

Федеральное государственное автономное образовательное учреждение высшего образования
ЮЖНО-УРАЛЬСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ УНИВЕРСИТЕТ
(национальный исследовательский университет)
Архитектурно-строительный институт
Кафедра «Строительное производство и теория сооружений»

Работа (проект) проверена

Рецензент

Начальник отдела подготовки ДПТ _____ должность
Ф.И.О.

_____ 2018 г.

Допустить к защите

Заведующий кафедрой Пикус Г.А.

_____ » 06.2018 г.

ПОЯСНИТЕЛЬНАЯ ЗАПИСКА К ВЫПУСКНОЙ КВАЛИФИКАЦИОННОЙ РАБОТЕ
магистра по направлению «Строительство»

Тема: Анализ колебаний пространственного 3-этажного каркаса на действие сейсмических сил

ЮУрГУ-08.04.01.2018 ПЗ ВКР

Руководитель работы
Доктор технических наук, доцент
Потапов А.Н.

_____ » 2018 г.

Автор работы *8*
Студент группы АСИ-278
Разживина А.В.

_____ » июня 2018 г.

Антиплагиат *81,28%*
Доктор технических наук, доцент
Потапов А.Н.

_____ 2018 г.

Нормоконтролер
Доктор технических наук, доцент
Потапов А.Н.

_____ » июня 2018 г.

АННОТАЦИЯ

Разживина А.В. Выпускная квалификационная работа
«Анализ колебаний пространственного 3-этажного
каркаса на действие сейсмических сил» – Челябинск:
ЮУрГУ, АСИ; 2018, 88 с., 58 ил., 3 табл., библиогр.
список – 85 наим., 4 прил.

Целью выпускной квалификационной работы является анализ колебаний пространственного 3-этажного каркаса на действие сейсмических сил с помощью аналитического подхода на основе теории временного анализа.

Расчетная динамическая модель каркаса представляет собой синтез двух моделей. Первая модель – это пространственный каркас, деформирующийся по форме сдвига. В этой модели плита представляет собой абсолютно твердое тело, движущееся в горизонтальной плоскости. Все колебания в этой модели происходят за счет упругой работы колонн. По второй модели плита перекрытия представляется как упругая пластинка, совершающая колебания в поперечном (вертикальном) направлении.

Для исследования динамической реакции каркаса при действии сейсмических сил написана программа расчета пространственного каркаса на сейсмическое воздействие в системе MatLab. В результате временного анализа получены осциллограммы кинематических и силовых параметров реакции исследуемой модели здания.

Для оценки корректности полученных результатов определена невязка уравнения движения дискретной диссипативной системы.

АСИ-278.08.04.01.2018 ПЗ

№	Лист	№ докум.	Подпись	Дата
1	каф.	Пикус Г.А.		
	руководитель	Потапов		
	контр.	Потапов А.Н.		
	руководитель	Разживина А.В.		

Анализ колебаний
пространственного
3-этажного каркаса
на действие сейсмических сил

Лит.	Лист	Листов
	2	88

ЮУрГУ Кафедра СПиТС

ОГЛАВЛЕНИЕ

ВВЕДЕНИЕ	5
1. АНАЛИЗ СОСТОЯНИЯ ВОПРОСА С ПОСТАНОВКОЙ ЗАДАЧ ИССЛЕДОВАНИЙ.....	9
1.1. Основные теории сейсмостойкости.....	9
1.2. Расчет по акселерограммам	10
1.3. Нормативный метод расчета на сейсмическое воздействие	11
1.4. Вероятностные методы решения задач на сейсмостойкость	12
1.5. Динамические методы исследования	12
1.6. Основные положения теории временного анализа.....	13
2. ПОСТРОЕНИЕ РАСЧЕТНОЙ ДИНАМИЧЕСКОЙ МОДЕЛИ 3- ЭТАЖНОГО КАРКАСА.....	16
2.1. Собственный вес конструкций	16
2.2. Построение матрицы масс	18
2.2.1. Определение массы первого этажа	18
2.2.2. Определение момента инерции первого этажа	19
2.2.3. Определение массы второго этажа	22
2.2.4. Определение массы третьего этажа	22
2.2.5. Определение массы элементарной ячейки	23
2.2.6. Структура матрицы масс	23
2.3. Построение матрицы жесткости	24
2.4. Построение матрицы демпфирования	27
2.5. Формирование вектора нагрузки	27
3. ПОСТРОЕНИЕ ПРОГРАММЫ РАСЧЕТА В СИСТЕМЕ MATLAB ...	31

						Лист
						3
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата	АСИ-278.08.04.01.2018 ПЗ	

ВВЕДЕНИЕ

Землетрясения – это колебание поверхности земли, вызванное процессами, происходящими в литосфере. Под угрозой землетрясений находятся обширные территории, многие густонаселенные области и даже целые страны, например, Япония. Наибольшая опасность землетрясений заключается в их неожиданности и неотвратимости. На суше сильные землетрясения вызывают различные геоморфологические процессы, такие как оползни и обвалы в горах, которые, в свою очередь, могут приводить к исчезновению существующих и образованию новых водных объектов, и другим подобным явлениям.

Сейсмические волны вызывают колебательные процессы в грунтах поверхностного слоя земли, на которые опираются фундаменты зданий и сооружений. Перемещения (колебания) грунтов через фундаменты передаются на конструкции зданий в форме некоторого кинематического возбуждения, вызывающего их движение. Значительные перемещения могут вызвать в элементах конструкций зданий и сооружений напряжения, превосходящие динамический предел прочности материала, и, как следствие, проявление пластических деформаций в узлах и элементах. Это может привести к тому, что здание потеряет первоначальную форму, и потребуются значительные затраты на его восстановление. Слишком большие перемещения, возникающие в результате сильных сейсмических воздействий, могут привести к разрушению конструкций и, как следствие, к серьезному экономическому ущербу и даже к гибели людей.

Так как предотвращение возникновения землетрясений невозможно, в настоящее время актуальны исследования поведения зданий и сооружений в сейсмических районах, разработка антисейсмических мероприятий при строительстве, способных уменьшить последствия землетрясений и др. А также получение достоверной информации о напряженно-деформируемом состоянии элементов здания при сейсмическом воздействии.

Целью исследования является анализ колебаний пространственного 3-этажного каркаса на действие сейсмических сил с помощью аналитического

						Лист
					АСИ-278.08.04.01.2018 ПЗ	5
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		

подхода на основе теории временного анализа. Данный подход основан на исследовании матричного квадратного уравнения, который при общих предпосылках динамической задачи позволяет получить уравнение реакции упругой дискретной диссипативной системы в матричной форме интеграла Дюамеля, имеющей замкнутый вид.

Такая постановка цели предполагает решение следующих **задач**:

1. Построение пространственной расчетной динамической модели 3-этажного каркаса, с достаточной достоверностью, отражающей реальную работу здания под действием сейсмических сил. Предложенная модель позволяет учитывать деформативность основания за счет учета податливости колонн.

2. Определение сейсмических сил на основе акселерограммы ускорений, имеющей три компоненты (горизонтальная радиальная (направление «площадка - очаг землетрясения»), горизонтальная тангенциальная (перпендикулярная к радиальной) и вертикальная).

3. Построение программы расчета пространственного каркаса на сейсмическое воздействие в системе MatLab.

4. Исследование динамической реакции дискретной диссипативной системы при действии сейсмических сил, представленных в виде прямоугольных импульсов.

5. Построение осциллограмм реакции каркаса, анализ результатов, выводы.

Объект исследования – пространственный 3-этажный каркас, представляющий собой дискретную диссипативную систему с 46 степенями свободы.

Предмет исследования - кинематические и силовые параметры реакции каркаса, вызванные сейсмическими силами, действующими в горизонтальной плоскости.

Научная новизна выпускной квалификационной работы заключается в том, что в рамках теории временного анализа получено уравнение реакции

										Лист
										6
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата						

упругого 3-этажного каркасного здания, моделируемого дискретной диссипативной системой при действии сейсмических сил, учитывающих изменение сейсмического воздействия на здание во времени, исходя из акселерограммы землетрясения.

Практическая ценность работы и внедрение результатов.

Разработанная аналитическая модель расчета позволяет определять реакции системы на сейсмическую нагрузку для 3-этажного каркасного здания. Такая модель дает возможность выполнять количественный и качественный анализ напряженно-деформированного состояния системы при заданном внешнем сейсмическом воздействии. Данный метод позволяет проводить глубокий и многосторонний анализ динамической реакции сложных пространственных объектов; позволяет работать с реальными и синтезированными акселерограммами. Результаты проведенных исследований могут быть рекомендованы проектным организациям при расчете конструкций зданий и сооружений в сейсмическом строительстве.

Методы исследования. При анализе колебаний каркаса был использован метод временного анализа, разработанный для дискретных диссипативных систем, в основе которого лежит исследование характеристического матричного квадратного уравнения.

Достоверность результатов исследования гарантируется использованием в выпускной квалификационной работе основных принципов строительной механики в совокупности с методами высшей математики и матричной алгебры, а также использованием корректной расчетной динамической модели 3-этажного каркаса, с достаточной достоверностью, отражающей реальную работу здания под действием сейсмических сил.

Положения, выносимые на защиту:

- 1) алгоритм временного анализа динамической реакции системы;
- 2) основные принципы выполнения расчета;
- 3) анализ результатов расчета.

						Лист
					АСИ-278.08.04.01.2018 ПЗ	7
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		

Публикации.

По теме диссертации опубликованы тезисы и статья на VII Международном симпозиуме «Актуальные проблемы компьютерного моделирования конструкций и сооружений», который будет проходить в Новосибирске с 1 по 8 июля 2018 года. Тексты тезисов и статьи представлены в приложении В и Г соответственно.

Структура и объем диссертации. Диссертация изложена на 88 страницах печатного текста, состоит из введения, трех глав, заключения, библиографического списка, включающего 85 источников, и четырех приложений. В работе представлено 58 рисунков и 3 таблицы.

Во введении обоснована актуальность темы диссертации. Приведены основные цели работы, её научная новизна, выносящиеся на защиту положения и основная структура исследования.

В первой главе проведен анализ состояния вопроса с постановкой задач исследований. Приведены основные теории сейсмостойкости, расчет по акселерограммам. Описаны нормативный метод расчета на сейсмическое воздействие, вероятностные методы решения задач на сейсмостойкость, динамические методы исследования. А также сформулированы основные положения теории временного анализа.

Во второй главе представлено построение расчетной динамической модели 3-этажного каркаса. Показан расчет собственного веса конструкций. Продемонстрировано построение матрицы масс, матрицы жесткости и матрицы демпфирования. Изложен способ формирования вектора нагрузки.

В третьей главе описано построение программы расчета в системе MatLab. Записан алгоритм расчета с использованием метода временного анализа. Приведены результаты расчета в виде осциллограмм. Вычислена невязка уравнения движения дискретной диссипативной системы.

										Лист
										8
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата	АСИ-278.08.04.01.2018 ПЗ					

1. АНАЛИЗ СОСТОЯНИЯ ВОПРОСА С ПОСТАНОВКОЙ ЗАДАЧ ИССЛЕДОВАНИЙ

Строительство объектов гражданского, промышленного назначения в сейсмических районах диктует необходимость глубокого критического анализа существующих методов определения динамической реакции здания на сейсмические воздействия. Также актуальной задачей является создание новых более совершенных методов защиты зданий и сооружений от действия разрушающих сейсмических сил.

Поведение конструкции во время землетрясения находится в сложной зависимости от интенсивности, спектрального состава, продолжительности землетрясения, а также прочих параметров движения грунта [4, 12, 35, 44, 75, 81].

1.1. Основные теории сейсмостойкости

Начало зарождения теории сейсмостойкости связано с трудами японских ученых Ф.Омори и Н.Мононобе и Сато [64]. На основе ряда экспериментов Омори впервые смог дать количественную оценку сейсмических сил, вызывающих разрушение сооружений. Появилась статическая теория сейсмостойкости. Дальнейшее развитие статической теории, основанное на необходимости учета деформируемости сооружения при колебаниях, привело к появлению динамической теории. Следующим этапом в истории развития теории сейсмостойкости явилась спектральная теория, представляющая собой существенное усовершенствование динамической теории за счет введения в обращение спектральных кривых, описывающих зависимости максимальных ускорений, скоростей или перемещений линейного осциллятора в функции периода его собственных колебаний.

Идея спектрального метода определения сейсмических сил впервые была предложена М. Био в 1933г. Впоследствии эта идея получила продолжение в работах Хаузнера, Альфорда, И.Л. Корчинского, С.В. Медведева, А.Г. Назарова, С.В. Полякова, Н.А. Николаенко, В.Т. Рассказовского, Э.И. Хачияна, Ш.Г. Напетваридзе, Я.М. Айзенберга и др [30, 52].

									Лист
									9
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата	АСИ-278.08.04.01.2018 ПЗ				

Появление и развитие спектральной теории сейсмостойкости значительно стимулировало широкое развитие экспериментальных исследований и способствовало совершенствованию инструментальных методов, появлению численных методов обработки получаемых инструментальных данных.

В последнее время в рамках спектральной теории возникли различные направления, например, метод расчета по акселерограммам, вероятностные методы расчета, методы расчета с учетом упруго-пластических деформаций, выключающихся связей и некоторые другие, определяющие современный уровень развития теории сейсмостойкости сооружений. Основные положения спектральной теории лежат в методике расчета по СП 14.13330.2014 [1].

1.2. Расчет по акселерограммам

Метод основан на использовании записей ускорений основания (акселерограмм) при землетрясениях, наиболее опасных для рассматриваемых сооружений, а также синтезированных акселерограмм, полученных путем обработки записей сильных землетрясений.

СП [1] предусматривает обязательный расчет по нормам для всех зданий и сооружений, но вместе с тем для ответственных и высоких, выше 16 этажей зданий и сооружений предписывается расчет на воздействие акселерограмм.

1) Первый подход — непосредственное вычисление сейсмических сил.

Осуществляется по формуле

$$(S_{ik})_{\max} = \frac{Q}{g} \cdot \eta_{ik} \cdot C_w(T), \quad (1.1):$$

$$(S_{ik})_{\max} = \frac{Q}{g} \cdot \eta_{ik} \cdot C_w(T), \quad (1.1)$$

где S_{ik} — инерционная сила, действующая на k -ю массу при колебании по i -й форме;

Q — вес массы m ;

g — ускорение свободного падения;

						Лист
					АСИ-278.08.04.01.2018 ПЗ	10
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		

η_{ik} – нормированный коэффициент формы колебаний — это коэффициент, определяющий вклад смещения k -й массы, происходящий по i -й форме, в суммарное смещение;

$C_w(T)$ – спектр ускорений.

1.3. Нормативный метод расчета на сейсмическое воздействие

Нормативный метод определения сейсмических нагрузок опирается на использование понятия спектральных кривых. В данном методе предполагается, что учет сил сопротивления при определении частот и форм собственных колебаний системы с n степенями свободы не оказывает существенного влияния на результаты расчета и поэтому данные параметры могут быть определены как для консервативной системы.

Вместе с тем учет сил сопротивления необходим при построении спектров ускорений (скоростей, смещений), так как в спектральной теории предполагается определение максимальных значений этих параметров по каждой форме колебаний, а эти максимумы достигаются в резонансной зоне, где учет сил сопротивления играет решающую роль.

Основными расчетными формулами нормативного метода расчета зданий и сооружений на сейсмические воздействия, основанного на применении спектральной теории сейсмостойкости, являются формулы (1.2) и (1.3) [9]:

$$S_{jk} = k_1 k_2 S_{0jk}, \quad (1.2)$$

$$S_{0jk} = Q_k A \beta_i k_\psi \eta_{jk}, \quad (1.3)$$

где A – коэффициент, принимаемый равным 0,1; 0,2; 0,4 соответственно для районов с сейсмичностью 7,8 и 9 баллов;

k_1 – коэффициент, учитывающий допускаемые повреждения зданий и сооружений;

k_2 – коэффициент, учитывающий особенности конструктивных решений зданий и сооружений;

k_ψ – коэффициент, учитывающий уменьшение деформативности сооружений башенного типа или каркасных зданий;

						Лист
					АСИ-278.08.04.01.2018 ПЗ	11
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		

β_i – коэффициент динамичности, соответствующий i -й форме собственных колебаний зданий или сооружений;

η_{jk} – коэффициент, зависящий от формы деформации здания или сооружения при его собственных колебаниях, от узловой точки приложения рассчитываемой нагрузки и направления сейсмического воздействия;

$$Q_k = m_k g - \text{вес массы } m_k.$$

1.4. Вероятностные методы решения задач на сейсмостойкость

Основным преимуществом данных методов является то, что они учитывают неопределенности при проектировании зданий. Такими неопределенностями могут быть свойства материалов и воздействие нагрузки, а это значит, что необходимо проводить вероятностный анализ. Тем не менее, большая часть научно-исследовательских работ на сегодняшний день используют детерминированные модели.

При вероятностных методах решения задач на сейсмостойкость обычно используются кривые недолговечности (хрупкости). Они используются в инженерной сейсмологии для оценки уязвимости всего здания или конкретного элемента, когда система подвергается сейсмическому воздействию. Другими словами, они демонстрируют условную вероятность повреждения всего здания или конкретного элемента за пределами определенного предельного состояния при различных уровнях колебаний грунта [79].

1.5. Динамические методы исследования

Большинство известных методов решения динамических задач в некоторой степени упрощают расчетную динамическую модель, характеризующую реальный объект исследования. Эти упрощения, в первую очередь, заключаются в игнорировании реального характера действия сил внутреннего сопротивления (диссипативных сил). Как правило, при решении динамических задач применяется модель однородного демпфирования или вовсе осуществляется исследование консервативных систем. Кроме того, анализируются модели с ограниченным числом степеней свободы, подверженные

									Лист
									12
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата	АСИ-278.08.04.01.2018 ПЗ				

простым загружениям. Либо анализ динамической модели для более сложных загружений осуществляется для систем только с одной степенью свободы.

подавляющее большинство расчета конструкций зданий и сооружений осуществляется численными методами шагового интегрирования (основанных на МКЭ) [25, 72].

В настоящее время проводится огромное количество исследований на основе МКЭ с целью разработки различных методов и мероприятий по повышению устойчивости сооружений против прогрессирующего обрушения при сейсмических воздействиях.

Разрабатываются плоские и пространственные модели каркасных зданий: модели 2D [36, 45, 50, 80, 82, 83], модели 3D [18, 41, 42, 78, 84, 85]. Для металлических каркасных зданий известны работы [34, 40, 65, 73], для железобетонных зданий [69, 70, 71]. Также проводились исследования на линейных [21, 62] и нелинейных [24, 33] моделях.

Многие отечественные и зарубежные специалисты отмечают недостаток теоретических исследований в области динамических конструкций и, в частности, в теории расчета сейсмостойких зданий [22] и практически отсутствие аналитических методов вычисления динамической реакции сооружений [11, 57, 78, 79, 80].

Наиболее эффективный аналитический метод решения динамических задач – метод временного анализа дискретных диссипативных систем, разработанный А.Н. Потаповым [58].

1.6. Основные положения теории временного анализа

Основные положения теории временного анализа изложены в монографии А.Н. Потапова [58].

Уравнение движения упругой ДДС в рамках линейной модели вязкого сопротивления (1.4) и начальные условия (1.5) динамической задачи представляется в виде

$$M\ddot{Y}(t) + C\dot{Y}(t) + KY(t) = P(t), \quad (1.4)$$

						Лист
					АСИ-278.08.04.01.2018 ПЗ	13
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		

$$Y_0=Y(t_0), \dot{Y}_0 = \dot{Y}(t_0), \quad (1.5)$$

где $M = \text{diag} (m_1, \dots, m_n)$, $C = CT = (c_{ik})$, $K = KT=(r_{ik}) \in Mn(\mathbf{R})$ – матрицы масс, демпфирования и жесткости; $Y(t)$, $P(t)$ – векторы перемещений и внешней нагрузки.

Построение фундаментальных решений однородного дифференциального уравнения, вытекающего из (1.6), связано с матричной функцией $\Phi(t) = e^{St}$, в которой $S \in M_n(\mathbf{C})$ удовлетворяет характеристическому матричному квадратному уравнению (МКУ) – уравнению движения собственных форм

$$MS^2 + CS + K = 0, \quad (1.6)$$

Матрица S внутренних динамических характеристик ДДС, являясь решением МКУ, имеет аналитическое представление в виде корневой пары

$$S_{1,2} = M^{-1}(-C + V \pm U) / 2,$$

где $V = -V^T$, $U = U^T$ – кососимметрическая и симметрическая матрицы.

Матричные корни $S_{1,2}$ позволяют построить фундаментальные матрицы $\Phi_1(t)$, $\Phi_2(t)$, формирующие решение однородного ОДУ в уравнении (1.4). Для упругой ДДС с малой диссипацией элементы матриц V , U являются соответственно вещественными и мнимыми: $V, iU \in M_n(\mathbf{R})$, поэтому корни $S_{1,2}$ – комплексно сопряжённые ($S_1 = S, S_2 = \bar{S}$).

Поскольку показатель степени экспоненты $\Phi(t) = e^{St}$ (матрица S) – содержит действительную и мнимую части (матрицы $M^{-1}(-C + V)/2$ и $M^{-1}U/2$), то это оказывает существенное влияние на характер движения динамической системы в целом. Мнимая часть S определяет колебательное движение узлов дискретной системы, действительная – отвечает за условия демпфирования.

Используя данные свойства, получаем уравнение реакции ДДС в матричной форме интеграла Дюамеля (векторы перемещений и узлов ДДС) на интервале времени $t \in [t_i; t_{i+1}]$:

$$Y(t) = 2\text{Re} \left\{ \Phi(t-t_i) U^{-1} M [-\bar{S} Y_0 + \dot{Y}_0] + U^{-1} \int_{t_i}^t \Phi(t-\tau)^T P(\tau) d\tau \right\}, \quad (1.7)$$

$$\dot{Y}(t) = 2\text{Re}\{SU^{-1}[\Phi(t-t_i)^T M(-\bar{S} Y_0 + \dot{Y}_0) + \int_{t_i}^t \Phi(t-\tau)^T P(\tau) d\tau]\}, \quad (1.8)$$

где Y_0, \dot{Y}_0 – векторы начальных условий, полученные в конце предыдущего интервала времени $[t_{i-1}; t_i]$.

В этих выражениях первые слагаемые определяют реакцию системы при свободных, вторые – при вынужденных колебаниях.

При представлении вектора внешнего воздействия $P(t)$ в виде $P(t) = P_0$, где $P_0 = [p_{0j}]$ ($j = 1, \dots, n$) – вектор постоянных усилий, и учитывая, что для упругой системы справедливо условие $\det S \neq 0$, реакция при вынужденных колебаниях будет определена по формуле:

$$U^{-1} \int_{t_i}^t \Phi(t-\tau)^T P_0 d\tau = -\Phi(t-\tau)(US)^{-1} P_0 \Big|_{t_i}^t = [\Phi(t-t_i) - E] (US)^{-1} P_0.$$

После подстановки пределов интегрирования и последующего дифференцирования вектор-функции, учитывая (1.7), приходим к уравнениям реакции системы:

$$\begin{aligned} Y(t) &= 2\text{Re}\{x^0(t-t_i) + x^p(t-t_i)P_0\}, \\ \dot{Y}(t) &= 2\text{Re}\{S[x^0(t-t_i) + x^p(t-t_i)P_0]\}, \end{aligned} \quad (1.9)$$

где $x^0(t-t_i) = \Phi(t-t_i)U^{-1}M[-\bar{S} Y_0 + \dot{Y}_0]$;

$$x^p(t-t_i) = [\Phi(t-t_i) - E] (US)^{-1} P_0.$$

Для того, чтобы воспользоваться уравнениями реакции (1.9), необходимо в соответствии с поставленными задачами выполнить преобразование по данным акселерограмм ускорений, осуществить переход в таблицу сейсмических воздействий для каждого этажа каркаса по формуле:

$$S_j(t_i) = -m_j \cdot \ddot{y}(t_i), \quad (i=0, 1, \dots),$$

где j – номер этажа;

i – номер шага интегрирования сейсмической задачи.

Здесь величина сейсмической силы $S_j(t_i)$ представляет собой значение P_0 в момент времени $t=t_i$.

2. ПОСТРОЕНИЕ РАСЧЕТНОЙ ДИНАМИЧЕСКОЙ МОДЕЛИ 3-ЭТАЖНОГО КАРКАСА

Исследуемая расчетная динамическая модель представляет собой трехэтажное каркасное здание, в котором колонны имеют коробчатое сечение из четырех стальных равнополочных уголков 150x150x6 мм, массой 23,01 кг/м [2] (рис.2.1), перекрытия – бетонные плиты толщиной 22 см, ригели – двутавры 40Ш1.

Погонный метр колонны имеет массу $(23,01 \times 4) = 92,04$ кг/м.



Рисунок 2.1. – Схема сечения колонны и ригеля

2.1. Собственный вес конструкций

1. Масса 1 погонного метра **колонн** всех этажей коробчатого сечения из четырех стальных равнополочных уголков 150x150x6 мм составляет **0,09204 т/м**;

2. Масса 1 погонного метра **ригелей** двутаврового сечения (40Ш1) всех этажей составляет 88,6 кг/м = **0,0886 т/м**;

3. Масса 1 м² междуэтажного перекрытия:

а) собственный вес 1 м² пустотных плит перекрытия 0,3 т/м²;

б) собственный вес 1 м² цементно-песчаной стяжки, толщиной 3,0 см составляет $0,03 \cdot 2,200 = 0,0660$ т/м²;

в) собственный вес 1 м² пола примем 0,05 т/м²;

Т.о., масса 1 м² **междуэтажного перекрытия** составляет **0,416 т/м²**;

4. Масса 1 м² покрытия:

а) собственный вес 1 м² пустотных плит перекрытия 0,3 т/м²;

б) собственный вес 1 м² пароизоляции 0,005 т/м²;

в) собственный вес 1 м² утеплителя толщиной 20 см $0,2 \cdot 0,3 = 0,0600$ т/м²;

						Лист
					АСИ-278.08.04.01.2018 ПЗ	16
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		

г) собственный вес 1 м^2 цементно-песчаной стяжки, толщиной 3,0 см составляет $0,03 \cdot 2,200 = 0,0660 \text{ т/м}^2$;

в) собственный вес 1 м^2 мягкой кровли примем $0,015 \text{ т/м}^2$;

Т.о., масса 1 м^2 покрытия составляет **0,446 т/м²**;

5. Масса 1 м^2 наружных стен толщиной 500 мм $0,5 \cdot 1,0 = 0,5 \text{ т/м}^2$;

Плиты перекрытия третьего и второго этажей имеют две степени свободы (поступательные), первого этажа — три степени свободы (две поступательных и одну угловую), т.к. центр тяжести и центр жесткости первого этажа не совпадают.

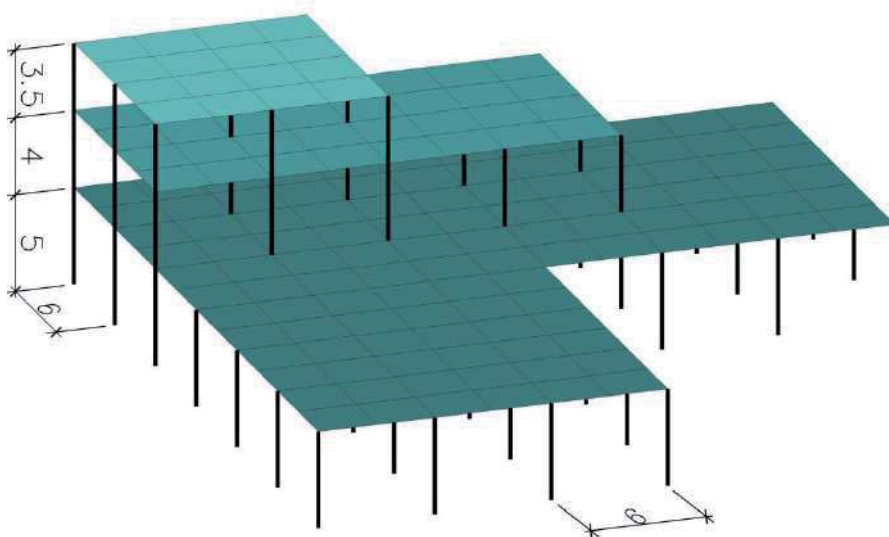


Рисунок 2.2. – Схема трехэтажного здания

В вертикальном направлении плиты представляют собой упругое деформируемое тело, в горизонтальном направлении — абсолютно жесткий диск.

Каждая плита разбита квадратной сеткой на n элементов с размером ячеек $3 \times 3 \text{ м}$. Массы плиты собираются с четырех соседних ячеек [29], составляющих квадрат со стороной 6 м, и прикладываются в центре элементарного квадрата (см. рис.2.3).

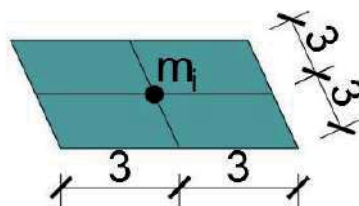


Рисунок 2.3. – Элементарный квадрат плиты перекрытия

					Лист
					17
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата	

Таким образом, принятая расчетная динамическая модель позволяет учитывать деформируемость колонн и податливость основания.

2.2. Построение матрицы масс

Матрица масс дискретной системы имеет диагональную структуру и представляет собой: $M = diag(m_1, \dots, m_n)$, где n – число степеней свободы исследуемой системы.

Все массы расчетной динамической модели располагаются в уровнях этажей на высоте 5, 9 и 12,5 м от поверхности земли. Масса каждого этажа содержит в себе значение масс плит перекрытия соответствующего этажа, масс ригелей, а также массы колонн и массы стеновых панелей.

$$m_i \text{ этажа} = m_i \text{ перекрытия} + m_i \text{ ригелей} + m_i \text{ колонн} + m_i \text{ стен.панелей}, \quad (2.1)$$

При этом масса каждого из этажей содержит массы колонн и массы стеновых панелей, которые учитываются по-разному в зависимости от этажа.

Для первого этажа масса колонн и стеновых панелей собирается с 2/3 высоты первого этажа и с половины высоты второго этажа. Для второго этажа масса колонн включает в себя половину высоты колонн второго этажа и половину высоты колонн третьего этажа. Для третьего этажа масса колонн включает в себя только половину высоты колонн третьего этажа (рис.2.4).

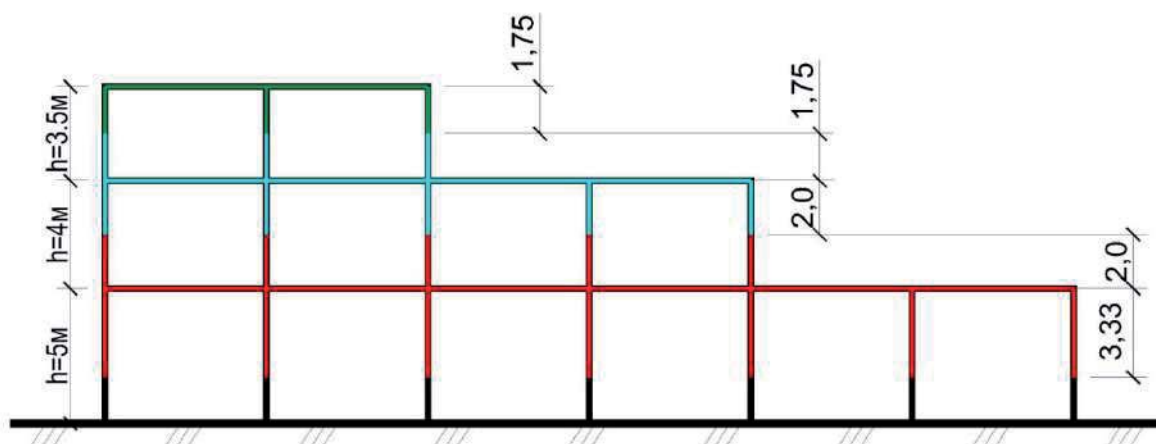


Рисунок 2.4. – Схема каркаса здания

2.2.1. Определение массы первого этажа

Перекрытие первого этажа имеет L-образную форму (рис. 2.5). Масса перекрытия первого этажа составляет:

						Лист
						18
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата	АСИ-278.08.04.01.2018 ПЗ	

$$m_1 \text{ этажа (перекрытия)} = (36 \cdot 18 + 18 \cdot 18) \cdot 0,416 = 404,352 \text{ т} = 4,04352 \text{ кН} \cdot \text{с}^2/\text{см}$$

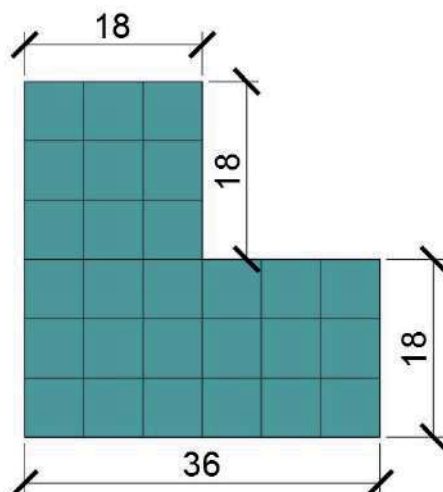


Рисунок 2.5. – Перекрытие первого этажа

Ригели располагаются с шагом 6 м.

$$m_1 \text{ этажа (ригелей)} = (36 \cdot 4 + 18 \cdot 3) \cdot 0,0886 = 17,54 \text{ т} = 0,1754 \text{ кН} \cdot \text{с}^2/\text{см}$$

Первый этаж включает 40 колонн, второй – 15.

При подсчете массы колонн первого этажа учитывается $2/3$ длины колонн первого этажа и $0,5$ длины колонн второго этажа.

$$\begin{aligned} m_1 \text{ этажа (колонн)} &= \left(\frac{2}{3} \cdot 3 \cdot 40 + \frac{1}{2} \cdot 3 \cdot 15 \right) \cdot 0,09204 = 9,4341 \text{ т} \\ &= 0,09434 \text{ кН} \cdot \text{с}^2/\text{см} \end{aligned}$$

При подсчете массы стен первого этажа учитывается $2/3$ высоты стен первого этажа и $0,5$ высоты стен второго этажа.

$$\begin{aligned} m_1 \text{ этажа (стен)} &= \left(\frac{2}{3} \cdot 5 \cdot (36 + 18 + 18 + 18 + 18 + 36) + \frac{1}{2} \cdot 4 \cdot (24 + 12 + 24 + 12) \right) \cdot 0,5 = 312,0 \text{ т} = 3,12 \text{ кН} \cdot \text{с}^2/\text{см} \end{aligned}$$

Таким образом, масса первого этажа составляет $m_1 = 743,33 \text{ т} = 7,4333 \text{ кН} \cdot \text{с}^2/\text{см}$

2.2.2. Определение момента инерции первого этажа

Необходимо определить местоположение центра жесткости перекрытия первого этажа.

										Лист
										19
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата	АСИ-278.08.04.01.2018 ПЗ					

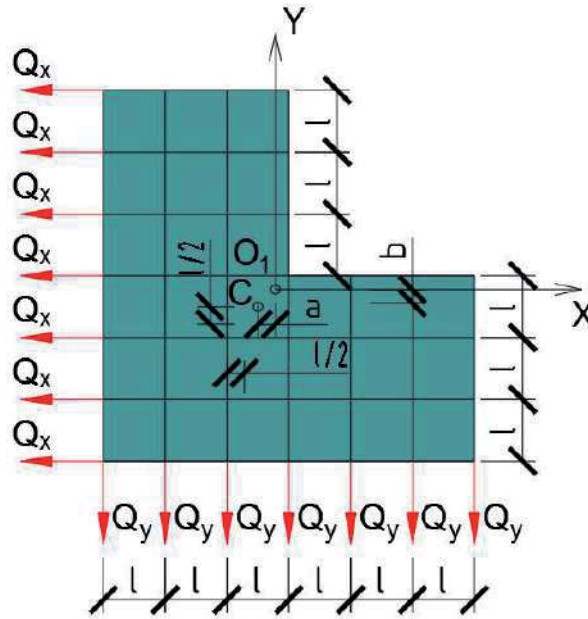


Рисунок 2.6. – Перекрытие первого этажа

$$\begin{aligned} \sum \text{mom}_{O_1} &= (7Q_x \cdot (2l + \frac{l}{2} + b) + 7Q_x \cdot (l + \frac{l}{2} + b) + 7Q_x \cdot (\frac{l}{2} + b) - 7Q_x \\ &\cdot (\frac{l}{2} - b) - 4Q_x \cdot (l + \frac{l}{2} - b) - 4Q_x \cdot (2l + \frac{l}{2} - b) - 4Q_x \cdot (3l + \frac{l}{2} - b) \\ &= 0, \quad b = 0.3 \text{ м} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sum \text{mom}_{O_1} &= (-7Q_y \cdot (2l + \frac{l}{2} + a) - 7Q_x \cdot (l + \frac{l}{2} + a) - 7Q_x \cdot (\frac{l}{2} + a) + 7Q_x \\ &\cdot (\frac{l}{2} - a) + 4Q_x \cdot (l + \frac{l}{2} - a) + 4Q_x \cdot (2l + \frac{l}{2} - a) + 4Q_x \cdot (3l + \frac{l}{2} - a) \\ &= 0, \quad a = 0.3 \text{ м} \end{aligned}$$

Ввиду того, что центр тяжести и центр жесткости первого этажа не совпадают, необходимо вычислить момент инерции первого этажа.

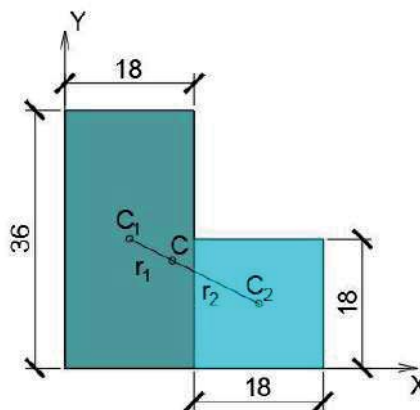


Рисунок 2.7. – Перекрытие первого этажа

Разобьем L-образное перекрытие на два прямоугольных блока с центрами тяжести: $C_1(9;18)$ и $C_2(27;9)$. Координаты центра тяжести сложной фигуры определяются следующим образом [18]:

$$x_c = \frac{\sum_{i=1}^n A_i \cdot x_i}{\sum_{i=1}^n A_i}, \quad (2.2)$$

где A_i – площадь, m^2

$$y_c = \frac{\sum_{i=1}^n A_i \cdot y_i}{\sum_{i=1}^n A_i}, \quad (2.3)$$

Для L-образного перекрытия первого этажа координаты центра тяжести вычисляются следующим образом:

$$x_c = \frac{18 \cdot 36 \cdot 9 + 18 \cdot 18 \cdot 27}{18 \cdot 36 + 18 \cdot 18} = 15 \text{ м},$$

$$y_c = \frac{18 \cdot 36 \cdot 18 + 18 \cdot 18 \cdot 9}{18 \cdot 36 + 18 \cdot 18} = 15 \text{ м},$$

Момент инерции перекрытия найдем по формуле:

$$J = \sum_{i=1}^2 \left[\frac{M_i}{12} \cdot (h_i^2 + b_i^2) + M_i \cdot r_i^2 \right], \quad (2.4)$$

где M_i – масса i -го блока, т;

h_i – высота i -го блока, м;

b_i – ширина i -го блока, м;

r_i – расстояние между центром тяжести i -го блока и центром тяжести всего перекрытия, равно:

$$r_1 = \sqrt{(15 - 9)^2 + (15 - 18)^2} = 6,708 \text{ м}$$

$$r_2 = \sqrt{(15 - 27)^2 + (15 - 9)^2} = 13,416 \text{ м}$$

Учитывая, что массы 1-го и 2-го блоков равны соответственно $2/3$ и $1/3$ массы всего этажа, получаем момент инерции:

$$\begin{aligned} J &= \left[\frac{2/3 \cdot 808,94}{12} \cdot (36^2 + 18^2) + 2/3 \cdot 808,94 \cdot 6,708^2 \right] \\ &+ \left[\frac{1/3 \cdot 808,94}{12} \cdot (18^2 + 18^2) + 1/3 \cdot 808,94 \cdot 13,416^2 \right] \\ &= 160163,169 \frac{\text{т}}{\text{м}^2} = 16016316,9 \text{ кН} \cdot \text{с}^2 / \text{см}^3 \end{aligned}$$

Т.о., $m_3 = 16016316,9 \text{ кН} \cdot \text{с}^2 / \text{см}^3$

									Лист
									21
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата	АСИ-278.08.04.01.2018 ПЗ				

2.2.3. Определение массы второго этажа

Перекрытие второго этажа имеет прямоугольную форму с габаритными размерами 12х24 м. Масса перекрытия второго этажа составляет:

$$m_{2 \text{ этажа (перекрытия)}} = 12 \cdot 24 \cdot 0,416 = 119,808 \text{ т} = 1,19808 \text{ кН} \cdot \text{с}^2/\text{см}$$

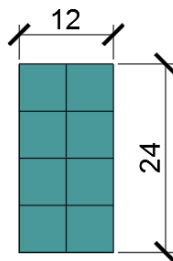


Рисунок 2.8. – Перекрытие второго этажа

Ригели располагаются с шагом 6 м.

$$m_{2 \text{ этажа (ригелей)}} = 12 \cdot 5 \cdot 0,0886 = 5,316 \text{ т} = 0,05316 \text{ кН} \cdot \text{с}^2/\text{см}$$

Второй этаж включает 15 колонн, третий – 9.

При подсчете массы колонн первого этажа учитывается 0,5 длины колонн второго этажа и 0,5 длины колонн третьего этажа.

$$m_{2 \text{ этажа (колонн)}} = (15 + 9) \cdot \frac{1}{2} \cdot 3 \cdot 0,09204 = 3,3134 \text{ т} = 0,03313 \text{ кН} \cdot \text{с}^2/\text{см}$$

При подсчете массы стен второго этажа учитывается 0,5 высоты стен второго этажа и 0,5 высоты стен третьего этажа.

$$\begin{aligned} m_{2 \text{ этажа (стен)}} &= \left(\frac{1}{2} \cdot 4 \cdot (24 + 12 + 24 + 12) + \frac{1}{2} \cdot 3,5 \cdot 12 \cdot 4 \right) \cdot 0,5 = 114,0 \text{ т} \\ &= 1,14 \text{ кН} \cdot \text{с}^2/\text{см} \end{aligned}$$

Таким образом, масса первого этажа составляет $m_2 = 242,437 \text{ т} = 2,4244 \text{ кН} \cdot \text{с}^2/\text{см}$

2.2.4. Определение массы третьего этажа

Перекрытие третьего этажа имеет квадратную форму со стороной квадрата 12 м. Масса перекрытия первого этажа составляет:

$$m_{3 \text{ этажа (перекрытия)}} = 12 \cdot 12 \cdot 0,416 = 59,904 \text{ т} = 0,59904 \text{ кН} \cdot \text{с}^2/\text{см}$$

Третий этаж включает 9 колонн.

									Лист
									22
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата					

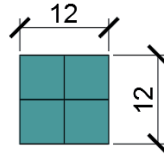


Рисунок 2.9. – Перекрытие третьего этажа

Ригели располагаются с шагом 6 м.

$$m_2 \text{ этажа (ригелей)} = 12 \cdot 3 \cdot 0,0886 = 3,1896 \text{ т} = 0,031896 \text{ кН} \cdot \text{с}^2/\text{см}$$

При подсчете массы колонн третьего этажа учитывается 0,5 длины колонн третьего этажа.

$$m_3 \text{ этажа (колонн)} = 9 \cdot \frac{1}{2} \cdot 3 \cdot 0,09204 = 1,2425 \text{ т} = 0,01243 \text{ кН} \cdot \text{с}^2/\text{см}$$

При подсчете массы стен третьего этажа учитывается 0,5 высоты стен третьего этажа.

$$m_3 \text{ этажа (стен)} = \left(\frac{1}{2} \cdot 3,5 \cdot 12 \cdot 4 \right) \cdot 0,5 = 42,0 \text{ т} = 0,42 \text{ кН} \cdot \text{с}^2/\text{см}$$

Таким образом, масса третьего этажа составляет $m_3 = 106,34 \text{ т} = 1,0634 \text{ кН} \cdot \text{с}^2/\text{см}$

2.2.5. Определение массы элементарной ячейки

Т.к. элементарная ячейка имеет размеры 6х6 м (рис. 2.3), следовательно, ее масса составляет:

$$m_{\text{элементарной ячейки}} = 6 \cdot 6 \cdot 0,416 = 14,976 \text{ т} = 0,14976 \text{ кН} \cdot \text{с}^2/\text{см}$$

2.2.6. Структура матрицы масс

Матрица масс для рассматриваемой расчетной динамической модели имеет блочный вид, представленный на рис.2.10:



Рисунок 2.10 – Структура матрицы масс

M_{ij} ($i, j = 1, 2$)– блочные матрицы.

Блоки $M_{12}=M_{21}$ содержат только нулевые элементы.

Матрица масс содержит ненулевые элементы только на главной диагонали.

Блок M_{11} имеет размерность 7×7 и представлен в табличной форме. Он содержит массы первого, второго и третьего этажей и момент инерции первого этажа.

Таблица 2.1 – Блок M_{11} матрицы масс

Единица измерения						
кН·с ² /см	кН·с ² /см	кН·с ² /см ³	кН·с ² /см	кН·с ² /см	кН·с ² /см	кН·с ² /см
7.4333	0	0	0	0	0	0
0	7.4333	0	0	0	0	0
0	0	14717505.4	0	0	0	0
0	0	0	2.4244	0	0	0
0	0	0	0	2.4244	0	0
0	0	0	0	0	1.0634	0
0	0	0	0	0	0	1.0634

Блок M_{22} имеет размерность 39×39 . Все элементы, расположенные на главной диагонали данного блока одинаковы и равны массе элементарной ячейки: $0,14976 \text{ кН} \cdot \text{с}^2 / \text{см}$.

2.3. Построение матрицы жесткости

Построение матрицы жесткости осуществляется на основе известных методов строительной механики [20] с помощью предварительно построенной матрицы податливости (матрица L). Матрица податливости определяется с помощью программного комплекса ЛИРА-САПР путем задания единичных воздействий (сил и моментов) по направлению соответствующих степеней свободы системы. Дальнейшее построение осуществляется в системе MathLAB.

Матрица жесткости имеет блочную структуру и состоит из четырех блоков: K_{xy} , K_{xyz} , K_{zyx} , K_z (рис.2.11).

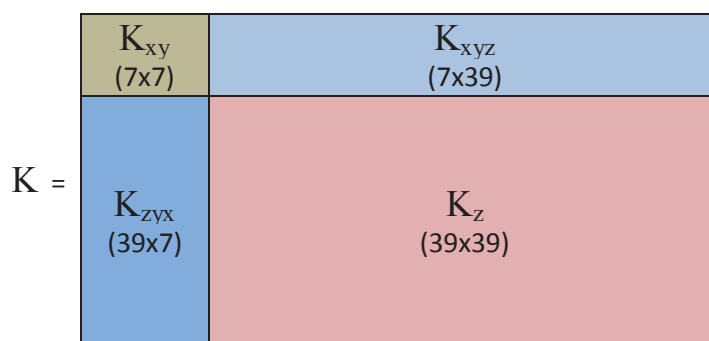


Рисунок 2.11 – Структура матрицы жесткости

Блок K_{xy} представляет собой реактивные усилия во введенных связях при единичных смещениях (поступательных и вращательном) плит перекрытий в горизонтальных направлениях. Рассматриваются реактивные усилия от единичного вращательного движения плиты перекрытия первого этажа т.к. центр масс первого этажа и центр жесткости упругих связей не совпадают друг с другом.

Блок K_z получен в результате построения реактивных усилий в вертикальных связях при их линейных смещениях, установленных в каждой массе упругой плиты.

Блоки K_{xyz} , K_{zyx} имеют смешанную структуру.

В результате такой структуры блок K_{xy} определяет реакцию системы при горизонтальных воздействиях, а блок K_z – реакцию системы при вертикальных воздействиях. Блоки K_{xyz} , K_{zyx} имеют смешанное влияние.

Блок K_z представлен в приложении А. Ввиду того, что $K_{zyx} = (K_{xyz})^T$, блок K_{xyz} не представлен.

Таблица 2.2 – Блок K_{xy} матрицы жесткости

*10 ⁻³	1	2	3	4	5	6	7
1	88.26	-1.60	0.00	86.95	9.25	81.75	9.25
2	-1.60	88.32	0.00	3.49	80.80	9.43	81.02
3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4	86.95	3.49	0.00	237.08	-11.16	260.38	-11.20
5	9.25	80.80	0.00	-11.16	259.84	-32.86	273.57
6	81.75	9.43	0.00	260.38	-32.86	529.41	-32.96
7	9.25	81.02	0.00	-11.20	273.57	-32.96	450.89

Таблица 2.3 – Блок K_{zyx} матрицы жесткости

$*10^{-3}$	1	2	3	4	5	6	7
8	-1.06	-1.06	0.00	-2.74	-2.78	-2.01	-1.57
9	0.09	-0.97	0.00	0.70	-3.22	-0.74	-1.98
10	-0.05	-1.27	0.00	-3.62	-2.13	-7.25	-1.54
11	0.14	-1.51	0.00	0.72	-1.24	1.16	-1.29
12	-0.09	-1.61	0.00	-0.75	-0.72	-1.37	-0.71
13	1.59	-1.49	0.00	1.55	-1.25	1.41	-1.25
14	-0.98	0.10	0.00	-2.95	0.76	-2.14	-0.35
15	0.20	0.21	0.00	0.52	0.38	-0.99	-0.79
16	-0.06	0.22	0.00	-3.59	0.36	-5.41	-0.19
17	0.05	0.14	0.00	0.80	0.14	1.15	0.19
18	-0.29	0.00	0.00	-0.50	0.09	-0.60	0.08
19	1.37	0.10	0.00	1.73	-0.35	1.98	-0.35
20	-1.06	-0.04	0.00	-2.74	0.03	-1.87	-0.49
21	0.16	-0.04	0.00	0.49	0.04	-0.25	-0.57
22	0.04	0.03	0.00	-3.54	0.06	-3.45	-0.18
23	0.07	0.84	0.00	0.94	0.56	1.07	0.62
24	-0.53	1.58	0.00	-0.27	0.88	0.13	0.87
25	1.22	1.70	0.00	1.99	0.54	2.65	0.54
26	-1.09	0.10	0.00	-2.53	-0.07	-1.67	-0.29
27	0.05	0.04	0.00	0.23	0.06	0.19	-0.17
28	0.85	0.06	0.00	-3.17	0.31	-1.19	0.19
29	-1.41	-0.09	0.00	-1.74	-4.43	0.01	-4.70
30	-0.05	-0.27	0.00	0.11	-3.76	-0.65	-4.03
31	1.57	-0.53	0.00	-0.70	-1.50	-0.42	-1.64
32	-1.50	1.59	0.00	-1.44	2.19	-1.44	2.26
33	0.10	1.37	0.00	-0.01	2.68	-0.20	2.75
34	1.70	1.22	0.00	1.29	2.99	0.72	3.03
35	0.17	0.18	0.00	-1.87	-1.38	-4.79	-2.78
36	-0.01	0.16	0.00	2.15	-1.38	5.15	-2.80
37	0.13	-0.06	0.00	-1.93	0.03	-4.37	-0.40
38	-0.05	-0.09	0.00	2.23	0.07	4.76	-0.35
39	0.16	0.02	0.00	-2.50	-0.51	-2.81	-6.44
40	-0.05	0.01	0.00	2.77	-0.51	3.04	-6.42
41	0.18	0.04	0.00	-3.10	2.99	-2.17	4.48
42	0.00	0.05	0.00	3.41	3.02	2.32	4.51
43	0.08	0.07	0.00	1.10	0.72	-1.93	-3.19
44	-0.05	0.06	0.00	-1.13	0.81	1.85	-3.10
45	0.07	-0.04	0.00	1.15	-0.36	-2.17	4.00
46	-0.07	-0.05	0.00	-1.14	-0.32	2.19	4.05

2.4. Построение матрицы демпфирования

Существует множество различных моделей демпфирования, позволяющих учитывать силы сопротивления в процессе колебания системы [9, 10, 19, 29, 37, 38, 59, 60, 61, 66, 67, 76].

Существуют модели пропорционального и непропорционального демпфирования [56,58].

Чаще всего в исследованиях, а также в программных комплексах (ЛИРА-САПР, ANSYS и т.д.) используют модели однородного демпфирования, т.к. такие модели позволяют приводить уравнение движения к нормальным координатам. В реальных условиях демпфирование является непропорциональным. Т.о., модели неоднородного демпфирования позволяют более достоверно учитывать внутреннее трение в конструкциях.

В выпускной квалификационной работе демпфирование учитываться не будет.

2.5. Формирование вектора нагрузки

Вектор нагрузки (S) содержит значение сейсмических сил, действующий в уровнях этажей каркаса в горизонтальном направлении (следствие влияния продольной волны) и в вертикальном направлении (волны Релея и волны Лява).

Вектор нагрузки строится на основании данных, полученных из акселерограммы землетрясения. Акселерограмма землетрясения представляет собой график зависимости ускорений грунта от времени (рис. 11) и содержит значения трех компонент ускорения, измеряемых в m/s^2 :

$\ddot{\Delta}_r$ – горизонтальная радиальная (направление «площадка - очаг землетрясения»);

$\ddot{\Delta}_t$ – горизонтальная тангенциальная (перпендикулярная к радиальной);

$\ddot{\Delta}_z$ – вертикальная.

					АСИ-278.08.04.01.2018 ПЗ	Лист
						27
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		

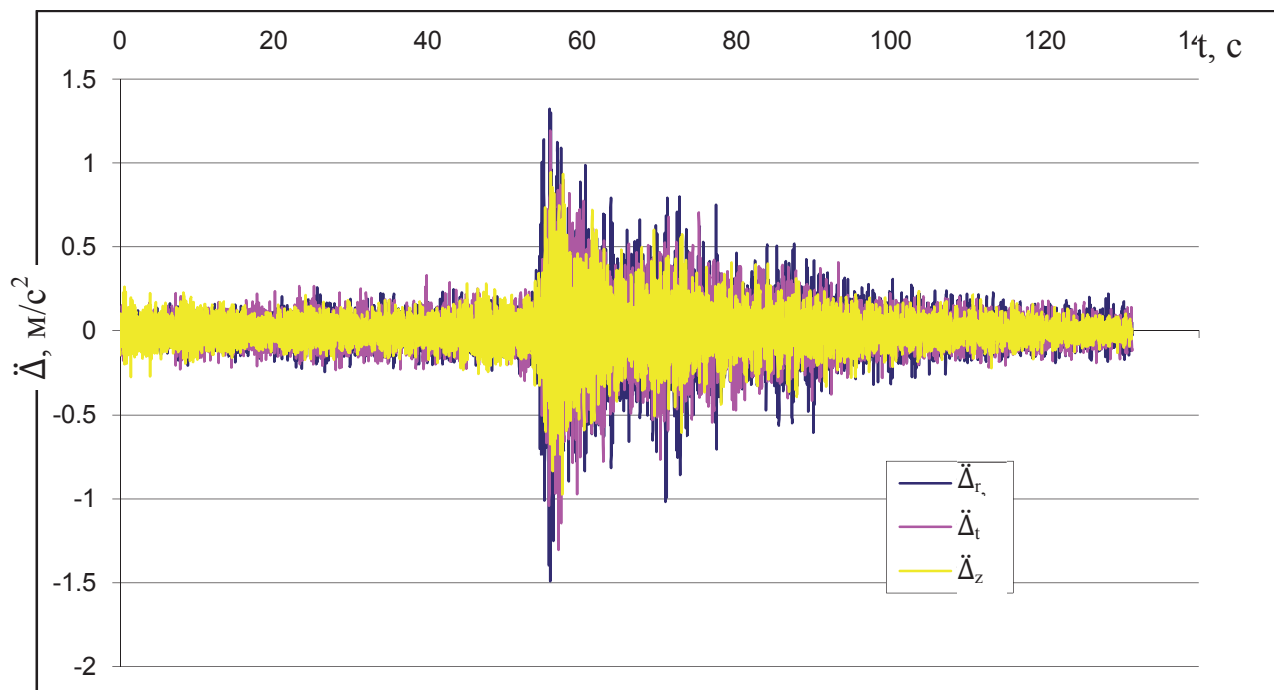


Рисунок 2.12 – Акселерограмма землетрясения

Данная акселерограмма построена с шагом по времени $\Delta t=0,0125$ с и включает 10501 значение акселерограммы, длительность оцифрованного процесса землетрясения 2,19 мин.

Сейсмическое воздействие представим в виде прямоугольных импульсов с шагом, равным шагу акселерограммы землетрясения.

Амплитуда сейсмических сил получается из акселерограммы ускорений по формуле [5, 51, 74]:

$$S_i = -\ddot{\Delta} \cdot m_i, \quad (2.5)$$

где $\ddot{\Delta}$ – ускорение грунта, принимаемое в соответствии с акселерограммой, соответствующее определенному моменту времени;

m_i – масса плиты i -го этажа (для определения сейсмических сил в горизонтальном направлении); масса i -й ячейки (для определения сейсмических сил в вертикальном направлении).

Нагрузка на исследуемый каркас изменяется на каждом шаге анализа t_i при изменении значений ускорения $\ddot{\Delta}(t)$. Сейсмическое воздействие представим в форме прямоугольных импульсов длиной, равной шагу временного анализа $t_a = t_{i+1} - t_i$.

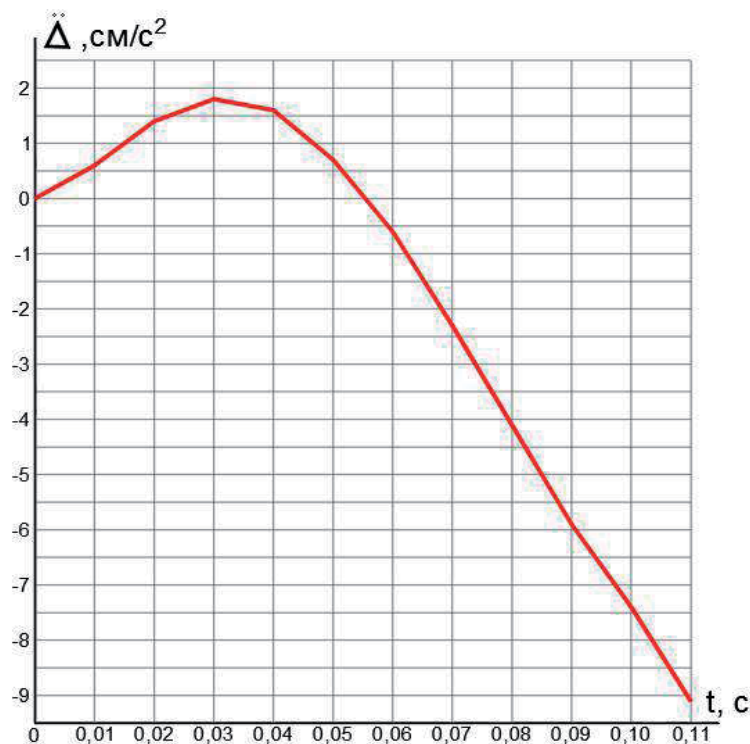


Рисунок 2.13 – Фрагмент акселерограммы землетрясения

На рис. 2.13 представлен фрагмент акселерограммы землетрясения. Значение ускорения изменяется по линейному закону на каждом шаге времени, равном $\Delta t=0,0125$ с.

Для удобства на каждом интервале времени представим ускорение как постоянную величину, значение которой на данном интервале равно значению ускорения в конце шага времени. Преобразование сейсмических сил см. рис.2.14.

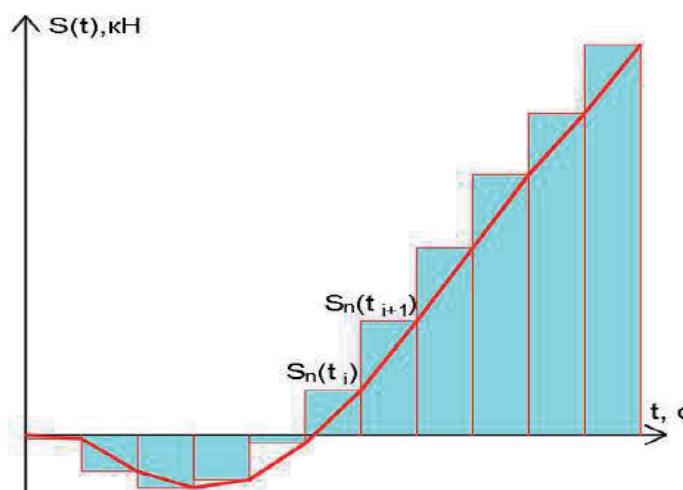


Рисунок 2.14 – Преобразование сейсмических сил

Исходя из акселерограммы ускорений, сейсмические силы действуют в трех направлениях:

- горизонтальное радиальное (направление «площадка - очаг землетрясения»)– по оси X;
- горизонтальное тангенциальное (перпендикулярная к радиальной)– по оси Y;
- вертикальное – по оси Z.

Построение сейсмических нагрузок осуществляется с использованием MatLab. На рис.2.15 представлены осциллограммы сейсмических сил, действующих на систему в горизонтальной плоскости (R – в радиальном направлении (по оси «X»), T – в тангенциальном направлении (по оси «Y»)).

Цифрами 1, 2, 3 на графике обозначены этажи, в уровне которых действуют сейсмические силы.

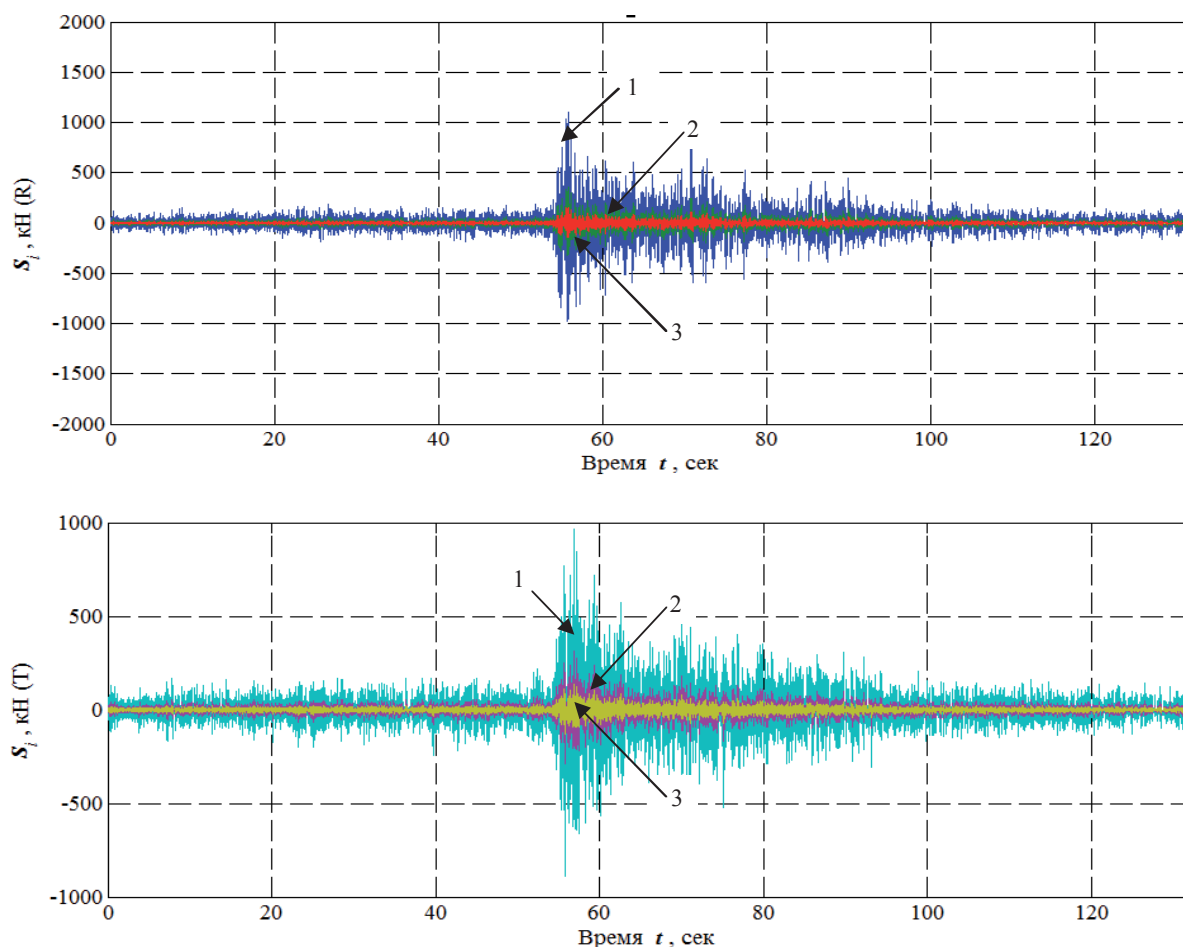


Рисунок 2.15 – Осциллограммы сейсмических сил

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

3. ПОСТРОЕНИЕ ПРОГРАММЫ РАСЧЕТА В СИСТЕМЕ MATLAB

3.1. Алгоритм расчета с использованием метода временного анализа

Определение динамической реакции дискретной диссипативной системы осуществляется с помощью аналитического подхода к динамическому расчету диссипативных конструкций, представляющий метод непосредственного интегрирования уравнений движения ДДС [58].

На рис.3.2 представлен алгоритм временного анализа упругих колебаний дискретной диссипативной системы при действии динамической нагрузки.

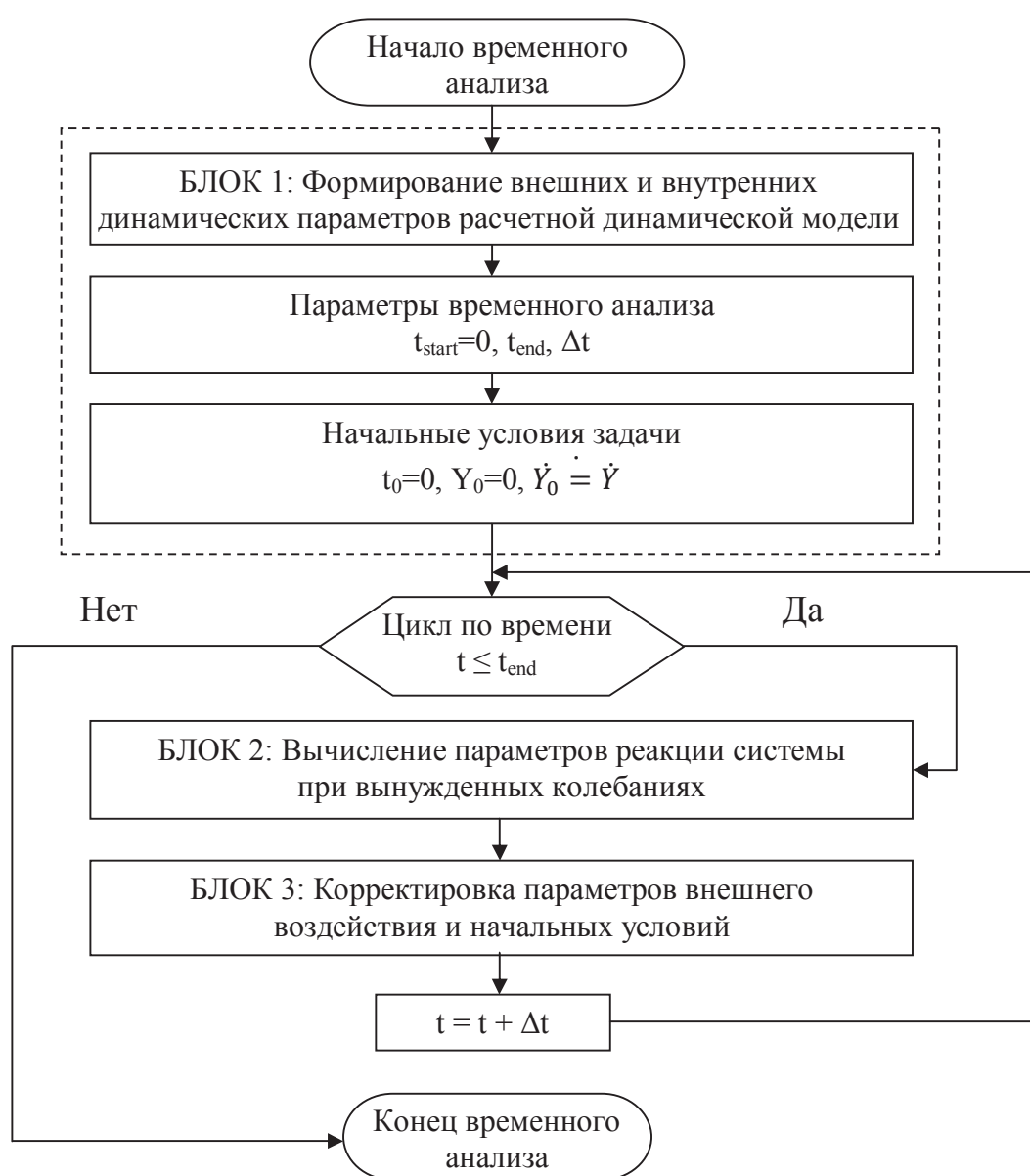


Рисунок 3.1– Блок-схема временного анализа реакции 3-этажного каркаса

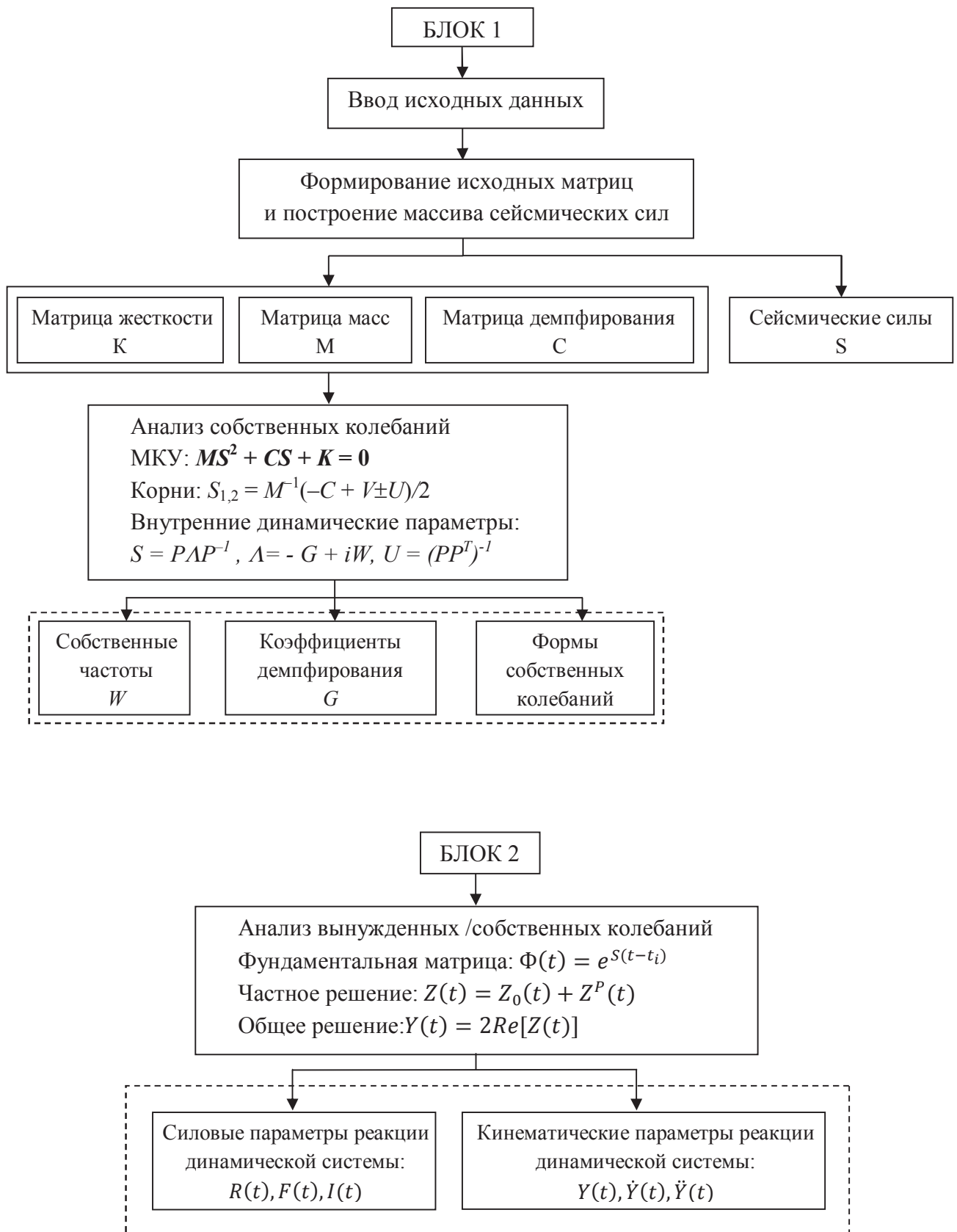


Рисунок 3.2– Блок 1 и блок 2 блок-схемы временного анализа реакции 3-этажного каркаса

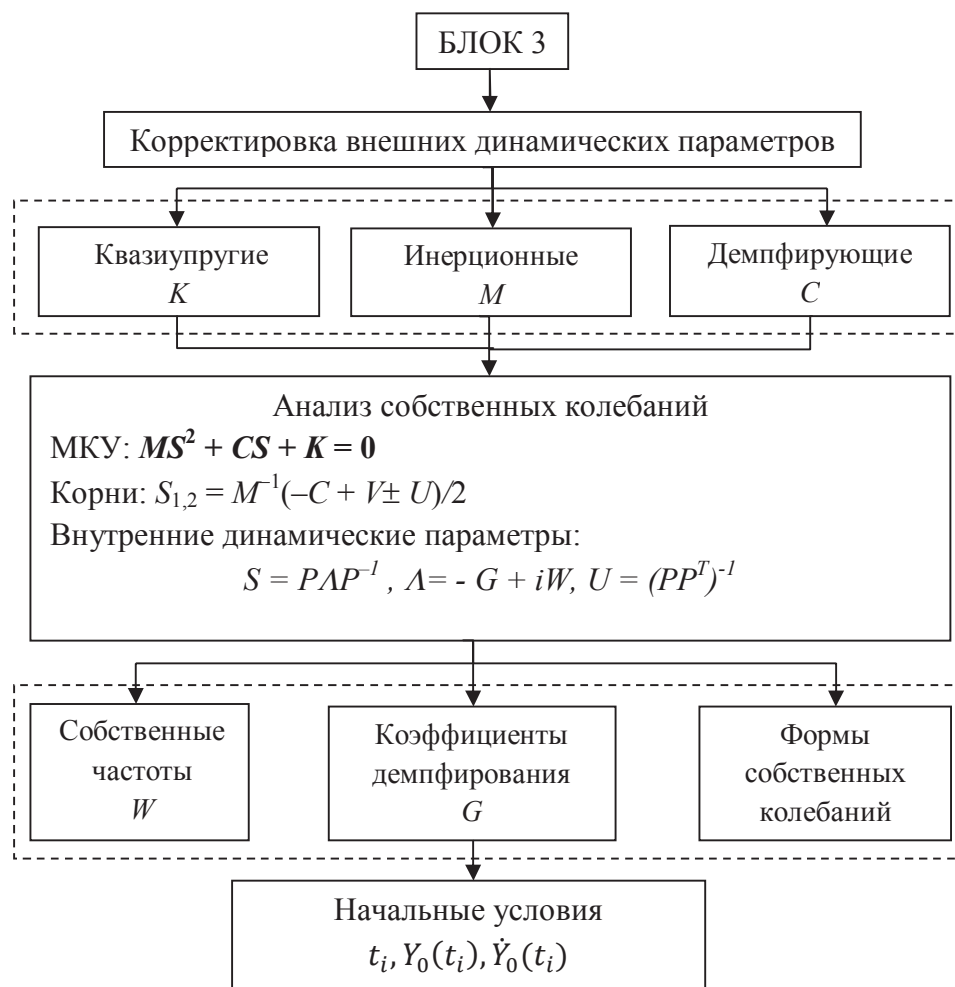


Рисунок 3.3– Блок 3 блок-схемы временного анализа реакции 3-этажного каркаса

Блок 1: Формирование внешних и внутренних динамических параметров исходной расчетной динамической модели, задание начальных условий и параметров проведения временного анализа.

Блок 2: Определение параметров реакции расчетной динамической модели трехэтажного каркаса.

Блок 3 включается при изменении состояния элементов, т.е. при изменении расчетной динамической модели конструкции, производится корректировка начальных условий задачи, внешних и внутренних динамических параметров для нового состояния системы.

3.2. Результаты расчета

Результаты расчета представлены в виде осциллограмм и включают в себя кинематические параметры системы (перемещения, скорости, ускорения) и силовые параметры системы (восстанавливающие силы, диссипативные силы и инерционные силы).

Условимся, что номера 1, 2, 3 на осциллограммах обозначают номера этажей. А буквы R, T и Z обозначают следующие направления действия сейсмических сил:

R– горизонтальное радиальное – по оси X;

T– горизонтальное тангенциальное – по оси Y;

Z– вертикальное – по оси Z.

3.2.1. Осциллограммы перемещений

На рис. 3.4 – 3.11 представлены перемещения системы от действия сейсмических сил.

Линейные перемещения системы от действия сейсмических сил, направленных по оси «X»

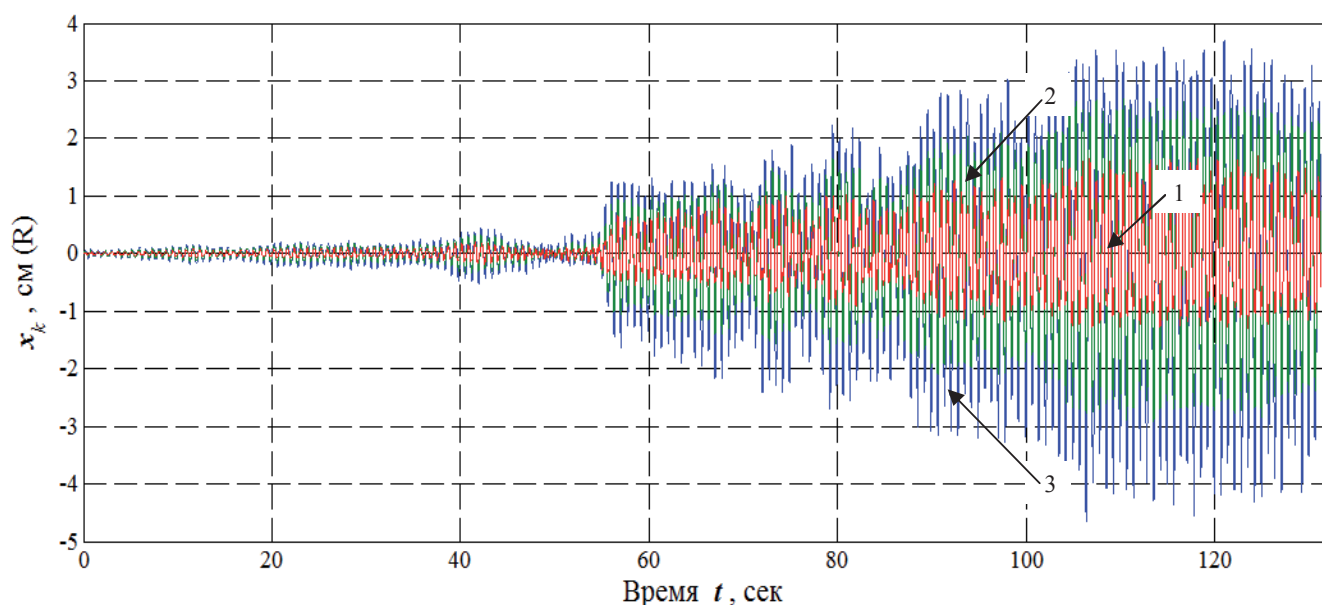


Рисунок 3.4– Поступательные горизонтальные перемещения (вдоль оси «X») центров тяжести перекрытий этажей от действия сейсмических сил, направленных по оси «X»

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

Для наглядности также изобразим укрупненный фрагмент осциллограммы, изображенной на рис. 3.4 на интервале времени наибольших значений акселерограммы землетрясения (интервал от 56 до 60 с).

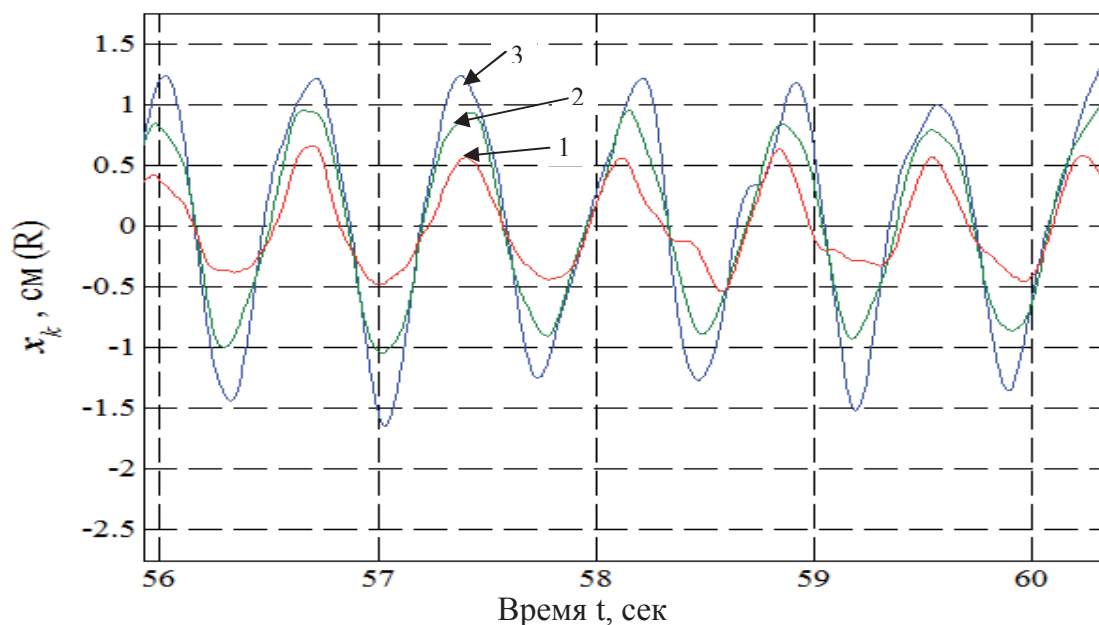


Рисунок 3.5– Фрагмент осциллограммы поступательных горизонтальных перемещений (вдоль оси «X») центров тяжести перекрытий этажей от действия сейсмических сил, направленных по оси «X»

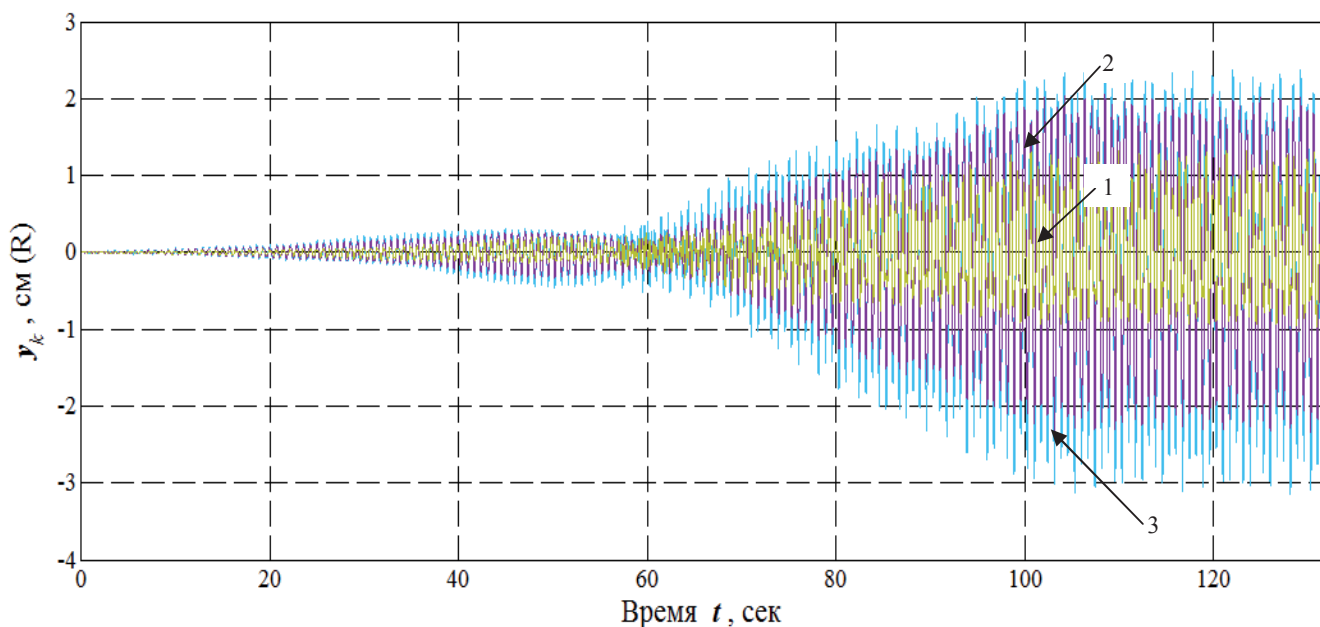


Рисунок 3.6 – Поступательные горизонтальные перемещения (вдоль оси «Y») центров тяжести перекрытий этажей от действия сейсмических сил, направленных по оси «X»

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

**Линейные перемещения системы от действия сейсмических сил,
направленных по оси «Y»**

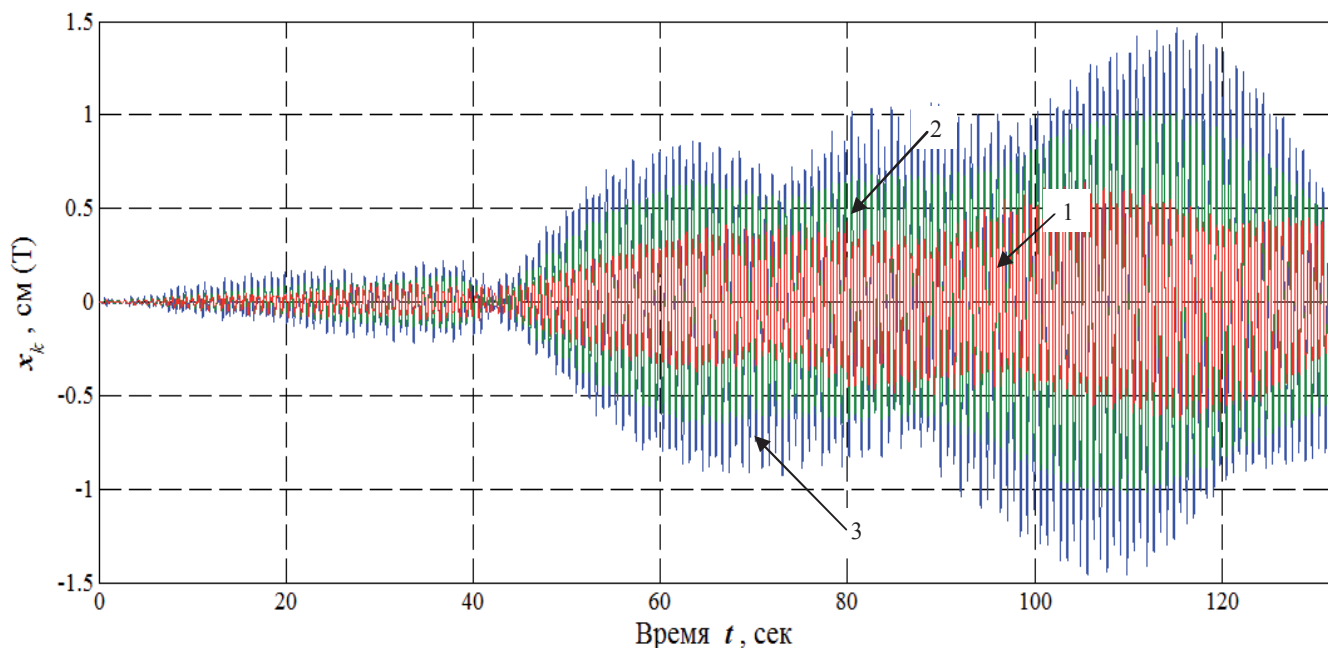


Рисунок 3.7– Поступательные горизонтальные перемещения (вдоль оси «X») центров тяжести перекрытий этажей от действия сейсмических сил, направленных по оси «Y»

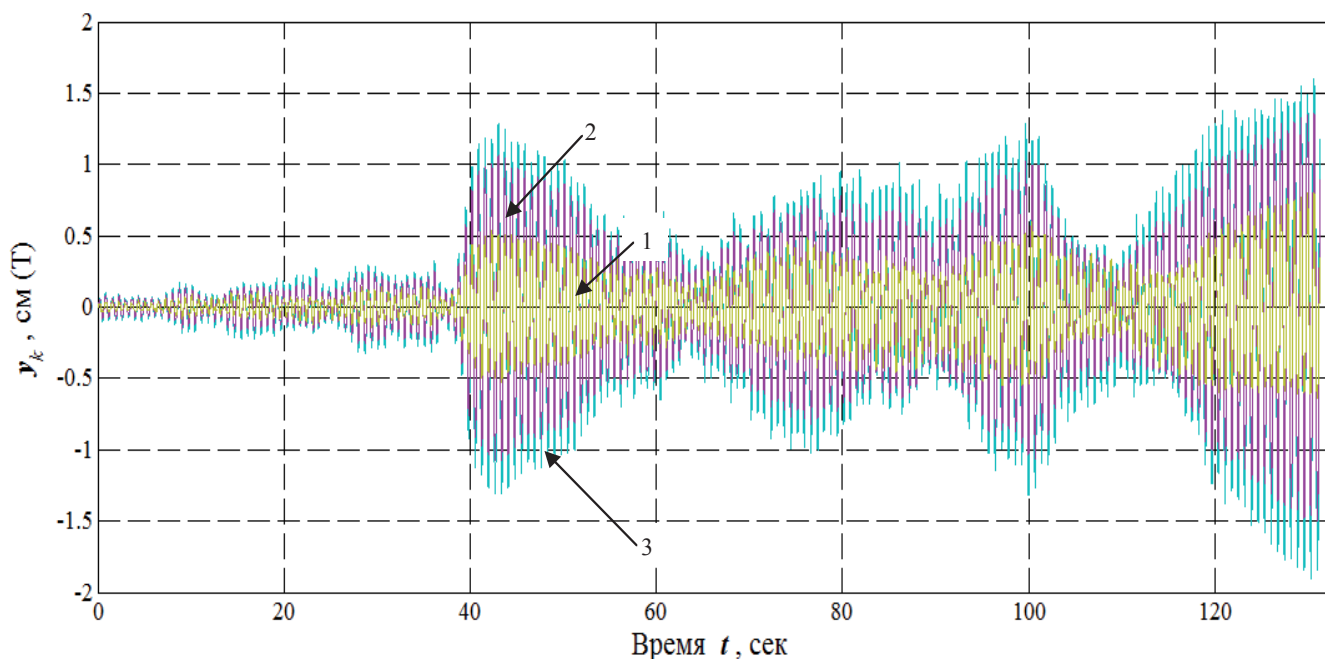


Рисунок 3.8– Поступательные горизонтальные перемещения (вдоль оси «Y») центров тяжести перекрытий этажей от действия сейсмических сил, направленных по оси «Y»

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

**Линейные перемещения системы от действия сейсмических сил,
направленных по оси «Z»**

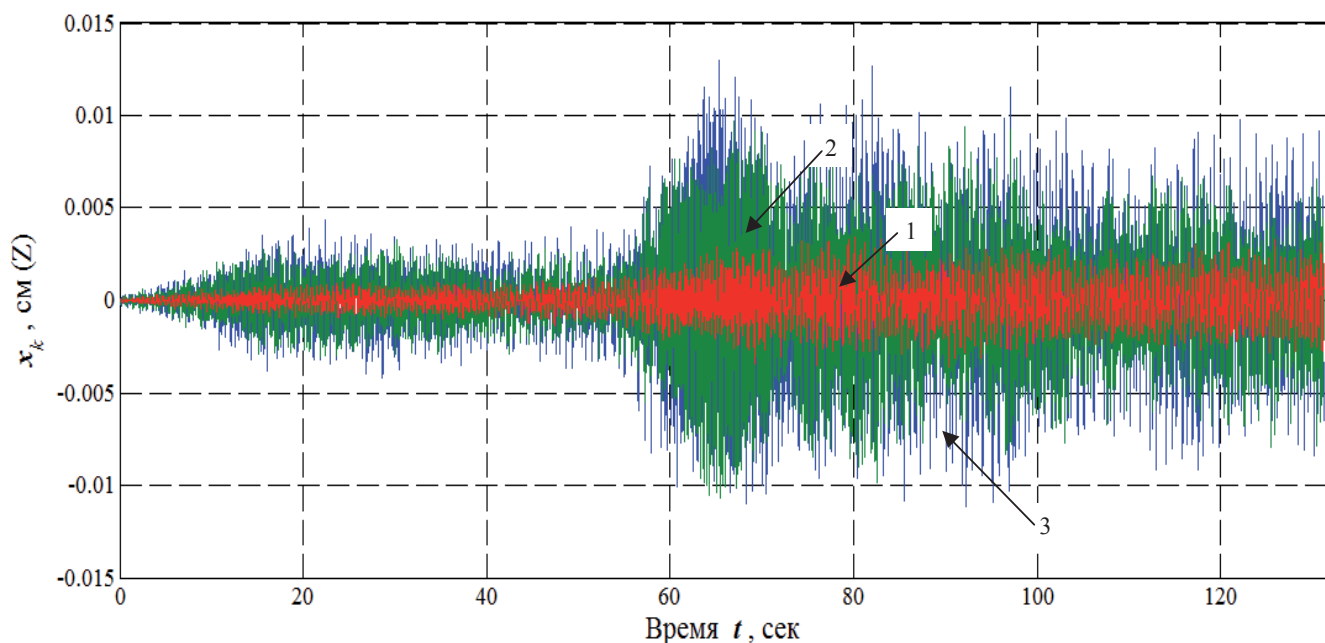


Рисунок 3.9– Поступательные горизонтальные перемещения (вдоль оси «X») центров тяжести перекрытий этажей от действия сейсмических сил, направленных по оси «Z»

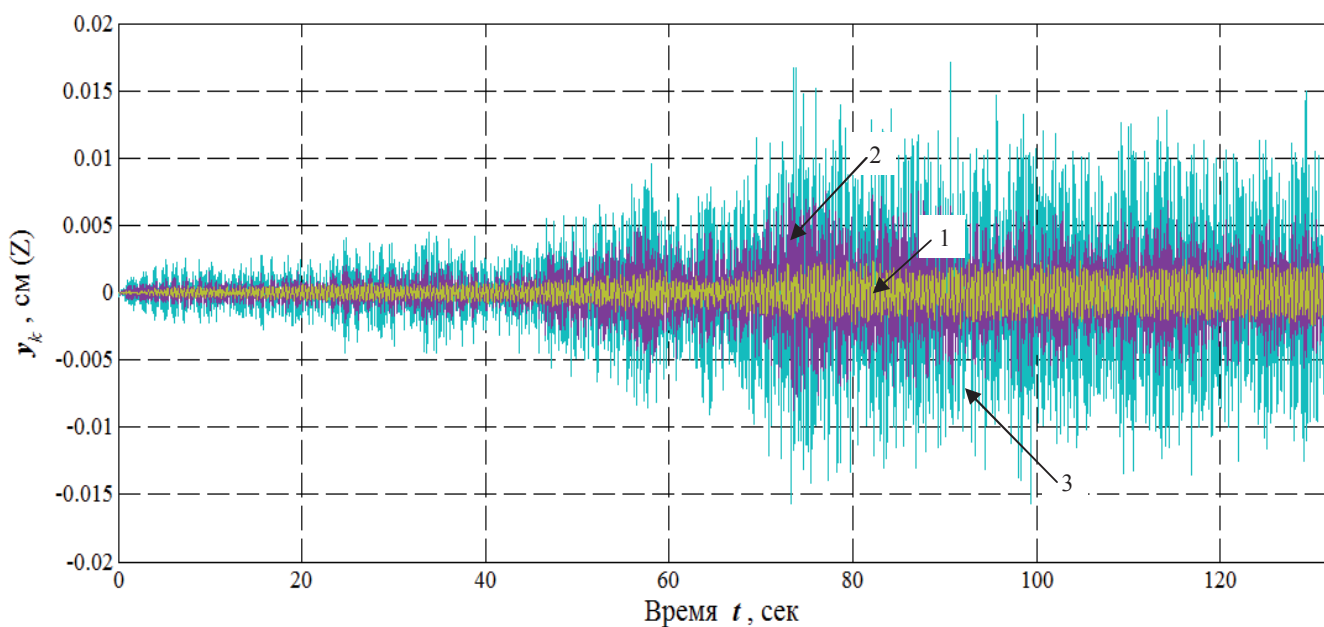


Рисунок 3.10 – Поступательные горизонтальные перемещения (вдоль оси «Y») центров тяжести перекрытий этажей от действия сейсмических сил, направленных по оси «Z»

Угловые перемещения системы от действия сейсмических сил

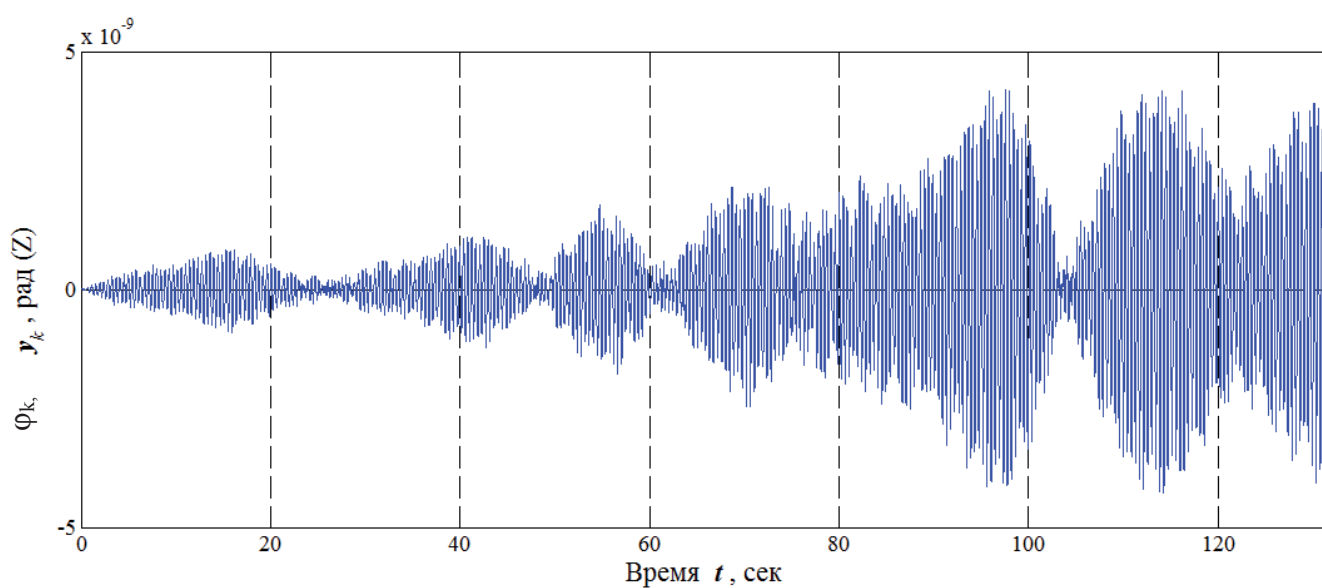
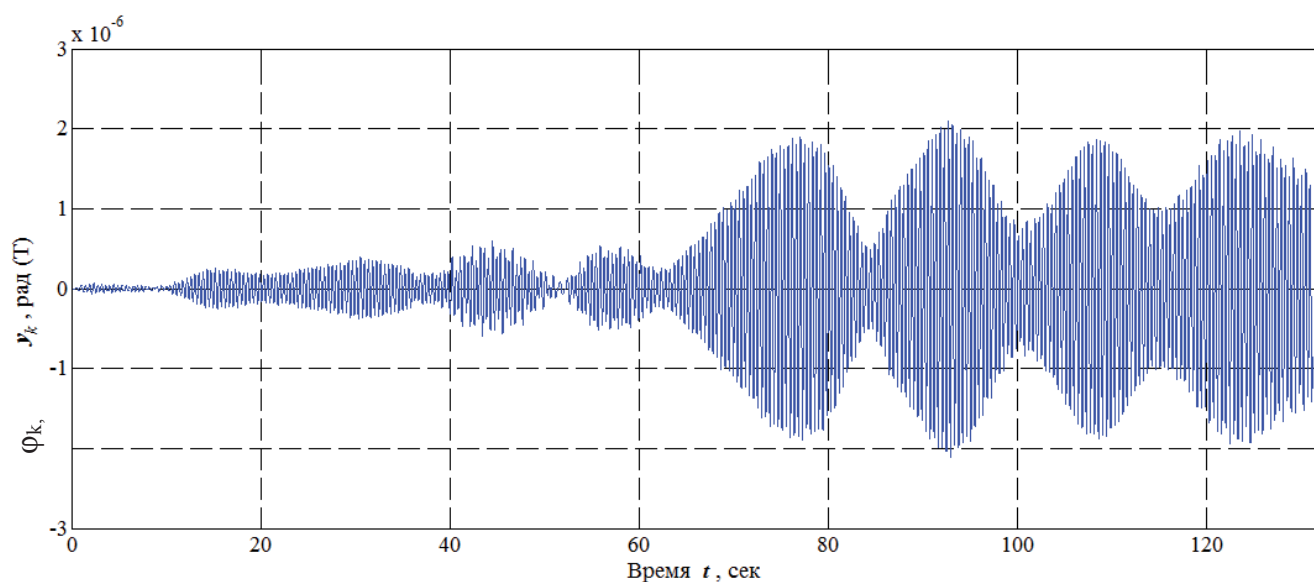
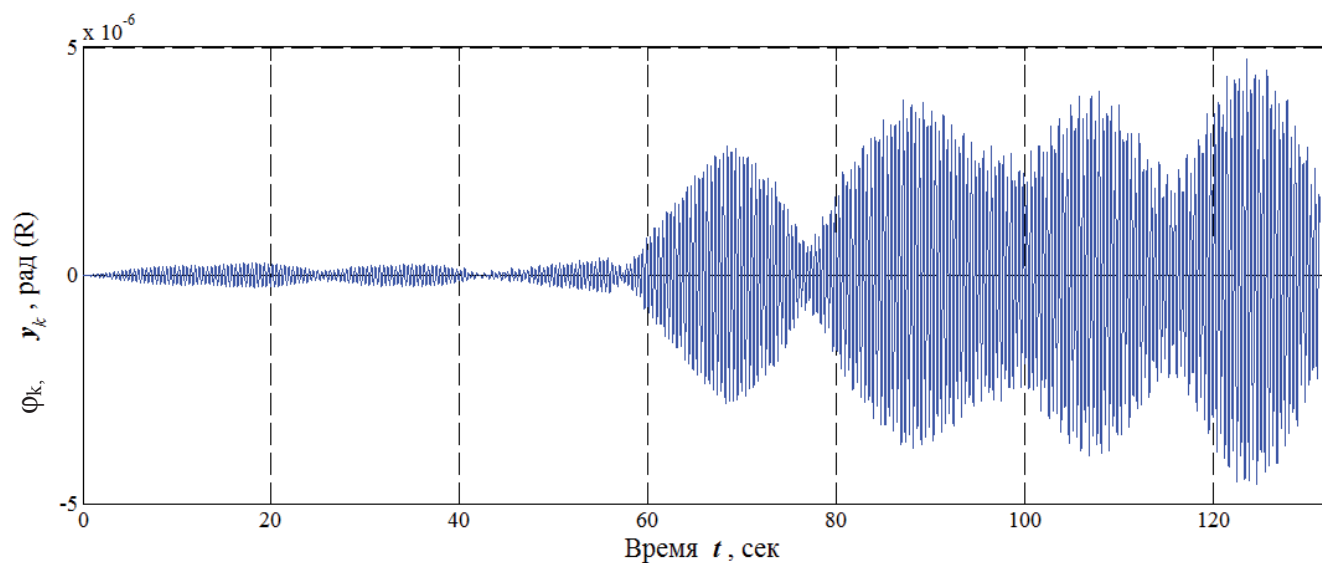


Рисунок 3.11 – Углы поворота плит перекрытий этажей в плоскости XY

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

АСИ-278.08.04.01.2018 ПЗ

Лист

38

Максимальные линейные перемещения системы – линейные перемещения вдоль оси «X», возникают от компоненты сейсмической силы, направленной вдоль оси X и не превышают 5 см.

Влияние вертикальных сейсмических сил на горизонтальные перемещения системы несоизмеримо малы и составляют сотые доли см.

Наибольшие угловые перемещения плит перекрытий возникают от сейсмических сил, направленных по оси «X» и не превышают 5×10^{-6} рад.

3.2.2. Осциллограммы скоростей

На рис. 3.12– 3.19 представлены скорости движения центров тяжести перекрытий дискретной диссипативной системы вследствие воздействия сейсмических сил.

Линейные скорости движения центров тяжести плит перекрытий системы от действия сейсмических сил, направленных по оси «X»

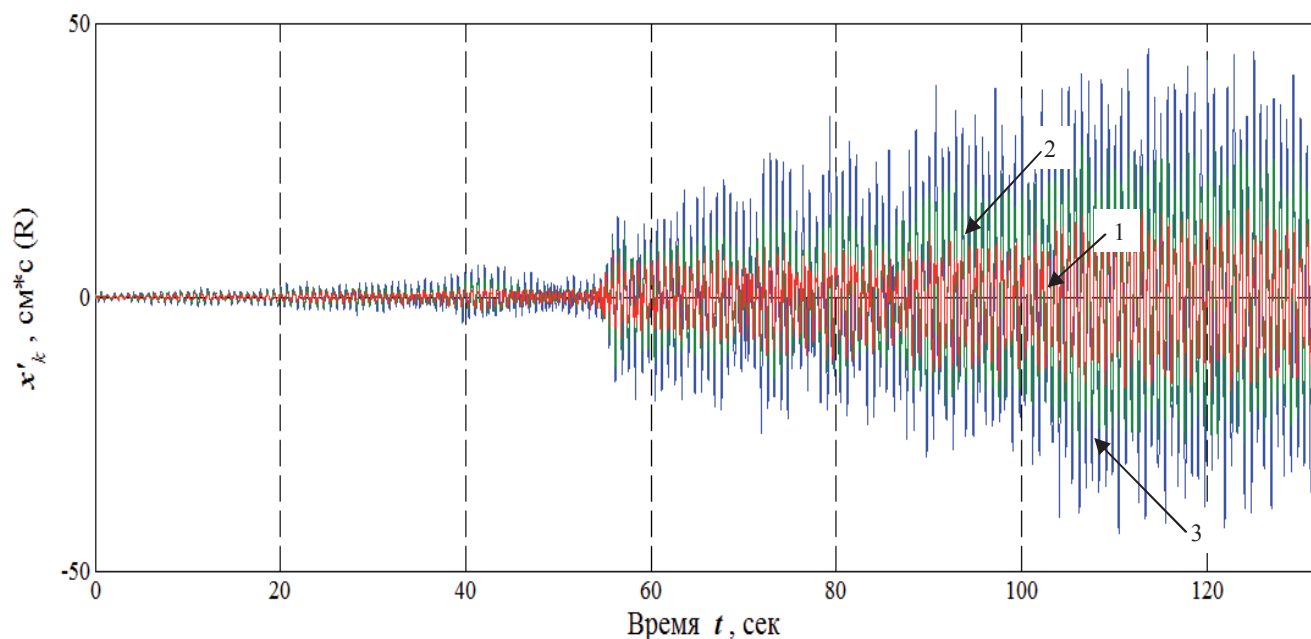


Рисунок 3.12 – Линейные скорости движения центров тяжести перекрытий этажей (для движения в горизонтальной плоскости вдоль оси «X») от действия сейсмических сил, направленных по оси «X»

На рис. 3.13 изобразим укрупненный фрагмент осциллограммы, изображенной на рис. 3.12 на интервале времени наибольших значений акселерограммы землетрясения (интервал от 56 до 60 с).

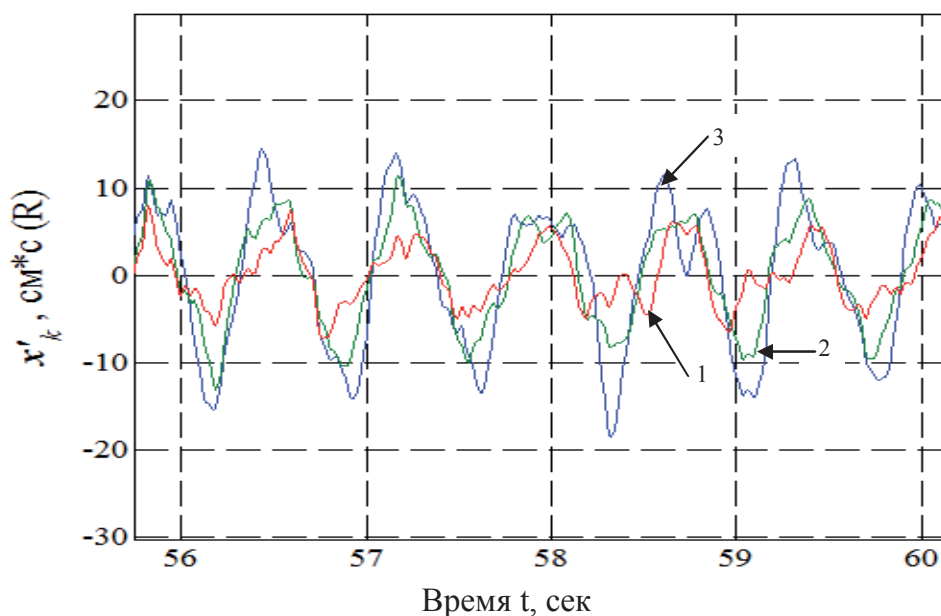


Рисунок 3.13 – Фрагмент осциллограммы линейных скоростей движения центров тяжести перекрытий этажей (для движения в горизонтальной плоскости вдоль оси «X») от действия сейсмических сил, направленных по оси «X»

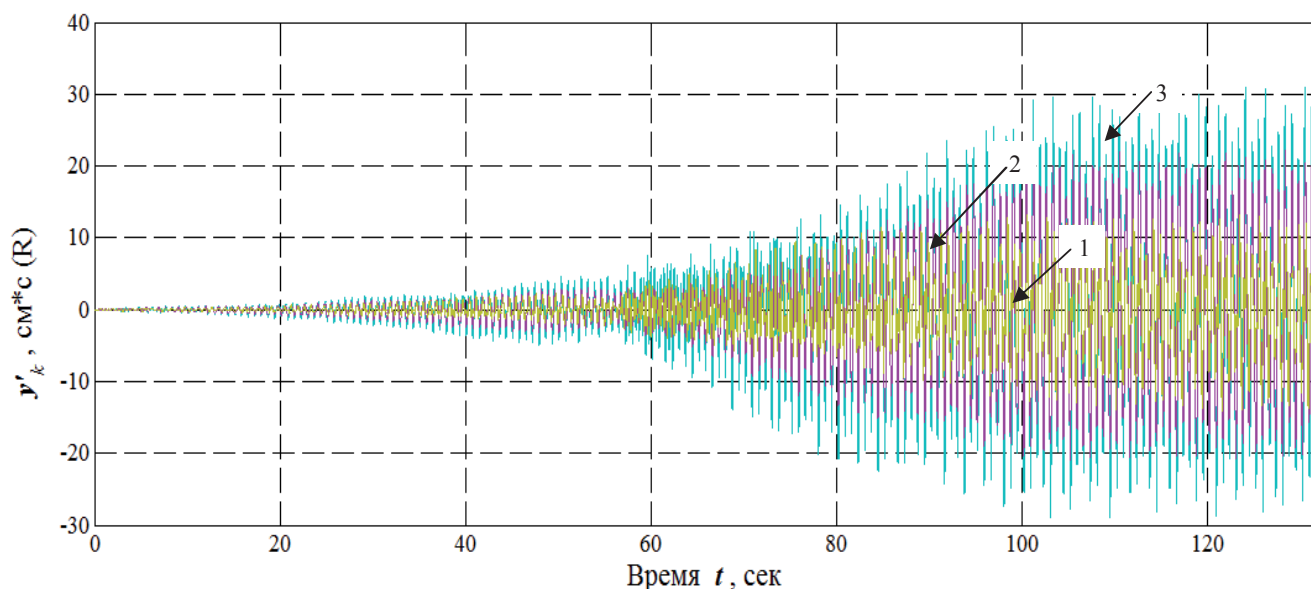


Рисунок 3.14 – Линейные скорости движения центров тяжести перекрытий этажей (для движения в горизонтальной плоскости вдоль оси «Y») от действия сейсмических сил, направленных по оси «X»

Линейные скорости движения центров тяжести плит перекрытий системы от действия сейсмических сил, направленных по оси «Y»

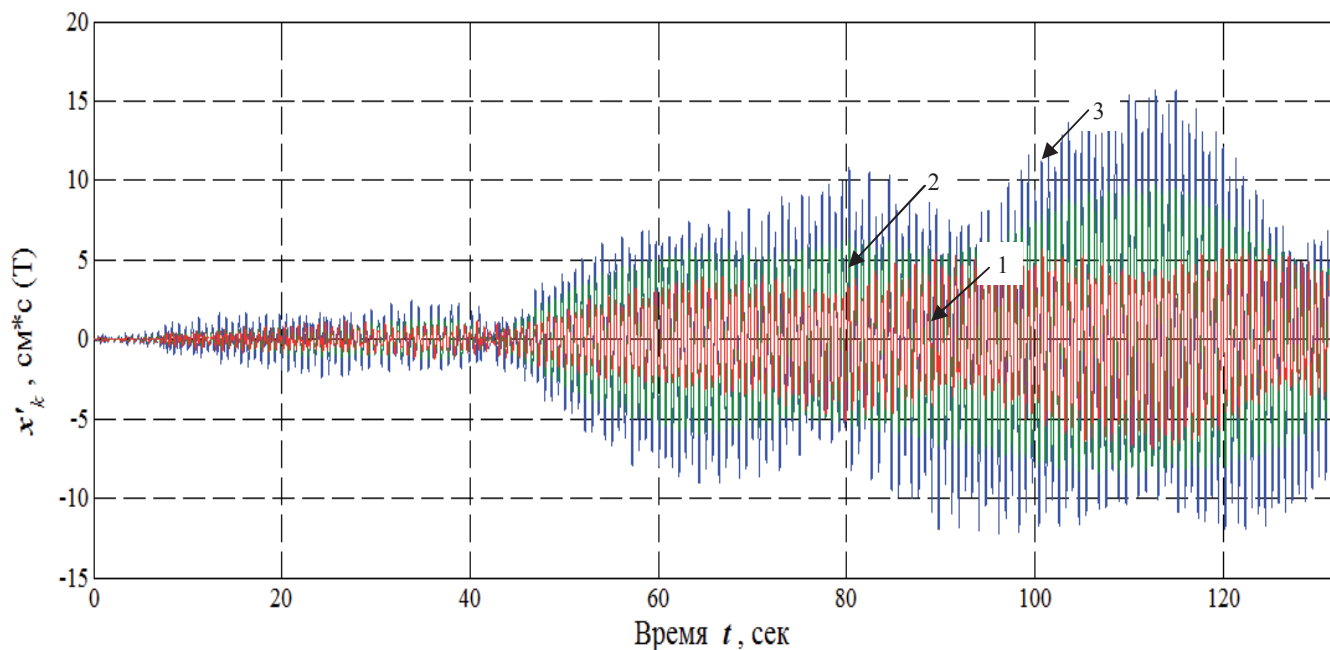


Рисунок 3.15 – Линейные скорости движения центров тяжести перекрытий этажей (для движения в горизонтальной плоскости вдоль оси «X») от действия сейсмических сил, направленных по оси «Y»

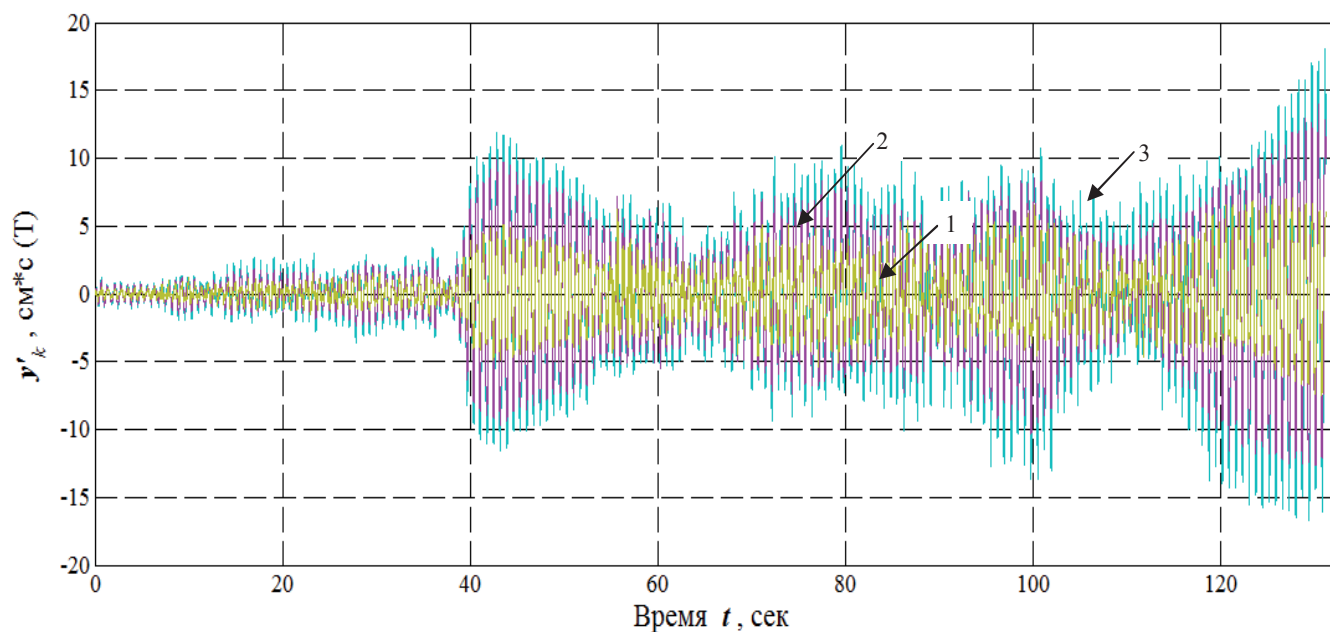


Рисунок 3.16 – Линейные скорости движения центров тяжести перекрытий этажей (для движения в горизонтальной плоскости вдоль оси «Y») от действия сейсмических сил, направленных по оси «Y»

Линейные скорости движения центров тяжести плит перекрытий системы от действия сейсмических сил, направленных по оси «Z»

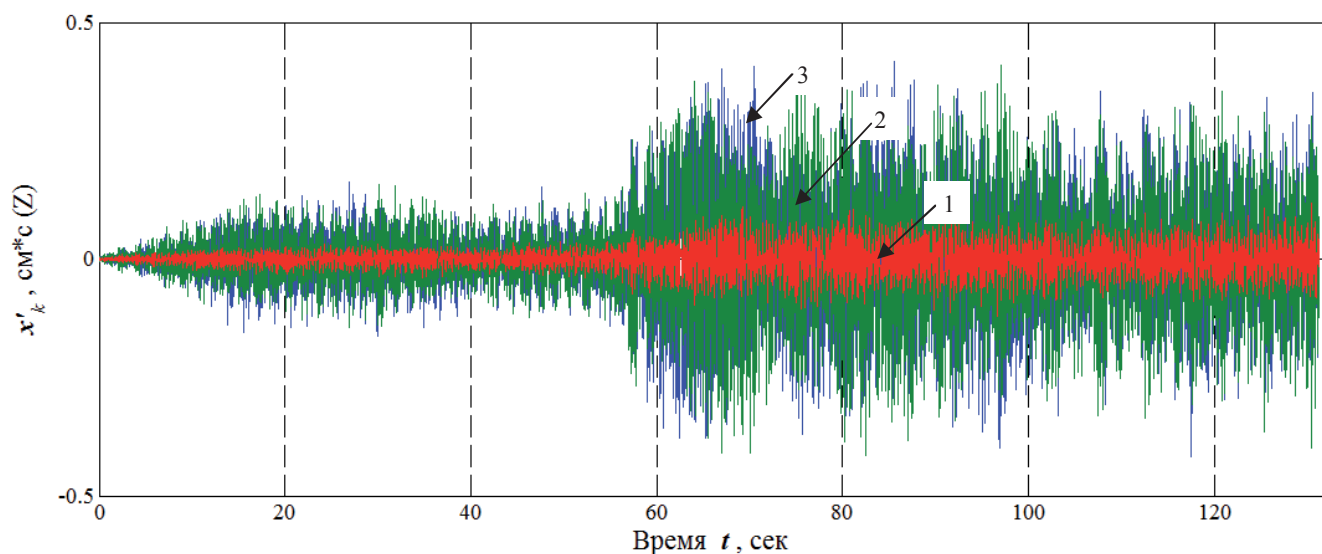


Рисунок 3.17 – Линейные скорости движения центров тяжести перекрытий этажей (для движения в горизонтальной плоскости вдоль оси «X») от действия сейсмических сил, направленных по оси «Z»

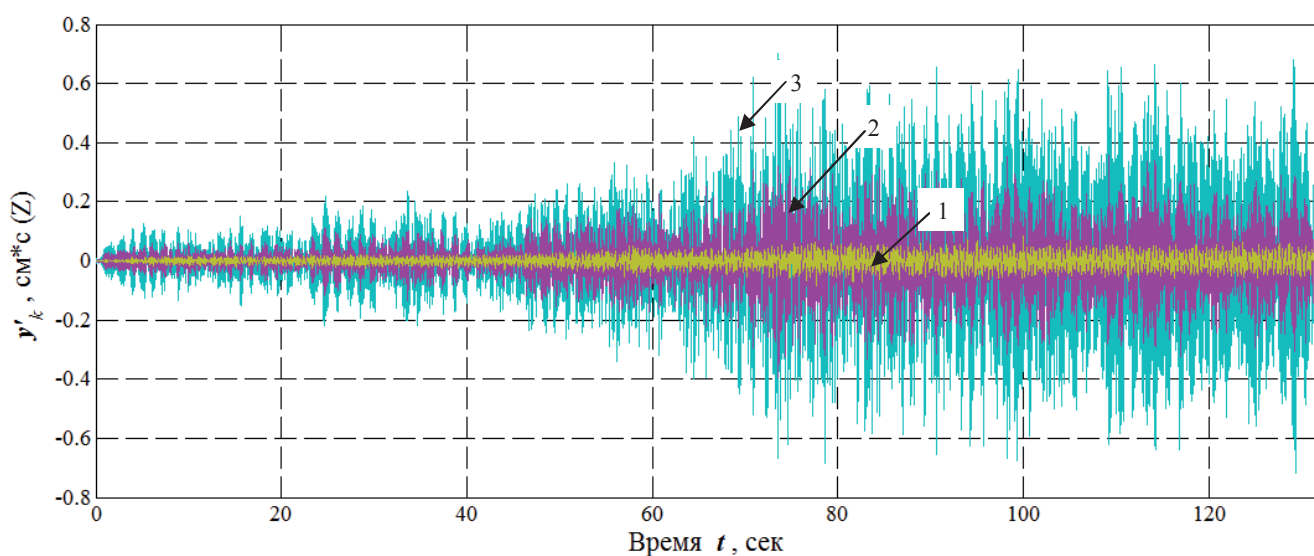


Рисунок 3.18 – Линейные скорости движения центров тяжести перекрытий этажей (для движения в горизонтальной плоскости вдоль оси «Y») от действия сейсмических сил, направленных по оси «Z»

Угловые скорости плит перекрытий этажей

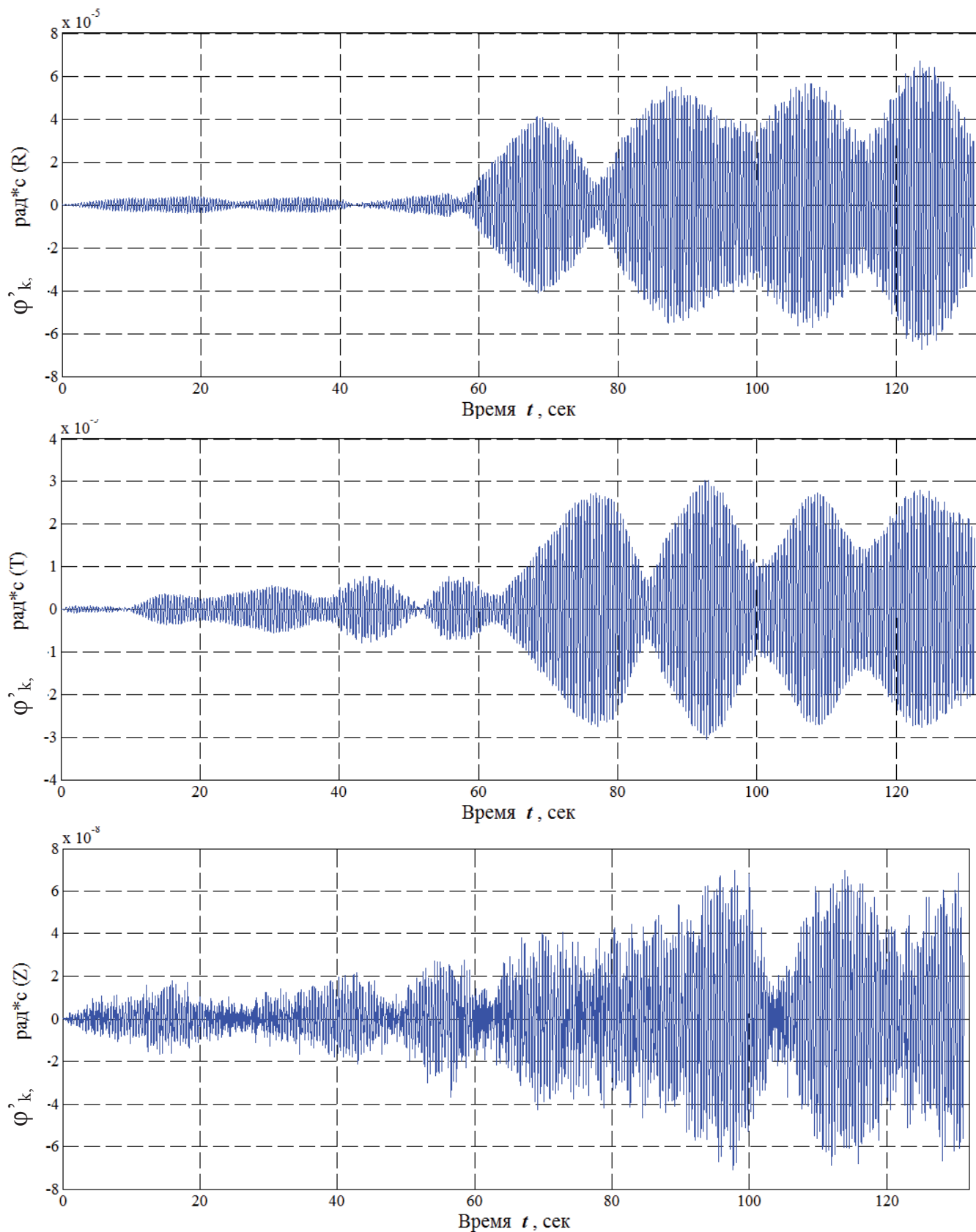


Рисунок 3.19– Угловые скорости плит перекрытий этажей

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

АСИ-278.08.04.01.2018 ПЗ

Лист

43

3.2.3. Осциллограммы ускорений

На рис. 3.20 – 3.26 представлены ускорения центров тяжести перекрытий и узлов дискретной диссипативной системы вследствие воздействия сейсмических сил.

Линейные ускорения движения центров тяжести плит перекрытий системы от действия сейсмических сил, направленных по оси «X»

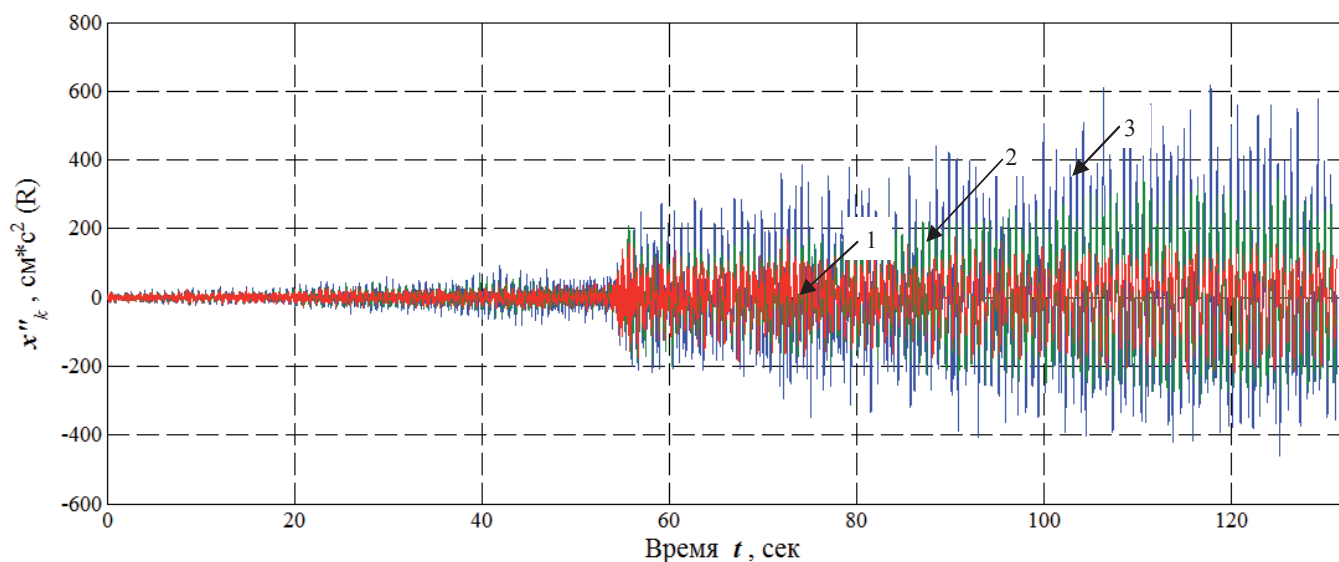


Рисунок 3.20 – Линейные ускорения центров тяжести перекрытий этажей (для движения в горизонтальной плоскости вдоль оси «X») от действия сейсмических сил, направленных по оси «X»

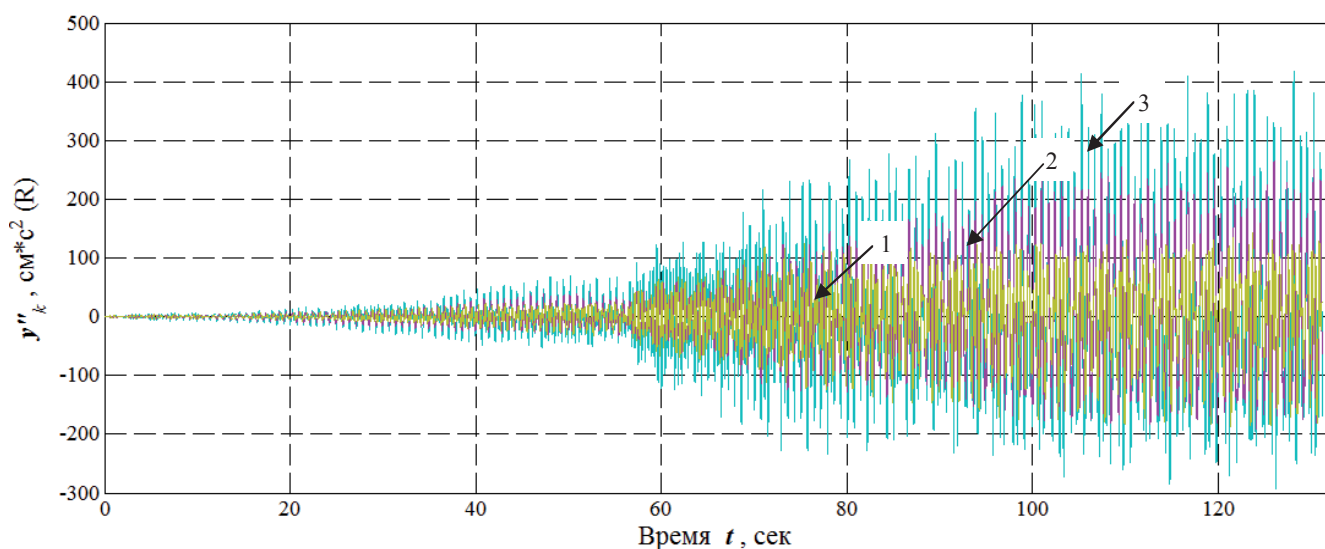


Рисунок 3.21 – Линейные ускорения центров тяжести перекрытий этажей (для движения в горизонтальной плоскости вдоль оси «Y») от действия сейсмических сил, направленных по оси «X»

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

Линейные ускорения движения центров тяжести плит перекрытий системы от действия сейсмических сил, направленных по оси «Y»

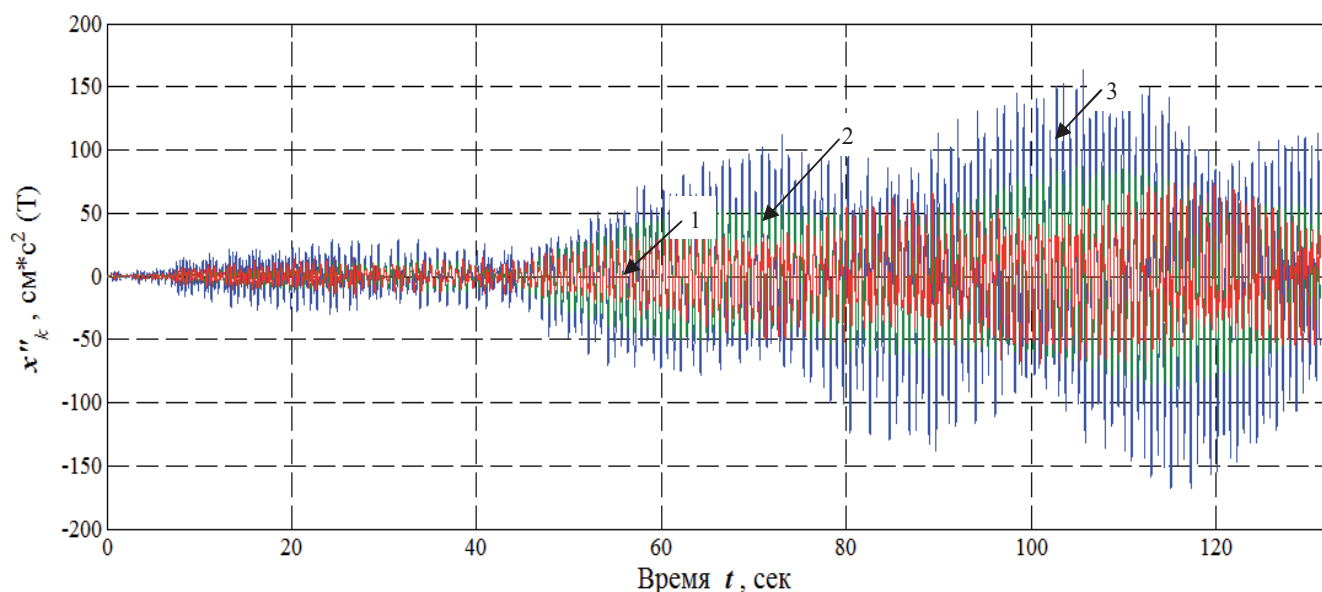


Рисунок 3.22 – Линейные ускорения центров тяжести перекрытий этажей (для движения в горизонтальной плоскости вдоль оси «X») от действия сейсмических сил, направленных по оси «Y»

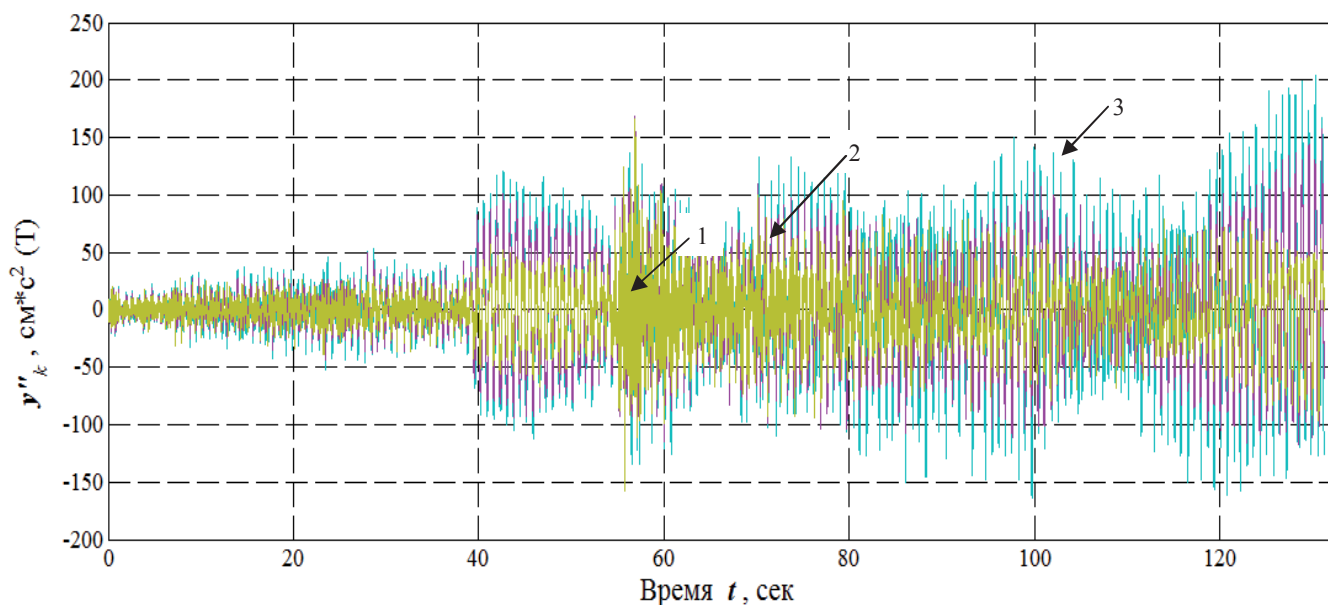


Рисунок 3.23 – Линейные ускорения центров тяжести перекрытий этажей (для движения в горизонтальной плоскости вдоль оси «Y») от действия сейсмических сил, направленных по оси «Y»

Линейные ускорения движения центров тяжести плит перекрытий системы от действия сейсмических сил, направленных по оси «Z»

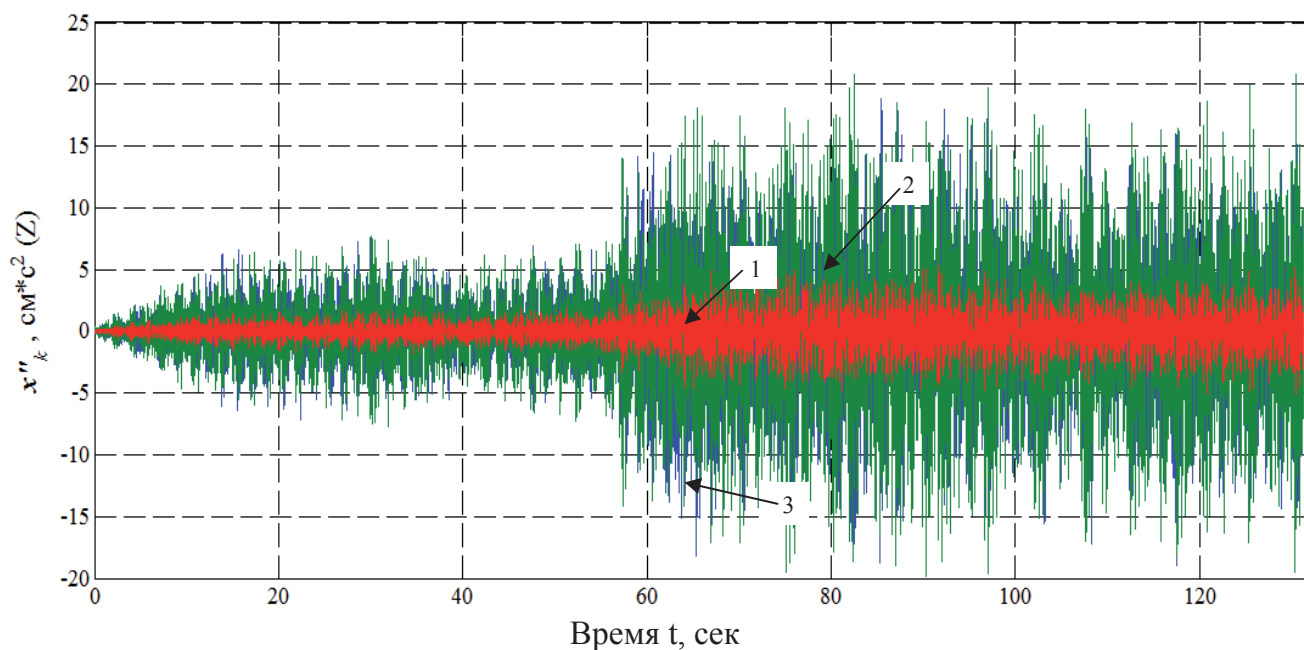


Рисунок 3.24 – Линейные ускорения центров тяжести перекрытий этажей (для движения в горизонтальной плоскости вдоль оси «X») от действия сейсмических сил, направленных по оси «Z»

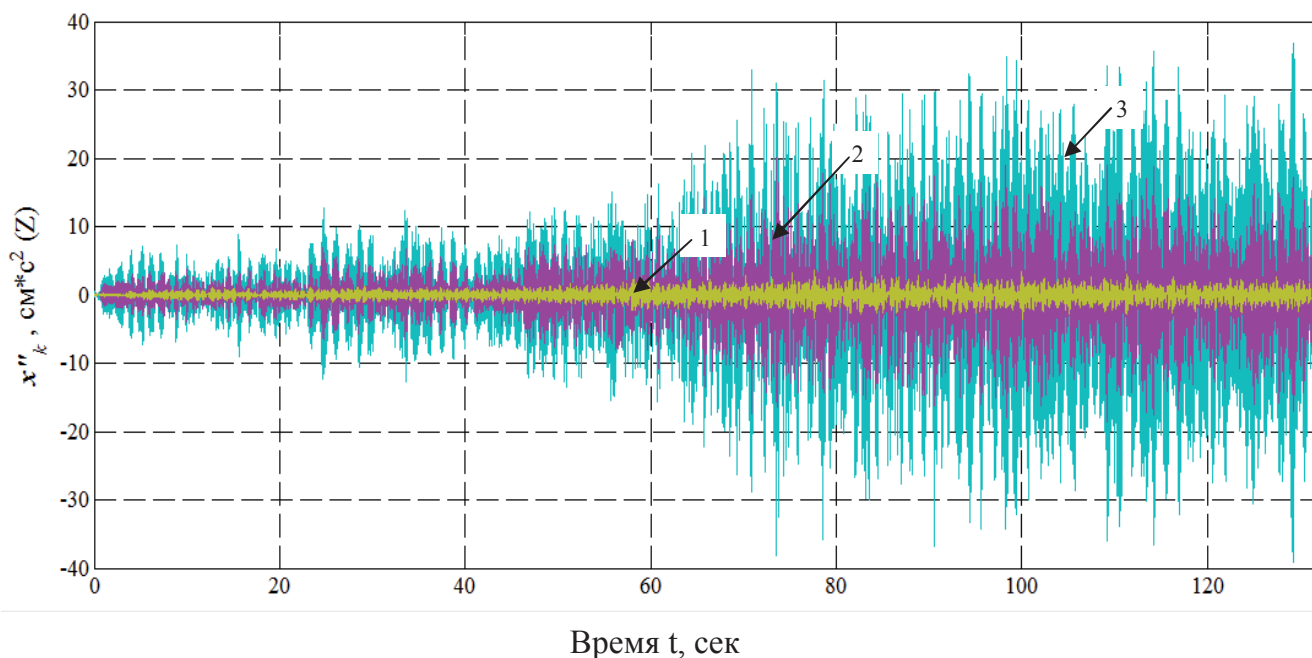


Рисунок 3.25 – Линейные ускорения центров тяжести перекрытий этажей (для движения в горизонтальной плоскости вдоль оси «Y») от действия сейсмических сил, направленных по оси «Z»

Угловые ускорения плит перекрытий этажей

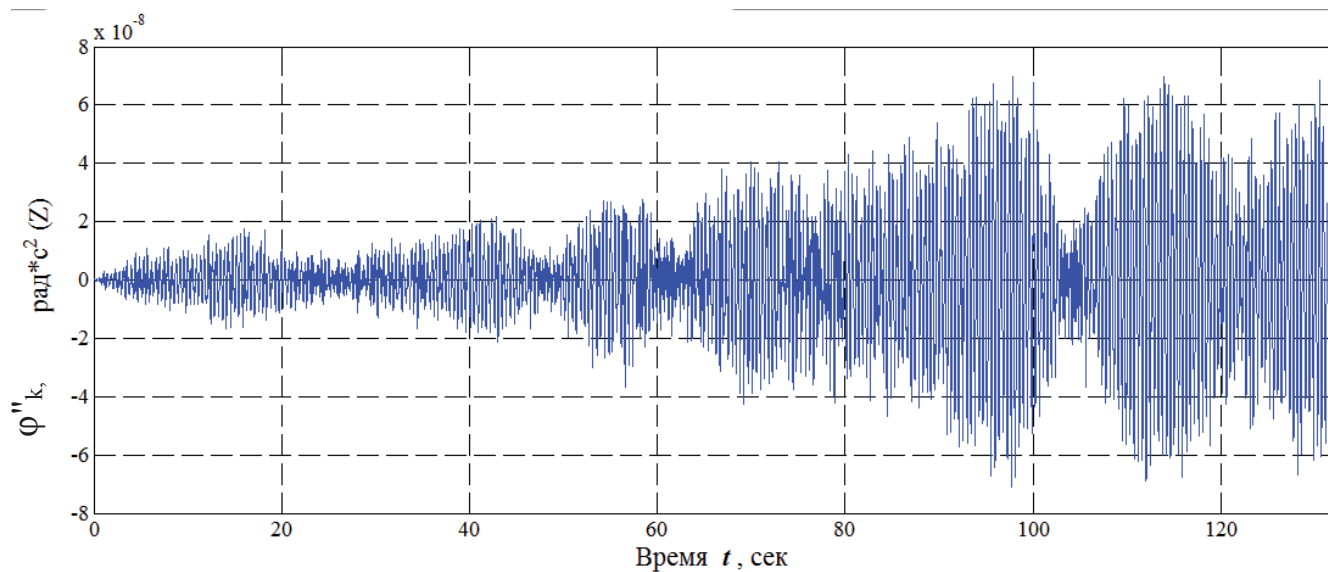
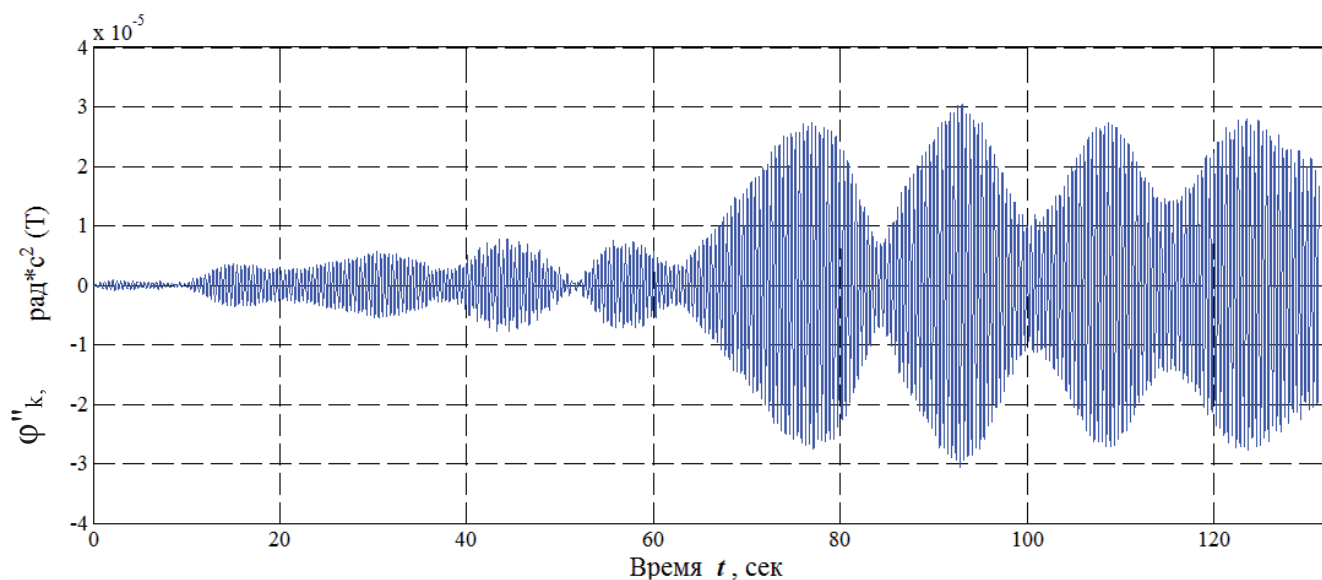
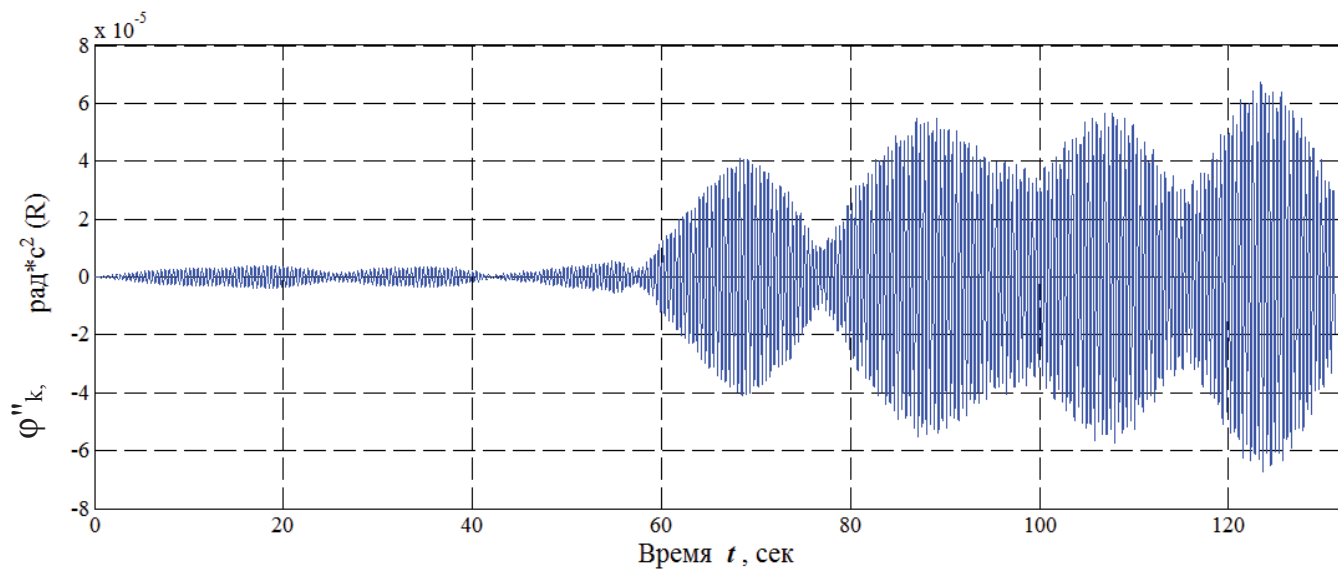


Рисунок 3.26– Угловые ускорения плит перекрытий этажей

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

3.2.4. Осциллограммы восстанавливающих сил

На рис. 3.27 – 3.33 представлены осциллограммы восстанавливающих сил.

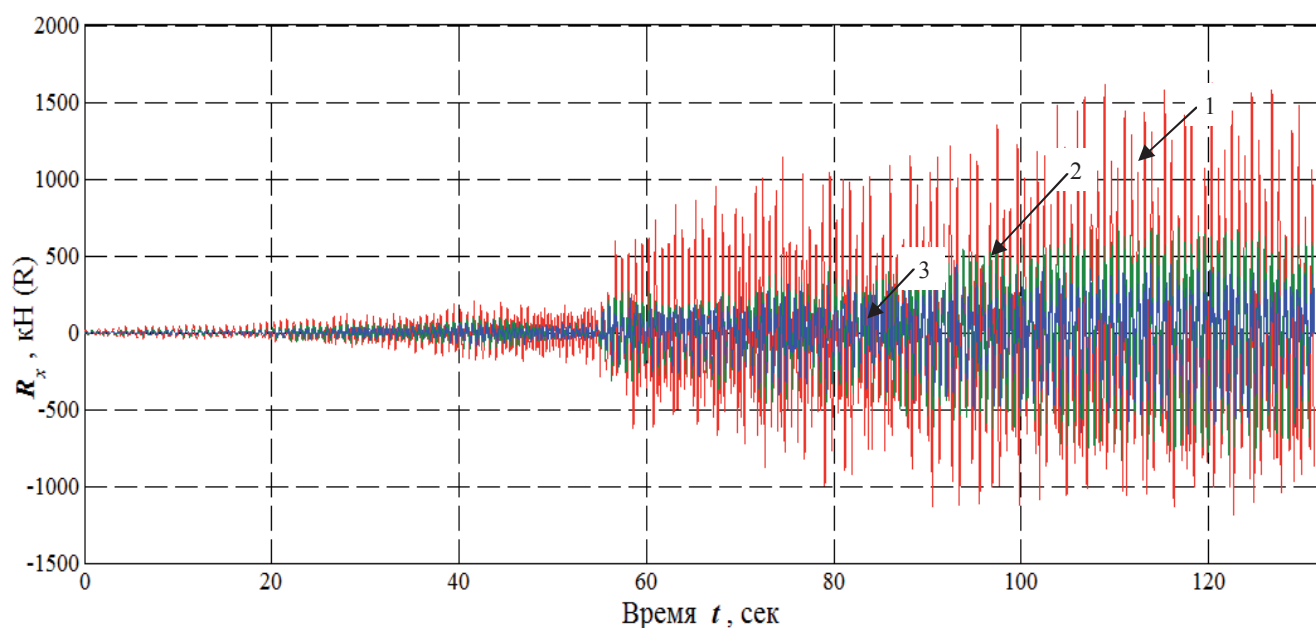


Рисунок 3.27– Восстанавливающие силы при поступательном движении перекрытий в горизонтальной плоскости (по направлению оси «X») от действия сейсмических сил, направленных по оси «X»

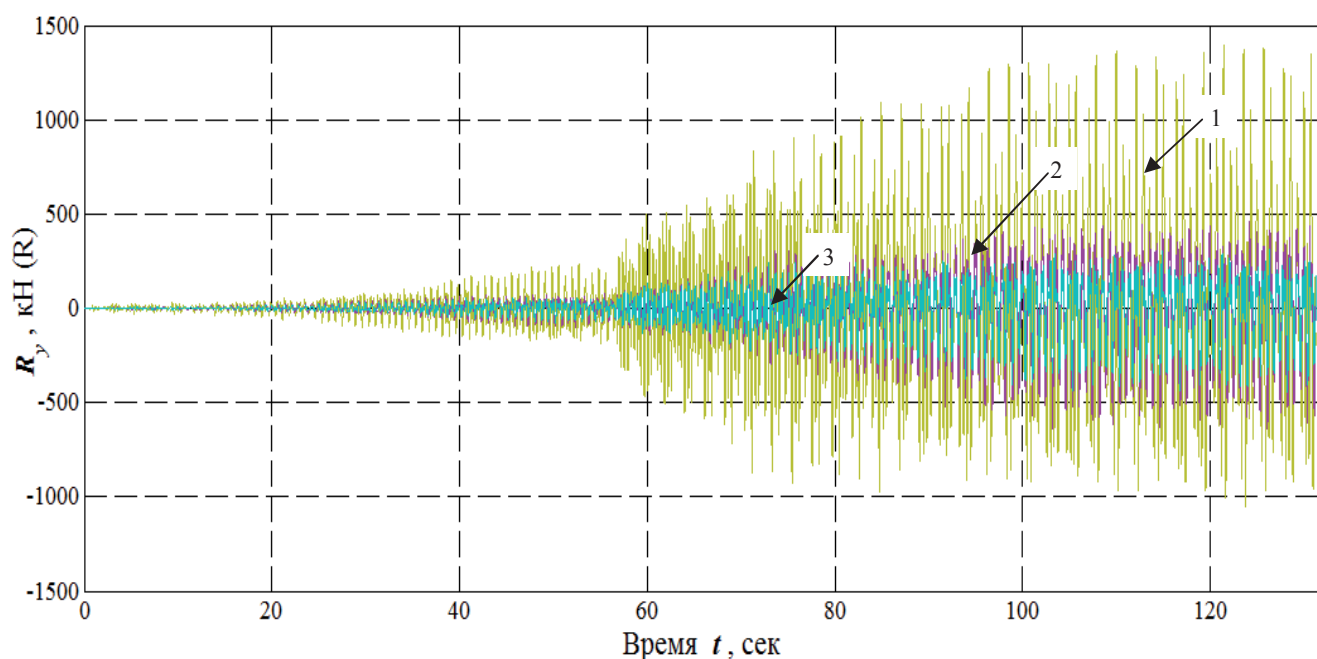


Рисунок 3.28– Восстанавливающие силы при поступательном движении перекрытий в горизонтальной плоскости (по направлению оси «Y») от действия сейсмических сил, направленных по оси «X»

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

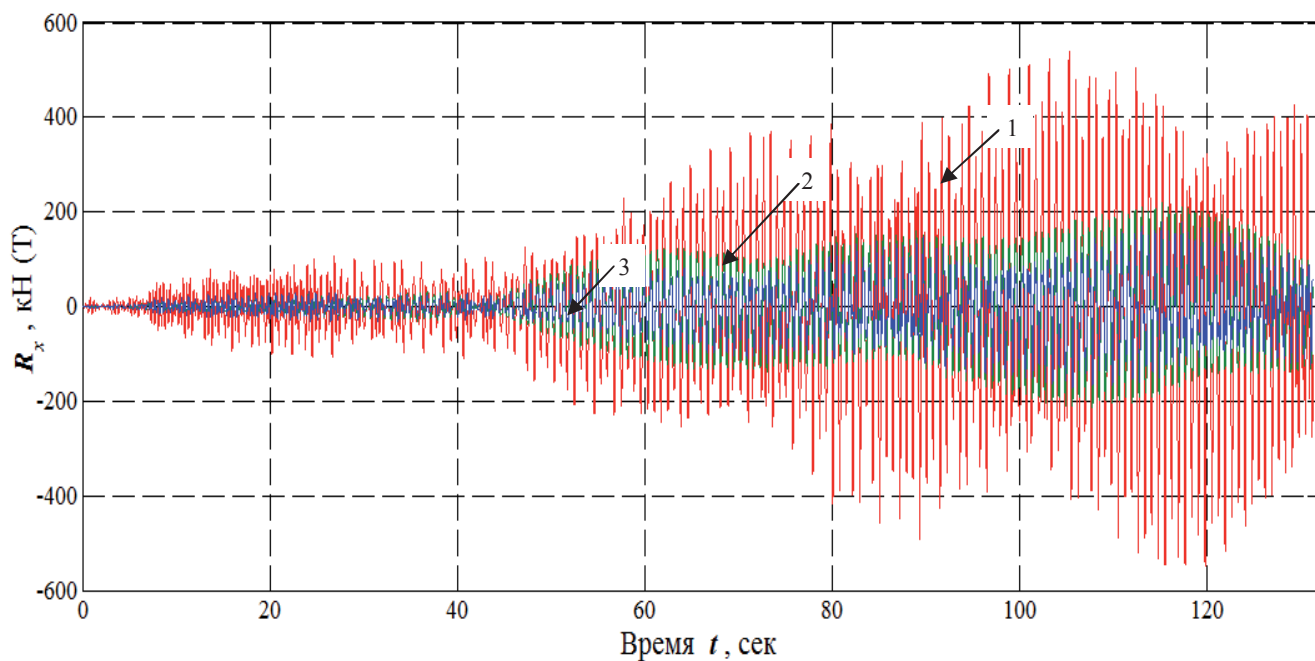


Рисунок 3.29– Восстанавливающие силы при поступательном движении перекрытий в горизонтальной плоскости (по направлению оси «X») от действия сейсмических сил, направленных по оси «Y»

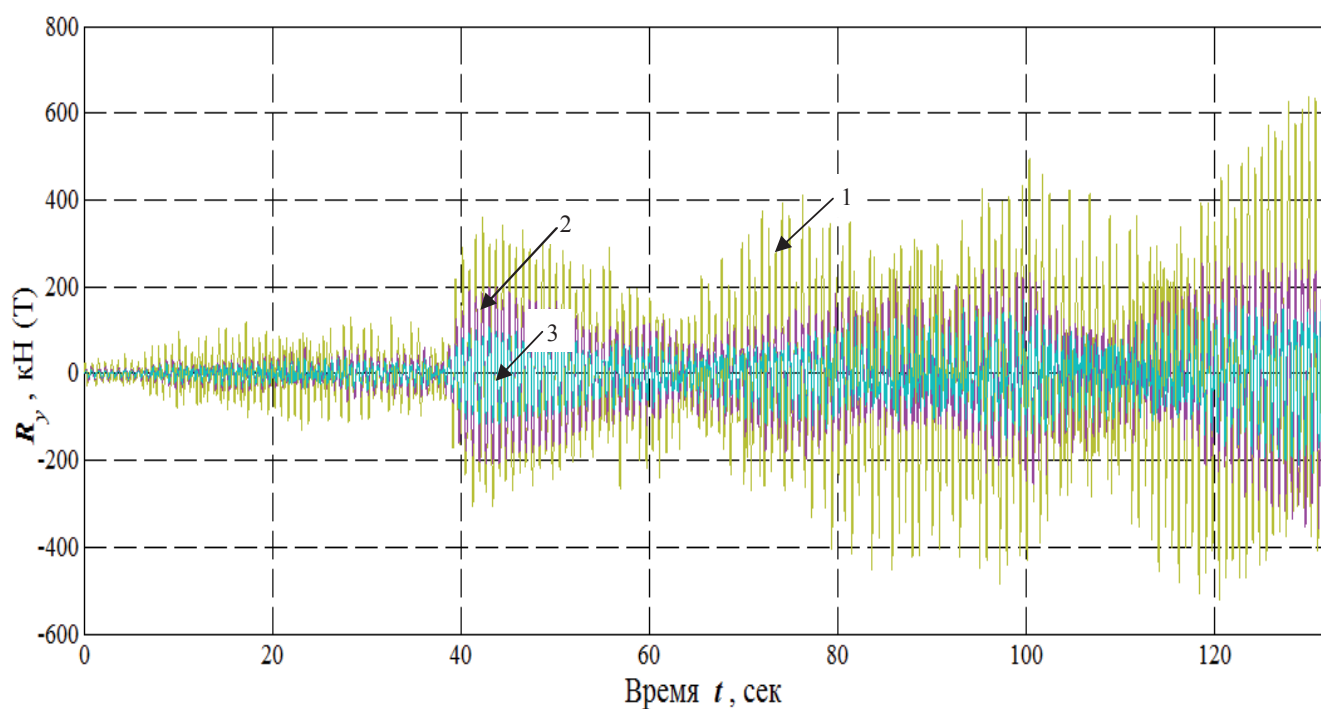


Рисунок 3.30– Восстанавливающие силы при поступательном движении перекрытий в горизонтальной плоскости (по направлению оси «Y») от действия сейсмических сил, направленных по оси «Y»

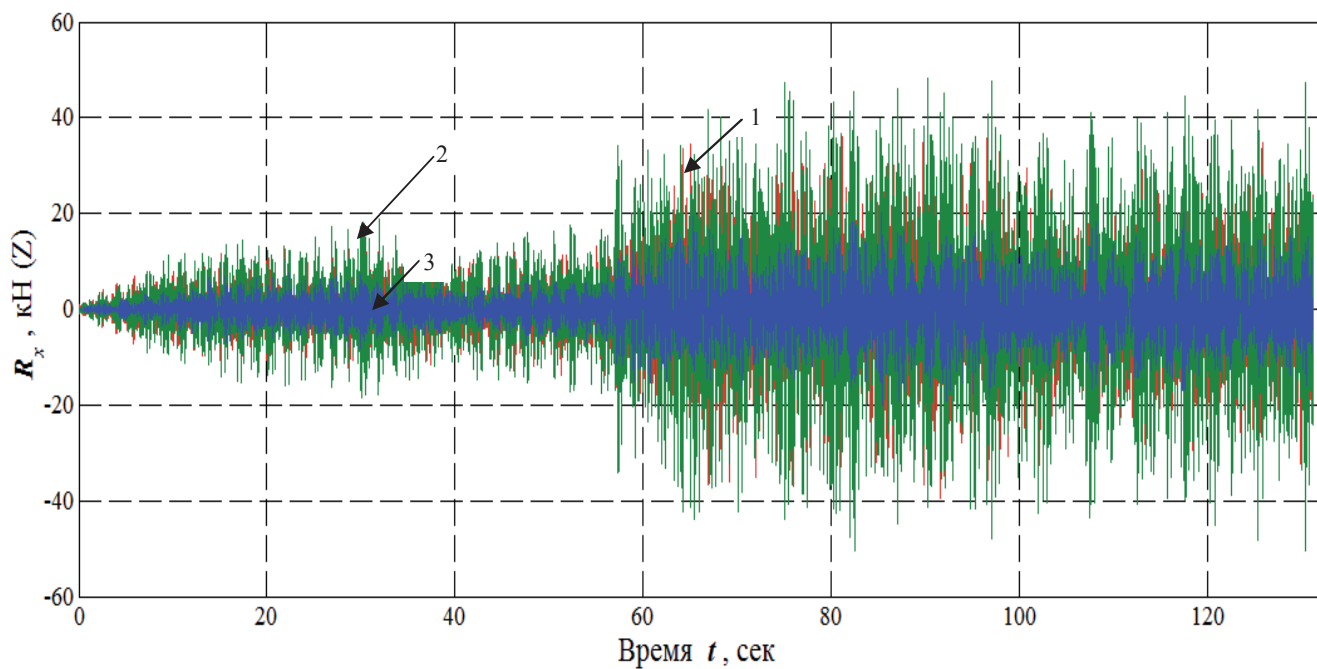


Рисунок 3.31– Восстанавливающие силы при поступательном движении перекрытий в горизонтальной плоскости (по направлению оси «X») от действия сейсмических сил, направленных по оси «Z»

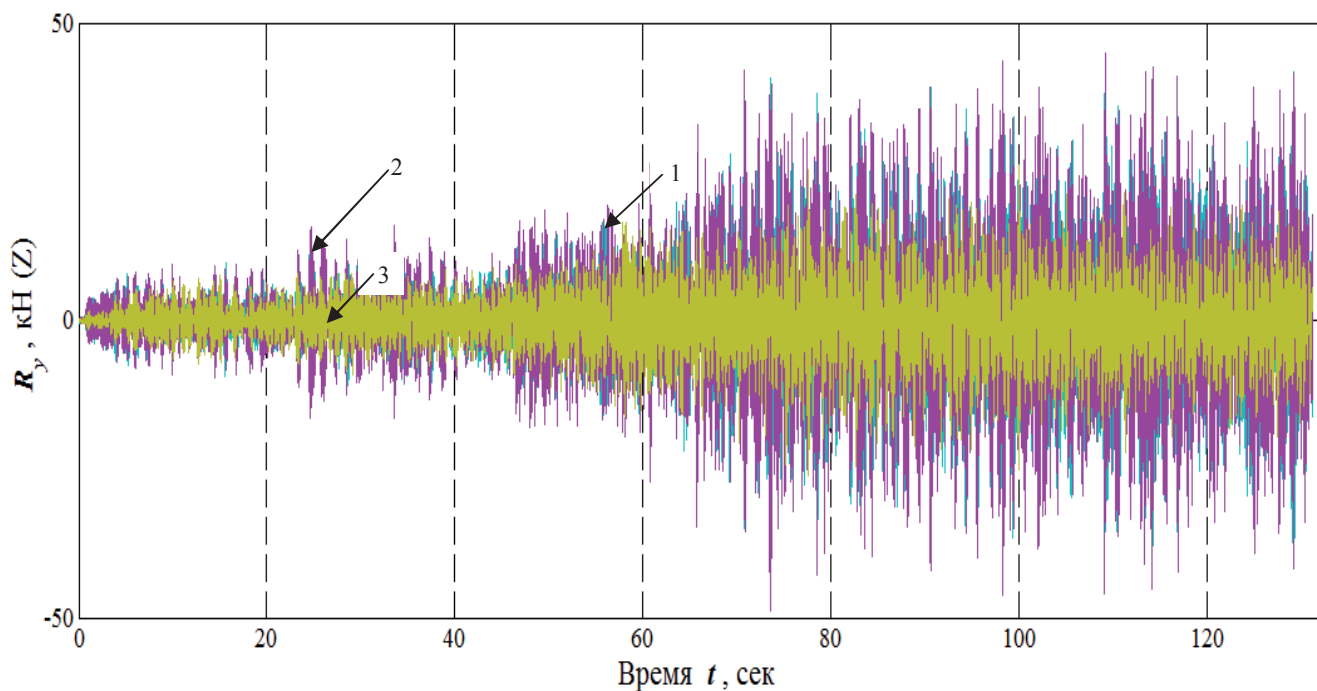


Рисунок 3.32– Восстанавливающие силы при поступательном движении перекрытий в горизонтальной плоскости (по направлению оси «Y») от действия сейсмических сил, направленных по оси «Z»

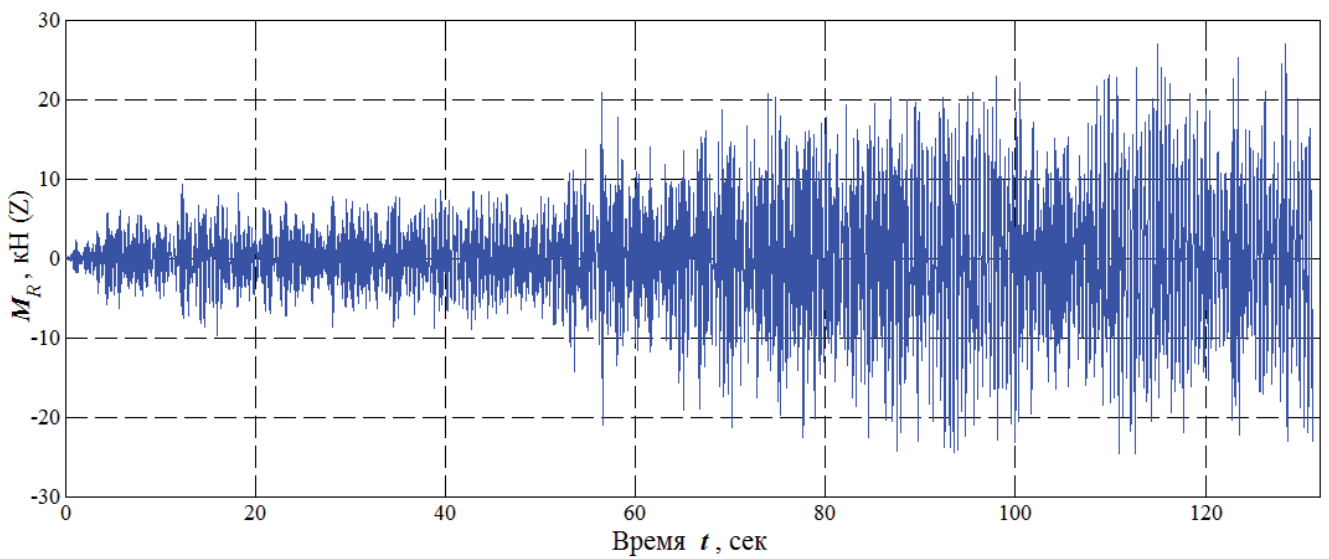
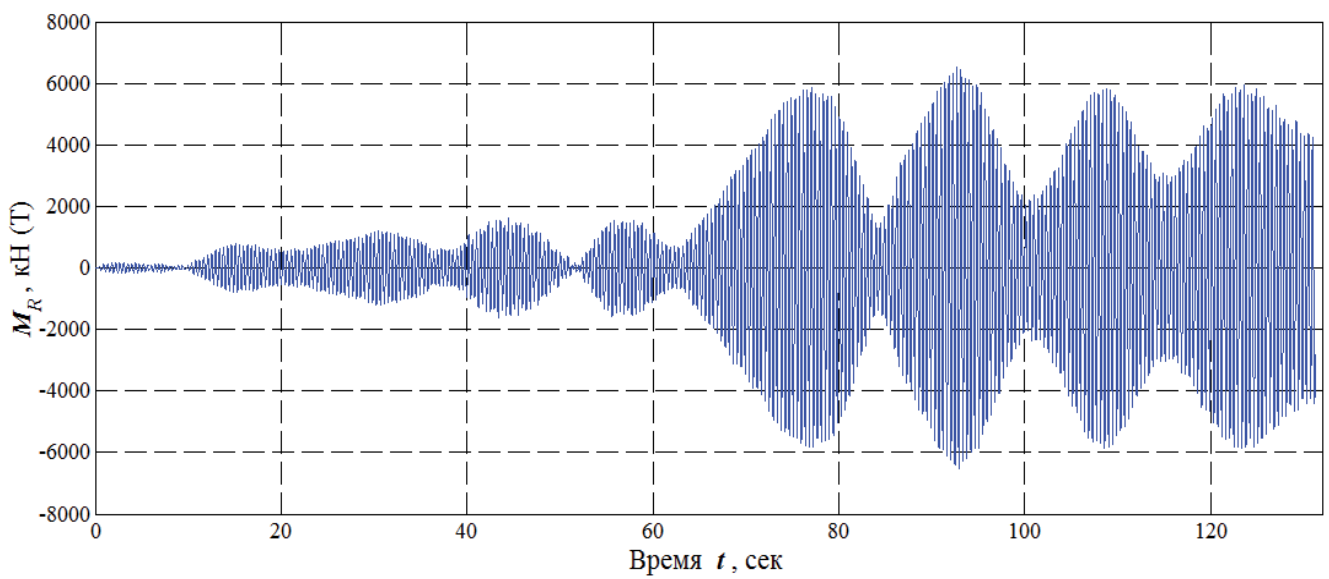
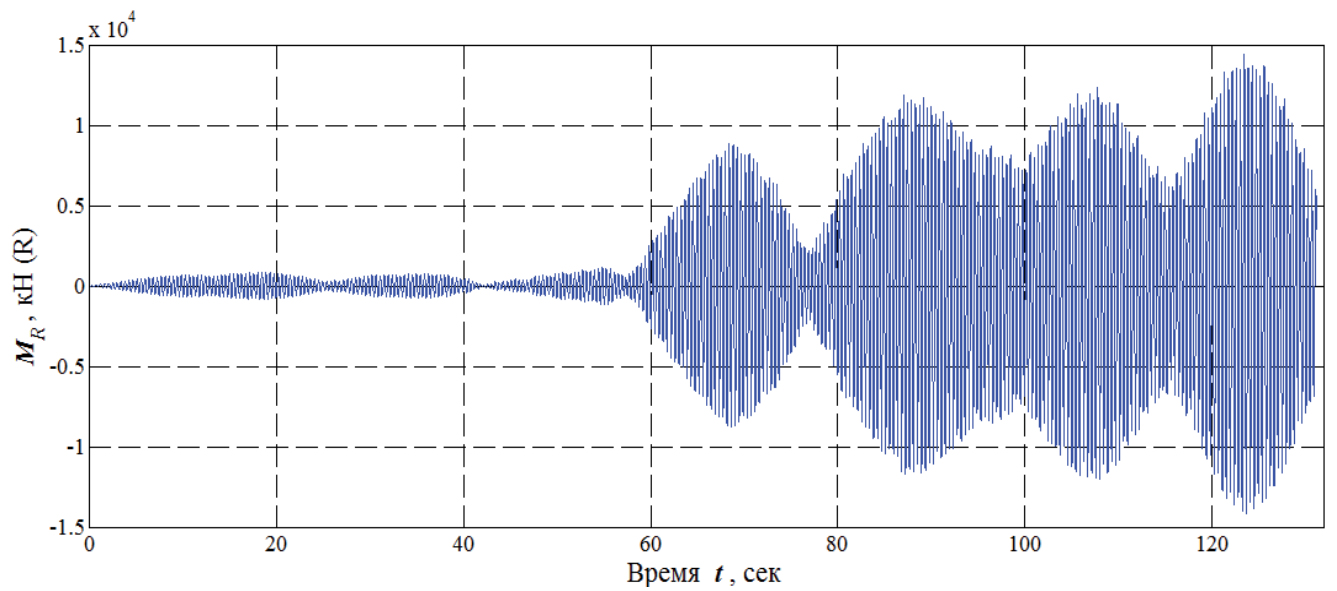


Рисунок 3.33 – Восстанавливающие моменты при вращательном движении перекрытий в плоскости XY

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

АСИ-278.08.04.01.2018 ПЗ

Лист

51

3.2.5. Осциллограммы инерционных сил

На рис. 3.34– 3.40 представлены осциллограммы инерционных сил.

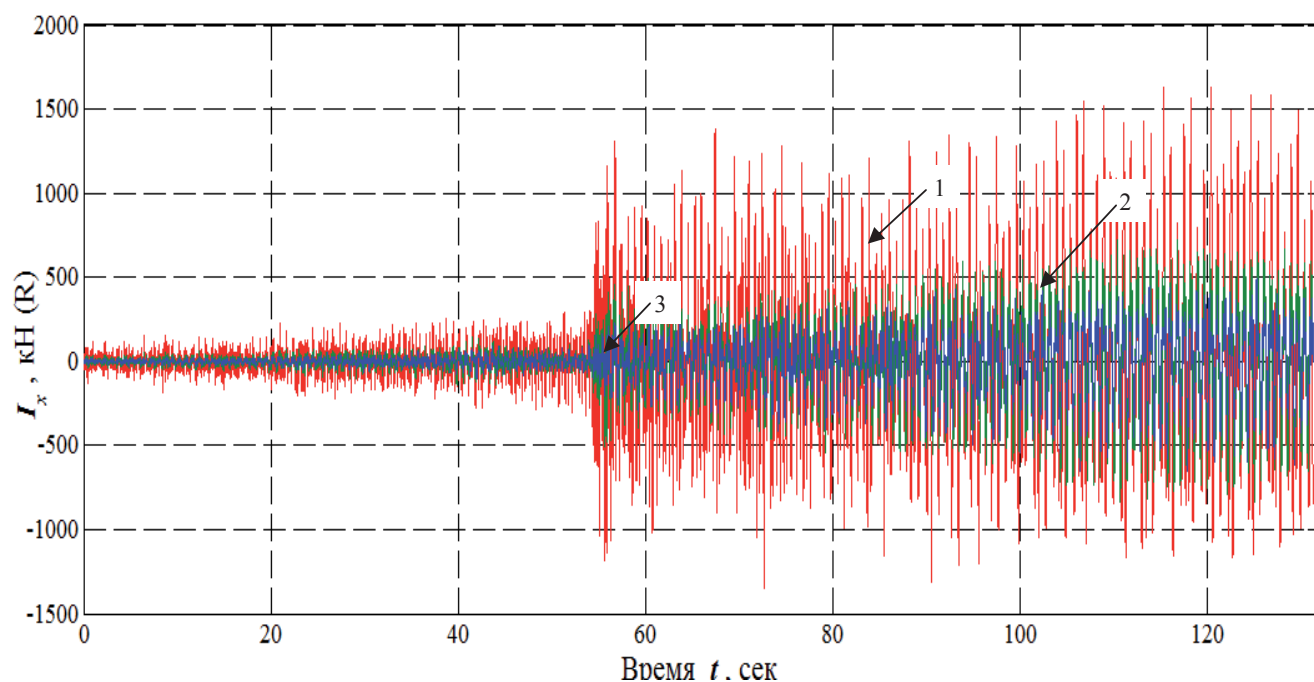


Рисунок 3.34 – Инерционные силы при поступательном движении перекрытий в горизонтальной плоскости (по направлению оси «X») от действия сейсмических сил, направленных по оси «X»

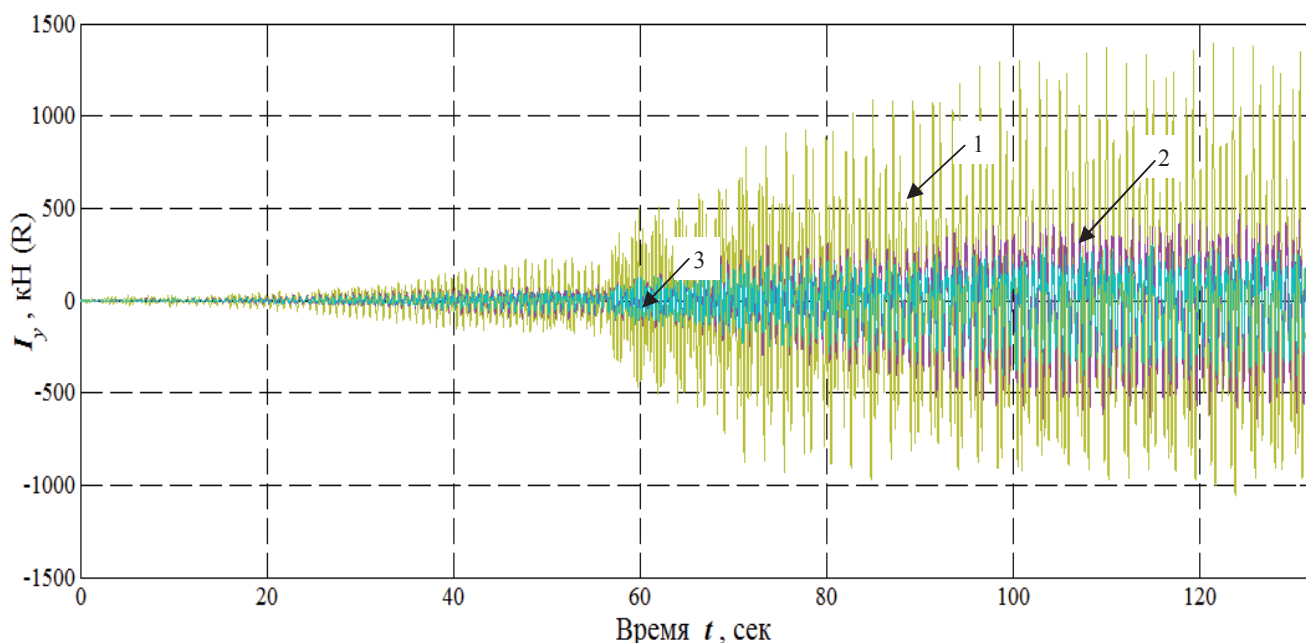


Рисунок 3.35 – Инерционные силы при поступательном движении перекрытий в горизонтальной плоскости (по направлению оси «Y») от действия сейсмических сил, направленных по оси «X»

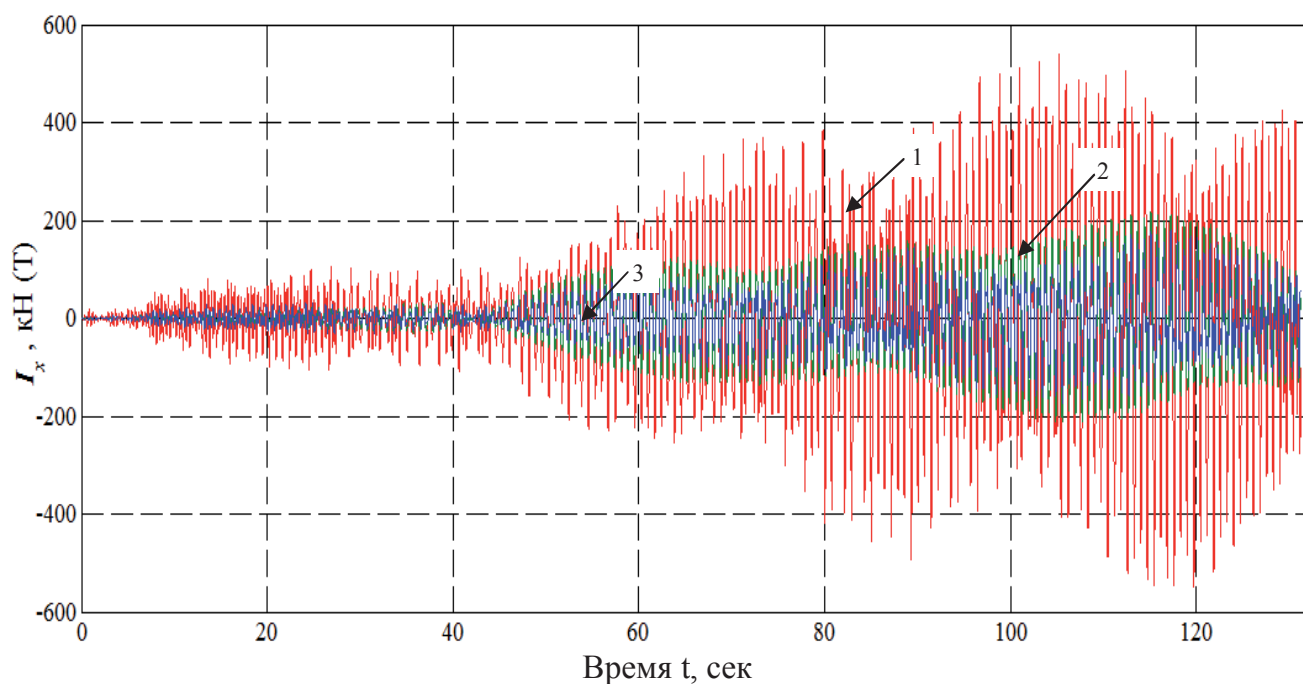


Рисунок 3.36 – Инерционные силы при поступательном движении перекрытий в горизонтальной плоскости (по направлению оси «X») от действия сейсмических сил, направленных по оси «Y»

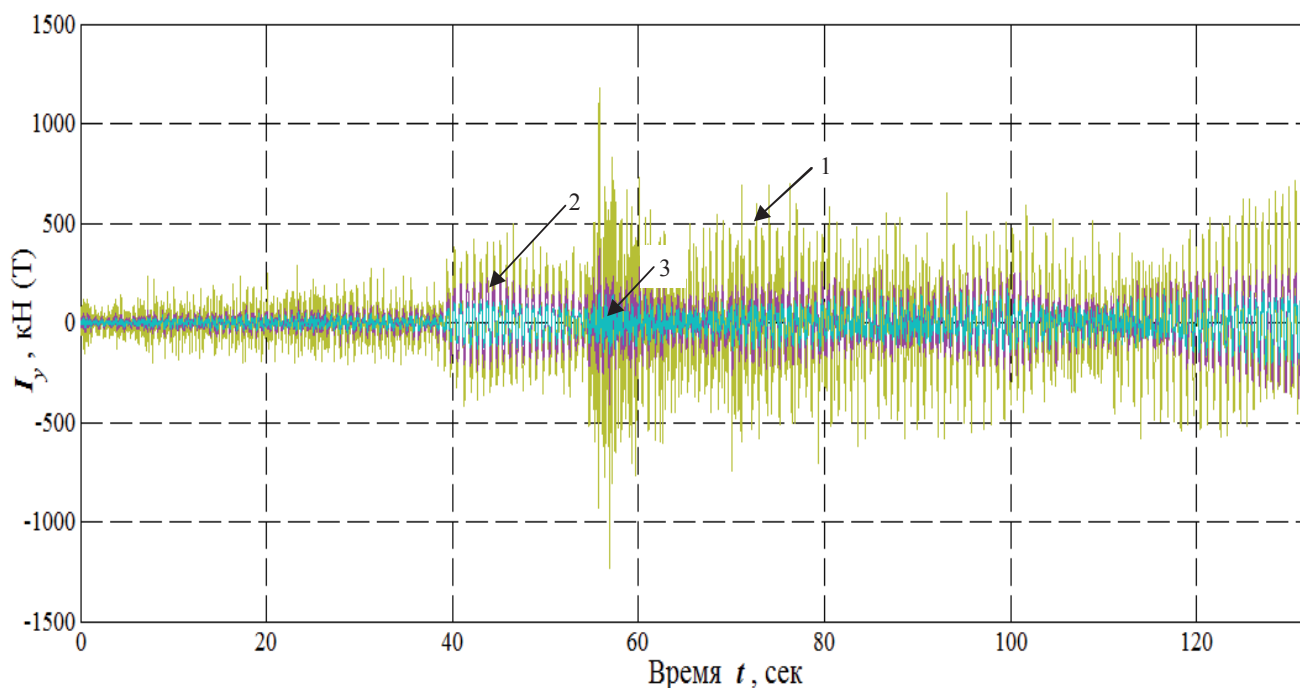


Рисунок 3.37 – Инерционные силы при поступательном движении перекрытий в горизонтальной плоскости (по направлению оси «X») от действия сейсмических сил, направленных по оси «Y»

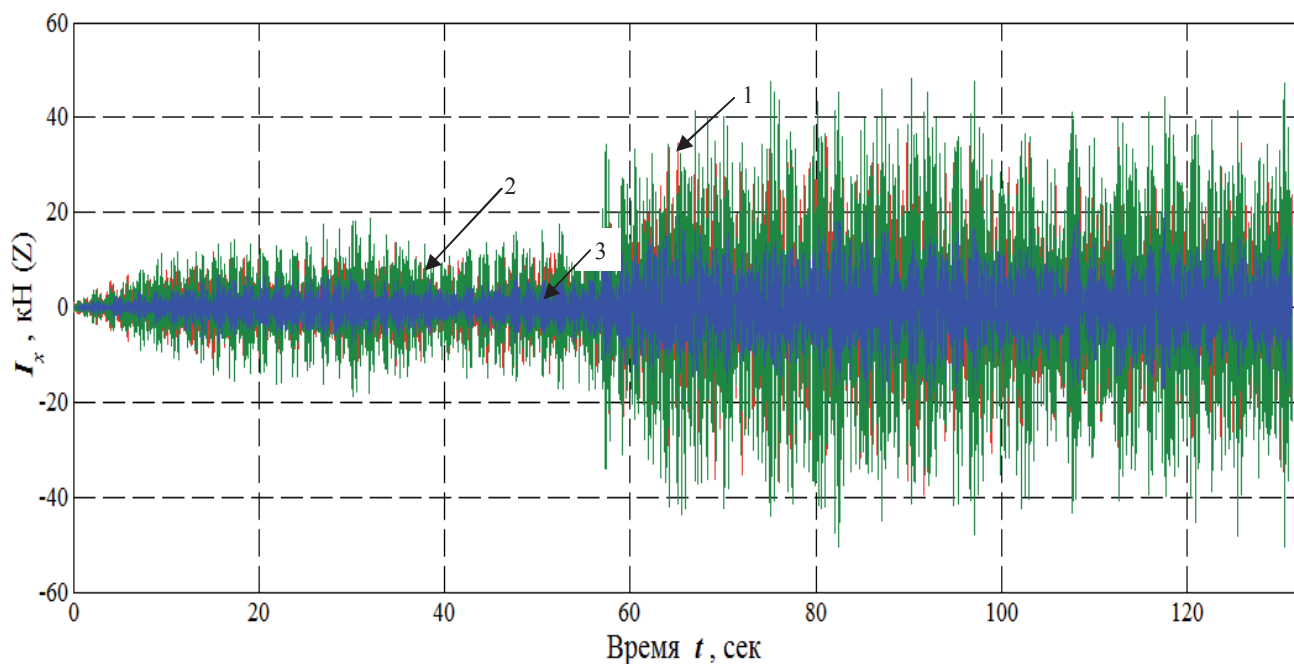


Рисунок 3.38– Инерционные силы при поступательном движении перекрытий в горизонтальной плоскости (по направлению оси «Y») от действия сейсмических сил, направленных по оси «X»

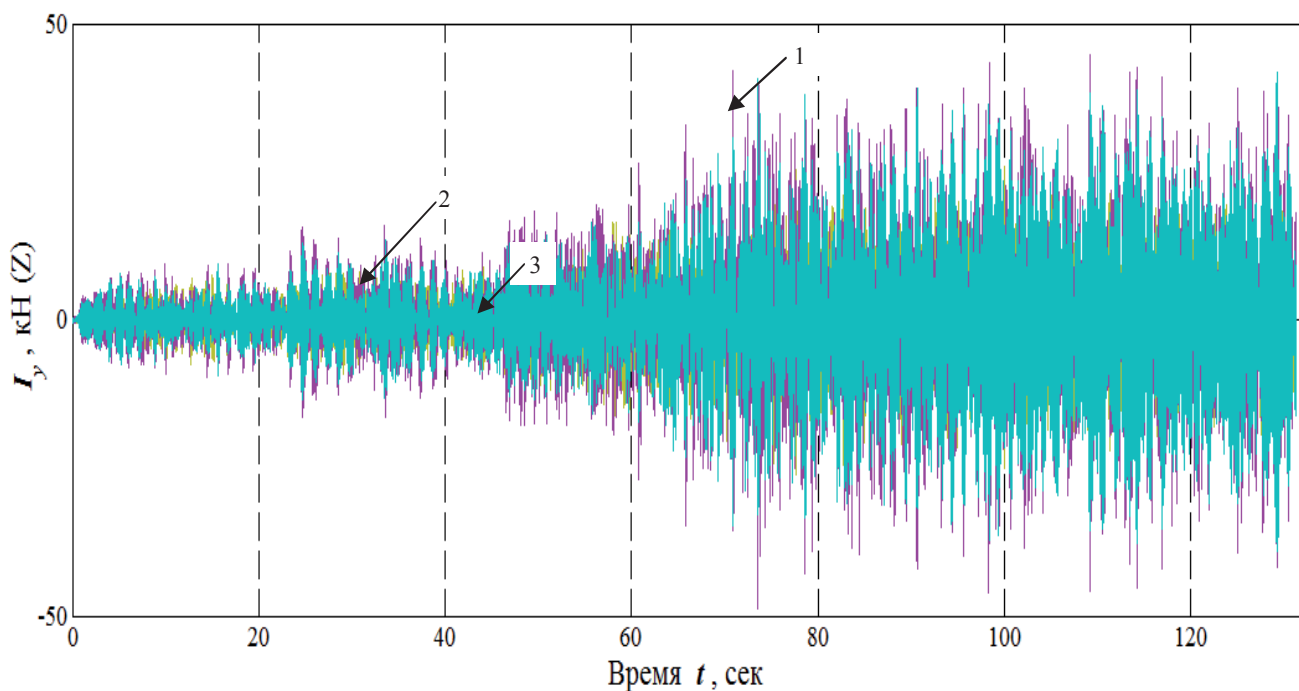


Рисунок 3.39– Инерционные силы при поступательном движении перекрытий в горизонтальной плоскости

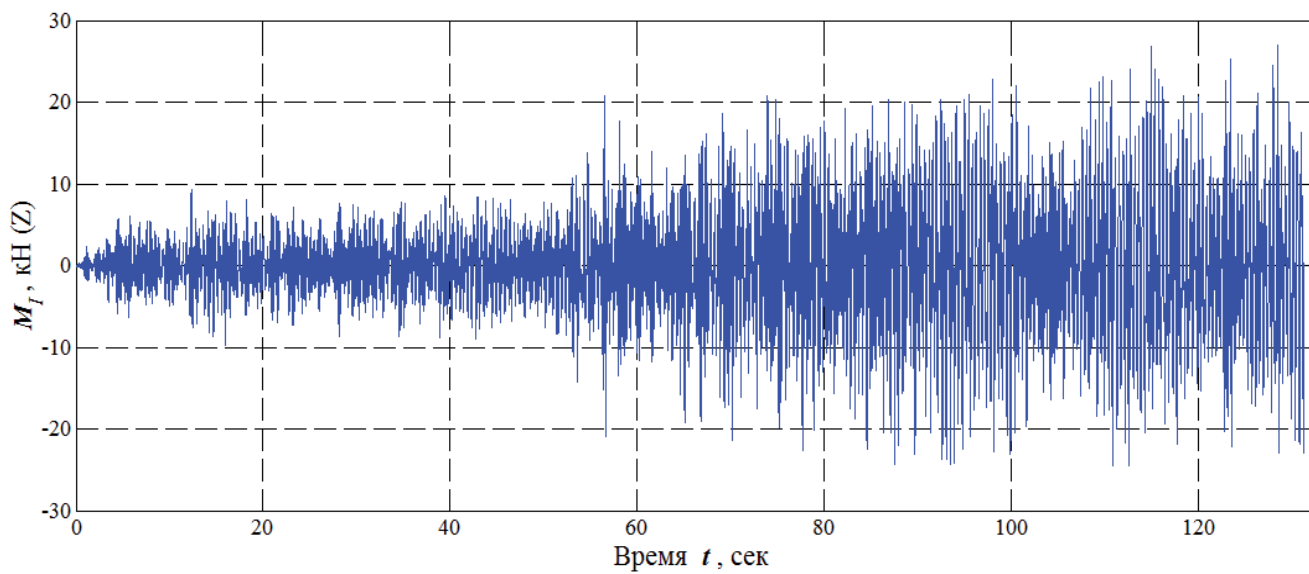
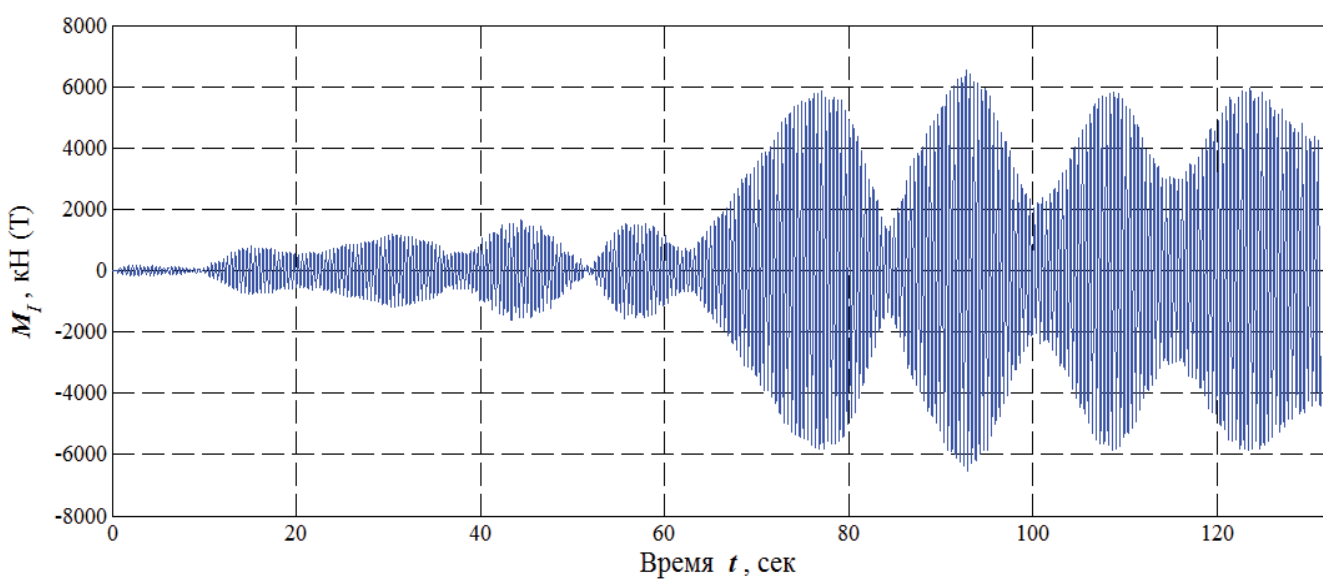
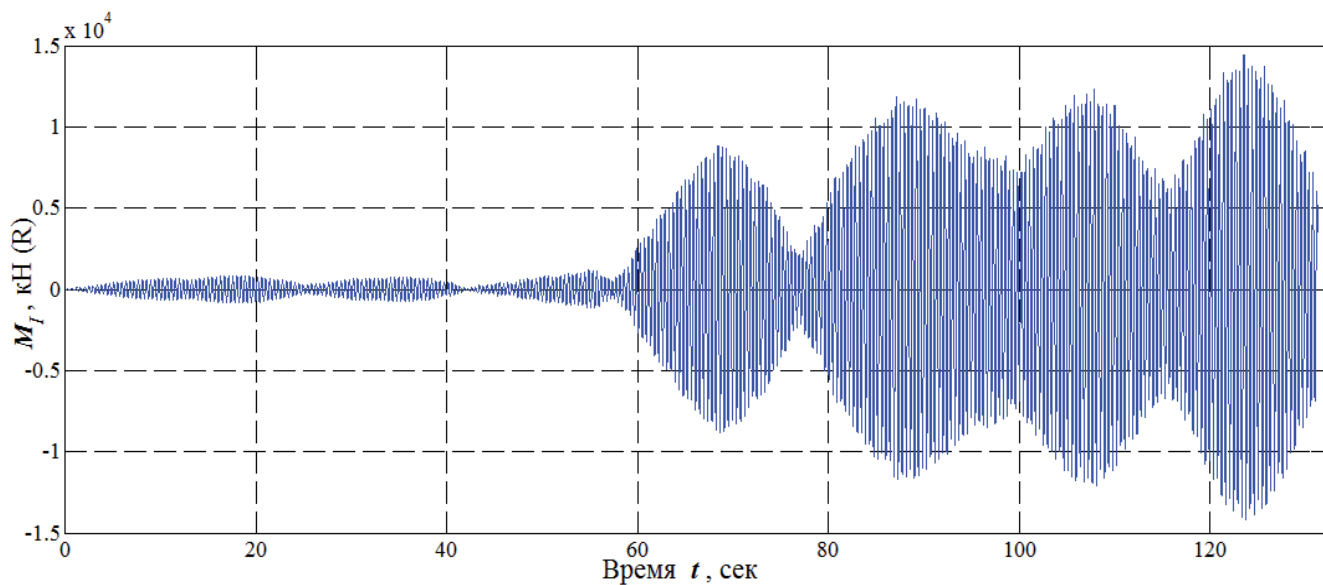


Рисунок 3.40– Инерционные моменты при вращательном движении перекрытий в плоскости ХУ

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

АСИ-278.08.04.01.2018 ПЗ

Лист

55

Проанализировав все полученные в результате расчета осциллограммы можно сделать вывод о том, что графики кинематических параметров системы имеют схожий характер с акселерограммами землетрясения.

Для более точного анализа корректности полученных результатов выполнена следующая проверка – определение невязки уравнения движения дискретной диссипативной системы.

3.2.6. Невязка уравнения движения дискретной диссипативной системы

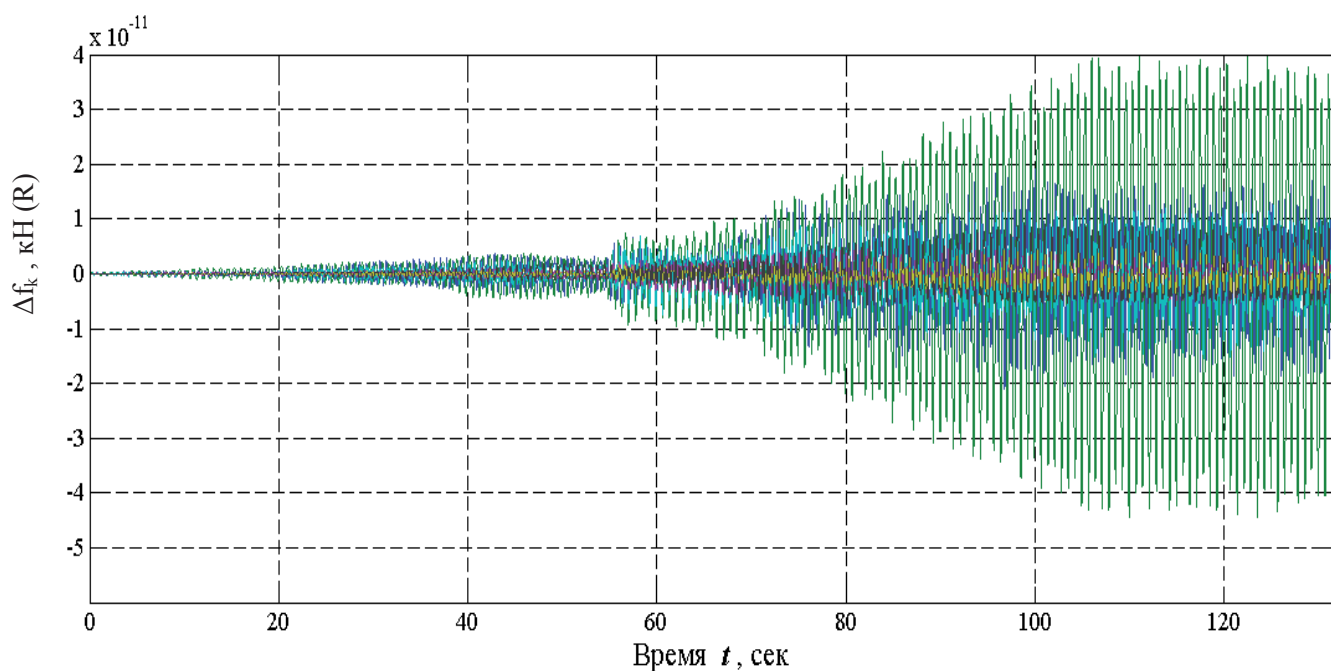


Рисунок 3.41–Невязка уравнений движения дискретной диссипативной системы при воздействии сейсмических сил, направленных по оси «X»

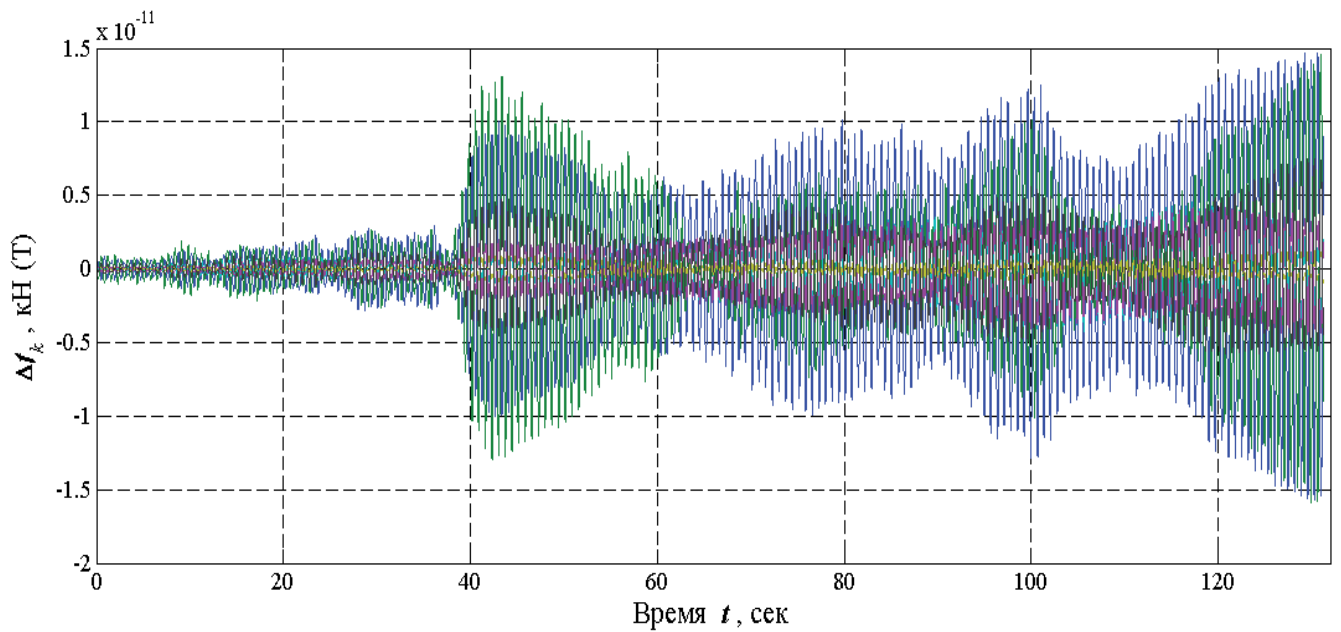


Рисунок 3.42–Невязка уравнений движения дискретной диссипативной системы при воздействии сейсмических сил, направленных по оси «Y»

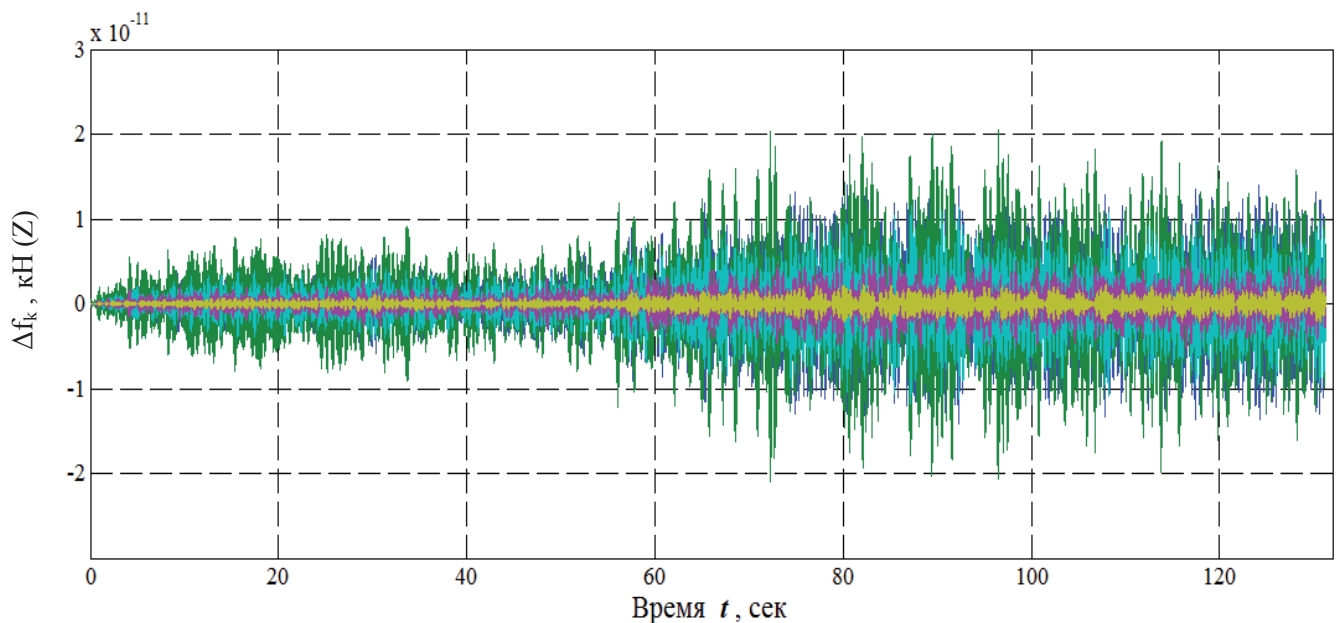


Рисунок 3.43–Невязка уравнений движения дискретной диссипативной системы при воздействии сейсмических сил, направленных по оси «Z»

Численный анализ полученных результатов сходимости показал высокую точность решения, т.к. невязка Δf_k не превышает $5 \cdot 10^{-11}$ кН, а точность вычислений в MatLab составляет 10^{-16} .

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

В выпускной квалификационной работе выполнен анализ реакции 3-этажного каркаса здания на сейсмическое воздействие, моделируемое акселерограммой, с помощью аналитического подхода на основе теории временного анализа. Реализация данной задачи осуществлена с помощью ПО «MatLab».

В работе построена расчетная динамическая модель 3-этажного каркаса, позволяющая учитывать деформативность основания, отражающая реальную работу здания под действием сейсмических сил. Определены внешние динамические параметры системы: матрицы масс, жесткости и демпфирования. На основе трехкомпонентной акселерограммы землетрясения вычислены сейсмические силы, действующие в горизонтальной плоскости на каркас.

Построена программа расчета пространственного каркаса на сейсмическое воздействие в системе MatLab.

Проведен временной анализ, по результатам которого получены осциллограммы параметров реакции. Определены невязки дифференциального уравнения движения дискретной диссипативной системы, не превышающие $5 \cdot 10^{-11}$ кН, что свидетельствует о высокой точности полученных результатов.

Результаты работы опубликованы в материалах VII Международного симпозиума «Актуальные проблемы компьютерного моделирования конструкций и сооружений», который будет проходить в г. Новосибирск с 1 по 8 июля 2018 года. Тексты тезисов и статьи представлены в приложении В и Г соответственно.

					АСИ-278.08.04.01.2018 ПЗ	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		58

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. СП 14.13330.2014. Строительство в сейсмических районах СНиП II-7-81* (актуализированного СНиП II-7-81* "Строительство в сейсмических районах" (СП 14.13330.2011)) (с Изменением N 1) – М.: 2016. – 125 с.
2. ГОСТ 8509-93 Уголки стальные горячекатаные равнополочные. Сортамент– Стандартиформ: 2005 – 10 с.
3. СТО ЮУрГУ 04-2008 Стандарт организации. Курсовое и дипломное проектирование. Общие требования к содержанию и оформлению / составители: Т.И. Парубочная, Н.В. Сырейщикова, В.И. Гузеев, Л.В. Винокурова. – Челябинск: Изд-во ЮУрГУ, 2008.
4. Айзенберг, Я.М. Сооружения с выключающимися связями для сейсмических районов. / Я.М. Айзенберг – М.: Стройиздат, 1976. – 229 с.
5. Айзенберг, Я.М. Анализ сейсмического движения системы «железобетонная свая в трубе» при воздействии инструментальной акселерограммы/ Я.М.Айзенберг, С.Гаипов//Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений– 2012. – № 4. –С. 25-28.
6. Айзенберг, Я.М. Совершенствование антисейсмического проектирования и строительства. Обзорно-аналитический доклад. Строительство и архитектура / Я.М. Айзенберг. – ВНИИТПИ. – М.: 2006. – 111 с.
7. Аки, К. Количественная сейсмология. Т.1. / К. Аки, П. Ричардс – М.: Мир, 1980. – 520 с.
8. Амосов, А.А. Основы теории сейсмостойкости сооружений / А.А. Амосов, С.Б. Сеницын. – М.: Изд-во АСВ, 2010.– 134 с.
9. Ананьин, А.И. Простые и комбинированные модели для учета диссипации энергии при колебаниях / А.И. Ананьин // Известия вузов. Строительство. – 1998, № 8. – С. 29–35.
10. Ананьин, А.И. К составлению и решению уравнений движения неконсервативных систем / А.И. Ананьин // Известия вузов. Строительство. – 1999, № 5. – С. 21–27.

										Лист
										59
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата						

АСИ-278.08.04.01.2018 ПЗ

11. Андросова, Н.Б. Некоторые предложения к нормированию параметров живучести сооружений / Н.Б. Андросова, Н.В. Ключева, В.И. Колчунов // Вестник отделения строительных наук. – 2011. – Вып. 15. – С. 17–25.

12. Аптикаев, Ф.Ф. Учёт длительности колебаний при инструментальной оценке сейсмической интенсивности – В кн.: Сейсмическая шкала и методы её измерения / Ф.Ф. Аптикаев – М.: Наука, 1975. – С. 234–239.

13. Белаш, Т.А. Сейсмоизоляция зданий и сооружений. Обзорноаналитический доклад. Строительство и архитектура / Белаш Т.А. – ВНИИТПИ, М.: 2005. – 58 с.

14. Бирбраер, А.Н. Расчет конструкции на сейсмостойкость / А.Н. Бирбраер – СПб.: Наука, 1998. – 255 с.

15. Болотин, В.В. Методы теории вероятностей и теории надежности в расчетах сооружений / В.В. Болотин – М.: 1982. – 352 с.

16. Гензерский, Ю.В. ЛИРА-САПР 2011: учебное пособие. / Ю.В. Гензерский, Д.В. Медведенко, О.И. Палиенко, В.П. Титок – К.: Электронное издание, 2011 г., – 396 с.

17. Городецкий, А.С. Некоторые аспекты расчета на сейсмические воздействия в программном комплексе ЛИРА-САПР / А.С. Городецкий. – Киев: Минбуд Украины, 2012 – 9 с.

18. Готина, Д.Н. Проблема прогрессирующего обрушения многоэтажных зданий / Д.Н. Готина, Ю.Г. Ткаченко // Новые идеи нового века: материалы международной научной конференции ФАД ТОГУ – 2012. – Т. 2. – С. 171-177.

19. Гребенюк, Г.И. О расчете диссипативных систем с частотно-независимым внутренним трением / Г.И. Гребенюк, В.И. Роев // Известия вузов. Строительство. – 2002, № 7. – С. 21–27.

20. Дарков, А.В. Строительная механика: учебник для строит. спец. вузов / А.В. Дарков, Н.Н. Шапошников. – 10-е изд., стер. – СПб.: Лань, 2005. – 656 с.

										Лист
										60
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата						

Килимник // Тр. Центр. науч.-исслед. ин-та строит. конструкций им. В.А. Кучеренко. – 1975, вып. 44.– С. 66-82.

31. Киселев, В.А. Строительная механика: Специальный курс. Динамика и устойчивость сооружений / В.А. Киселев – М.: Стройиздат, 1980. – 616 с.

32. Клаф, Р. Динамика сооружений/Р.Клаф, Дж.Пензиен– М.: Стройиздат, 1979. – 319 с.

33. Кореньков, П.А. Построение расчетной модели с учетом нелинейных свойств материала при анализе опасности прогрессирующего обрушения железобетонных каркасов / П.А. Кореньков // Строительство и техногенная безопасность – 2013. – № 45. – С. 28-33.

34. Король, Е.А. Защита стальных каркасных несущих систем многоэтажных зданий от прогрессирующего обрушения / Е.А. Король, Д.В. Прилагов // Научное обозрение–2015. –№ 6. –С. 54-60.

35. Корчинский, И.Л. Сейсмостойкое строительство зданий / И.Л. Корчинский – М.: Высшая школа, 1971. – 320 с.

36. Кранцфельд, Я.Л. О защите зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения / Я.Л. Кранцфельд // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений – 2012. – № 6. – С. 41-44.

37. Кренделл, С. Роль демпфирования в теории колебаний / С. Кренделл // Период. сб. переводов иностр. статей: Механика, № 5, Вып. 129.– М.: Мир, 1971.– С. 3–22.

38. Кусаинов, А.А. О моделях пропорционального и неоднородного демпфирования / А.А. Кусаинов // Строит. механика и расчет сооружений. – 1987, № 2. – С. 73–75.

39. Кучухидзе, З.А. Результаты использования трехкомпонентной акселерограммы землетрясения при расчете зданий / З.А. Кучухидзе // Строительство и архитектура, Сер. 14, Вып. 4, 1980.

40. Лазовский, Д.Н. Расчет на прогрессирующее обрушение большепролетных металлических конструкций покрытий / Д.Н. Лазовский, А.В.

										Лист
										62
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата						

АСИ-278.08.04.01.2018 ПЗ

49. Мкртычев О.В. Расчет динамической системы на синтезированные акселерограммы. / О.В. Мкртычев, А.А. Решетов. – Вестник МГСУ, 2010.– №2. С. 100-104.

50. Мочалов, А.Л. Конструктивные мероприятия, препятствующие прогрессирующему обрушению / А.Л. Мочалов, А.В. Пасюта // Архитектура. Строительство. Дизайн – 2011. – № 1. – С. 48-49.

51. Низомов, Д.Н. Спектральный анализ сейсмических колебаний /Д.Н.Низомов, И.Каландарбеков, А.А.Ходжибоев//Доклады Академии наук Республики Таджикистан –2015. –Т. 58. –№ 11.– С. 1009-1016.

52. Ньюмарк, Н. Основы сейсмостойкого строительства / Н. Ньюмарк, Э. Розенблюэт // под ред. Я.М. Айзенберга. – М.: Стройиздат, 1980. – 344 с.

53. Плотников Ю.Г. Матрицы в строительной механике: учеб. пособие. / Ю.Г. Плотников. – Хабаровск: Изд-во ДВГУПС, 2008. – 111 с.

54. Поляков, С.В. Сейсмостойкие конструкции зданий: учебное пособие / С.В. Поляков. – 2-е изд. – М.: Высшая школа, 1983. – 304 с.

55. Поляков, В.С. Современные методы сейсмозащиты зданий / В.С. Поляков, К.Ш. Килишкин, А.В. Черкашин. - М.: Стройиздат, 1989. - 320с.

56. Потапов, А.Н. О построении моделей неоднородного демпфирования / А.Н. Потапов // Реконструкция городов, отдельных зданий, сооружений и конструкций на Урале: Третьи уральские академические чтения. – Екатеринбург: УРО РААСН, 1997. – С. 111–116.

57. Потапов, А.Н. Временной анализ диссипативных конструкций с выключающимися связями / А.Н. Потапов – Строительная механика и расчет сооружений. – 2017. №5. – С. 37-47.

58. Потапов, А.Н. Динамический анализ дискретных диссипативных систем при нестационарных воздействиях / А.Н. Потапов. – Челябинск: Изд-во ЮУрГУ, 2003. – 167 с.

										Лист
										64
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата	АСИ-278.08.04.01.2018 ПЗ					

59. Рассказовский, В.Т. Основы физических методов определения сейсмических воздействий / В.Т. Рассказовский– Ташкент: ФАНУзССР, 1973. – 159 с.

60. Резников, Л.М. Эквивалентная модель многомассовой системы с вязким и частотно-независимым трением / Л.М. Резников // Строит. механика и расчет сооружений. – 1979, № 4. – С. 44–48.

61. Резников, Л.М. Сравнение некоторых способов учета частотно-независимого внутреннего трения / Л.М. Резников // Строит. механика и расчет сооружений. – 1982, № 1. – С. 54–59.

62. Руденко, Д.В. Защита каркасных зданий от прогрессирующего обрушения / Д.В. Руденко, В.В. Руденко // Инженерно-строительный журнал – 2009. № 3. – С. 38-41.

63. Саркисов, Д.Ю. Сейсмостойкость зданий и сооружений: учеб. пособие для студентов специальности «Строительство уникальных зданий и сооружений» / Д.Ю. Саркисов. – Томск: Изд. ТГАСУ, 2015. – 156 с.

64. Сеницын, С.Б. Теория сейсмостойкости / С.Б. Сеницын // М.: МГСУ, 2014. – 88 с.

65. Скачков, С.В. Использование требований норм для расчета на прогрессирующее обрушение стальных конструкций / С.В. Скачков, Р.И. Луптаков // Инженерный вестник Дона – 2017. – Т. 45. – № 2 (45). – С. 121.

66. Сорокин, Е.С. К теории внутреннего трения при колебаниях упругих систем / Е.С. Сорокин – М.: Госстройиздат, 1960. – 132 с.

67. Сорокин, Е.С. О погрешностях общеизвестного метода теории колебаний диссипативных систем в применении к неоднородному демпфированию / Е.С. Сорокин // Строит. механика и расчет сооружений. – 1984, № 2. – С. 29–34.

68. Соснин, А.В. Об особенностях методологии нелинейного статического анализа и его согласованности с базовой нормативной методикой расчета зданий и сооружений на действие сейсмических сил / А.В. Соснин //

										Лист
										65
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата						

Вестник ЮУрГУ. Серия «Строительство и архитектура». – 2016. – Т. 16, № 1. – С. 12-19. DOI: 10.14529/build160102.

69. Тамразян, А.Г. Динамический анализ многоэтажных зданий с учетом времени локального повреждения несущих конструкций при расчете на прогрессирующее обрушение / А.Г. Тамразян, А. Мехрализадех // В сборнике: Бетон и железобетон - взгляд в будущее научные труды III Всероссийской (II Международной) конференции по бетону и железобетону: В семи томах – 2014. – С. 142-149.

70. Тихонов, И.Н. Об исследованиях и проектировании несущих элементов зданий из железобетона с целью предотвращения прогрессирующего обрушения / И.Н. Тихонов // Вестник НИЦ Строительство – 2014. – № 9 (32). – С. 99-117.

71. Тихонов, И.Н. Армирование железобетонных конструкций с целью предотвращения прогрессирующего обрушения / И.Н. Тихонов, В.З. Мешков // В сборнике: Бетон и железобетон - взгляд в будущее научные труды III Всероссийской (II Международной) конференции по бетону и железобетону: в 7 томах – 2014. – С. 379-388.

72. Трушин, С.И. Метод конечных элементов. Теория и задачи / С.И. Трушин – М.: АСВ, 2008. — 256 с.

73. Трушин, С.И. Исследование устойчивости пространственного стального каркаса покрытия аэровокзального комплекса «Внуково-1» к прогрессирующему обрушению / С.И. Трушин, В.С. Парлашкевич, Т.А. Журавлева // Вестник МГСУ – 2010. – № 4-2. – С. 239-243.

74. Уломов, В.И. Инструментальные наблюдения сейсмических проявлений восточно-карпатских землетрясений на территории Москвы / В.И. Уломов // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений – 2009. – № 3. – С. 34-42.

75. Хачиян, Э.Е. Прикладная сейсмология / Э.Е. Хачиян – Ер.: Гитутюн НАН РА, 2008. – 491 с.

					АСИ-278.08.04.01.2018 ПЗ	Лист
						66
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		

76. Цейтлин, А.И. Методы учета внутреннего трения в динамических расчетах конструкций / А.И. Цейтлин, А.А. Кусаинов – Алма-Ата: Изд. НаукаКазахскойССР, 1987. – 240 с.

77. Чигринская, Л.С. Сейсмостойкость зданий и сооружений. Учебное пособие для студентов специальностей 270102 "Промышленное и гражданское строительство" и 270105 "Городское строительство и хозяйство" / Л.С. Чигринская. – Аграрск: Изд-во АГТА, 2009. – 107 с.

78. AlashkerY., Li H., El-TawilS. Approximations in Progressive Collapse Modeling/ Journal of Structural Engineering. -2011. Vol. 137, № 9. P. 914-924.

79. El-Tawil S., Li H. Progressive Collapse Research: Current State and Future Needs/Advanced Materials Research. -2013. Vol. 639. P. 3-12.

80. Kim T., Kim J., Park J. Investigation of Progressive Collapse-Resisting Capability of Steel Moment Frames Using PushDown Analysis/ Journal of Performance of Constructed Facilities. 2009. Vol. 23, № 5. P. 327-335.

81. International Building Code 2006. First Printing: January 2006. 679 p.

82. Khandelwal, K., El-Tawil, S., Kunnath, S. K., and Lew, H. S. (2008). "Macro-model based simulations of progressive collapse: steel frame structures" Journal of Structural Engineering, 134(7), 1070-1078.

83. Kaewkulchai, G. and Williamson, E. B. (2003). "Dynamic behavior of planar frames during progressive collapse" Proceedings of 16th engineering mechanics conference, 2003.

84. Ruth, P., Marchand, K. A., and Williamson, E. B. (2006). "Static equivalency in progressive collapse alternate path analysis: reducing conservatism while retaining structural integrity," Journal of Performance of Constructed Facilities, 20(4), 349-364.

85. Sasani, M., and Kropelnicki, J. (2008) "Progressive collapse analysis of an RC structure," Structural Design of Tall and Special Buildings, 17(4), 757-771.

										Лист
										67
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата						

АСИ-278.08.04.01.2018 ПЗ

ПРИЛОЖЕНИЯ
ПРИЛОЖЕНИЕ А

Блок K_z матрицы жесткости

$*10^{-3}$	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
8	205.48	-6.29	1.62	-0.27	0.07	-0.01	-6.19	-8.98	1.11	-0.19	0.04	-0.03	1.51
9	-6.29	188.04	-5.11	1.32	-0.25	0.08	-8.98	-8.56	-8.10	0.95	-0.17	0.04	1.04
10	1.62	-5.11	191.55	-3.95	1.50	-0.32	1.13	-8.14	-9.04	-9.64	1.03	-0.22	0.21
11	-0.27	1.32	-3.95	195.10	-4.26	1.87	-0.19	0.94	-9.68	-9.57	-9.84	1.25	-0.06
12	0.07	-0.25	1.50	-4.26	195.43	-6.01	0.05	-0.17	1.04	-9.84	-9.38	-11.07	0.02
13	-0.01	0.08	-0.32	1.87	-6.01	215.57	-0.03	0.04	-0.22	1.25	-11.07	-6.08	-0.02
14	-6.19	-8.98	1.13	-0.19	0.05	-0.03	187.88	-8.71	1.69	-0.29	0.05	-0.03	-4.83
15	-8.98	-8.56	-8.14	0.94	-0.17	0.04	-8.71	171.15	-7.29	1.41	-0.25	0.05	-8.02
16	1.11	-8.10	-9.04	-9.68	1.04	-0.22	1.69	-7.29	173.34	-7.08	1.63	-0.33	1.11
17	-0.19	0.95	-9.64	-9.57	-9.84	1.25	-0.29	1.41	-7.08	175.87	-7.22	1.99	-0.19
18	0.04	-0.17	1.03	-9.84	-9.38	-11.07	0.05	-0.25	1.63	-7.22	176.31	-9.13	0.04
19	-0.03	0.04	-0.22	1.25	-11.07	-6.08	-0.03	0.05	-0.33	1.99	-9.13	195.69	-0.03
20	1.51	1.04	0.21	-0.06	0.02	-0.02	-4.83	-8.02	1.11	-0.19	0.04	-0.03	187.77
21	1.04	1.60	1.05	0.21	-0.05	0.02	-8.02	-7.05	-7.24	0.98	-0.17	0.04	-8.84
22	0.21	1.05	1.83	1.30	0.27	-0.07	1.12	-7.29	-7.55	-8.65	1.05	-0.22	1.68
23	-0.07	0.22	1.41	2.16	1.49	0.34	-0.20	1.00	-9.24	-9.09	-9.75	1.24	-0.27
24	0.00	-0.07	0.29	1.51	2.28	1.48	0.04	-0.16	1.02	-9.86	-9.38	-11.05	0.05
25	-0.04	0.01	-0.10	0.32	1.46	2.21	-0.03	0.04	-0.21	1.26	-11.07	-6.06	-0.03
26	-0.26	-0.20	-0.05	0.00	0.00	-0.02	1.27	0.91	0.20	-0.06	0.02	-0.02	-4.84
27	-0.19	-0.29	-0.19	-0.06	0.00	0.00	0.91	1.35	0.92	0.19	-0.05	0.01	-8.07
28	-0.04	-0.21	-0.29	-0.20	-0.06	0.01	0.21	0.93	1.44	0.99	0.20	-0.04	1.25
29	0.11	0.09	0.00	0.01	-0.01	-0.02	-0.25	-0.17	-0.04	0.00	0.01	-0.01	1.31
30	0.09	0.11	0.09	0.01	0.01	0.00	-0.17	-0.26	-0.16	-0.05	0.00	0.00	0.90
31	0.04	0.05	0.08	0.04	0.03	0.04	-0.04	-0.17	-0.22	-0.18	-0.03	0.02	0.22
32	-0.02	-0.04	-0.02	-0.03	-0.03	-0.05	0.07	0.04	0.02	0.00	0.01	-0.02	-0.26
33	-0.04	-0.04	-0.04	-0.02	-0.02	-0.02	0.04	0.06	0.04	0.02	0.00	0.00	-0.19
34	-0.05	-0.04	-0.04	-0.02	-0.01	0.01	0.01	0.04	0.06	0.04	0.00	0.01	-0.08
35	3.15	3.35	-0.85	0.13	-0.03	0.01	3.19	2.40	-0.49	0.08	-0.02	0.01	-0.92
36	3.75	3.83	2.62	-0.47	0.07	-0.02	2.66	3.45	1.93	-0.26	0.05	-0.01	-0.58
37	3.20	2.39	-0.49	0.08	-0.02	0.01	4.53	3.97	-0.97	0.15	-0.03	0.01	2.77
38	2.66	3.48	1.95	-0.26	0.05	-0.01	4.45	5.25	3.11	-0.51	0.08	-0.02	2.37
39	-0.97	-0.61	-0.03	0.01	-0.01	0.00	2.89	2.20	-0.49	0.09	-0.02	0.01	4.34
40	-0.64	-1.06	-0.61	0.00	0.01	0.00	2.45	3.12	1.77	-0.26	0.05	-0.01	4.72
41	0.24	0.13	0.05	-0.01	0.00	0.00	-1.12	-0.69	0.02	0.01	-0.01	0.00	3.30
42	0.12	0.24	0.11	0.03	0.00	0.00	-0.73	-1.21	-0.68	0.00	0.01	0.00	3.02
43	7.20	3.21	-0.68	0.09	-0.02	0.00	3.31	1.53	-0.38	0.07	-0.01	0.00	-0.61
44	3.56	7.32	2.64	-0.31	0.05	-0.01	1.75	3.36	1.08	-0.19	0.03	-0.01	-0.33
45	3.65	1.73	-0.39	0.07	-0.01	0.00	7.15	3.21	-0.67	0.10	-0.02	0.01	2.53
46	1.96	3.74	1.25	-0.20	0.03	-0.01	3.59	7.28	2.62	-0.34	0.05	-0.01	1.17

Продолжение приложения А

*10 ⁻³	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33
8	1.04	0.21	-0.07	0.00	-0.04	-0.26	-0.19	-0.04	0.11	0.09	0.04	-0.02	-0.04
9	1.60	1.05	0.22	-0.07	0.01	-0.20	-0.29	-0.21	0.09	0.11	0.05	-0.04	-0.04
10	1.05	1.83	1.41	0.29	-0.10	-0.05	-0.19	-0.29	0.00	0.09	0.08	-0.02	-0.04
11	0.21	1.30	2.16	1.51	0.32	0.00	-0.06	-0.20	0.01	0.01	0.04	-0.03	-0.02
12	-0.05	0.27	1.49	2.28	1.46	0.00	0.00	-0.06	-0.01	0.01	0.03	-0.03	-0.02
13	0.02	-0.07	0.34	1.48	2.21	-0.02	0.00	0.01	-0.02	0.00	0.04	-0.05	-0.02
14	-8.02	1.12	-0.20	0.04	-0.03	1.27	0.91	0.21	-0.25	-0.17	-0.04	0.07	0.04
15	-7.05	-7.29	1.00	-0.16	0.04	0.91	1.35	0.93	-0.17	-0.26	-0.17	0.04	0.06
16	-7.24	-7.55	-9.24	1.02	-0.21	0.20	0.92	1.44	-0.04	-0.16	-0.22	0.02	0.04
17	0.98	-8.65	-9.09	-9.86	1.26	-0.06	0.19	0.99	0.00	-0.05	-0.18	0.00	0.02
18	-0.17	1.05	-9.75	-9.38	-11.07	0.02	-0.05	0.20	0.01	0.00	-0.03	0.01	0.00
19	0.04	-0.22	1.24	-11.05	-6.06	-0.02	0.01	-0.04	-0.01	0.00	0.02	-0.02	0.00
20	-8.84	1.68	-0.27	0.05	-0.03	-4.84	-8.07	1.25	1.31	0.90	0.22	-0.26	-0.19
21	171.03	-7.60	1.30	-0.24	0.06	-8.07	-7.02	-7.90	0.90	1.39	0.87	-0.19	-0.28
22	-7.60	174.62	-6.53	1.57	-0.36	1.15	-7.40	-6.55	0.21	0.89	1.55	-0.06	-0.19
23	1.30	-6.53	191.90	-4.05	1.81	-0.18	0.89	-7.36	-0.05	0.17	0.83	0.01	-0.04
24	-0.24	1.57	-4.05	195.40	-5.99	0.04	-0.15	0.83	0.02	-0.02	-0.06	0.04	0.02
25	0.06	-0.36	1.81	-5.99	215.60	-0.02	0.03	-0.17	-0.01	0.00	0.01	0.01	0.01
26	-8.07	1.15	-0.18	0.04	-0.02	188.05	-8.81	1.88	-5.05	-8.21	1.28	1.60	1.12
27	-7.02	-7.40	0.89	-0.15	0.03	-8.81	171.36	-8.72	-8.22	-7.09	-8.41	1.11	1.73
28	-7.90	-6.55	-7.36	0.83	-0.17	1.88	-8.72	189.34	1.32	-8.38	-4.09	0.28	1.09
29	0.90	0.21	-0.05	0.02	-0.01	-5.05	-8.22	1.32	191.85	-8.99	2.18	-5.65	-10.88
30	1.39	0.89	0.17	-0.02	0.00	-8.21	-7.09	-8.38	-8.99	174.01	-9.19	-10.94	-8.88
31	0.87	1.55	0.83	-0.06	0.01	1.28	-8.41	-4.09	2.18	-9.19	193.93	1.45	-10.94
32	-0.19	-0.06	0.01	0.04	0.01	1.60	1.11	0.28	-5.65	-10.94	1.45	215.50	-6.11
33	-0.28	-0.19	-0.04	0.02	0.01	1.12	1.73	1.09	-10.88	-8.88	-10.94	-6.11	195.63
34	-0.18	-0.34	-0.17	0.01	0.02	0.27	1.12	1.69	1.43	-10.92	-5.86	2.20	-6.09
35	-0.55	0.00	0.02	0.00	0.01	0.21	0.13	0.05	-0.01	0.02	0.03	0.00	0.00
36	-0.99	-0.56	-0.01	0.01	0.00	0.13	0.21	0.10	0.02	-0.02	-0.02	0.00	0.01
37	2.12	-0.51	0.09	-0.02	0.01	-0.89	-0.54	0.01	0.18	0.12	0.05	-0.04	-0.03
38	3.00	1.71	-0.27	0.05	-0.01	-0.57	-0.96	-0.55	0.12	0.19	0.09	-0.03	-0.04
39	4.19	-1.08	0.15	-0.03	0.01	2.73	2.35	-0.63	-0.95	-0.55	0.01	0.17	0.11
40	5.12	3.18	-0.50	0.08	-0.02	2.62	2.97	1.89	-0.60	-1.02	-0.59	0.12	0.19
41	2.72	-0.63	0.10	-0.02	0.01	3.23	4.00	-1.25	2.52	2.21	-0.73	-0.60	-0.32
42	3.55	2.10	-0.25	0.04	-0.01	4.53	4.05	3.17	2.48	2.73	2.12	-0.33	-0.62
43	-0.33	-0.03	0.02	0.00	0.00	0.01	0.02	0.00	-0.01	-0.02	-0.02	0.00	0.01
44	-0.66	-0.30	0.01	0.01	0.00	0.02	0.03	0.04	-0.02	-0.01	0.00	0.01	0.00
45	1.01	-0.34	0.06	-0.01	0.00	-0.15	-0.09	-0.03	-0.01	0.00	-0.01	0.00	0.00
46	2.56	0.84	-0.18	0.03	-0.01	-0.09	-0.16	-0.08	0.00	0.00	0.01	0.00	0.00

Окончание приложения А

*10 ⁻³	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46
8	-0.05	3.15	3.75	3.20	2.66	-0.97	-0.64	0.24	0.12	7.20	3.56	3.65	1.96
9	-0.04	3.35	3.83	2.39	3.48	-0.61	-1.06	0.13	0.24	3.21	7.32	1.73	3.74
10	-0.04	-0.85	2.62	-0.49	1.95	-0.03	-0.61	0.05	0.11	-0.68	2.64	-0.39	1.25
11	-0.02	0.13	-0.47	0.08	-0.26	0.01	0.00	-0.01	0.03	0.09	-0.31	0.07	-0.20
12	-0.01	-0.03	0.07	-0.02	0.05	-0.01	0.01	0.00	0.00	-0.02	0.05	-0.01	0.03
13	0.01	0.01	-0.02	0.01	-0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.01	0.00	-0.01
14	0.01	3.19	2.66	4.53	4.45	2.89	2.45	-1.12	-0.73	3.31	1.75	7.15	3.59
15	0.04	2.40	3.45	3.97	5.25	2.20	3.12	-0.69	-1.21	1.53	3.36	3.21	7.28
16	0.06	-0.49	1.93	-0.97	3.11	-0.49	1.77	0.02	-0.68	-0.38	1.08	-0.67	2.62
17	0.04	0.08	-0.26	0.15	-0.51	0.09	-0.26	0.01	0.00	0.07	-0.19	0.10	-0.34
18	0.00	-0.02	0.05	-0.03	0.08	-0.02	0.05	-0.01	0.01	-0.01	0.03	-0.02	0.05
19	0.01	0.01	-0.01	0.01	-0.02	0.01	-0.01	0.00	0.00	0.00	-0.01	0.01	-0.01
20	-0.08	-0.92	-0.58	2.77	2.37	4.34	4.72	3.30	3.02	-0.61	-0.33	2.53	1.17
21	-0.18	-0.55	-0.99	2.12	3.00	4.19	5.12	2.72	3.55	-0.33	-0.66	1.01	2.56
22	-0.34	0.00	-0.56	-0.51	1.71	-1.08	3.18	-0.63	2.10	-0.03	-0.30	-0.34	0.84
23	-0.17	0.02	-0.01	0.09	-0.27	0.15	-0.50	0.10	-0.25	0.02	0.01	0.06	-0.18
24	0.01	0.00	0.01	-0.02	0.05	-0.03	0.08	-0.02	0.04	0.00	0.01	-0.01	0.03
25	0.02	0.01	0.00	0.01	-0.01	0.01	-0.02	0.01	-0.01	0.00	0.00	0.00	-0.01
26	0.27	0.21	0.13	-0.89	-0.57	2.73	2.62	3.23	4.53	0.01	0.02	-0.15	-0.09
27	1.12	0.13	0.21	-0.54	-0.96	2.35	2.97	4.00	4.05	0.02	0.03	-0.09	-0.16
28	1.69	0.05	0.10	0.01	-0.55	-0.63	1.89	-1.25	3.17	0.00	0.04	-0.03	-0.08
29	1.43	-0.01	0.02	0.18	0.12	-0.95	-0.60	2.52	2.48	-0.01	-0.02	-0.01	0.00
30	-10.92	0.02	-0.02	0.12	0.19	-0.55	-1.02	2.21	2.73	-0.02	-0.01	0.00	0.00
31	-5.86	0.03	-0.02	0.05	0.09	0.01	-0.59	-0.73	2.12	-0.02	0.00	-0.01	0.01
32	2.20	0.00	0.00	-0.04	-0.03	0.17	0.12	-0.60	-0.33	0.00	0.01	0.00	0.00
33	-6.09	0.00	0.01	-0.03	-0.04	0.11	0.19	-0.32	-0.62	0.01	0.00	0.00	0.00
34	215.57	0.00	0.01	-0.01	-0.02	0.03	0.11	-0.02	-0.31	0.01	0.00	0.00	0.00
35	0.00	209.03	-5.06	-3.71	-8.28	1.12	0.76	-0.24	-0.22	6.96	6.95	6.69	5.21
36	0.01	-5.06	208.91	-8.29	-3.72	0.76	1.14	-0.22	-0.25	6.96	6.94	5.22	6.67
37	-0.01	-3.71	-8.29	192.41	-7.11	-2.68	-7.52	0.95	0.62	6.03	4.75	7.81	7.34
38	-0.02	-8.28	-3.72	-7.11	192.30	-7.52	-2.69	0.61	0.98	4.76	6.02	7.36	7.79
39	0.03	1.12	0.76	-2.68	-7.52	196.44	-7.54	-2.74	-10.37	-1.49	-0.83	4.45	3.70
40	0.11	0.76	1.14	-7.52	-2.69	-7.54	196.31	-10.37	-2.75	-0.83	-1.47	3.71	4.45
41	-0.02	-0.24	-0.22	0.95	0.61	-2.74	-10.37	219.44	-5.07	0.19	0.13	-0.78	-0.40
42	-0.31	-0.22	-0.25	0.62	0.98	-10.37	-2.75	-5.07	219.28	0.13	0.18	-0.40	-0.77
43	0.01	6.96	6.96	6.03	4.76	-1.49	-0.83	0.19	0.13	222.76	-2.39	-2.22	-10.06
44	0.00	6.95	6.94	4.75	6.02	-0.83	-1.47	0.13	0.18	-2.39	222.75	-10.07	-2.22
45	0.00	6.69	5.22	7.81	7.36	4.45	3.71	-0.78	-0.40	-2.22	-10.07	222.50	-2.45
46	0.00	5.21	6.67	7.34	7.79	3.70	4.45	-0.40	-0.77	-10.06	-2.22	-2.45	222.49

ПРИЛОЖЕНИЕ Б

Фрагмент текста программы расчета пространственного каркаса на сейсмическое воздействие в системе MATLAB

```
function Main( )
% -----
% ПРОГРАММА "FrameSeism": <Frame> - рама,
%                               <Seism> - сейсмическое воздействие.
% Главная процедура программы анализ колебаний
% пространственного 3-этажного каркаса
% на действие сейсмических сил.
% -----

% СОГЛАШЕНИЕ ОБ ИСПОЛЬЗУЕМЫХ РАЗМЕРНОСТЯХ ВЕЛИЧИН:
% - силы измеряются в [ кН ];
% - геометрические параметры измеряются в [ см ];
% - время измеряется в [ сек ].

% Copyright 2018
% $ Date:    06.2018 $

%% ИСХОДНАЯ НАСТРОЙКА СРЕДЫ
commandwindow

clear
clear global
clc

% Параметры печати в командном окне
echo off
format compact
format shortg

% Отключение предупреждений
warning( 'off', 'MATLAB:dispatcher:InexactMatch' )
warning( 'off', 'MATLAB:nearlySingularMatrix' )

PauseDelay = 1;           % Длина паузы, сек

TaskCalculationDuration = 0; % Продолжительность расчета задачи
tic                       % Запуск секундомера

%% ОБЪЯВЛЕНИЕ ГЛОБАЛЬНЫХ ПЕРЕМЕННЫХ
global DataFileName fProgramControl fCurrentConstrState

global nRods

global stdStifnessMatrix stdDampingMatrix stdMassMatrix
global stdMSERoot        stdNatOscillParams
global lddLoadParams
```

									Лист
									71
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата	АСИ-278.08.04.01.2018 ПЗ				

```

%% ФЛАГИУПРАВЛЕНИЯРАБОТОЙПРОГРАММЫ
InitProgramControlState( ) %
Инициализацияпараметровработыпрограммы

if ( fProgramControl.DeletePlots == true )
DeletePlots( ) % Принудительное закрытие графических окон
end

%% ЭКРАН ПРИВЕТСТВИЯ

disp( char( {
'
'; ...
' АНАЛИЗ КОЛЕБАНИЙ
'; ...
' ПРОСТРАНСТВЕННОГО 3-ЭТАЖНОГО КАРКАСА
'; ...
' НА ДЕЙСТВИЕ СЕЙСМИЧЕСКИХ СИЛ
'; ...
' } ) )

disp( char( {
'Для принудительного завершения работы программы нажмите 'Ctrl+C!'';
...
'ВНИМАНИЕ! При этом все не сохраненные данные будут потеряны!';
...
' ';
...
' '
} ) )

DispProgramControlState( )

%% ФАЙЛДАНЫХ
CurrTime = clock;
DefaultAns = { [ 'CalcData ['...
num2str( CurrTime( 4 ) ) '-' num2str( CurrTime( 5 ) ) ' '...
num2str( CurrTime( 1 ) ) '-' num2str( CurrTime( 2 ) ) '-'...
num2str( CurrTime( 3 ) ) ']' ] };
DataFileName = DefaultAns{ 1 }; % Имяфайладлясохранения

disp( [ ' >>> Данные будут сохранены в файл ' ' ' DataFileName ' ' ' ]
)
save( DataFileName, '-v7.3' )

pause( PauseDelay )

%% ПАРАМЕТРЫ РАСЧЁТНОЙ ДИНАМИЧЕСКОЙ МОДЕЛИ КОНСТРУКЦИИ
disp( char( {
' '; ...

```



```

' '; ...
' I. ПАРАМЕТРЫ РАСЧЁТНОЙ МОДЕЛИ КОНСТРУКЦИИ'; ...
' ' } ) )

disp( char( {
' >>> ДИНАМИЧЕСКИЕ ПАРАМЕТРЫ'; ...
' ' } ) )

InitConstrParams( )

% Внешние и внутренние динамические параметры модели
DataToDisp( stdStifnessMatrix.BaseVal, 'Матрица жёсткости - К' )
DataToDisp( stdDampingMatrix.BaseVal, 'Матрица демпфирования - С' )
)
DataToDisp( stdMassMatrix.BaseVal, 'Матрица масс - М' )
DataToDisp( stdMSERoot.BaseVal, 'КореньМКУ - S' )

disp( char( {
' '; ...
' >>> ПАРАМЕТРЫ СОБСТВЕННЫХ КОЛЕБАНИЙ'; ...
' ' } ) )

disp( 'Спектр собственных частот - W, Гц' )
disp( 'Периоды собственных колебаний - T, сек' )
disp( 'Коэффициенты демпфирования - G, Гц' )
DataToDisp( [ ...
stdNatOscillParams.FreqBaseVal ...
stdNatOscillParams.PeriodBaseVal ...
stdNatOscillParams.DampRateBaseVal ], ' W T
G ' )

disp( char( {
' '; ...
' >>> ПАРАМЕТРЫ ВНЕШНЕЙ НАГРУЗКИ'; ...
' ' } ) )

disp( 'Вектор значений акселерограммы, см/сек2' )
DataToDisp( [ lddLoadParams.AccelRArr lddLoadParams.AccelTArr
lddLoadParams.AccelZArr ], ...
' Ar At Az' )

disp( [ 'Продолжительность действия внешней нагрузки - Та, сек:
' ...
num2str( lddLoadParams.TimeArr( end ) ) ] )

pause( PauseDelay )

% ВРЕМЕННОЙ АНАЛИЗ КОЛЕБАНИЙ КОНСТРУКЦИИ
disp( char( {
' '; ...

```

						Лист
						73
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата	АСИ-278.08.04.01.2018 ПЗ	

Продолжение приложения Б

```

'II. ВРЕМЕННОЙ АНАЛИЗ РЕАКЦИИ КОНСТРУКЦИИ' } ) )

    DoTimeAnalysis( )      % Цикл временного анализа

    %% ЗАВЕРШЕНИЕ РАСЧЕТНОЙ СЕССИИ

% Продолжительность выполнения задачи
    ElapsedTime = toc;
TaskCalculationDuration = TaskCalculationDuration + ElapsedTime;

for i = 1:5
beep      % Звуковой сигнал, оповещающий об окончании расчета
end

    disp( char( {
' ';
' >>> Расчет задачи окончен . . .';
    [ '          ( общая продолжительность расчета задачи: '...
GetCalcTime( TaskCalculationDuration ) ' )' ] );
' '...
} ) )

    save( DataFileName, '-append' )      % Сохранение данных в файл
    SaveGlobalParams( )

    %% ОТРИСОВКА ГРАФИКОВ И АНИМАЦИИ КОЛЕБАНИЙ
SetPlotSettings( )

if ( fProgramControl.PlotResults == true )
    disp( char( {
' '; ...
'III. ОТРИСОВКА ГРАФИЧЕСКОЙ ИНФОРМАЦИИ'; ...
} ) )

if ( fProgramControl.PlotRPData == true )
    disp( char( {
' '; ...
' >>> ОСЦИЛЛОГРАММЫ ПАРАМЕТРОВ РЕАКЦИИ'; ...
' '; ...
    } ) )

        PlotResultsGraphs( )

end

end

    beep
commandwindow
    disp( ' >>> Работа программы завершена...' )
end% Main

```

					Лист
					74
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата	АСИ-278.08.04.01.2018 ПЗ

```

% #####
function InitProgramControlState( )
% -----
% Процедура установки флагов управления программой.
%
% Флаги управления:
% .FreezeTime          - заморозка времени;
% .TerminateCalc       - принудительное завершение работы программы;
%
% .PlotResults         - построение графиков результатов;
% .DeletePlots         - удаление графиков с предыдущей сессии;
%
% .PlotModeShapes     - отрисовка форм собственных колебаний;
% .PlotRPData         - отрисовка осциллограмм параметров реакции;
% .PlotOscillAnimation - отрисовка анимации колебаний (деф. схема,
акселеропр., перемещ.).
% -----

% Copyright 2017 ЮрГУ, каф. строительной механики
% $ Date: 03.2017 $

global fProgramControl

    fProgramControl.FreezeTime = false; % Неменять... Вообще...
    fProgramControl.TerminateCalc = false; % Неменять... Вообще...

if ( fProgramControl.FreezeTime ~= false )
    fProgramControl.FreezeTime = false;
end

if ( fProgramControl.TerminateCalc ~= false )
    fProgramControl.TerminateCalc = false;
end

    fProgramControl.PlotResults = true;
    fProgramControl.DeletePlots = true;
    fProgramControl.PlotRPData = true;
end% InitProgramControlState

% #####
function DispProgramControlState( )
% -----
% Процедура вывода на экран значения флагов управления программой...
% -----

% Copyright 2013 ЮрГУ, каф. строительной механики
% $ Date: 10.2013 $

global fProgramControl

    disp( 'Опции работы программы: ' )
    disp( fProgramControl )

```

						Лист
					АСИ-278.08.04.01.2018 ПЗ	75
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		

```

disp( ' ' )
end% DispProgramControlState

% #####
function DataToDisp( Data, Text )
% -----
% Сервисная процедура форматированного вывода данных на экран.
% -----

% Copyright 2012 ЮУрГУ, каф. строительной механики
% $ Date: 09.2012 $

disp( Text )
disp( Data )
disp( ' ' )
end% DataToDisp

% #####
function [ TimeString ] = GetCalcTime( ElapsedTime )
% -----
% Сервисная функция, выполняющая конвертацию числа ( ElapsedTime )
в строку формата
% '##дн ##час ##мин ##сек'.
% -----

% Copyright 2007 Уфимцев Евгений, ЮУрГУ, каф. строительной
механики
% $ Date: 06.2007 $

% Дни
DayTime = ElapsedTime / ( 24*( 60^2 ) );
HourTime = rem( DayTime, 1 );
DayTime = DayTime - HourTime;

% Часы
HourTime = HourTime * 24;
MinuteTime = rem( HourTime, 1 );
HourTime = HourTime - MinuteTime;

% Минуты
MinuteTime = MinuteTime * 60;
SecondTime = rem( MinuteTime, 1 );
MinuteTime = MinuteTime - SecondTime;

% Секунды
SecondTime = SecondTime * 60;
MiliSecondTime = rem( SecondTime, 1 );
SecondTime = SecondTime - MiliSecondTime;

% Миллисекунды
MiliSecondTime = int32( MiliSecondTime * 1000 );

% Проверкаисключений

```

						Лист
					АСИ-278.08.04.01.2018 ПЗ	76
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		

```

if ( MilliSecondTime == 1000 )
    MilliSecondTime = 0;
    SecondTime      = SecondTime + 1;
end

if ( SecondTime == 60 )
    SecondTime = 0;
    MinuteTime = MinuteTime + 1;
end

if ( MinuteTime == 60 )
    MinuteTime = 0;
    HourTime   = HourTime + 1;
end

if ( HourTime == 60 )
    HourTime = 0;
    DayTime  = DayTime + 1;
end

% Формирование строки с информацией о продолжительности расчета
(strT):
% - дни
if ( DayTime > 0 )
    DayTime = [ num2str( DayTime ) 'дн' ];
elseif ( DayTime == 0 )
    DayTime = [ ];
end

% - часы
if ( HourTime > 0 )

if ( isempty( DayTime ) )
    strPrefix = '';
else
    strPrefix = ' ';
end

    HourTime = [ strPrefix num2str( HourTime ) 'час' ];
elseif ( HourTime == 0 )
    HourTime = [ ];
end

% - МИНУТЫ
if ( MinuteTime > 0 )

if ( isempty( HourTime ) )
    strPrefix = '';
else
    strPrefix = ' ';
end

    MinuteTime = [ strPrefix num2str( MinuteTime ) 'МИН' ];
elseif ( MinuteTime == 0 )
    MinuteTime = [ ];

```

										Лист
										77
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата	АСИ-278.08.04.01.2018 ПЗ					

```

end

% - секунды
if ( SecondTime > 0 )

if ( isempty( MinuteTime ) )
    strPrefix = '';
else
    strPrefix = ' ';
end

    SecondTime = [ strPrefix num2str( SecondTime ) 'сек' ];
elseif ( SecondTime == 0 )
    SecondTime = [ ];
end

% - МИЛИСЕКУНДЫ
if ( MiliSecondTime > 0 )

if ( isempty( SecondTime ) )
    strPrefix = '';
else
    strPrefix = ' ';
end

    MiliSecondTime = [ strPrefix num2str( MiliSecondTime ) 'мс' ];
elseif ( MiliSecondTime == 0 )
    MiliSecondTime = [ ];
end

% Форматстрокидляпечати
    TimeString = [ DayTime HourTime MinuteTime SecondTime
MiliSecondTime ];
end% TimeString

% #####
function SaveGlobalParams( )
% -----
% Процедура сохранения глобальных переменных после завершения работы
% программы
% и очистки сохранённой рабочей сессии от мусора.
% -----

% Copyright 2017 ЮУрГУ, каф. строительной механики
% $ Date: 03.2017 $

% ОБЪЯВЛЕНИЕ ГЛОБАЛЬНЫХ ПЕРЕМЕННЫХ
global DataFileName AccelFileName %#ok<*NUSED>

% Флаги состояния
global fProgramControl fCurrentConstrState

% Параметры РДМ:

```

						Лист
					АСИ-278.08.04.01.2018 ПЗ	78
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		

```

% - ТОПОЛОГИЯ
global nDoFs tpdDoFs

% - материал
global mtdMaterialParams

% - СВОЙСТВАСИСТЕМЫ
global stdStifnessMatrix stdMassMatrix stdDampingMatrix
global stdMSERoot          stdNatOscillParams

% - нагрузки
global lddLoadingType lddLoadParams
global lddGravity

% Массивы данных о состоянии РДМ на протяжении ВА
global arrTimeInterval

global arrAr arrAt arrAz

global arrRP_Yr arrRP_Yt arrRP_Yz
global arrRP_Vr arrRP_Vt arrRP_Vz
global arrRP_Ar arrRP_At arrRP_Az

global arrRP_Rr arrRP_Rt arrRP_Rz
global arrRP_Fr arrRP_Ft arrRP_Fz
global arrRP_Ir arrRP_It arrRP_Iz

global arrDr arrDt arrDz

%% СОХРАНЕНИЕ ДАННЫХ
save( DataFileName, '-append' )          % Предварительное сохранение

% Загрузка и очистка рабочего пространства от 'мусора'...
load( DataFileName )
clear
A0rA0tA0zAZrAZtAZzBZrBZtBZzDefaultAnseElapcedTimeFtFtEiiCount...
iFiincY0rincY0tincY0zincV0rincV0tincV0ziXYZJ1KLm1m2m3m4nRods...
nZeroMatnZeroVectPauseDelayScTT_StartT_EndT_StepU1MZeroMatrixZrZtZz

save( DataFileName )          % Пересохранениебез 'мусора'
end% SaveGlobalParams

% #####
function SetPlotSettings( )
% -----
% Процедура установки глобальных параметров отрисовки графиков.
% -----

% Copyright 2017 ЮУрГУ, каф. строительной механики
% $ Date: 03.2017 $

%% ОБЪЯВЛЕНИЕГЛОБАЛЬНЫХПЕРЕМЕННЫХ

```

										Лист
										79
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата	АСИ-278.08.04.01.2018 ПЗ					

Окончание приложения Б

```
global DataFileName

global pltPrintTitles pltFontName pltFontSize
global pltLineWidth pltBeamWidth pltGridLineStyle
global pltPlotLegend pltLegendPosition

%% ПАРАМЕТРЫ ОТРИСОВКИ ГРАФИКОВ
pltPrintTitles = true; % Указатель на вставку
подписей в окне
pltFontName = 'Times New Roman'; % Начертание шрифта
pltFontSize = 14; % Высота шрифта

pltLineWidth = 0.5; % Толщина линий
pltBeamWidth = 4.0; % Толщина линий для
отрисовки балки
pltGridLineStyle = '--'; % Тип линий сетки

pltPlotLegend = false; % Указатель на отрисовку
легенды графика
pltLegendPosition = 'NorthWest'; % Положение легенды

save( DataFileName, '-append' )
end% SetPlotSettings
```

						Лист
					АСИ-278.08.04.01.2018 ПЗ	80
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		

ПРИЛОЖЕНИЕ В

Тезисы, опубликованные к VII Международному симпозиуму «Актуальные проблемы компьютерного моделирования конструкций и сооружений»

VII International Symposium APCSCS

July, 1-8, 2018, Novosibirsk, Russia

ВРЕМЕННОЙ АНАЛИЗ РЕАКЦИИ ПРОСТРАНСТВЕННОГО КАРКАСА НА ДЕЙСТВИЕ СЕЙСМИЧЕСКИХ СИЛ

Артемяева Л.М.¹, Потапов А.Н.¹, Уфимцев Е.М.¹, Разживина А.В.¹, Биленко Е.В.¹

¹ ФГАОУ ВО «Южно-Уральский государственный университет» (НИУ)
Россия, 454080, Челябинск, проспект Ленина, ЮУрГУ, 76

Расчеты конструкций зданий и сооружений на сейсмические колебания имеют актуальное значение. Для определения сейсмической реакции многоэтажного каркасного здания как системы с n степенями свободы используется аналитический подход – метод временного анализа, разработанный для дискретных диссипативных систем [1].

Динамическая задача представляет взаимосвязанную систему уравнений, включающую матричное дифференциальное уравнение движения – ОДУ (1) и начальные условия в векторной форме (2):

$$M\ddot{Y}(t) + C\dot{Y}(t) + KY(t) = P(t) = -MJ\ddot{\Delta}(t), \quad (1)$$

$$Y(t_i) = Y_0, \quad \dot{Y}(t_i) = \dot{Y}_0, \quad (2)$$

где: M, C, K – соответственно матрицы масс, демпфирования и жёсткости; $Y(t), \dot{Y}(t), \ddot{Y}(t)$ – векторы перемещений, скоростей и ускорений; $P(t)$ – вектор сейсмических воздействий, задаваемый акселерограммой землетрясений; J – вектор коэффициентов влияния; $\ddot{\Delta}(t)$ – ускорение основания.

Анализ сейсмической реакции каркаса здания выполняется с помощью интеграла Дюамеля. Уравнения реакции записываются в следующем виде:

$$Y(t) = 2\text{Re} \{X(t-t_i)\}, \quad \dot{Y}(t) = 2\text{Re} \{SX(t-t_i)\}, \quad (3)$$

$$X(t-t_i) = \Phi(t-t_i)U^{-1}M[-\bar{S}Y_0 + \dot{Y}_0] + \\ + [\Phi(t-t_i) - E](US)^{-1}P_0(t_i). \quad (4)$$

Здесь S, \bar{S} – матричные корни, образующие комплексно-сопряжённую пару матричного характеристического уравнения, соответствующего однородному ОДУ в (1); $U = MS + S^T M + C$; $\Phi(t) = e^{St}$ – фундаментальная матрица; E – единичная матрица; $P_0(t_i)$ – вектор амплитуд сейсмической силы.

Первое слагаемое в (4) определяет реакцию расчетной модели при свободных колебаниях, второе слагаемое – при вынужденных колебаниях.

Реакция при вынужденных колебаниях описывает действие импульсной нагрузки $P_0(t_i)$ на i -м шаге интегрирования Δt , который совпадает с шагом оцифровки акселерограмм движений грунта на данной площадке строительства.

В динамическом анализе сейсмостойкости каркаса использовались оцифрованные акселерограммы ускорений. Процесс вычисления сейсмической реакции на i -м шаге интегрирования выглядит так.

Уравнения реакции каркаса на $i-1$ -м шаге принимаются в качестве начальных условий (2) на i -м шаге. Амплитуда импульса в (4) задается при t_i по акселерограмме землетрясения. При упругом процессе колебаний выражения найденных реакций (3) служат основой для построения начальных условий на следующем $i+1$ -м шаге интегрирования. В случае нелинейного процесса (при конструктивной или физической нелинейности) следует проводить корректировку восстанавливающих и диссипативных сил в (1) путем изменения элементов матриц жёсткости и демпфирования, напр., на основе математической модели колебаний, предложенной в [2].

В качестве примера рассмотрена расчетная динамическая модель 3-этажного каркаса, представляющего собой систему с 46 степенями свободы (рис. 1). Ж/б плиты перекрытий этажей в своей плоскости рассматриваются как абсолютно жесткие диски, в поперечном направлении перекрытия работают как гибкие пластины, что позволяет посредством колонн, деформируемых в продольном направлении, учитывать податливость основания.

									Лист
									81
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата	АСИ-278.08.04.01.2018 ПЗ				

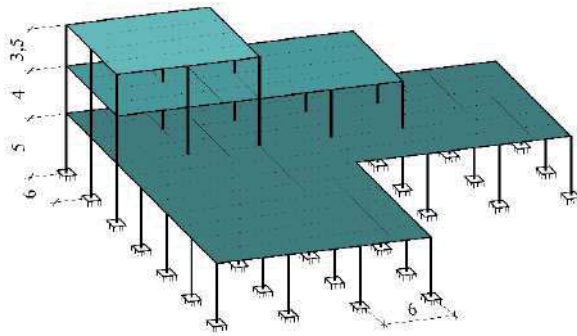


Рис. 1. Каркас 3-этажного здания административного назначения

Рассмотрено трехкомпонентное сейсмическое воздействие для 7-бального землетрясения. Шаг оцифровки акселерограмм ускорений равен 0,0125 с, продолжительность воздействия – 131,25 с.

По результатам временного анализа получены кинематические и силовые параметры реакции каркаса в виде соответствующих осциллограмм.

Метод позволяет проводить глубокий и многосторонний анализ динамической реакции сложных пространственных объектов; позволяет работать с реальными и синтезированными акселерограммами. Он может быть рекомендован проектным организациям при расчете конструкций зданий и сооружений в сейсмостойком строительстве.

Список литературы

1. Потапов, А.Н. Динамический анализ дискретных диссипативных систем при нестационарных воздействиях: монография / А.Н. Потапов. – Челябинск: Изд-во ЮУрГУ, 2003. – 167 с.
2. Потапов, А.Н. Построение математической модели физически нелинейных колебаний многоэтажного каркаса / А.Н. Потапов, Н.А. Зямбаев. – Вестник ЮУрГУ. Серия «Строительство и архитектура». – Челябинск: ЮУрГУ, 2017. – Т. 17, № 3. – С. 12–17. DOI: 10.14529/build170105.

ПРИЛОЖЕНИЕ Г

Статья, опубликованная к VII Международному симпозиуму
«Актуальные проблемы компьютерного моделирования конструкций и
сооружений»

Time analysis of the dynamic response of the spatial frame building under the action of seismic forces Part 1: Theoretical positions and an example of calculation

Potapov A.N.¹, Ufimtsev E.M.¹, Artemyeva L.M.¹, Razzhivina A.V.¹, Bilenko E.V.¹

¹South-Ural State University, Architecture and Construction Institute, Department of Construction Industry and Theory of Structures, Lenin Prospect 76, Chelyabinsk City, 454080, Russian Federation

E-mail: ufimtcevem@susu.ru

Abstract. In the first part of the article, the main provisions of the analytical approach – the time analysis method (TMA), developed for calculating an elastic dynamic response of rod structures as discrete dissipative systems (DDS), and based on the investigation of the characteristic matrix quadratic equation are presented. The assumptions adopted in the construction of the mathematical model of structural oscillations, as well as the specific features of the determination of the seismic forces acting on the construction based on accelerometer data of earthquakes are given. A system of resolving equations is given to determine the nodal (kinematic and force) parameters of the DDS response. The process of constructing a dynamic response is divided into quasilinear time intervals, on each of which the parameters of the calculated dynamic model (CDM) – stiffness, damping and inertial characteristics – are constant. The solution for the time analysis method at each of these intervals is constructed in the closed form of the Duhamel integral. The usage of TAM is illustrated by the example of the calculation of a 3-story frame building with 46 degrees of freedom under the action of a seismic forces given by a three-component accelerogram of a 7-point earthquake.

Keywords: time analysis method, discrete dissipative system, accelerogram, dynamic response, elastic oscillations, frame building, nodal displacements.

1. Introduction

Earthquakes are the underground tremors and vibrations of the Earth's surface caused by natural or (more rarely) artificial causes [14, 16]. Earthquakes for their devastating consequences, the number of victims and destructive effects on human habitat occupy one of the first places among other natural disasters [2, 7, 14, 16]. Annually on the whole Earth there are occur more than one million earthquakes [16]. Most of them are insignificant in strength and not accompanied by catastrophic consequences, however, sometimes (up to several times a year) there occur earthquakes accompanied by destruction and human victims.

The current state of science and technology does not allow to set the task of preventing destructive earthquakes. Moreover, the forecast of earthquakes in the broad sense of the word is a difficult task. Nevertheless, at the present time the problem of development of antiseismic measures is posed, consisting of two main parts [7]:

									Лист
									83
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата					

АСИ-278.08.04.01.2018 ПЗ

1) development of methods for predicting the location of the expected destructive earthquake and assessing its intensity;

2) development of seismic resistant structures, i.e. facilities possessing high technical and economic indicators and capable of perceiving an expected earthquake with minimal damage.

The problem of increasing the seismic resistance of buildings and structures is currently very relevant. In this area, many Russian [1, 4, 5, 7–13, 18] and foreign [14, 19–22] specialists work.

The second direction of development of anti-seismic measures includes, firstly, the development of effective methods and techniques for calculating structures for seismic forces and, secondly, the creation of special devices (vibration dampers, energy absorbers, seismic insulators, etc.) designed to improve reliability and the survivability of buildings in an earthquake.

As the main methods of calculation of buildings and structures under seismic actions are the normative method [17], the method of expansion in terms of eigenmodes of oscillations [3] and also the finite element method [3, 14]. Most calculations of structures are performed by numerical methods, analytical approaches, in turn, are rarely used. Therefore, the task of developing effective analytical methods is quite relevant.

This paper considers application of one of the analytical approaches – the time analysis method (TAM) – to the calculation of structures under the action of seismic forces. This method is based on the study of the characteristic matrix quadratic equation (MQE) [15]. The process of calculating of the dynamic response is divided on several quasilinear time intervals $t \in [t_i, t_{i+1}]$, at which the stiffness, damping and inertia parameters of the design dynamic model (DDM) are constant. The TAM solution at each of these intervals is constructed in the closed form of the Duhamel's integral.

The possibility of using this method in the calculation of systems under complex dynamic effects, as well as taking into account the nonlinear work of the material and the design, is due to its universality and its ability to modify and create such computational schemes in which the initial problem is reduced to a sequence of linear problems. The TAM does not require spectral decomposition of solution and can be realized for any type of damping within the viscous friction model of the material.

The usage of TAM is illustrated by the example of the calculation of a 3-story frame building, with 46 degrees of freedom under the action of a seismic load given by a three-component accelerogram of a 7-point earthquake.

2. The equation of motion of a discrete system

The differential equation of motion (1) of the system with n degrees of freedom under the action of a seismic load simulated by an accelerogram in the process of elastic oscillations on any quasilinear motion interval $t \in [t_i, t_{i+1}]$ together with the initial conditions (2):

$$\left. \begin{aligned} M\ddot{Y}(t) + C\dot{Y}(t) + KY(t) &= -MJ\ddot{\Delta}(t), \\ Y_0 = Y(t_i), \dot{Y}_0 = \dot{Y}(t_i), \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

$$(2)$$

where M, C, K – respectively, mass, damping and stiffness matrices of the DDS; $Y(t)$ – vector of the nodal displacements of the DDS; J – coefficients of influence vector; $\ddot{\Delta}(t)$ – acceleration of the base of the building (accelerogram).

The structure load changes at each step of the analysis t_i when the value $\ddot{\Delta}(t)$ changes. In this case, it is convenient to represent the external action in the form of a rectangular pulse of length equal to the time analysis step $\Delta t = t_{i+1} - t_i$, and the amplitude:

$$P_0 = -m_{kk}J_k\ddot{\Delta}(t_i), \quad (3)$$

where k – the number of the degree of freedom of the system. During the step integration, the initial conditions (2) are adjusted at each time point.

Integration of a homogeneous ODE corresponding to (1) is connected with the calculation of a fundamental matrix $\Phi(t) = e^{St}$, where $S \in M_n(\mathbb{C})$ – matrix, which is the solution (root) of the MQE:

						Лист
						84
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата	АСИ-278.08.04.01.2018 ПЗ	

$$MS^2 + CS + K = 0. \quad (4)$$

The spectrum of the matrix S contains the internal dynamic characteristics of the structure: eigenfrequencies, damping coefficients, and eigenmodes of oscillations [15].

3. Dynamic response of adiscrete construction

In the construction of the resolving equations for the problem (1), (2) a number of assumptions were made:

- 1) an elastic linear problem is solved;
- 2) the entire process of calculating the reaction is divided into quasilinear time intervals, which are set in accordance with the time step of recording the accelerogram;
- 3) for each quasilinear interval $t \in [t_i, t_{i+1}]$ the parameters of the CDM are constant.

The system of equations for the dynamic response of the structure under seismic action, modeled as described earlier, has the form [15]:

$$\left. \begin{aligned} Y(t) = 2\text{Re}\{Z(\tilde{t})\}, \quad \dot{Y}(t) = 2\text{Re}\{SZ(\tilde{t})\}, \quad \ddot{Y}(t) = 2\text{Re}\{S^2Z(\tilde{t})\} + M^{-1}P(t), \\ Z(\tilde{t}) = \Phi(\tilde{t})U^{-1}M[-\bar{S}Y_0 + \dot{Y}_0] + [\Phi(\tilde{t}) - E](US)^{-1}P(t). \end{aligned} \right\} \quad (5)$$

Here: $\tilde{t} = t - t_i$; $\Phi(\tilde{t}) = e^{S\tilde{t}}$; $U = MS + S^T M + C$; $P(t) = -M\ddot{\Delta}(t)$. This system makes it possible to determine from a unified position the response of a quasilinear DDS on the interval $t \in [t_i, t_{i+1}]$ when solving the dynamic problem (1), (2).

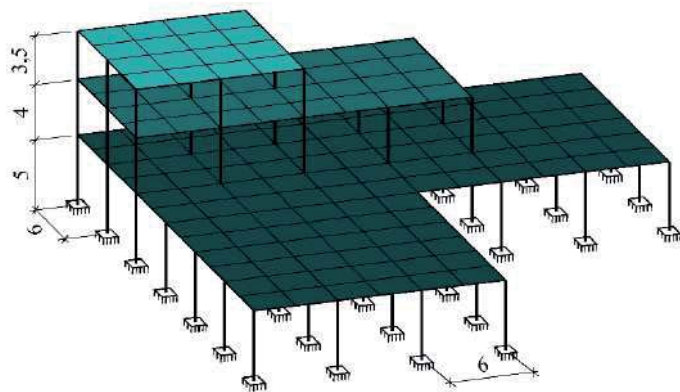
The expressions (5) determine the nodal kinematic parameters of the system: displacement, velocity and acceleration. On their basis, the force characteristics (respectively, the vectors of restoring, dissipative and inertia forces) can be calculated:

$$R(t) = KY(t), \quad F(t) = C\dot{Y}(t), \quad I(t) = -M\ddot{Y}(t). \quad (6)$$

With the help of the vector of nodal displacements $Y(t)$, it is possible to calculate the parameters of the stress-strain state (SSS) of rods of the construction such as the bending moments stresses. This will make it possible to analyze the strength of the structure and its design.

4. Example of calculation

As an example, we consider the CDM of a 3-story framework, which is a system with 46 degrees of freedom (fig. 1). Seven degrees of freedom are associated with the movement of floor overlaps in the horizontal direction and other 39 degrees of freedom are associated with the movement of masses in the vertical direction. The columns have a cross-section of four equal angles $150 \times 150 \times 10$ mm welded into a box profile, girders have a cross-section in the form of I-section 40III1, floor overlaps are reinforced concrete slabs thickness 220 mm.



The reinforced concrete floor slabs in their planes are treated as absolutely hard disks. In the transverse direction it works as flexible plates. This method allows, by means of columns deformed in the longitudinal direction, to take into account the yielding of the base.

As an external load, an earthquake with a capacity of 7 points is considered, given by means of a three-component accelerogram (fig. 2). The step of digitizing the acceleration graphs is 0,0125 s, the duration of the seismic action is 131,25 s.

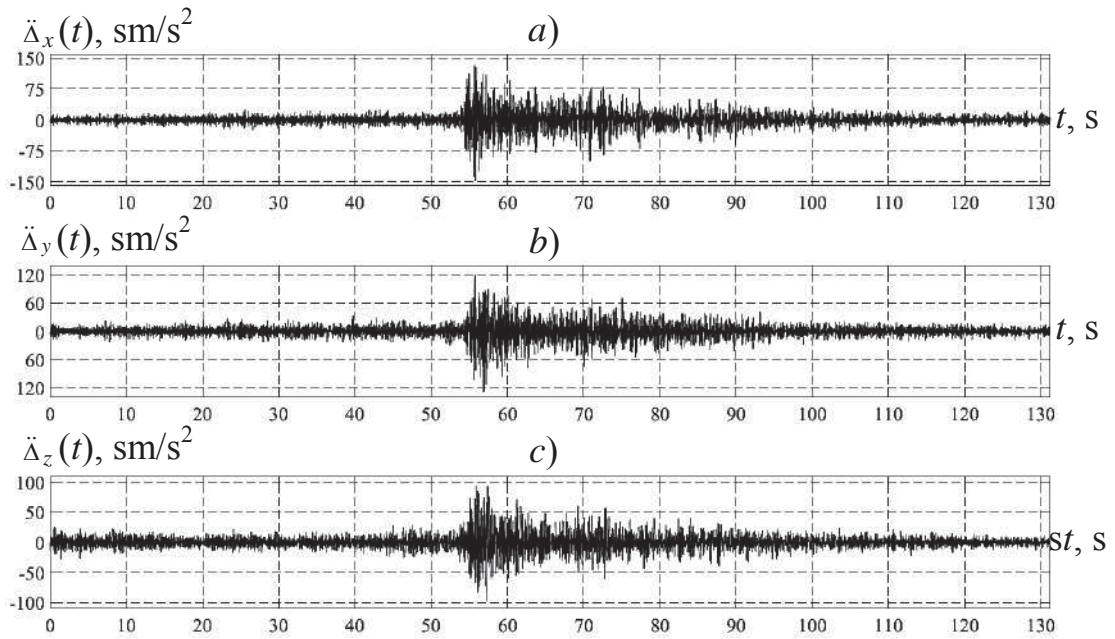


Fig. 2. 3-component accelerogram of 7-point earthquake

Based on the results of the time analysis, kinematic (5) and force (6) parameters of the carcass reaction are obtained. Figure 3 shows the oscillograms of the horizontal (along the axes OX and OY) displacements of the centers of gravity of the floor overlaps. Figure 4 shows the oscillograms of velocities and accelerations of the centers of gravity of the floor overlaps.

The largest displacements, velocities, and accelerations of the centers of gravity of the floor overlaps occur along the OX axis. The maximum horizontal displacement of the centers of gravity of the floor overlaps is 4.657 cm (fig. 3, a), the maximum vertical displacements do not exceed 0.018 cm.

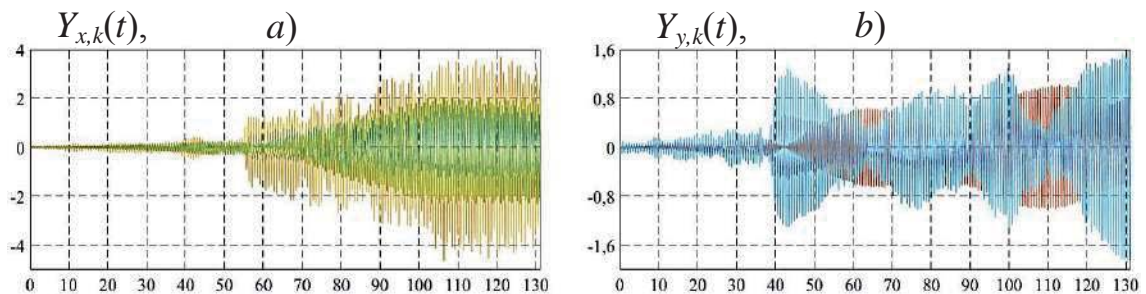


Fig. 3. Oscillograms of a nodal displacements of the centers of gravity of floor overlaps:

a) along the OX axis; b) along the OY axis

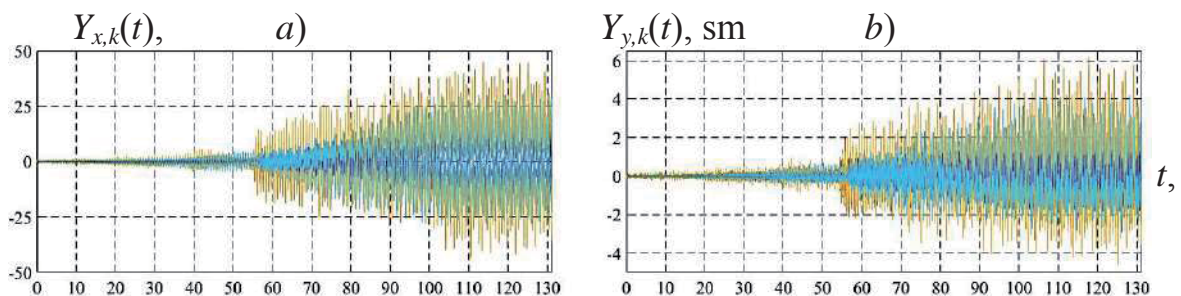


Fig. 4. Oscillograms of node velocities (a) and accelerations (b)

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

To verify the correctness of the solution, the found values of the vector-functions of the force parameters (6) were substituted in the left-hand side of the equation of motion of the DDS (1). Comparison of the vectors of the forces of the left and right sides of the equation (1) shows that the vector discrepancy $\Delta f(t)$ tends to zero:

$$\Delta f(t) = R(t) + F(t) + I(t) - P(t) \rightarrow 0.$$

Figure 5 shows the results of this verification, which shows that the absolute value of the discrepancy $\Delta f_k(t)$ does not exceed $3,5 \times 10^{-11}$ kN.

This fact testifies to the high accuracy of the solution of the problem using TMA.

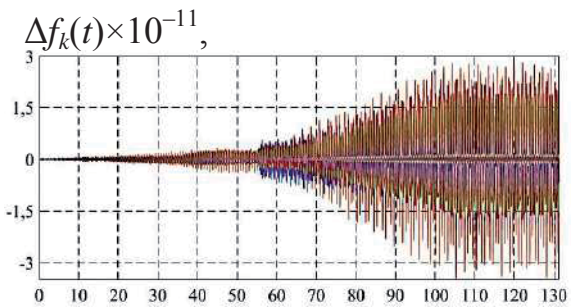


Fig. 5. Oscillograms of the discrepancies of equation of DDS motion (1)

5. Conclusions

1. The main provisions of the timeanalysis method for constructing in a closed form the dynamic reaction of DDS (nodal kinematic and force parameters) in the process of elastic oscillations caused by the action of seismic forces are given.
2. Time analysis of the reaction of a discrete model of a 3-story frame building in the process of a 7-point earthquake given by the corresponding three-component accelerogram was performed.
3. Oscillograms of the kinematic parameters of the dynamic reaction of the DDS are obtained for a given action, on the basis of which it is possible in the future to calculate the parameters of the SSS of an elements of the framework (columns, crossbars, etc.) to evaluate the strength of the structure.

Thus, the TAM allows a deep and versatile analysis of the dynamic response of complex spatial objects, allows you to work with real and synthesized accelerograms. It can be recommended to project organizations when calculating the structures of buildings in earthquake-resistant construction.

References

- [1] Eisenberg YaM 1976 *Constructions with switched off connections for seismic regions* (Moscow: Stroiizdat) p 232
- [2] Amosov AA and Sinitsyn S B 2010 *Fundamentals of the theory of seismic stability of structures* (Moscow: BUA Publ.) p 136
- [3] Bathe K-J and Wilson E L 1976 *Numerical methods in finite method analysis* (NJ: Prentice-Hall Inc.) p 544
- [4] Bezdelev VV 2008 Numerical simulation of the dynamic stress-strain state of buildings under seismic actions in order to optimize parameters of damping devices *International journal for computational civil and structural Engineering* no. 2 vol. 4 p 24–25
- [5] Bolotin VV and Radin V P 1999 Modeling of dynamic processes in structural elements in earthquakes *The news of high schools. Series "Construction"* vol. 5 pp 17–21
- [6] Clough R W and Penzien J 1995 *Dynamics of structures* (Computers & Structures, Inc.) p 752
- [7] Djinchvelashvili G A 2015 *Nonlinear dynamic methods for the calculation of buildings and structures with a given security of seismic resistance*: Dis. ...Doct. Tech. Sciences: Specialty – 05.23.17 Structural mechanics (Moscow: MSUCE Publ.) p 426
- [8] Drozdov VV, Pshenichkina VA and Evtushenko SI 2013 Accounting for the non-stationary nature of the seismic load in the calculation of structures for earthquake resistance *Internet-Bulletin VolGASU Series "Polymathematical"* Issue 2(27) p 9
- [9] Zavriev K S, Nazarov AG and Eisenberg YaM 1970 *Fundamentals of the theory of seismic resistance of buildings and structures* (Moscow: Stroiizdat Publ.) p 224
- [10] Kusainov AA, Ilyichev VA, Botabekov AK, Henkel F O, Schalk M and Hol D 2013 *Design of seismic resistant structures with complete dry construction systems* (Moscow: BUA Publ.) p 272
- [11] Mkrtychyev OV and Yuryev RV 2010 Calculation of structures for seismic effects using synthesized accelerograms *Industrial and civil construction* vol. 6 p 52–54

- [12] Nazarov Yu P 2010 *Analytical basis for the calculation of structures for seismic impacts* (Moscow: Science Publ.) p 486
- [13] Nikolaenko NA and Nazarov YP 1988 *Dynamics and seismic stability of structures* (Moscow: Stroizdat Publ.) p 312
- [14] Newmark NM and Rosenblueth E 1971 *Fundamentals of earthquake engineering* (NJ: Prentice-Hall, Inc.) p 640
- [15] Potapov AN 2003 *The method of time analysis of the response of discrete dissipative systems in the problems of structural mechanics: Diss. ...Doct. Tech. Sciences: Specialty – 05.23.17 Structural mechanics* (Tomsk: TSUAB Publ.) p 261
- [16] Sarkisov D Yu 2015 *Seismic stability of buildings and structures. Course of lectures* (Tomsk: Publishing house of TSUAB) p 156
- [17] SP 14.13330.2014 2014 *Construction in seismic regions. Updated version of SNiP II-7-81** (Moscow) p 131
- [18] Tyapin AG 2013 *Calculation of structures for seismic impacts, taking into account interaction with the ground base. Monograph* (Moscow: DIA Publ.) p 399
- [19] Chopra A K 2007 Elastic response spectrum: a historical note *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* vol. 36 p 3–12
- [20] Datta TK 2010 *Seismic Analysis of Structures* (John Wiley & Sons (Asia) Pte Ltd.) p 464
- [21] Hisada T, Izumi M and Hirotsava M 1964 Structural response of tall building to earthquake shocks *Proc. on International Seminar on Earthquake Engineering, UNESCO, Skopje* vol. 1 p 63–68
- [22] Pintoa PE, Giannini R and Franchin P 2004 *Seismic reliability analysis of structures* (Pavia: IUSS Press) p 370

Acknowledgments

The work was supported by Act 211 Government of the Russian Federation, contract № 02.A03.21.0011.

					АСИ-278.08.04.01.2018 ПЗ	Лист
						88
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		