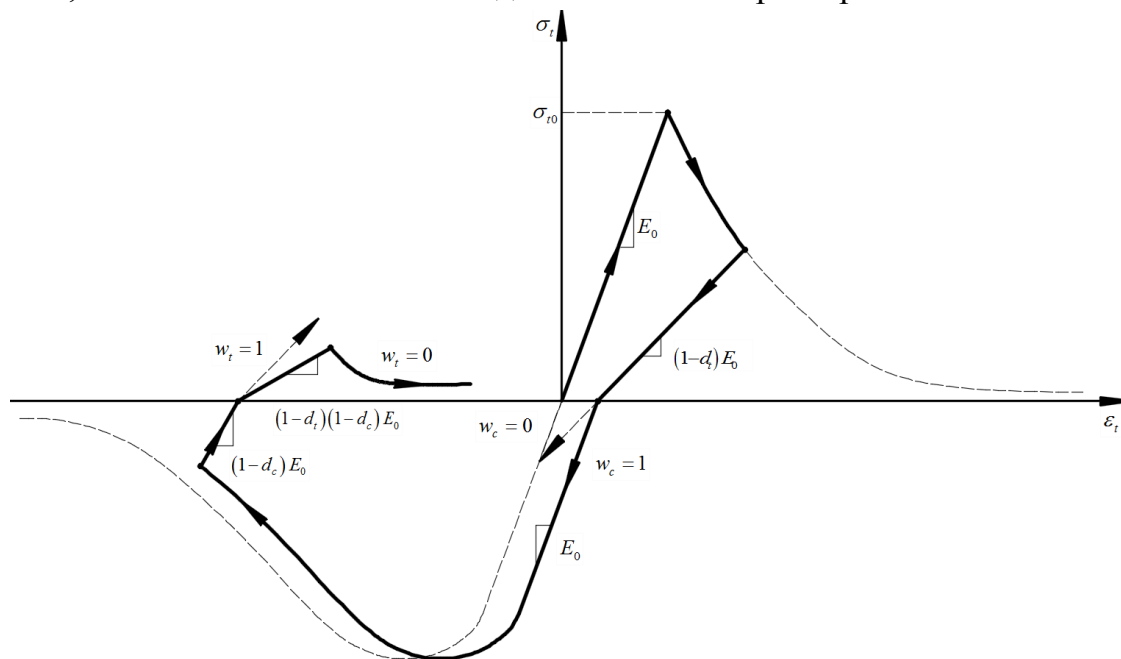


Рисунок 4 – Циклограмма работы материала по модели Concrete Damage Plasticity

В четвёртой главе рассмотрены задачи расчётных исследований и этапы их решения.

На первом этапе в программном комплексе SIMULIA Abaqus были разработаны модели, соответствующие идеализированным представлениям сейсмостойких систем. Геометрические параметры исследуемых моделей представлены на рисунке 5. Этажерка имеет два вида компоновки: симметричную и асимметричную. Нелинейная работа конструкций учитывалась с помощью модели материала Concrete Damage Plasticity с адаптированными под отечественные нормы характеристиками. В качестве нагрузок приняты постоянные и временные нагрузки, а также сейсмическая нагрузка, соответствующая интенсивности 8-ми баллам, моделированная в виде случайной реализации перемещений во времени, с коэффициентами назначения сооружения и учёта допускаемых повреждений, равными 1. Для этажерки рассмотрена одна реализация сейсмограммы. Для модели 11-ти этажного здания было рассмотрено 20 расчётных случаев от 20-ти реализаций сейсмограмм.

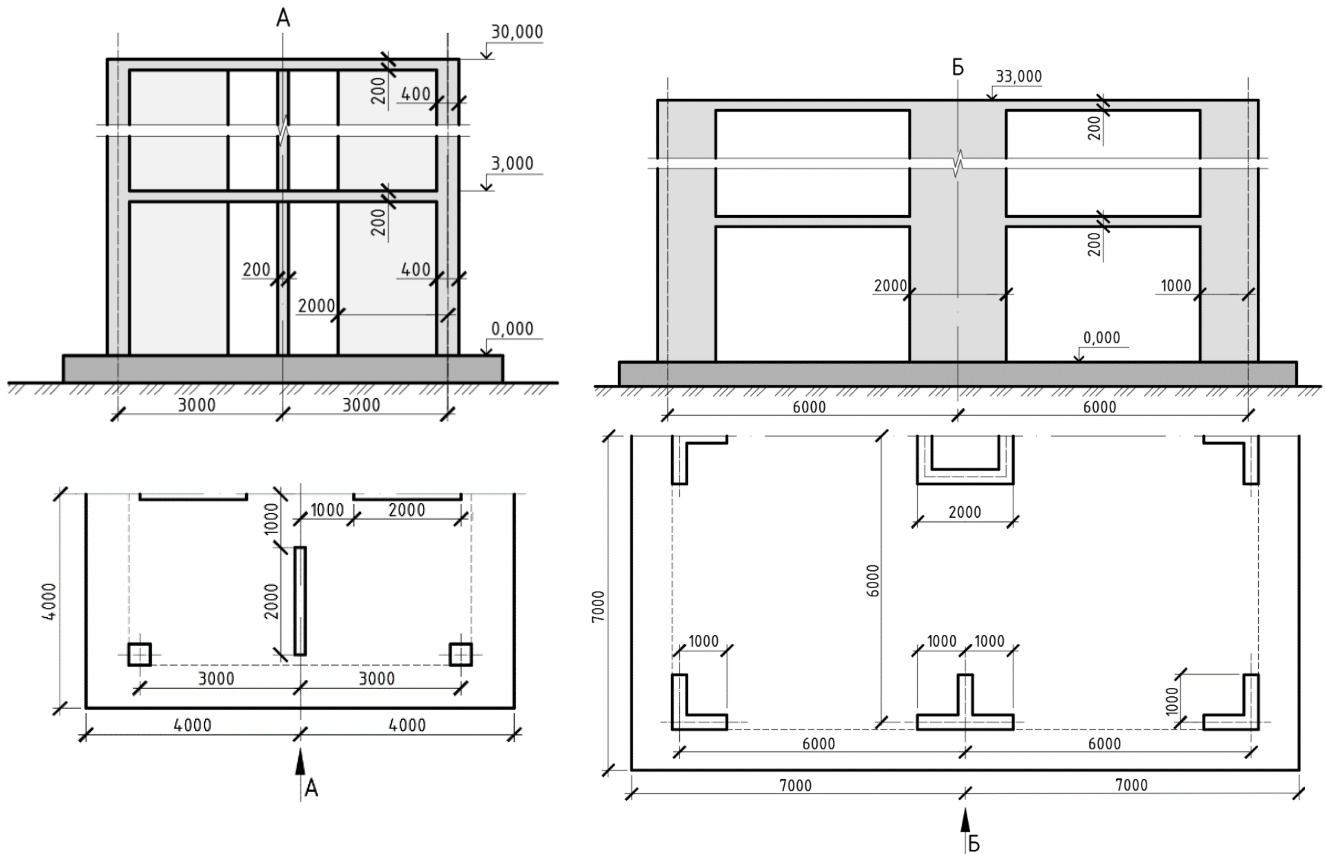


Рисунок 5 – Геометрические параметры моделей: слева – 10-ти этажной этажерки; справа – 11-ти этажного здания

На втором этапе для рассмотренных моделей был произведён модальный анализ с помощью блочного метода Ланцоша при сумме эффективных масс 90%. По результатам анализа были вычислены абсолютные значения коэффициента модального участия $\Gamma_{tot,i}$, на основании которых определялась главная (несущая) частота собственных колебаний. Распределение значений $\Gamma_{tot,i}$ по частотам представлены на рисунках 6 и 7.

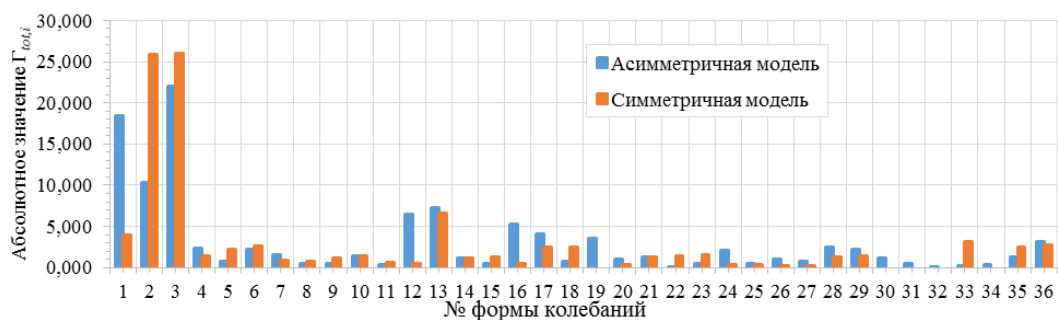


Рисунок 6 – Гистограмма зависимости абсолютного значения коэффициента участия от формы собственных колебаний этажерки

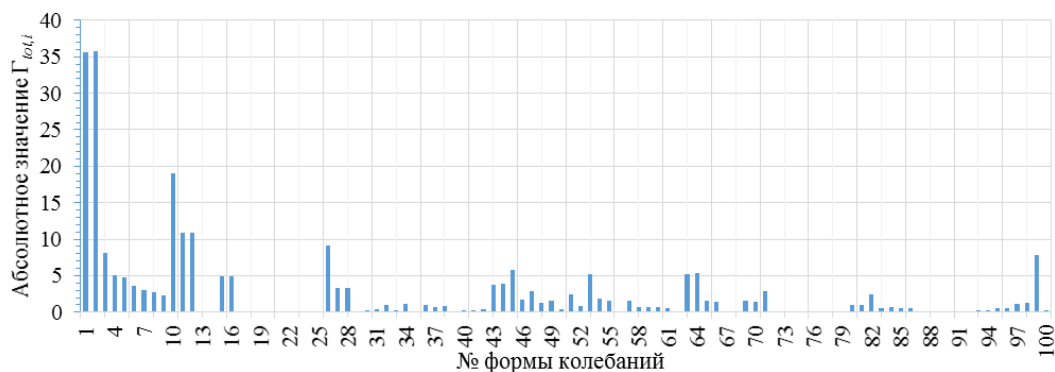


Рисунок 7 – Гистограмма зависимости абсолютного значения коэффициента участия от формы собственных колебаний здания

Третий этап заключается в вычислении параметров демпфирования Рэлея: α_R и β_R . Вычисление производилось в диапазоне рассматриваемых частот от главной до частоты, соответствующей сумме эффективных масс, равной 90%.

После вычисления параметров демпфирования, на четвёртом этапе производился динамический расчёт в геометрически линейной и физически нелинейной постановке с использованием метода прямого интегрирования уравнений движения в явной схеме Abaqus/Explicit. На рисунке 8 представлены основные выходные данные, определяющие в одном из расчётных случаев наступление отказа по критерию потери формы системой.

Как видно из графиков, в момент времени около 7 с. происходит знакопостоянное приращение горизонтальных перемещений. Данный момент времени также соответствует аналогичному процессу для вертикальных перемещений. Впоследствии данный тренд приводит к полной потере формы системы и, как результат, исчерпанию несущей способности системы в целом.

Пример полученных системами повреждений представлен на рисунке 9. Анализируя хронологию накопления повреждений, следует отметить, что процесс имеет экспоненциальный характер и начинается в наиболее удалённых участках системы от ядра жёсткости и в локальных участках концентрации жёсткости.

Для модели здания были получены значения дисперсии и стандарта относительного перемещения, соответствующие расчётным случаям (таблица 4).

Таблица 4 – Дисперсии и стандарты относительного перемещения, соответствующие расчётному случаю для модели здания (выделенные ячейки – случаи отказа)

№ случая	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Дисперсия, м	0,0077	0,0035	0,0079	0,0098	0,0086	0,0023	0,0119	0,0012	0,0076	0,0039
Стандарт, м	0,088	0,059	0,089	0,099	0,093	0,048	0,109	0,034	0,087	0,063
№ случая	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
Дисперсия, м	0,0014	0,0026	0,0021	0,0015	0,0023	0,0021	0,0008	0,0024	0,0028	0,0025
Стандарт, м	0,038	0,051	0,046	0,039	0,048	0,046	0,028	0,049	0,053	0,050

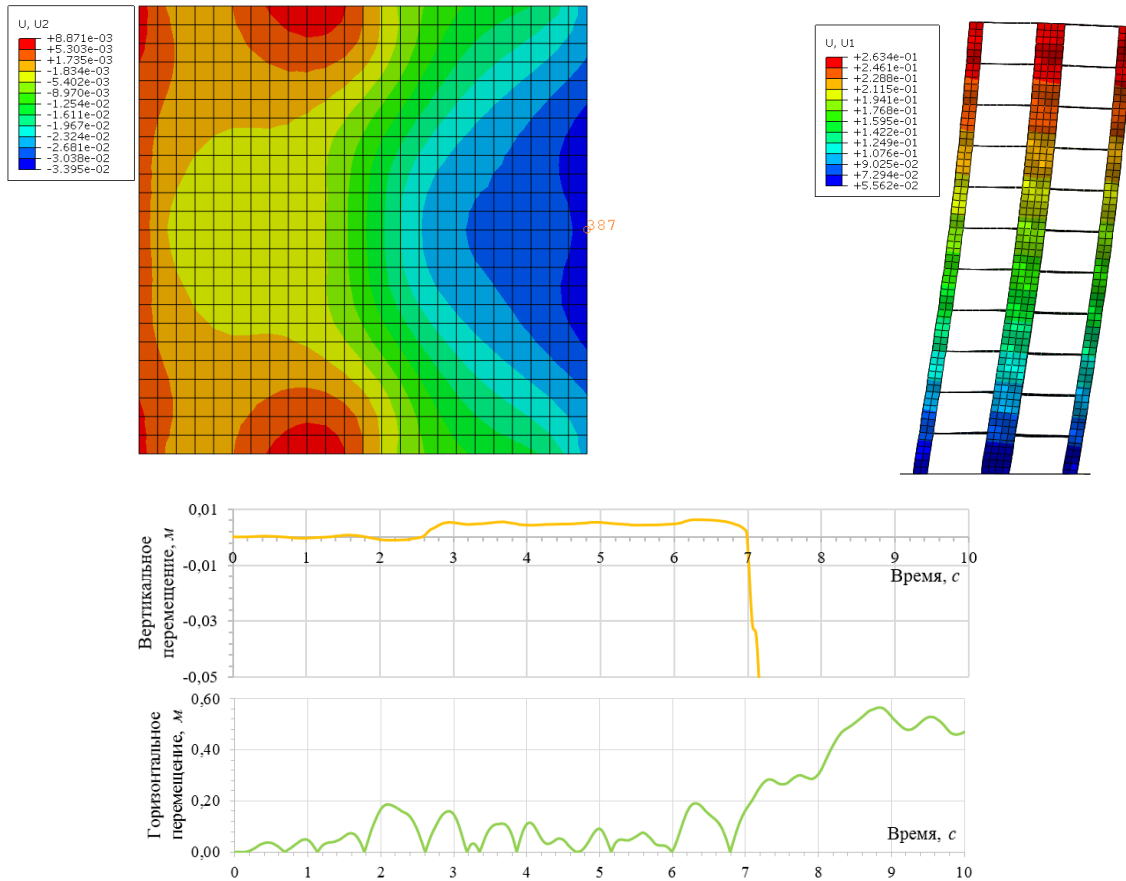


Рисунок 8 – Изополя перемещений здания в момент времени $t=7,10$ с.: слева – вертикальные перемещения перекрытия на отм +3,000 м. и узла №387; справа – горизонтальные перемещения модели; снизу – график вертикальных перемещений от времени узла №387 и абсолютное относительное значение горизонтального перемещения на отм. +33.000

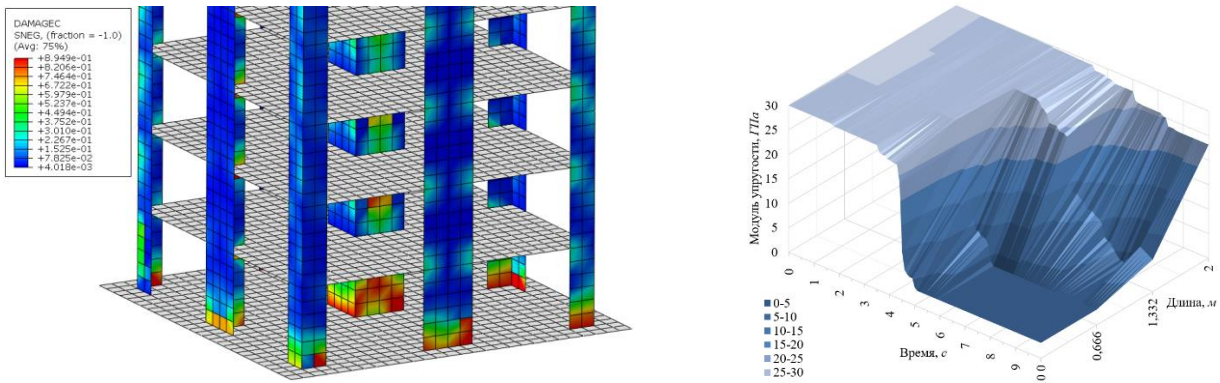


Рисунок 9 – Повреждения, полученные системами в результате сейсмического воздействия: слева – для здания в момент отказа; справа – поверхность зависимости модуля упругости от времени, по длине пилона этажерки

Для определения мгновенной частоты собственных колебаний принималось два ограничения: рассматриваемые мгновенные частоты соответствуют моменту времени, в котором геометрическую нелинейность можно не учитывать (перемещения модели малы по сравнению с её габаритными размерами) и в вертикальных несущих конструкциях преобладают усилия сжатия. Данные после

отказа всей системы, где оценка НДС затруднительна, носят условный характер, но необходимый для исследования функций.

По результатам статистических испытаний на уровне математического ожидания был произведён подбор аппроксимирующей функции (8) методом наименьших квадратов и произведены её анализ, а также проверка на устойчивость. График функции и характерные участки процесса представлены на рисунке 10. Методами дифференциального исчисления была проанализирована функция, получены графики скорости (9) и ускорения (10) изменения частоты собственных колебаний (рисунок 11).

$$\omega_m(t) = \omega_0 - a(th(bt - c) + 1), \quad (8)$$

$$\dot{\omega}_m(t) = -\frac{ab}{ch^2(bt - c)} \quad (9)$$

$$\ddot{\omega}_m(t) = \frac{4ab^2sh(2bt - 2c)}{(1 + ch(2bt - 2c))^2} \quad (10)$$

где: ω_0 – значение начальной собственной частоты колебаний системы, rad/c ; a , b , c – коэффициенты, характеризующие хронологию отклика системы на внешнее воздействие; t – момент времени, в который рассматривается состояние системы; th – гиперболический тангенс.

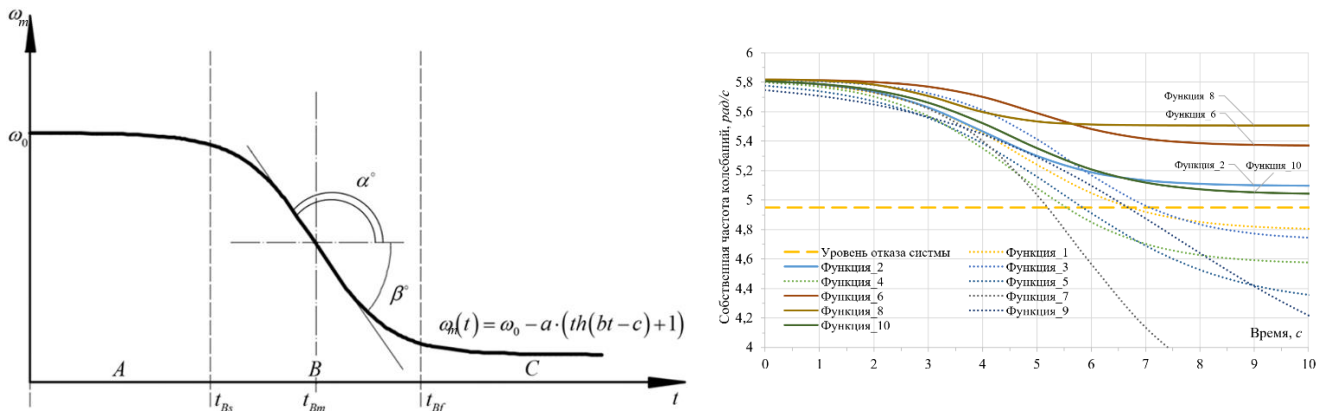


Рисунок 10 – Графики изменения частоты собственных колебаний: слева – функция изменения собственной частоты и её характерные участки; справа – аппроксимация результатов численного моделирования предложенной функцией (первые 10 расчётных случаев), rad/c

Для графика функции изменения частоты собственных колебаний: t_{Bm} – момент времени, в который наблюдается максимум скорости изменения функции; t_{Bs} и t_{Bf} – моменты времени максимального ускорения изменения функции; A, B, C – характерные участки, отражающие различные стадии отклика системы на внешнее воздействие.

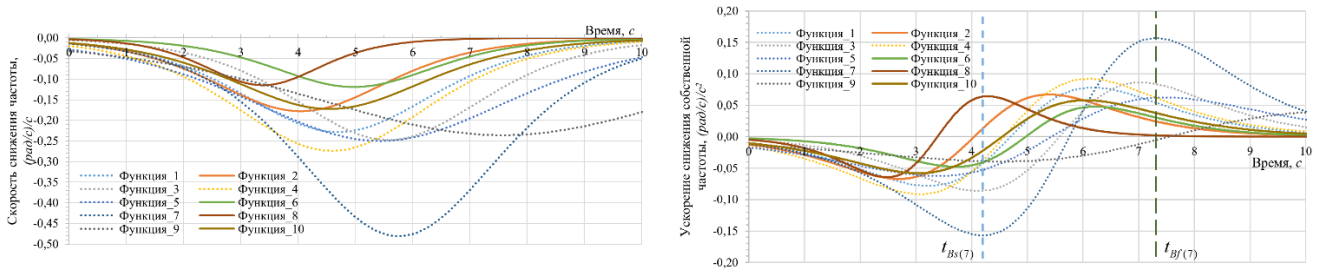


Рисунок 11 – Производные функции изменения частоты собственных колебаний (первые 10 расчётных случаев): слева – скорости изменения, $(\text{рад/с})/\text{с}$; справа – ускорения изменения $(\text{рад/с})/\text{с}^2$

Погрешность аппроксимации во всех случаях не превышает 1,4%. В результате сопоставления отказа системы в момент перед потерей формы снижение частоты собственных колебаний составило приблизительно 15% от начальной для всех реализаций воздействий, которые привели к отказу. Как следует из таблицы 5, погрешность определения по двум методам незначительна, средняя разность полученных значений составляет 0,223 с.

Таблица 5 – Моменты времени отказа, определённые по форме деформаций системы и по функции изменения собственной частоты

Расчётный случай, №	1	3	4	5	7	9
Время отказа, по форме деформаций, с	6,450	6,950	5,650	5,900	5,550	7,100
Время отказа, по функции, с	6,722	7,087	5,539	5,852	5,196	6,683
Абсолютная разность, с	0,272	0,137	0,111	0,048	0,354	0,417

Таблица 6 – Сводные данные анализа функции изменения частоты собственных колебаний

№*	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
a	0,514	0,363	0,548	0,628	0,77	0,226	1,135	0,157	1,077	0,392
b	0,427	0,489	0,452	0,435	0,324	0,526	0,424	0,728	0,219	0,439
c	2,005	1,979	2,520	1,997	1,761	2,613	2,438	2,467	1,655	1,997
$\Delta\omega_0, \%$	0,314	0,234	0,121	0,390	0,759	0,041	0,295	0,039	1,303	0,244
$\Delta\omega_m, \%$	17,2	12,2	18,4	21,1	24,6	7,7	37,8	5,4	26,6	13,1
Максимальные скорости изменения функции $\dot{\omega}_m(t)$, $(\text{рад/с})/\text{с}$										
$t_{Bm}, \text{с}$	4,694	4,046	5,575	4,586	5,432	4,972	5,756	3,389	7,563	4,548
$\omega'_m(t)_{Bm}$	-0,224	-0,178	-0,248	-0,274	-0,250	-0,119	-0,481	-0,115	-0,236	-0,172
Максимальные ускорения изменения функции $\ddot{\omega}_m(t)$, $(\text{рад/с})/\text{с}^2$										
$t_{Bs}, \text{с}$	3,186	2,700	4,121	3,074	3,401	3,719	4,201	2,482	4,554	3,048
$\omega''_m(t)_{Bs}$	-0,075	-0,067	-0,086	-0,092	-0,062	-0,048	-0,157	-0,064	-0,040	-0,058
$t_{Bf}, \text{с}$	6,202	5,393	7,036	6,099	7,463	6,225	7,310	4,290	10,57	6,048
$\omega''_m(t)_{Bf}$	0,075	0,067	0,086	0,092	0,062	0,048	0,157	0,064	0,040	0,058
$\Delta t_{Bs,f}, \text{с}$	3,016	2,693	2,915	3,025	4,062	2,506	3,109	1,808	6,018	3,000

В ходе исследования также были проанализированы коэффициенты функции (8) и выявлен их физический смысл. Зависимость между коэффициентами для нормированной функции при $\omega_0=1$, $\Delta\omega_m=15\%$ с разной продолжительностью процесса Δt представлена на рисунке 12.

Анализ коэффициентов a , b , c , функции (8) показал, что для нормированной функции при $\Delta t=10$ с. область значений коэффициентов c и b резко возрастает, а величина коэффициента a близка к 0,075, что говорит о широком спектре возможных реализаций внешнего воздействия, при котором не происходит отказ системы. При этом стабильное значение коэффициента $a=0,075$ имеет место даже в том случае, когда длительность внешнего воздействия более 10 с. В результате получаем формулу для вычисления коэффициента a : $\Delta\omega \cdot \omega_0/2$, где ω_0 – начальная частота собственных колебаний системы, а $\Delta\omega$ – предельно допустимое снижение частоты. Что касается коэффициента b , то его значение прямо пропорционально значению Δt .

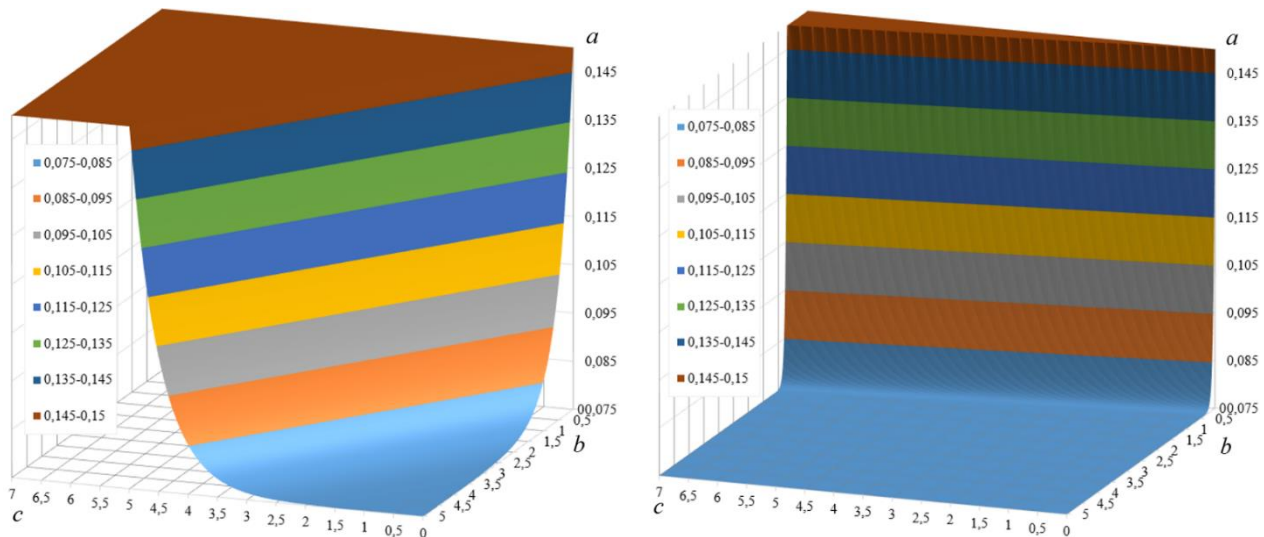


Рисунок 12 – График зависимости a - b - c при $\omega_0=1$: слева – при $\Delta t=1$; справа – при $\Delta t=10$

В пятой главе разработана инженерная методика вероятностного расчёта нелинейных стационарных систем на действие сейсмической нагрузки. Линеаризация системы проводилась методом канонических разложений. Погрешность линеаризации не больше 0,5%. Получены выходные характеристики нелинейных систем в зависимости от времени: амплитудно-частотные характеристики (11), спектральные плотности (12), дисперсия (13) и стандарт (14) относительных перемещений системы, коэффициент динамичности (15).

$$H(\omega, t) = \frac{1}{\omega_m^2(t) + b(\omega_m(t))i\omega - \omega^2} \cdot \left[1 + \frac{(b(t)\omega_m(t) + 2i\omega)(\dot{\omega}_m(t) + b(t)\dot{\omega}_m(t)i\omega)}{(\omega_m^2(t) + b(t)\omega_m(t)i\omega - \omega^2)^2} \right] \quad (11)$$

$$S_y(\omega, t) = D_x d_x^H(\omega) \cdot |z_2(i\omega, t)|^2 \quad (12)$$

$$D_y(t) = D_x \int_{-\infty}^{\infty} d_x^H(\omega) \cdot |z_2(i\omega, t)|^2 d\omega \quad (13)$$

$$\sigma_y(t) = \sqrt{D_y(t)} \quad (14)$$

$$\beta(t) = [\omega_m(t)]^2 \sqrt{\frac{D_y(t)}{D_x}} \quad (15)$$

Полученные значения функции амплитудно-частотной характеристики и спектральной плотности (рисунок 14) характеризуют систему как узкополосный фильтр и, согласно В. В. Болотину, могут рассматриваться как мгновенные характеристики квазилинейной системы.

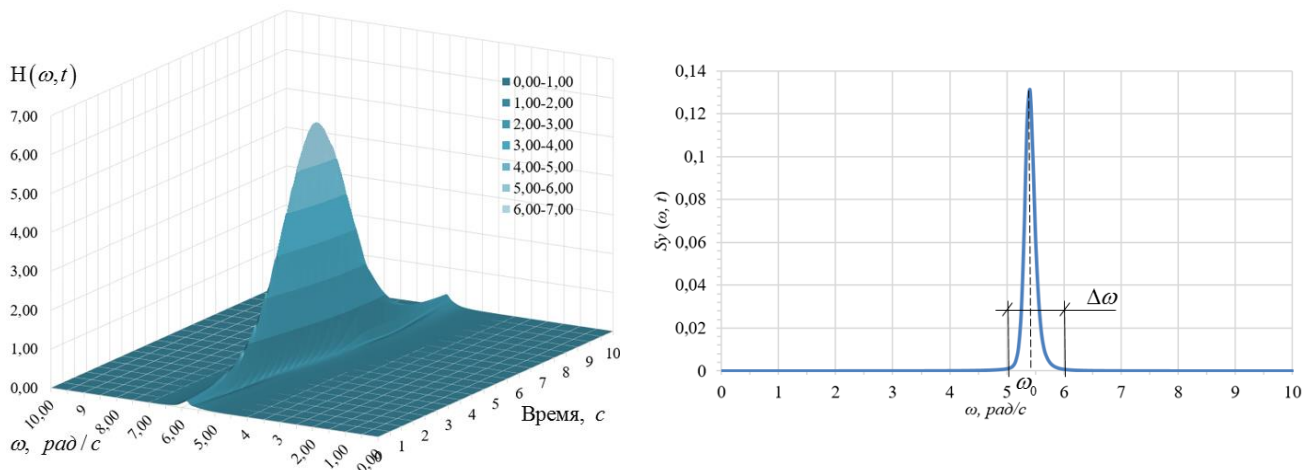


Рисунок 13 – Результаты вероятностного расчёта: слева – поверхность зависимости квадрата модуля АЧХ от частоты ω и времени t ; справа – график зависимости спектральной плотности от частоты ω при $t=4,82$ с

Рассмотрены стандарты, вычисленные аналитически и полученные при статистическом моделировании КЭ-моделей. Анализ произведён для пяти вариантов (рисунок 14):

- вариант №1: стандарт перемещений для расчётных случаев, не достигших уровня отказа (14 случаев);
- вариант №2: стандарт перемещений для всех расчётных случаев, исключая интервал времени после достижения отказа;
- вариант №3: стандарт перемещений для всех расчётных случаев, включая интервал времени после достижения отказа.
- вариант №4: стандарт, полученный для линеаризованной системы.
- вариант №5: вариант №2 с поправкой на t-критерий Стьюдента с доверительной вероятностью 0,95.

Из рисунка 14 можно сделать вывод о достаточно хорошем соответствии результатов аналитического и численного моделирования при решении вероятностной задачи. Для вычисления вероятности отказа принимаем максимальное значение стандарта $\sigma_y(4,82) = 0,143 \text{ м.}$, полученное при аналитическом решении.

Интенсивность выбросов относительного перемещения системы во времени вычисляется по формуле (16):

$$U(t) = T_e(t) \exp \left(- \frac{(\sigma_{y,\max})^2}{2D_y(t)} \right), \quad (16)$$

где: $T_e(t)$ – зависимость эффективного периода от времени; $\sigma_{y,\max}$ – максимальное значение среднеквадратического отклонения относительного перемещения, полученное при вероятностном расчёте.

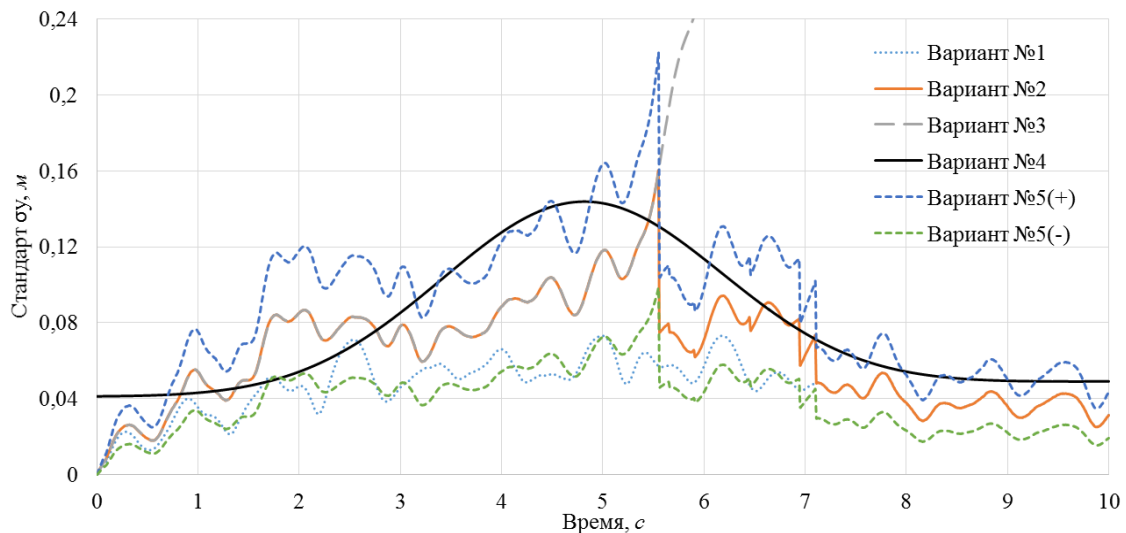


Рисунок 14 – Реализации стандартов относительного перемещения системы: вариант №2 – эталонный по результатам КЭ-решения задачи

Величина условного риска превышения заданного уровня в течении времени реализации землетрясений вычисляется по формуле (17), за весь срок эксплуатации здания по формуле (18):

$$H(t) = 1 - \exp \left(- \int_0^t U(t) dt \right), \quad (17)$$

$$P(t) = \left[1 - \exp \left(- \int_0^t U(t) dt \right) \right] \left[1 - \exp(-\Lambda T) \right], \quad (18)$$

где: Λ – частота повторяемости землетрясения лет^{-1} ; T – срок эксплуатации здания лет .

Результаты расчёта представлены в таблице 7.

Таблица 7 – Соответствие интенсивности выбросов, условной и полной вероятности отказов моментам времени

Момент времени t_i	0	1	2	4,82	6	7	8	9	10
Интенсивность выбросов $U(t)$	0,000	0,003	0,028	0,525	0,377	0,128	0,025	0,012	0,011
Условная вероятность отказа $H(t)$	0,000	0,003	0,013	0,586	0,765	0,817	0,828	0,831	0,833
Полная вероятность отказа $P(t)$	0,000	0,000	0,001	0,056	0,073	0,078	0,079	0,079	0,079

Анализируя полученные результаты, можно сделать вывод об относительно высоком сейсмическом риске для сооружений, допускающих повреждения при воздействии МРЗ: условная вероятность отказа составляет 58,6%. При оценке полной вероятности отказа максимальное значение 5,6%.

Вычислены индексы сейсмической надёжности при заданном уровне риска P^* (таблица 8).

$$n = \sqrt{-2 \ln \left[-\frac{T_e \ln(1 - P^*)}{\tau} \right]}, \quad (19)$$

здесь: T_e – эффективный период; τ – продолжительность землетрясения.

Таблица 8 – Соответствие индекса надёжности n моментам времени воздействия

Момент времени t_i	0	1	2	4,82	6	7	8	9	10
Индекс сейсмической надёжности, $n (P^*=0,05)$	3,230	3,231	3,228	3,203	3,193	3,191	3,189	3,188	3,186
Индекс сейсмической надёжности, $n (P^*=0,10)$	2,999	3,000	2,997	2,969	2,960	2,957	2,955	2,953	2,951
Индекс сейсмической надёжности, $n (P^*=0,30)$	2,560	2,561	2,557	2,526	2,514	2,510	2,509	2,506	2,504

Из таблицы 8 следует, что для обеспечения 5%-ной условной вероятности отказа системы расчётная сейсмическая нагрузка должна быть увеличена в 3,203 раза. При 30%-ной вероятности отказа данное значение будет в 2,526 раза больше. Приемлемое значение вероятности отказа по условному риску должно приниматься индивидуально для проектируемого объекта, исходя из экономических, социальных и других показателей.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

1. В рамках исследований, выполненных в данной диссертационной работе, разработана вероятностная методика оценки надёжности нелинейных систем при сейсмическом воздействии уровня «максимальное расчётное землетрясение» по условному и полному сейсмическому риску. Методика позволяет на начальных этапах проектирования прогнозировать уровень сейсмостойкости монолитных железобетонных зданий башенного типа высотой до 75 м. с допусаемым уровнем повреждения 3-ей и частично 4-ой степени эмпирической категории-индикатора «Здания и сооружения», согласно разрабатываемому проекту ГОСТ «Землетрясения. Шкала сейсмической интенсивности». В качестве объекта исследования приняты здания башенного типа (высота намного больше размеров в плане), отвечающие положениям сейсмостойкого проектирования: равномерное распределение массы и жёсткости по высоте, симметричное и регулярное расположение вертикальных несущих элементов, монолитность системы, что обеспечивает эффективное распределение напряжений и диссипацию энергии.

2. Принятая нелинейная модель материала позволяет корректно учесть особенности работы бетона при сейсмическом воздействии и в простой форме описать зависимость между модулем упругости и степенью повреждения несущего элемента. Данная модель имеет распространение в зарубежных нормативных документах и реализована в программных комплексах численного моделирования.

3. Модель сейсмического воздействия в нелинейном прямом динамическом анализе принята в виде случайных реализаций сейсмограммы – стационарной случайной функции, модулированной детерминированной огибающей. Полученные реализации зависимости перемещения от времени по заданным характеристикам случайного процесса ускорения основания показали качественное и количественное сходство с рассмотренными реальными записями землетрясений.

4. В результате проведения расчётов и обработки полученных данных численных экспериментов методом статистических испытаний в конечно-элементной постановке получена и аппроксимирована функция изменения мгновенной частоты собственных колебаний системы с изменёнными жесткостными характеристиками при повреждении конструкций от сейсмического воздействия. Проверена устойчивость функций, описаны характерные участки процесса изменения собственной частоты, раскрыт физический смысл коэффициентов функции, позволяющий описать характер воздействия, участки изменения собственной частоты и конечное состояние системы.

5. По результатам статистических испытаний было выявлено, что при снижении мгновенной частоты собственных колебаний на 15% наступает отказ системы в виде полной или частичной потери формы от накопленных повреждений в процессе сейсмического воздействия. Сопоставление моментов времени потери формы системой и моментов времени, вычисленных аналитически по функции изменения собственной частоты, показало качественное и количественное соответствие.

6. Для проведения вероятностных расчётов и оценки надёжности зданий на сейсмическое воздействие уровня МРЗ по результатам анализа пространственных КЭ-моделей была обоснована эквивалентная одномассовая модель с интегральными динамическими характеристиками, представляющая стохастически нелинейную динамическую систему с изменяющейся частотой собственных колебаний под

действием стационарной сейсмической нагрузки. Линеаризация системы проводилась методом канонических разложений, погрешность линеаризации составила не более 0,5%.

7. Вычислены амплитудно-частотная характеристика системы, спектральные плотности выходного процесса, дисперсия и стандарт относительных перемещений, а также коэффициент динамичности. Полученные значения стандарта относительных перемещений вероятностным расчётом квазилинейных систем качественно и количественно соответствуют результатам, полученным при статистических испытаниях модели методом конечных элементов. Максимальное значение стандарта перемещения составило 0,144 м. при 4,82 с. По результатам статистических испытаний, с учётом критерия Стьюдента с обеспеченностью 0,95, для данного момента времени значение стандарта лежит в пределах от 0,072 м. до 0,164 м. Максимальное значение стандарта, полученное методом статистических испытаний, составило 0,160 м. Максимальный коэффициент динамичности равен 5,147.

8. Разработана инженерная методика оценки надёжности зданий башенного типа как нелинейных стохастических систем. По результатам расчёта значение условного сейсмического риска (уязвимость здания) при максимальном значении стандарта относительного перемещения составило 0,586 (58,6%) за время сейсмического воздействия. Величина полного сейсмического риска с учётом опасности территории равна 0,056 (5,6%) при заданном времени эксплуатации здания в 100 лет.

9. Представленные результаты диссертационного исследования позволяют рекомендовать разработанную методику при проектировании или оценке существующих зданий башенного типа, допускающих повреждения, с заданным уровнем сейсмостойкости, соответствующим 3-ей, частично 4-ой степеням повреждений разрабатываемого проекта ГОСТ «Землетрясения. Шкала сейсмической интенсивности». Функция изменения частоты собственных колебаний, значения мгновенной частоты собственных колебаний и соответствующие им степени повреждения, предложенные в данной работе, могут быть рекомендованы для уточнения действующих методик оценки и сертификации инженерной безопасности зданий и сооружений МЧС России.

10. Перспективами дальнейшей разработки темы являются развитие методики определения уровня отказа нелинейных систем произвольной компоновки на основе их изменяющихся динамических характеристик, а также исследования их сейсмической надёжности с учётом нелинейной работы материала несущих конструкций и возможных повреждений.

СПИСОК РАБОТ АВТОРА ПО ТЕМЕ ДИССЕРАЦИИ

В научных журналах и изданиях, определённых Высшей Аттестационной Комиссией Российской Федерации:

1. Чаускин, А. Ю. Анализ функции изменения частоты собственных колебаний здания на воздействие «максимальное расчётное землетрясение» [Текст] / А. Ю. Чаускин, А. П. Поздняков, В. А. Пиеничкина // Современная наука и инновации. – 2016. – № 4 (16). – С. 136–148.

2. Чаускин, А. Ю. Математическое моделирование задач механики разрушения методом XFEM с учётом стохастической природы неоднородного материала [Текст] / А. Ю. Чаускин, В. А. Пшеничкина // Вестник Волгоградского государственного архитектурно-строительного университета. Серия: Строительство и архитектура. – 2015. – № 40 (59). – С. 197–207.

В других изданиях:

3. Чаускин, А. Ю. Вероятностный расчет здания на максимальные расчётные землетрясения [Текст] / А. Ю. Чаускин, В. А. Пшеничкина // Инженерно-строительный вестник Прикаспия. – 2016. – № 1–2. – С. 66–77.

4. Чаускин, А. Ю. Методика расчёта здания как нелинейной пространственной системы на сейсмические воздействия [Текст] / А. Ю. Чаускин, В. А. Пшеничкина // VI Международный симпозиум «Актуальные проблемы компьютерного моделирования конструкций и сооружений» : тез. докл. – Владивосток : ДВФУ, 2016 – С. 170–171.

5. Практический метод моделирования случайного процесса сейсмического смещения грунта [Текст] / В. А. Пшеничкина [и др.] // Современная строительная наука и образование : XII Всерос. науч.-практ. конф., посвящ. 95-летию юбилею НИУ МГСУ - МИСИ, 7 апр. 2016 г. : сб. док. и тез. - Москва : МГСУ, 2016. - С. 44-49.

Чаускин Андрей Юрьевич

ОЦЕНКА НАДЁЖНОСТИ МОНОЛИТНОГО ЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО ЗДАНИЯ ПРИ ВОЗДЕЙСТВИИ МАКСИМАЛЬНОГО РАСЧЁТНОГО ЗЕМЛЕТРЯСЕНИЯ

05.23.17 – Строительная механика

Автореферат

диссертации на соискание учёной степени
кандидата технических наук

Подписано в печать 13.04.2017. Формат 60×90 1/16. Усл. печ. л. 1,5
Тираж 120 экз. Заказ № 811.

Библиотечно-издательский комплекс
федерального государственного бюджетного
образовательного учреждения высшего образования
«Тюменский индустриальный университет»,
625000, Тюмень, ул. Володарского, 38.

Типография библиотечно-издательского комплекса
625039, Тюмень, ул. Киевская, 52.