

Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение
высшего образования
«САНКТ-ПЕТЕРБУРГСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ АРХИТЕКТУРНО-
СТРОИТЕЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ»

На правах рукописи

ШИВУА Аондовасе Джон

**ЭНЕРГЕТИЧЕСКИЙ МЕТОД РАСЧЕТА СЕЙСМОСТОЙКОСТИ
ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ**

Специальность 05.23.17- «Строительная механика»

ДИССЕРТАЦИЯ

на соискание ученой степени
кандидата технических наук

Научный руководитель:
Доктор технических наук,
профессор Рутман Ю.Л.

Санкт – Петербург

2016

СОДЕРЖАНИЕ

СПИСОК РИСУНКОВ.....	4
СПИСОК ТАБЛИЦ	5
ВВЕДЕНИЕ	6
1 ПРОЕКТИРОВАНИЕ КОНСТРУКЦИЙ НА СЕЙСМОСТОЙКОСТЬ: ПРОШЛОЕ И НАСТОЯЩЕЕ.....	16
1.1 Развитие теории и методов расчета конструкций на сейсмостойкость	16
1.1.1 Статическая теория расчета	16
1.1.2 Динамическая теория расчета	18
1.1.3 Спектральные теории определения сейсмических нагрузок.....	20
1.1.4 Энергетические концепции сейсмостойкого строительства: исторический обзор	22
1.2 Параметры, характеризующие интенсивность землетрясения	29
1.2.1 Пиковое ускорение основания (PGA).....	29
1.2.2 Соотношение пиковой скорости основания и пикового ускорения основания (PGV/PGA)	30
1.2.3 Спектра интенсивности Хаузнера (<i>Housner Intensity Spectrum</i>).....	30
1.2.4 Интенсивность Ариаса	30
1.2.5 Модифицированная интенсивность Ариаса.....	31
1.2.6 Интенсивность Хаузнера.....	31
1.2.7 Интенсивность Парка-Анга.....	33
1.2.8 Интенсивность Fajfar	33
1.2.9 Интенсивность трех параметров Риделла	33
1.3 Кумулятивная Абсолютная Скорость (CAV).....	34
1.3.1 Удельная плотность энергии (<i>Specific Energy Density – SED</i>).....	34
1.4 Определение входной энергии землетрясения.....	35
1.5 Выводы по главе 1	39
2 МЕТОДЫ ОЦЕНКИ СЕЙСМИЧЕСКОЙ ЭНЕРГИИ. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ЭНЕРГИИ, ПОСТУПИВШЕЙ В СИСТЕМУ ПРИ ЗЕМЛЕТРЯСЕНИИ.....	41
2.1 Преимущества энергетического метода	41
2.2 Система с одной степенью свободы	44

2.3	Анализ методов оценок сейсмической энергии, поступившей в систему..	44
2.4	Численный расчет энергии, поступающей в упругопластическую систему	46
2.5	Выводы по главе 2	57
3	МЕТОД ОЦЕНКИ СЕЙСМИЧЕСКОЙ ЭНЕРГИИ С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ УДЕЛЬНОЙ ПЛОТНОСТИ ЭНЕРГИИ СЕЙСМИЧЕСКОГО ВОЗДЕЙСТВИЯ.....	58
3.1	Уравнение энергетического баланса.....	58
3.2	Предложение для оценки сейсмической энергии	61
3.3	Определение сейсмической энергии в упругопластической системе с одной степенью свободы	63
3.1	Анализ полученных результатов	67
3.2	Выводы по главе 3	77
4	ПЕРЕХОД ОТ ЭНЕРГОНАГРУЖЕННОСТИ СИСТЕМЫ К УРОВНЮ ЕГО ДЕФОРМАЦИЙ ПРИ УПРУГОПЛАСТИЧЕСКОМ ЦИКЛИЧЕСКОМ НАГРУЖЕНИИ.....	78
4.1	Математические модели.....	78
4.2	Связь между деформациями и перемещениями.....	80
4.3	Связь между допустимыми деформациями и перемещениями в условиях циклических нагружений.....	83
4.4	Численный анализ.....	84
4.5	Выводы по главе 4	86
5	НАХОЖДЕНИЕ ПРЕДЕЛЬНОЙ СЕЙСМИЧЕСКОЙ НАГРУЗКИ МНОГОЭТАЖНОЙ РАМЫ. УЧЕТ ВЕСОВОЙ НАГРУЗКИ	87
5.1	Поверхность текучести рамы	87
5.2	Расчет предельной сейсмической нагрузки с учетом веса	89
5.3	Анализ результатов.....	94
5.4	Выводы по главе 5	96
	ОБЩИЕ ВЫВОДЫ ПО ДИССЕРТАЦИИ	97
	ЗАКЛЮЧЕНИЕ.....	98
	СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ	99

СПИСОК РИСУНКОВ

Рисунок 1.1 – Модель Ф. Омори	17
Рисунок 1.2 – Расчетная модель Н. Мононобе и К.С. Завриева	19
Рисунок 1.3 – Энергетический спектр Метод Като.....	23
Рисунок 2.1 – Схема сейсмические колебания грунта и спектры откликов	41
Рисунок 2.2 – Ускорения и спектры амплитуды Фурье двух различных записей землетрясения.....	42
Рисунок 2.3 – Упругие спектры реакции для записей землетрясений Чили и Сан-Сальвадор	42
Рисунок 2.4 – Упругий входной энергетический спектр записей землетрясений Чили (1985) и Сан-Сальвадор (1986)	43
Рисунок 2.5 – Силовая характеристика упругопластической системы.....	46
Рисунок 2.6 – Сейсмическая энергия, поступающая в различные системы на воздействие землетрясения.....	56
Рисунок 3.1 – Билинейная диаграмма с упругой разгрузкой.....	58
Рисунок 3.2 – Сейсмическая энергия, поступающая в упругопластической систему с одной степенью свободы: а) с 0% демпфирования, б) с 5% демпфированием ...	64
Рисунок 3.3 – Полученные значения максимальной сейсмической энергии при 0% демпфировании	66
Рисунок 3.4 – Интервал сильного движения на примере записи землетрясений Кобе, Япония	66
Рисунок 3.5 – Акселерограммы землетрясения на промежутке времени, где I_A достигает 5-95%	68
Рисунок 3.6 – Сейсмическая энергия, поступившая в систему при различных воздействиях и значениях λ_i :	72
Рисунок 3.7 – Соотношения между E_{SED} и E_A для анализируемых воздействия при разных λ	76
Рисунок 4.1 – Циклическая диаграмма деформирования	79
Рисунок 4.2 – Распределение напряжений при изгибе в зависимости от показателя m	80
Рисунок 4.3 – Прогиб консольной балки	81
Рисунок 4.4 – Переход от рамы к эквивалентной консоли	82
Рисунок 4.5 – Места образования шарниров в пятиэтажных рамах	83
Рисунок 4.6 – Места образования шарниров в девятиэтажных рамах.....	83
Рисунок 5.1 – Схемы превращения рамы в механизм.....	88

Рисунок 5.2 – Поверхность разрушения для одноэтажной рамы	89
Рисунок 5.3 – Схемы исследуемых рам	90
Рисунок 5.4 – Трех этажная исследуемая рама	92
Рисунок 5.5 – Поверхность текучести: а) трех этажной рамы, б) пяти этажной рамы, в) девяти этажной рамы	95
Рисунок 5.6 – Учет весовой нагрузкой	96

СПИСОК ТАБЛИЦ

Таблица 1.1 – Обзор индексов интенсивности землетрясения и принятых обозначений.....	35
Таблица 2.1 – Характеристики акселерограмм землетрясений	47
Таблица 2.2 – Значения максимальной сейсмической энергии (отнесенной к единичной массе)	48
Таблица 3.1 – Максимальная сейсмическая энергия при воздействии землетрясения Кобе.....	65
Таблица 3.2 – Характеристики акселерограмм в интервале сильного движения грунта	67
Таблица 3.3 – Значения максимальной сейсмической энергии при воздействии землетрясения.....	69
Таблица 3.4 – Соотношения между E_{SED} и E_A для анализируемых воздействия при разных λ	73
Таблица 4.1 – Данные записи землетрясений.....	85
Таблица 4.2 – Циклическая деформация в упругопластической системы с одной степенью свободы	85
Таблица 5.1 – Характеристики сечения элементов рамы	91
Таблица 5.2 – Протокол пластического расчета трех этажной рамы.....	93
Таблица 5.3 – Результаты поверхности текучести рамы, методом псевдожесткостей	94

ВВЕДЕНИЕ

Землетрясения становятся причиной гибели людей и наносят значительный ущерб чрезвычайно важным отраслям человеческой деятельности и имуществу стоимостью в миллиарды рублей. Несмотря на то, что сейсмологи и инженеры стремятся ограничить или предотвратить последствия землетрясений при помощи знаний, приобретенных за годы наблюдений и исследований, они всё же не могут с полной уверенностью спрогнозировать, когда произойдет следующий толчок землетрясения и какие результирующие последствия могут возникнуть. Кроме того, по наблюдениям в Северной и Южной Америке, Азиатско-Тихоокеанском регионе – Чили, Японии, Китае, Непале и Индии видно, что в последнее время увеличиваются частота и интенсивность землетрясений. Повреждения стратегически важных объектов, таких как дамбы, электростанции, в том числе атомные, могут привести к увеличению потерь человеческих жизней вследствие наводнения, повышенной радиации, а также причинению непоправимого ущерба окружающей среде.

Независимо от тяжести землетрясения последствия можно в значительной степени смягчить и обеспечить безопасность человека при строгом соблюдении определенных требований к проектированию и строительству зданий и сооружений в сейсмоопасных районах. До современных методов сейсмостойкого проектирования конструкций проблема сейсмостойкости инженерных сооружений, их строительства носили эмпирический характер. Интерес исследователей к обеспечению структурно устойчивых и безопасных конструкций возник только после землетрясения в Нобы (1901) и Сан-Франциско (1906). В 1900 году японский ученый Омори первый сделал попытку создать аналитическую основу для проектирования сейсмостойких зданий и сооружений [172]. Было отмечено, что аналитический метод более подходит для проектирования зданий с жесткой конструктивной схемой и не гарантирует надежности зданий во время сильных землетрясений.

Важно отметить, что статическая теория сейсмостойкости в первой половине XX века являлась основным методом проектирования сейсмостойких зданий и

сооружений во всех нормах и правилах. Однако со второй половины XX века по настоящее время расчет сейсмостойкости зданий и сооружений выполняется по спектральному методу. Расчет использует кривые реакций, описывающие зависимости укоренения, скорости или перемещения от основного периода системы [57, 58, 59, 60, 61, 62, 84, 97, 132, 193].

В настоящее время в большинстве стран мира, подверженных землетрясениям, используется многоуровневый метод проектирования (*multi-level pushover analysis*) для обеспечения сейсмостойкости зданий. При этом методе проектирования на проектное землетрясение (ПЗ) проводится упругий расчет. При максимальном расчетном землетрясении (МРЗ) сейсмостойкость конструкций обеспечивается их пластическим ресурсом (пластичностью) с обязательной способностью предотвращения полного обрушения сооружений или их части. Необходимо подчеркнуть, что эти методы проектирования сейсмостойких сооружений основаны на представлении эффекта землетрясения как действия статических эквивалентных сил, которые рассчитываются из упругих спектров реакций, связывающих кинематические сейсмические воздействия с максимальными внутренними усилиями. Такие подходы не учитывают пластического (гистерезисного) поведения конструкции. В современных методах расчета сейсмостойкости и устойчивости конструкции не рекомендуется повышать сейсмостойкость, только повысив размеры сечений, прочность и вес, потому что, хотя конструкция может быть более прочной, но не обязательно экономически эффективной, так как существенно увеличивается вес конструкции и инерционные сейсмические силы. Исходя из вышеизложенных факторов, среди исследователей ведется активный поиск более рациональных и экономически выгодных предложений для обеспечения безопасности сооружений в сейсмоопасных районах.

В диссертации предложен метод установления сейсмостойкости, основанный на оценке энергии, поступившей в сооружение вследствие движения его основания при землетрясении. Для получения этой оценки используется характеристика интенсивности землетрясения, называемая удельной плотностью сейсмической

энергии (*Seismic energy density – SED*) [49, 69, 70]. Способ оценки сформирован на основе динамического уравнения энергетического баланса для системы с одной степенью свободы. Затем, в соответствии с общим свойством энергии, вычисляется её максимум. Считается, что полученное значение представляет собой предельную энергию, попавшую в сооружение от определенного землетрясения.

Идея этого метода заключается в том, что, зная максимальную энергию, поступившую в сооружение от землетрясения, можно распределить данную энергию по элементам сооружения (с учетом их перехода в пластическую зону) с целью установления их целостности или разрушения, т.е. установления сейсмостойкости системы.

Актуальность избранной темы. Поведение сооружения во время землетрясений определяется количеством энергии, поступившей в структурные элементы системы. Эта энергия находится в сложной зависимости от интенсивности, частотного состава, длительности движения грунта, а также от структурных параметров системы.

Энергетический метод расчета сейсмостойкости подразумевает оценку поступившей в сооружение энергии и ее распределение между различными структурными элементами сооружения. Сейсмостойкость означает, что энергия, которую сооружение может поглощать без разрушения, больше, чем реально поглощенная сейсмическая энергия. Несмотря на многочисленные исследования, обосновывавшие применение сейсмической входной энергии как меры потенциального повреждения сооружения, энергетический метод не получил пока широкого применения в сейсмостойком строительстве. Это связано с тем, что предложенные способы оценки сейсмической энергии, поступившей в систему во время землетрясения, оказывались либо не консервативными (оценивали в ряде случаев не в запас), либо оценка оказывалась слишком завышенной. Кроме того, не предлагались достаточно ясные алгоритмы, устанавливающие связь между поступившей в сооружение энергией и его прочностными характеристиками.

Поиск нового эффективного метода оценки входной энергии и обоснование связи между входной энергией, поступившей в сооружение, и фактическим повреждением определяет актуальность выбранной темы.

Настоящая работа посвящена разработке консервативного, но дающего разумный запас способа оценки входной энергии, поступившей в сооружение, и методов связывающих эту оценку с прочностными критериями.

Степень разработанности темы исследования. С началом второй половины прошлого столетия специалисты стали развивать научное направление, которое рассматривает сейсмическую энергию как меру повреждения зданий и сооружений. Основной интерес к использованию энергетических концепций в сейсмостойком проектировании начался с работы Хаузнера 1956 г., озаглавленной «Проектирование сейсмостойких сооружений по предельному состоянию» (*Limit Design of Structures to Resist Earthquake*), на первой Всемирной конференции по сейсмостойкому строительству.

В течение 1960 – 1990 г. ряд исследователей представили работы, в которых обсуждалось использование предложенных Хаузнером энергетических концепций для проектирования сейсмостойких конструкций. Среди них следующие ученые: Дж.А. Блюм (J.A. Blume), Г.В. Берг и С.С. Томэйдес (G.V. Berg and S.S. Thomaides), П.Ци. Дженнингс (P.C. Jennings), Б. Като и Х. Акияма (B. Kato and H. Akiyama), С.Ци. Гол и Г.В. Берг (S.C. Goel and G.V. Berg), Дж.Ци. Андерсон и В.В. Бертеро (J.C. Anderson and V.V. Bertero), П. Фаджфар и др. (P. Fajfar *et al.*), Х. Кравинклер (H. Krawinkler), Х. Кувамура и Т. В. Галамбос (H. Kuwamura and T.V. Galambos), Т. Минами и Вай. Осава (T. Minami and Y. Osawa), С.Л. Маккейб и Холл (S.L. McCabel and W.J. Hall), С. Лелатавивуат (S. Leelataviwat), В.Е. Маккевитте (W.E. McKeivitte), С. Отани и Л. Ёе (S. Otani, L. Ye), Дж.М. Тембилкар и Дж.М. Нау (J.M. Tembulkar and J.M. Nau), А.С. Велетсос, Н. М. Ньюмарк и Си.В. Челапати (A.S. Veletsos, N.M. Newmark and C.V. Chelapati), и Т. Ф. Захрах и Дж.В. Халл (T.F. Zahrah and J.W. Hall). Несколько попыток было предпринято, чтобы улучшить оценку максимальной входной энергии.

Весомый вклад в развитие энергетического метода принадлежит С.Уанг и Бертеро (Uang и Bertero), которыми были рассмотрены понятия относительной и абсолютной входной энергии. Их работа продемонстрировала важность абсолютной входной энергии. С тех пор интерес к использованию энергетического метода для оценки сейсмической опасности и сейсмического проектирования заметно увеличился. Это привело к созданию понятия спектра энергии: Ци.Ци. Чоу и Ци.М. Уанг (С.С. Chou and С.М. Uang), Н.Н Амбрасеи (N.N Ambrasey and J. Douglas), Л. Десанини и Ф. Моллайоли (L. Decanini and F. Mollaioli), А. Бенавент–Клемента и др. (A. Benavent–Clement *et al.*), Г.Г. Амири и др. (G.G Amiri *et al.*) и различных подходов к оценке входной энергии в системе с одной степенью свободы: Ци.Ци. Чоу и Ци.М. Уанг (С.С. Chou and С.М. Uang), П. Кхашай и др. (P. Khashaee *et al.*), А. Теран-Гилмор и Дж.О. Джрса (A. Teran-Gilmore and J.O. Jirsa), И. Калкан (E. Kalkan), Р. Риддел и И.Дж. Гарсия (R. Riddell, E. J. Garcia), И. Калкан и С.К. Куннат (E. Kalkan и S.K. Kunnath), Х. Сукоглу (H. Sucuoglu) и многие другие.

В России развитию энергетического подхода к оценке сейсмостойкости посвящены работы Ю.Л. Рутмана, А.А. Петрова, А.М. Уздина, М.А. Клячко, А.А. Долгой, Л.Н. Смирнова, А.Д. Абакаров, Х.М. Оморов.

Целью работы является разработка метода расчета сейсмостойкости зданий и сооружений на основе энергетических критериев интенсивности землетрясения.

Задача исследования:

1. Анализ существующих методов оценки входной энергии, поступившей в сооружение в результате сейсмического воздействия.
2. Проведение сравнительного анализа оценок сейсмической энергии с точным значением энергии, поступившей в систему с одной степенью свободы.
3. Разработка математической формулы для оценки величины максимальной сейсмической энергии, поступившей в систему при землетрясении.
4. Разработка алгоритма расчета сейсмостойкости сооружения на основе оценки входной сейсмической энергии.

5. Проведение расчетов с целью проверки эффективности применения предложенной формулы и алгоритмов.

6. Разработка рекомендаций по использованию полученных результатов для расчета сейсмостойкости сооружения на примере многоэтажной каркасной рамы.

Объект исследования: Многоэтажные каркасные здания (стальные конструкции).

Предмет исследования: Входная сейсмическая энергии, поступившая в систему, и расчет сейсмостойкости рамных конструкций на максимальную расчетную энергию с учетом их пластического ресурса.

Основная научная гипотеза: Основная научная гипотеза заключалась в допущении, что поступившую в сооружение сейсмическую гистерезисную энергию можно адекватно оценить, моделируя сооружение упругопластической системой с одной степенью свободы.

Научная новизна диссертационной работы заключается в следующем:

1. Установлено, что существующие способы расчета входной сейсмической энергии часто неконсервативные, что может привести к недооценке нужного пластического ресурса и переоценке сейсмостойкости сооружения.

2. Получена новая консервативная формула для оценки входной сейсмической энергии, поступившей в сооружения во время землетрясения.

3. Установлена связь полученной формулы с удельной плотностью энергии сейсмического воздействия, что позволяет определить максимальную входную энергию, минуя динамические расчеты.

4. Доказано, что новая формула позволяет разумно консервативно оценить энергию, поступившую в систему, с 1,5 – 2-х кратным запасом для систем, у которых период упругих колебаний $0,2с < T < 1с$ и отношение усилия пластического срабатывания к максимуму сейсмической нагрузки $\lambda = 0.125 – 0.25$.

5. Установлена связь между энергоемкостью сооружения и его максимальными перемещениями.

6. Разработан метод, устанавливающий связь между оценкой входной энергии и максимальными деформациями в структурных элементах несущей конструкции.

7. Разработана формула, устанавливающая связь между суммарными циклическими перемещениями и критерием малоциклового усталости.

Теоретическая значимость работы заключается в том, что:

1. Получена новая формула для оценки сейсмостойкости сооружения с небольшим запасом входной сейсмической энергии.

2. Разработан метод расчета сейсмостойкости сооружения на основе оценки входной сейсмической энергии.

3. Получены новые формулы, связывающие суммарные циклические перемещения с критерием малоциклового усталости.

Практическая значимость диссертационного исследования заключается в том, что разработанные аналитические зависимости позволяют выбрать проектные параметры, обеспечивающие сейсмостойкость сооружения, на начальной стадии проекта, минуя многочисленные прямые динамические расчеты.

Методология и методы исследования. В диссертационной работе использовались современные вычислительные программные комплексы, теория сейсмостойкости, общепринятые допущения строительной механики, теория упругости и теория пластичности, апробированные исследования других авторов по данному направлению.

Положения, выносимые на защиту:

1. Доказательство неконсервативности существующих методов расчета входной сейсмической энергии, поступившей в сооружения во время землетрясения

2. Новая формула для оценки входной сейсмической энергии.

3. Связь полученной формулы с удельной плотностью энергии сейсмического воздействия.

4. Доказательство того, что новая формула позволяет разумно консервативно оценить энергию, поступившую в систему, с 1,5 – 2-х кратным

запасом для систем, у которых период упругих колебаний $0,2с < T < 1с$ и отношение усилия пластического срабатывания к максимуму сейсмической нагрузки $\lambda = 0.125 - 0.25$.

5. Связь между энергоемкостью сооружения и его максимальными перемещениями (Формула для оценки максимальных перемещений сооружения).

6. Метод устанавливающий связь между оценкой входной энергии и максимальными деформациями в структурных элементах несущей конструкции.

7. Формула, устанавливающая связь между суммарными циклическими перемещениями и критерием малоциклового усталости.

Область исследования соответствует паспорту научной специальности ВАК: 05.23.17 – Строительная механика, пункт 4 «Численные методы расчёта сооружений и их элементов»; пункт 7 «Теория и методы расчёта сооружений в экстремальных ситуациях (землетрясения, ураганы, взрывы, и т.д.).

Степень достоверности.

Все теоретические результаты работы получены в результате исследований на базе математического анализа, теории дифференциальных уравнений, теории колебаний, строительной механики, теории пластичности, теории предельного равновесия. Численный анализ был выполнен в результате ряда компьютерных решений с использованием сертифицированных компьютерных программ.

Апробация результатов

Основные результаты диссертационного исследования представлены в докладах и одобрены на следующих конференциях и семинарах:

1. Научно-технический семинар секции строительной механики «Актуальные проблемы автоматизации строительного проектирования», Санкт-Петербург, СПбГАСУ, 19-21 марта 2014;

2. Научно-технический семинар секции строительной механики «Санкт-Петербургского Дома Ученых РАН РФ», Санкт-Петербург, СПбГАСУ, 12 ноября 2014;

3. Научно-технический семинар секции строительной механики «Актуальные проблемы автоматизации строительного проектирования», Санкт-Петербург, СПбГАСУ, 25-27 марта 2015;

4. 68-я Международная научно-практическая конференция студентов, аспирантов и молодых ученых «Актуальные проблемы современного строительства», Санкт-Петербург, СПбГАСУ, 15-17 апреля 2015;

5. Научно-технический семинар «Сейсмостойкое строительство», Санкт-Петербург, ПГУПС, 28 мая 2015;

6. XXV Международная конференция «Математическое моделирование в механике деформируемых сред и конструкций. Методы граничных и конечных элементов», Санкт-Петербург, СПбГАСУ, 29–30 сентября 2015;

7. 69-я Международная научно-практическая конференция студентов, аспирантов и молодых ученых «Актуальные проблемы современного строительства», Санкт-Петербург, СПбГАСУ, 6-8 апреля 2016.

Публикации

Материалы диссертации опубликованы в 6 печатных работах общим объемом 3.06 п.л., лично автору принадлежат 2.31 п.л., из них 3 статьи в рецензируемых изданиях из перечня, размещенного на официальном сайте ВАК.

Структура и объем диссертационной работы

Диссертационная работа изложена на 118 страницах печатного текста, состоит из введения, 5 глав, заключения, списка литературы, включающего 198 источников, в том числе 128 на иностранном языке. В работе представлено 28 рисунка, 12 таблиц и 76 формул.

Во введении обоснована актуальность диссертационной работы, сформулированы цель и задачи исследования, дана оценка научной и практической значимости диссертационной работы.

В первой главе представлен краткий обзор развития теории сейсмостойкости и методик определения входной сейсмической энергии.

Во второй главе проведено сопоставление существующих методов оценок входной сейсмической энергии. Также представлен сравнительный анализ входной

энергии, поступившей в упругопластическую систему с одной степенью свободы, полученной по разным расчетным формулам.

В третьей главе предложены методики для определения входной сейсмической энергии при использовании удельной плотности энергии (*specific energy density*). Оценена энергия, поступившая в упругопластическую модель с одной степенью свободы. Произведено сравнение предложенной методики с другими энергетическими методами.

В четвертой главе рассмотрена связь между входной сейсмической энергией и максимальными деформациями в структурных элементах. Предложен метод оценки суммарных пластических деформаций в структурных элементах при малоцикловом нагружении многоэтажной плоской рамы.

В пятой главе рассматривается механизм разрушения системы и определена (на основе метода предельного равновесия) предельная сейсмическая нагрузка, учитывающая вес конструкции.

В заключении изложены основные итоги выполненного исследования, сделаны предложения о возможных направлениях продолжения исследований.

1 ПРОЕКТИРОВАНИЕ КОНСТРУКЦИЙ НА СЕЙСМОСТОЙКОСТЬ: ПРОШЛОЕ И НАСТОЯЩЕЕ.

1.1 Развитие теории и методов расчета конструкций на сейсмостойкость

Землетрясения -это стихийные бедствия, затрагивающее многие части земного шара. Землетрясение сопровождают оползни, изменение курса рек и превращение суши земли в морское дно. Хотя последствия землетрясений являются огромными и тяжелыми, некоторые аспекты могут быть смягчены в целях обеспечения человеческой безопасности и минимального ущерба инфраструктуры. Для этого необходимо использовать систему раннего предупреждения, строго соблюдать нормы при проектировании и строительстве зданий и сооружений в сейсмоопасных районах и качественно управлять сооружением в течение срока службы и эксплуатации. Анализ древних архитектурных памятников, расположенных в сейсмических районах, показал, что древние строители также учитывали риск землетрясений и принимали специальные меры для защиты конструкций, хотя такие положения базировались на опыте и эмпирических предположениях, а не на научных и инженерных трудах и не всегда обеспечивали нужную защиту при землетрясении.

1.1.1 Статическая теория расчета

Основным фактором, способствующим развитию методов расчета сейсмических сил послужили последствия мощного землетрясения в Мино-Овари (1891 г.) - одного из крупнейших в истории Японии. В результате, японские исследователи были первыми, получившими данные о максимальных сейсмических ускорениях грунта, что дало возможность определить сейсмические силы от землетрясения.

В 1900 году, японец Ф. Омори [172] сделал первую попытку создать теоретические основы и метод анализа и проектирования сейсмостойких зданий и сооружений. Эта теория получила название *статической теории* сейсмостойкости. В основе теории лежит допущение, что здания колеблются с теми же параметрами что и грунт. В качестве расчетной схемы сооружения им принято

жесткое, недеформируемое тело с закрепленной в грунт нижней частью (рис. 1.1). Колебательный процесс на поверхности земли, вызываемый землетрясением, передается сооружению через его основание – грунт. Поскольку сооружение считалось абсолютно жестким, каждое его сечение по высоте получало ускорение, равное ускорению грунта основания. При этом предполагалось также, что сооружения не имеют вращательных перемещений: поворотов, в вертикальной плоскости и кручения – в горизонтальной. Таким образом, ускорения, возникающие в сооружениях должны быть теми же, что и у его основания.

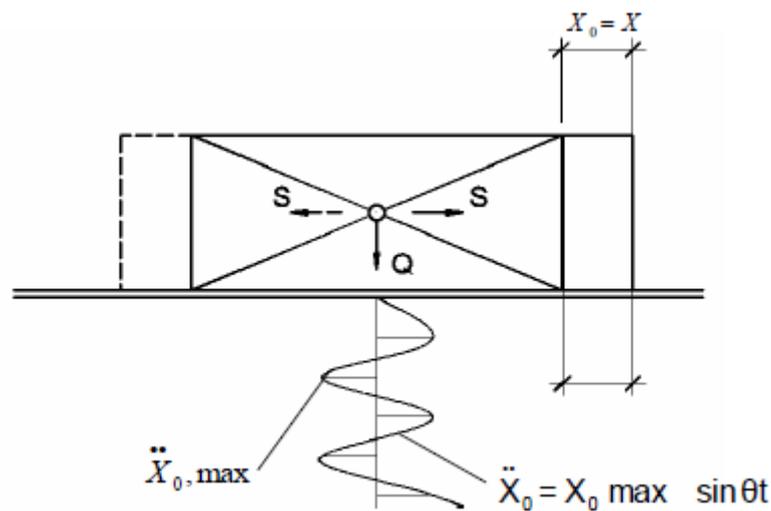


Рисунок 1.1 – Модель Ф. Омори

Максимальные значения сейсмических сил (S), согласно статической теории Ф. Омори, определяются по формуле:

$$S = \ddot{x}_{0\max} m = \ddot{x}_{0\max} \frac{Q}{g} = k_c Q, \quad (1.1)$$

где S – сейсмических сил, $m = \frac{Q}{g}$ – масса сооружения, $k_c = \frac{\ddot{x}_{0\max}}{g}$ – коэффициент сейсмичности, характеризующий интенсивность землетрясения на строительной площадке, $\ddot{x}_{0\max}$ – максимальное сейсмическое ускорение основания, Q – вес конструктивного элемента сооружения, g – ускорение свободного падения.

В статической теории не учитывается деформация сооружения. Колебания представлены, как возможные перемещения всех точек конструкции вместе с фундаментом. Сейсмические силы, согласно статической теории, определяются с помощью сейсмического фактора, который представляет собой соотношение максимального базового ускорения к ускорению силы тяжести.

Статическая теория играет огромную роль в сейсмостойком проектировании. Появление статической теории заложило основы для количественной оценки сейсмических сил, ответственных структурных повреждений, тем самым упростив расчет сейсмостойкости сооружения.

Однако статическая теория применима только для очень жестких конструкций, деформации которых малы по отношению к перемещению основания. Для высоких зданий, в которых наблюдается значительная неравномерность деформации по высоте, статическая теория не гарантирует правильные результаты, что нашло отражение в опыте последующих землетрясений.

1.1.2 Динамическая теория расчета

Дальнейшие исследования показали, что поведение сооружения во время землетрясения зависит от его динамических характеристик, и для обеспечения сейсмостойкости необходимо описывать динамическое поведение. Именно это и способствовало появлению *динамической теории сейсмостойкости*.

В 1920 г. Мононобе (Мононобе Н.) и К.С. Завриев [17, 164, 165] предприняли первую попытку решить данную задачу, рассмотрев только задачу о вынужденных колебаниях без учета начальных условий движения сооружения. В поставленной ими задаче была рассмотрена реакция системы с одной степенью свободы при движении основания, которое описывается гармоническим законом без учета рассеивания энергии (рис. 1.2).

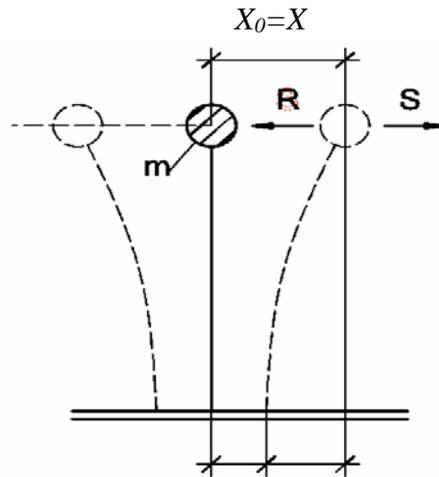


Рисунок 1.2 – Расчетная модель Н. Мононобе и К.С. Завриева

В результате была получена следующая формула для определения сейсмических сил:

$$S = k_c \beta Q, \quad (1.2)$$

где β – коэффициент динамичности.

Формула (1.2) отличается от (1.1) наличием коэффициента динамичности. Для системы с одной степенью свободы β определяется по формуле:

$$\beta = \frac{1}{[1 - (T^2 / T_0^2)]}, \quad (1.3)$$

где T – период собственных колебаний системы, T_0 – период колебаний основания при землетрясении.

По сравнению с методом Ф. Омори метод, предложенный Н. Мононобе, представляет собой более развитый, и он имел прогрессивное значение для последующего развития теории сейсмостойкости сооружений. Однако он обладал существенным недостатком, а именно: не учитывалась начальная фаза сейсмических колебаний.

Позднее, в 1927 г., К. С. Завриев [17] устранил основной недостаток теории Н. Мононобе, рассмотрев сейсмические колебания грунта как гармонические незатухающие. При этом движение описывается по закону косинуса, где ускорение

и скорость достигают максимального и нулевого значения на начальном этапе времени. Закон косинуса характеризовал внезапность начала сейсмического воздействия. К.С. Завриев предложил определить сейсмическую силу по (1.3), а коэффициент динамичности по формуле:

$$\beta = \frac{2}{\left[1 - (T^2 / T_0^2)\right]}. \quad (1.4)$$

Работы Н. Мононобе и К.С. Завриева сыграли большую роль в создании динамического метода расчета сейсмостойкости сооружений, несмотря на ограниченные данные о характере движения оснований сооружений, имеющиеся в то время.

1.1.3 Спектральные теории определения сейсмических нагрузок

Дальнейшее развитие динамической теории принадлежит американскому ученому М. А. Био (*M. A. Biot*) [90 – 93], который разработал аналитический метод оценки величины сейсмических сил, используя записи колебаний грунта во время землетрясений. Для этого им были рассмотрены системы с одной степенью свободы в виде маятников с различным периодом свободных колебаний. Исследовалась максимальная амплитуда перемещений. М.А. Био (*M. A. Biot*) предложил спектры реакций в виде кривых, описывающих зависимости максимальных ускорений, скоростей или перемещений осциллятора, как функции его периода собственных колебаний. Именно их работа стала основой линейно-спектральной теории определения сейсмических сил, которая используется по настоящее время в большинстве стран для расчета сооружений.

На различных этапах в создании линейно-спектральной теории принимали участие ученые из разных стран мира. Следует отметить работы Дж.Л. Альфорда (*J.L. Alford*) [76], Г.Дж. Ал-Сулаймани (*G.J. Al-Sulaimani*) [77], Х. Беньофф (*H. Benioff*) [87], Дж.А. Блюма (*J.A. Blume*) [95], Р.В. Клаф и Дж. Пензиен (*R. W. Clough and J. Penzien*) [106], Г.В. Хаузнера (*G. W. Housner*) [124], Б. Мохраза (*Mohraz B*) [163], Н.М. Ньюмарка и Дж. Ф. Халл (*N.M. Newmark and J.F. Hall*) [172] и другие. В бывшем Советском Союзе существенный вклад в развитие теории определения

сейсмических сил и методов сейсмостойкого строительства сооружений внесли: Я.М. Айзенберг [1], И.Л. Корчинский [21], С.В. Медведев [24], А. Г. Назаров [28], Ш.Г. Напетваридзе [29], В.Т. Рассказовский [41], О.А. Савинов [50], Э.Е. Хачиян [67] и многие другие.

Линейно-спектральный метод имеют ряд преимуществ:

а) Расчетный спектр реакций может быть получен путем наложения или вероятностной обработкой спектров, соответствующих многим реальным записям сейсмических колебаний грунта.

б) Использование метода позволяет учесть последствия прошлых землетрясений, и чем больше их было рассмотрено при построении спектров реакций, тем меньше вероятность того, что при новом землетрясении нагрузки на сооружение превысят ожидаемые. По мере получения новых данных, спектр может дополнительно уточняться [7].

в) Метод позволяет вести расчет сейсмостойкости, учитывая лишь ограниченное число низших собственных форм колебаний системы.

г) Согласно этому методу величины сейсмических нагрузок и их распределение зависят от динамических параметров системы, но в расчетах прочности эти нагрузки рассматриваются как статические.

Однако неприменимость линейно-спектрального метода к нелинейным системам [36] делает его применение ограниченным, так как не позволяет строго учитывать некоторые особенности поведения сооружений и оборудования при сильных землетрясениях.

На создании и развитии различных аспектов теории сейсмостойкости сооружений за последние столетия трудились многие отечественные и зарубежные ученые в области строительства, механики и инженерной сейсмологии. В их числе Я.М. Айзенберг [1 - 3], А.А. Амосов и С.Б. Сеницын [5], Д.Д. Баркан, В.И. Бунэ и С.В. Медведев [6] А.Н. Бирбраев [7, 8] В.А. Амбарцумян, Н.В. Ахвледиани, В.В. Болотин [9], М.Ф. Барштейн [], И.И. Гольденблат, Н.А. Николаенко, и С.В. Поляков [12], Ю.И. Немчинов [30, 31], С.В. Медведев [24], С.С. Григорян, С.С. Дарбинян, А.М. Уздин [66], В.К. Егупов, В.Б. Зылев, К.С. Завриев [17], А.М. Жаров, Т.Ж.

Жунусов, Г.Н. Карцивадзе, И.Л. Корчинский [21], Г.Л. Кофф, Е.Н. Курбацкий [22], А.М. Курзанов, М.А. Марджанишвили, В.Л. Мондрус, Ш.Г. Напетваридзе [29], Ю.И., А.Г. Назаров [28], Ю.П. Назаров, Л.Ш. Килимник, В.А. Ржевский [42], О.А. Савинов [50], Э.Е. Хачиян [67], К.М. Хуберян, Дж. Блюм [94, 95], Э. Чопра [101 - 103], Г. Хаузнер [124 - 130], Н. Ньюмарк [171 - 172] и многие другие.

Одной из центральных проблем современной теории сейсмостойкости является анализ упругопластических колебаний сооружения. По этому направлению необходимо указать на работы Я. М. Айзенберга [2], А. А. Гвоздева [11], И.И. Гольденבלата [12], В.И. Жарницкий [15, 16], Т.Ж. Жунусова, И.Л. Корчинского, А.Я. Ниджад [35], Н.А. Николаенко [12], Н.Н. Попова, Ю.Л. Рутмана [49], Э. Симборта [51 - 56], Э.Е. Хачияна [67], В.Л. Харланова [67] и другие. В числе зарубежных исследователей необходимо выделить Н. М. Ньюмарка (N.M. Newmark) [171 - 172], А.К. Чопры (A.K. Chopra) [101 - 103], Г. Хаузнера (G.W. Housner) [127], П.Ц. Дженингса (P.C. Jennings) [137], В.В. Бертеро (V. V. Bertero), Р. Клафа, Дж. Пензиена (J. Penzien) [179], П.А. Идальго (P.A. Hidalgo.) [122, 123], Р. Ридделла (R. Riddell) [180], А. Ариаса (A. Arias) [83], А. Нассара (A. Nassar) [168] и Кравинклера [145 - 147], Т. Видича [197] и др.

Сегодня в большинстве стран мира, подверженных землетрясениям, используется многоуровневый метод проектирования (*multi-level pushover analysis*) [119] с анализом упругопластических колебаний сооружения. При этом методе проектирования сейсмические нагрузки, соответствующие максимальному расчетному землетрясению (МРЗ), определяются с учетом пластических ресурсов структурных элементов сооружения. При этом обеспечивается невозможность полного обрушения сооружений или их частей. Такой подход реализован в *EuroCode 8*, который использует в Европе, а в нормах Российской Федерации [62] с 2011 года.

1.1.4 Энергетические концепции сейсмостойкого строительства: исторический обзор

Интерес к использованию энергетических концепций в сейсмостойком проектировании начался с работ Хаузнера [125]. Он представил сейсмические силы

в виде входной сейсмической энергии, используя спектр скоростей, и предложил считать, что повреждения в упругопластической системе, как и в упругой системе, вызывает одна и та же входная сейсмическая энергия. Он предложил считать сооружение таким, чтобы оно могло поглотить пластическую энергию, равную

$$E_p = c(E_t - E_e),$$

где E_p – пластическая энергия, E_t – общая входная энергия, которая вычисляется в среднем, как $\frac{1}{2}mS_v^2$, S_v – максимальное значение псевдоскорости в модели с одной степенью свободы, E_e – упругая энергия и c – коэффициент безопасности.

После анализа спектров скоростей четырех землетрясений, которые были зарегистрированы в то время - Эль-Сентро (El Centro) в 1934 г., Эль-Сентро (El Centro) в 1940 г., Олимпия (Olympia) в 1949 г., Тафт (Taft) в 1952 г., Хаузнер пришел к следующим выводам: 1. если значение S_v , взятое из участков спектра, умножить на величину $(2\pi/T_g)$, получим ускорение (g), которому соответствует максимальная сила; 2. $E = \frac{1}{2}mS_v^2$ – максимальная кинетическая энергия, которую достигла масса в процессе движения основания; 3. средние спектры кривых могут быть аппроксимированы горизонтальной прямой так, что спектральная скорость S_v может быть принята в качестве постоянной в диапазоне $0.4 \leq T < 3$, и максимум энергии для затухающих колебаний системы с одной степенью свободы будет $E = \frac{1}{2}mS_v^2$, который не зависит от периода вибрации (рис. 1.3).

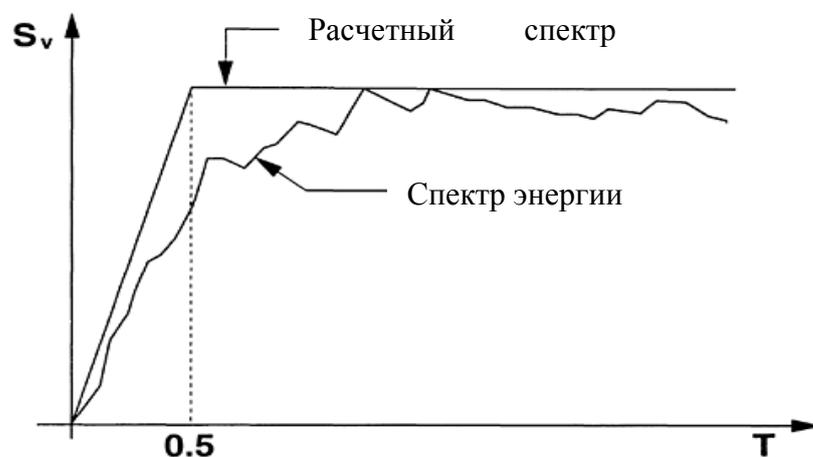


Рисунок 1.3 – Энергетический спектр Метод Като

Кроме того, для упругих систем, имеющих несколько режимов вибрации с тем же затуханием, максимальная энергия в среднем будет $E = \frac{1}{2} m S_v^2$. Следовательно, максимальная энергия считалась не зависящей от числа и формы колебаний, а зависящей только от общей массы и вязкостного демпфирования.

Главные выводы работы Хаузнера заключаются в следующем:

1. Входная сейсмическая энергия в систему с одной степенью свободы (*Single degree of freedom - SDOF*) с заданным демпфированием, если её рассматривать по спектральному или среднему уровню, является в основном постоянной и независимой от периода при низких коэффициентах демпфирования ($\xi \leq 5\%$).

2. Сейсмическое проектирование конструкций должно удовлетворять следующему требованию: способность конструкции поглощать энергию должна быть больше сейсмической входной энергии. С другой стороны, количество подводимой энергии к упругой системе является верхней границей входной энергии в гистерезисных системах с теми же линейными свойствами.

3. Входная сейсмическая энергия в системе с многими степенями свободы (MDOF) в основном зависит от их полной массы и поэтому равняется сейсмической входной энергии для эквивалентной SDOF системы с теми же массами и главным периодом колебаний.

Условия энергетического баланса имеет вид [73]:

$$\frac{1}{2} m S_v^2 = W_e + W_p, \quad (1.5)$$

где W_e - потенциальная энергия упругой деформации и W_p - энергия, пластической деформации.

Сейсмостойкость здания обеспечивается при условии, что способность системы рассеивать энергию за счет пластических деформаций W_{ps} больше накопленной энергии при пластической деформации вследствие сейсмического воздействия W_p

$$W_{ps} \geq W_p = \frac{1}{2} m S_v^2 - W_e. \quad (1.6)$$

Таким образом, сейсмическое проектирование не требует определения элементов системы, способных преобразовать кинетическую энергию в энергию упругой деформации. Для обеспечения сейсмостойкости сооружения необходимо обеспечить только способность поглощения энергии элементами конструкции через появление пластических деформаций.

В течение 1960 – 1990 г. ряд исследователей представили работы в которых, обсуждалось использование энергетических концепций для проектирования сейсмостойких конструкций. Некоторые из них будут рассмотрены кратко. Среди них следующие: Блум (Blume) 1960, 1961; Берг и Томайдес (Berg and Thomaides, 1960); Велетсос и Ньюмарк (Veletsos and Newmark, 1960, 1961); Дженнингс (Jennings, 1965); Гол и Берг (Goel and Berg, 1968) и Андерсон и Бертере (Anderson and Bertero, 1969). Были предприняты попытки, чтобы улучшить оценку максимальной входной энергии E_I .

В 1960 году Дж. А. Блум (J.A. Blume) [94] представил работу, содержащую предложение об использовании энергетического подхода. Отметив что исследования последних лет показали, что повреждения конструкций во время землетрясений не соответствуют упругим напряжениям и используемым коэффициентам в квазистатической теории сейсмостойкого проектирования, он предлагал рассматривать неупругое поведение элементов сооружения вместе с его способностью рассеивать энергию в условиях чрезвычайных ситуаций.

Для решения данных задач и назревшей необходимостью проанализировать этапы расчёта, учитывающего все основные физические параметры, используемые в проектировании и анализе, Блум разработал методику для учета неупругого поведения со способностью структуры рассеивать энергию. Методика имела эмпирические постулаты и вводила допущения, необходимые для решения возникших сложностей, связанных с неупругим поведением при рассмотрении энергетических подходов.

Берг и Томэйдес (G.V. Berg and S.S. Thomaides) [88] в 1960 г. представили спектральное исследование энергетических отношений для упругопластической

системы с одной степенью свободы (SDOF), подвергнутой сильным движениям основания.

Также в 1960 году А. С. Велетсос и Н. М. Ньюмарк (A. S. Veletsos and N. M. Newmark) [195] представили результаты исследования, иллюстрирующие, каким образом неупругое поведение может эффективно уменьшить коэффициенты боковой силы, применяемые для упругих систем. Авторы пришли к выводу, что неупругое поглощение энергии является настолько важным, что оно заслуживает основного рассмотрения в любой процедуре проектирования. Позже, А.С. Велетсос, Н.М. Ньюмарк и С.В. Челапати (A.S. Veletsos, N.M. Newmark and C.V. Chelapati) [196], сообщили результаты исследования, проведенного с целью определения примерных норм для оценки максимальной деформации системы с одной степенью свободы. Исследованию подверглись различные структуры грунта и несколько простых импульсных возбуждений. Авторы обсуждали относительные эффекты неупругого деформирования и демпфирования. Они пришли к выводу, что общий эффект неупругого действия не может рассматриваться только с точки зрения фиксированного значения эквивалентного демпфирования.

В 1965 г. П. С. Дженнингс (P. C. Jennings) [137] сообщал об исследованиях, которые включали в себя разработку общего гистерезисного закона и вычисление статистик откликов пластических систем (*yielding structures*) на ансамбль искусственных землетрясений. В качестве уравнения движения было использовано уравнение энергетического баланса, которое включало выражение для энергии, поступившей в структуры: кинетической энергии, энергии рассеиваемого вязкого трения и энергии, поглощаемой системой. Ввиду важности относительных значений в проектировании уравнение было выражено в терминах относительного перемещения и скорости, а не в абсолютных значениях. Важный вывод предложенных результатов состоит в том, что максимально возможный коэффициент эквивалентного вязкого демпфирования для общей пластичной системы составил $1/2\pi$ критического демпфирования. Учитывая общность анализа, был сделан вывод о том, что коэффициенты эквивалентного демпфирования, превышающие данное значение мало реальны. Он также отметил, что некоторые

результаты подкрепляют предположения Г. Хаузнера (Housner), что энергия, сообщенная землетрясением в нелинейную систему, примерно равна тому, что получает линейная система с таким же основным периодом.

С.Ци. Гол и Г.В. Берг (S.C. Goel and G.V. Berg) [120] в 1968 г. показали влияние ряда параметров и характеристик движение основания на неупругие отклики зданий 10-ти, 25-ти и 40-й этажности и, таким образом, оценили количество энергии и распределение рассеяния энергии по высоте. Основные выводы включали следующее: 1. неупругое поведение балок имеет тенденцию к снижению отклика на 50%; 2. высота не представляется существенным фактором, влияющим на отклик.

Б. Като и Х. Акияма (B. Kato and H. Akiyama) [140] развили энергетическую теорию для оценки повреждения конструкций от землетрясений. Согласно этой теории полная входная энергия является общим энергетическим параметром землетрясения, а сопротивление здания разрушению есть способность поглощения энергии (*Energy absorption capacity*) данным сооружением. В данной теории полагается, что сооружение сейсмически устойчиво, если его способность поглощать энергию превышает поступившую в него входную сейсмическую энергию. Следуя этой энергетической концепции, Б. Като и Х. Акияма [75, 141] спроектировали стальные сооружения и пришли к следующим выводам: 1. общая входная энергия от сейсмического воздействия в основном зависит от массы и периода колебаний конструкции; 2. существует вероятность возникновения концентрации повреждений в многоэтажных зданиях, поэтому при проектировании особое внимание должно быть уделено вертикальным несущим элементам. Позже Х. Акияма [73, 74] расширил предположения Хаузнера и показал их ограничения и сильные стороны. Он развил входной энергетический спектр для различных типов грунтов. Эти спектры являются в основном постоянными относительно периода колебаний за исключением периодов, меньших, чем преобладающие периоды для грунта. Акияма, как и Хаузнер, попытался упростить сейсмический расчет сооружений, предполагая, что входная энергия в систему

связана, главным образом, с возбуждением землетрясения, но едва ли со структурными особенностями здания или сооружения.

В.И. Маккевитт и Д.Л. Андерсон (W.E. McKevitte and D.L. Anderson) [158] рассчитали входную энергию, гистерезисную энергию и соотношение кумулятивной гистерезисной энергии ко входной энергии для системы с одной и многими степенями свободы (SDOF и MDOF) с различными структурными свойствами. Они пришли к выводу, что рассеиваемая энергия посредством неупругой деформации зависит от напряженно-деформированного состояния, предела текучести и демпфирования. Они отметили, что процент входной энергии, рассеиваемой гистерезисным действием, приблизительно одинаков для различных воздействий. Ими были сделан вывод, что соотношение максимальной гистерезисной энергии к максимальной входной энергии для системы с MDOF может быть оценено из анализа соответствующей SDOF с одинаковым основным периодом, пределом текучести и демпфированием.

Т.Ф. Захрах и Дж.В. Халл (T.F. Zahrah and J.W. Hall) [198] рассчитали входную энергию с использованием восьми записей землетрясения и предложили число эквивалентных циклов нагружения для количественной оценки повреждения от землетрясения. Ими отмечено, что пластичность, демпфирование и отношение пластической жесткости к линейной имеют лишь незначительное влияние на величины входной и гистерезисной энергий для сооружения с билинейным поведением. Они заявили, что число эквивалентных циклов пластического срабатывания может отличаться для разных акселерограмм.

Фаджфар (Fajfar), Фаджфар и др (Fajfar et al.) [115 – 118], Б. Като и Х. Акияма (B. Kato and H. Akiyama) [140, 141], Х. Кравинклер (H. Krawinkler) [145 – 148], Х. Кувамура и Т. В. Галамбос (H. Kuwamura and T.V. Galambos) [149, 150], Маккейб и Холл (S. L. McCabe and W. J. Hall) [157], Т. Минами и Ы. Осава (T. Minami and Y. Osawa) [159], Дж.М. Тембилкар и Дж.М. Нау (J.M. Tembulkar and J.M. Nau) [169, 186], А.С. Велетсос, Н. М. Ньюмарк и Си.В. Челапати (A.S. Veletsos, N.M. Newmark and C.V. Chelapati) [195, 196], и многие другие в своих работах использовали

энергетическую основу, предложенную Хаузером, для определения входной энергии землетрясения, учитывая при этом особенности колебания грунта.

Весомый вклад в развитие энергетического метода принадлежит работам Ц.М. Уанг и В.В. Бертеро (С.М. Uang and V.V. Bertero) [190 – 192], в которых были рассмотрены понятия относительной и абсолютной входной энергии. Их работы продемонстрировали важность абсолютной входной энергии. С тех пор интерес к использованию энергетического метода для оценки сейсмической опасности и сейсмического проектирования заметно увеличился. Это привело к созданию понятия спектра энергии: Н.Н Амбрасеи и Дж. Дуглас (N.N Ambrasey and J. Douglas) [78, 78], Г.Г. Амири и др. (G.G Amiri *et al.*) [81], Р. Чай и П.А. Фаджфар (R.Y.H. Chai and P.A. Fajfar) [99], Ц.Ц. Чоу и Ц.М. Уанг (С.С. Chou and С.М. Uang) [105], Л.Д Десанини и Ф. Моллайоли (L.D Decanini and F. Mollaioli) [109], С. Махин и В.В. Бертеро (S. Mahin and V.V. Bertero) [152] и различных подходов к оценке входной энергии в системе с одной степенью свободы: А. Бенавент–Клемента и др. (A. Benavent–Clement *et al.*) [85, 86], Е. Косенза, Г. Манфреди и Р. Рамаско (E. Cosenza, G. Manfredi, R. Ramasco) [107], Е. Косенза и Г. Манфреди (E. Cosenza, G. Manfredi) [108] Р. Чай (R.Y.H. Chai) [100], Ц.Ц. Чоу и Ц.М. Уанг (С.С. Chou and С.М. Uang) [104], И. Калкан и С.К. Куннат (E. Kalkan и S.K. Kunnath) [138], И. Калкан (E. Kalkan) [139], П. Кхашай и др. (P. Khashaee *et al.*) [143], С. Лелатавивуат и др. (S. Leelataviwat *et al.*) [151], С. Отани и Л. Ёе (S. Otani, L.Ye) [173], Р. Риддел и И.Дж. Гарсия (R. Riddell, E. J. Garcia) [180], А. Теран-Гилмор и Дж.О. Джрса (A. Teran-Gilmore and J.O. Jirsa) [188] и другие.

1.2 Параметры, характеризующие интенсивность землетрясения

1.2.1 Пиковое ускорение основания (PGA)

Наиболее простой и широко используемый индекс (показатель) интенсивности для сейсмического анализа сооружений является PGA, который также используется во многих нормативных кодах или положениях во всём мире. Хотя PGA важный показатель интенсивности, его сфера применения ограничена, поскольку одна мера не в состоянии полностью описать сложные характеристики

землетрясения. Тем не менее, PGA еще широко используется благодаря своему удобству и простоте.

1.2.2 Соотношение пиковой скорости основания и пикового ускорения основания (PGV/PGA)

Для некоторых движений основания важно отношение PGA и PGV (пикового значения скорости). Чтобы учитывать последствия влияния как PGA, так и PGV, соотношение PGV и PGA (т.е. PGV /PGA) было предложено назвать индексом [183, 194].

1.2.3 Спектра интенсивности Хаузнера (*Housner Intensity Spectrum*)

Г.В. Хаузнер [124] предложил выразить максимальную упругую энергию $E_{e, \max}$ в сейсмической упругой системе как:

$$E_{e, \max} = \frac{mS_v^2}{2}, \quad (1.7)$$

где $E_{e, \max}$ – максимальная упругая энергия.

Выражение (1.7) показывает, что спектр псевдоскорости может быть использован для измерения степени тяжести землетрясения при сейсмическом анализе. Данная величина также может быть использована для оценки входной энергии землетрясения и уровня повреждения конструкции. Далее Хаузнер определил спектр интенсивности землетрясения, как:

$$SI = \int_{0.1}^{2.5} S_v(\xi, T) dT, \quad (1.8)$$

где SI – спектр интенсивности землетрясения, ξ – коэффициент демпфирования сооружения, интеграл по времени относится к области спектра псевдоскоростей S_v с периодом T от 0.1 до 2.5.

1.2.4 Интенсивность Ариаса

В [83] предложен параметр интенсивности, применимый к сооружениям со всеми значениями собственных частот:

$$I_A = \frac{\pi}{2g} \int_0^t \ddot{u}_g^2(t) dt, \quad (1.9)$$

где I_A – интенсивность Ариаса, t – общая продолжительность движения основания и $\ddot{u}_g(t)$ – ускорение основания.

На основе интенсивности Ариаса, М.Д. Трифинас и А.Г. Брэди (M.D. Trifunac and A.G. Brady) [189] определили «существенное» время движения основания как

$$t_d = t_{95} - t_5, \quad (1.10)$$

где t_d – «существенная продолжительность», т.е. «существенное» время движения основания, t_{95} и t_5 – время, когда интенсивность Ариаса достигает 95% и 5% соответственно.

«Существенная продолжительность», полученная по (1.10), это наиболее широко используемый показатель для эффективной оценки длительности землетрясения.

1.2.5 Модифицированная интенсивность Ариаса

Исследование, проведенное Р. Арайя и Р. Сарагони (R. Araya and R. Saragoni) [82], показало, что, хотя интенсивность Ариаса способна отражать пиковое значение и продолжительность землетрясения, она не чувствительна к частотным характеристикам движения грунта. Была предложена модифицированная интенсивность Ариаса, учитывающая частотную характеристику движения:

$$P_D = I_A / \nu_0^2, \quad (1.11)$$

где P_D – потенциал разрушительности, и ν_0 – количество нулевых пересечений в акселерограмме на единицу времени.

1.2.6 Интенсивность Хаузнера

Способность колебаний грунта к разрушению зданий или сооружений может быть оценена по среднему значению общей сейсмической энергии на единицу массы во время землетрясения [129]. На основании того, что общая потребляемая

энергия прямо пропорциональна времени, интегралу квадрата ускорения основания, то в [129] был предложен индекс интенсивности

$$P = \frac{1}{t_2 - t_1} \int_{t_1}^{t_2} \ddot{u}_g^2(t) dt, \quad (1.12)$$

где P – индекс интенсивности, t_1, t_2 – пределы сильного движения грунта.

Математически выражение (1.12) предполагает, что индекс представляет собой среднее квадратичное значение ускорения в интервале между t_1 и t_2 . Подставляя пределы t_{95} и t_5 для существенной продолжительности t_d (1.10) в (1.12), индекс P можно представить следующим образом:

$$P_a = \frac{1}{t_d} \int_{t_5}^{t_{95}} \ddot{u}_g^2(t) dt, \quad (1.13)$$

где P_a – среднеквадратическое ускорение.

Аналогичным образом можно определить среднеквадратичную скорость P_v и среднеквадратичное перемещение P_d

$$P_v = \frac{1}{t_d} \int_{t_5}^{t_{95}} \dot{u}_g^2(t) dt, \quad (1.14)$$

$$P_d = \frac{1}{t_d} \int_{t_5}^{t_{95}} u_g^2(t) dt, \quad (1.15)$$

где \dot{u}_g и u_g – скорость и перемещение основания.

Соответствующие корни P_a , P_v и P_d , называются среднеквадратичными движениями [128], приведены ниже

$$\begin{cases} a_{rms} = \sqrt{P_a} \\ v_{rms} = \sqrt{P_v} \\ d_{rms} = \sqrt{P_d} \end{cases}, \quad (1.16)$$

где $a_{rms}, v_{rms}, d_{rms}$ – среднеквадратичное движение ускорения, среднеквадратичное движение скорости основания и среднеквадратичное движение перемещения.

1.2.7 Интенсивность Парка-Анга

Е.Дж. Парк и др. (Y.J. Park *et al.*) [178] предложили индекс, называемый «Характерной интенсивностью» (*characteristic intensity*), который определяется как

$$I_c = a_{rms}^{1.5} \sqrt{t_d}, \quad (1.17)$$

где I_c – характерная интенсивность, a_{rms} – из (1.16).

Предлагаемый индекс интенсивности хорошо коррелирует с повреждением сооружений и может рассматриваться как характеристика разрушительных движений грунта.

1.2.8 Интенсивность Фаджфара (Fajfar)

П. Фаджфар и др. [118] предложили следующую характеристику интенсивности землетрясения:

$$I_F = v_{\max} \sqrt[4]{t_d}, \quad (1.18)$$

где I_F – интенсивность Фаджфара (Fajfar), v_{\max} – пиковая скорость основания.

1.2.9 Интенсивность трех параметров Риделла

На основе показателей интенсивности, разработанных ранее другими исследователями, Р. Риделл и Е. Дж. Гарсия [180] предложили новую обобщенную формулу индекса интенсивности в виде:

$$I = Q^\alpha t_d^\beta, \quad (1.19)$$

где I – индекс интенсивности, Q – определяющий показатель интенсивности для различных областей спектра, α и β – константы, которые рассчитываются путем процедуры оптимизации.

На основе статистического анализа ими были рекомендованы соответствующие показатели для определения гистерезисной энергии, поглощенной системой во время землетрясения:

$$I_d = d_{\max} t_D^{1/3}, \quad (1.20)$$

$$I_v = v_{\max}^{2/3} t_D^{1/3}, \quad (1.21)$$

$$I_a = \begin{cases} a_{\max} t_D^{1/3}, \\ a_{\max} \end{cases}, \quad (1.22)$$

где I_d и I_v соответствуют области перемещения и скорости на спектре для любой напряженно-деформированной модели, I_a используется для участков ускорения.

Верхняя часть формулы (1.22) используется для модели с деградацией жесткостей, а нижняя часть для упругопластических или билинейных систем.

1.3 Кумулятивная абсолютная скорость (CAV)

Кумулятивная абсолютная скорость (CAV) первоначально была разработана для применения в атомной энергетике [111, 112, 142]. CAV определяется как интеграл абсолютного значения ускорения основания за всё время сейсмического воздействия. Значение CAV хорошо коррелирует с физическими повреждениями элементов.

CAV была рекомендована в качестве альтернативного индекса интенсивности, которая может быть выражена как:

$$CAV = \int_0^t |\ddot{u}_g^2(t)| dt, \quad (1.23)$$

1.3.1 Удельная плотность энергии (Specific Energy Density – SED)

Удельная плотность энергии, SED, рассчитывается из выражения:

$$SED = \int_0^t \dot{u}_g^2(t) dt, \quad (1.24)$$

где SED – удельная плотность энергии.

Обзор индексов интенсивности землетрясения и других характеристик, часто используемых в расчетах представлены в таблице 1.1 [121, 164].

Таблица 1.1 – Индексы интенсивности землетрясения и принятых обозначений

Обозначение	Название	Определение
Связанные с ускорением		
PGA	Пиковое ускорение основания (<i>Peak ground acceleration</i>)	$PGA = \max \ddot{u}_g(t) $ $\ddot{u}_g(t)$ = ускорение на осциллограмме (<i>acceleration on time history</i>)
I_A	Интенсивность Ариаса (<i>Arias intensity</i> – Arias 1970)	$I_A = \frac{\pi}{2g} \int_0^{t_f} \ddot{u}_g^2(t) dt$, t_f – общая продолжительность (<i>total duration</i>)
CAV	Кумулятивная абсолютная скорость (<i>Cumulative absolute velocity</i> – EPRI 1998)	$CAV = \int_0^{t_f} \ddot{u}_g(t) dt$
I_c	Характерная интенсивность (<i>Characteristic intensity</i> – Park et al. 1985)	$I_c = (a_{rms})^{3/2} \sqrt{t_d}$; $a_{rms} = \sqrt{\frac{1}{t_d} \int_{t_1}^{t_2} \ddot{u}_g^2(t) dt}$
Связанные со скоростью		
PGV	Пиковая скорость основания (<i>Peak ground velocity</i>)	$PGV = \max \dot{u}_g(t) $, $\dot{u}_g(t)$ = скорость на осциллограмме (<i>velocity on time history</i>)
I_F	Интенсивность Фаджфар (<i>Fajfar intensity</i> – Fajfar et al. 1990)	$I_F = PGV t_d^{0.25}$
CAD	Кумулятивное абсолютное перемещение (<i>Cumulative absolute displacement</i> – Mackie and Sojadinovic, 2003)	$CAD = \int_0^{t_f} \dot{u}_g(t) dt$
SED	Удельная плотность энергии (<i>Specific energy density</i>)	$SED = \int_0^{t_f} [\dot{u}_g(t)]^2 dt$
Связанные с перемещением		
PGD	Пиковое перемещение основания (<i>Peak ground displacement</i>)	$PGD = \max u_g(t) $
I_d	Compound displacement-related intensity measure (Riddell and Garcia 2001)	$I_d = PGD t_d^{1/3}$

1.4 Определение входной энергии землетрясения

Входная сейсмическая энергия – это количество энергии, поступившей в систему вследствие движения грунта во время землетрясения. При сейсмическом анализе основной проблемой является существование эффективной связи между энергией и фактическим повреждением сооружения. Мощность повреждения во время землетрясения может быть выражена степенью повреждения конструкции, которая в свою очередь определяется откликом сооружения, включая

максимальную деформацию и рассеивание пластической гистерезисной энергии [118].

При энергетическом подходе проектирования необходимо количественно оценить входную энергию, поступившую в сооружение во время землетрясения с целью распределения среди различных структурных компонентов. Ряд исследователей предложили различные способы определения сейсмической энергии, поступавшей в систему.

Хаузнер [125] оценил входную энергию на единицу массы m для упругой и нелинейной системы через использование псевдоспектральной скорости (PSV) следующим образом:

$$\frac{E_I}{m} = \frac{1}{2}(PSV)^2. \quad (1.25)$$

Захрах и Халл (*Zahrah and Hall*) [198] рассчитали входную энергию на единицу массы как:

$$\frac{E_I}{m} = -\int_0^t \ddot{u}_g \dot{u} dt. \quad (1.26)$$

Акияма [74] предложил оценивать входную энергию на единицу массы для упругой системы с одной степенью свободы (SDOF) как:

$$\frac{E_I}{m} = \frac{1}{2}(V_E)^2, \quad (1.27)$$

где V_E – эквивалентная скорость (в м/с), значения которой принимаются

$$V_E = \begin{cases} 2.5T & \text{для } T \leq T_G \\ 2.5T_G & \text{для } T \geq T_G \end{cases}, \quad (1.28)$$

где T_G – преобладающий период движения основания как функция типа почвы, который равен 0.4, 0.6, 0.8 и 1.0с для почвы I (коренная порода), II, III, и IV (самый слабый грунт), соответственно.

Кувамура и Галамбос [150] использовали уравнение (1.27), предложенное Акияма, при этом они рекомендовали следующие значения для V_E :

$$V_E = \begin{cases} \frac{1}{2} \sqrt{\frac{I_E T}{T_G}} & \text{для } T \leq T_G \\ \frac{1}{2} \sqrt{T_G I_E} & \text{для } T \geq T_G \end{cases}, \quad (1.29)$$

где $I_E = \int_0^t \ddot{u}_g^2 dt$.

Используя 40 записей землетрясения, Фаджфар и др. [116] вычисляли входную энергию землетрясения для промежуточных периодов (область постоянной скорости) с 5% демпфированием. Ими было рекомендовано вычислить входную энергию на единицу массы как

$$\frac{E_I}{m} = 2.2(t_{di})^{0.5} (PGV)^2, \quad (1.30)$$

где t_{di} – продолжительность сильного движения, как определено в [189] и PGV – пиковая скорость поверхности грунта.

Позже формула была модифицирована и учтено соотношение между пиковой скоростью грунта и его пиковым ускорением. Они не предлагали какой-либо формулы для коротких и длительных периодов, т.е. для регионов постоянного ускорения и постоянного перемещения.

Уанг и Бертего [190] предложили две процедуры вычисления входной энергии на единицу массы:

$$\frac{E_{I_a}}{m} = \int_0^t \ddot{u}_i \dot{u}_i dt, \quad (1.31)$$

$$\frac{E_I}{m} = - \int_0^t \ddot{u}_g \dot{u}_g dt, \quad (1.32)$$

где $\ddot{u}_i = \ddot{u} + \ddot{u}_g$ - полное ускорение.

Вычисление входной энергии на единицу массы на основе абсолютного движения (1.31) и на основе относительного движения (1.32).

Пользуясь пятью акселерограммами (El Centro 1940, Taft 1952, Rasoima Dam 1971, Mexico City 1985 and San Salvador 1986), они предложили рассчитать входную

энергию для системы SDOF с коэффициентом пластичности $\mu = 5$ и 5% коэффициентом демпфирования как:

$$\frac{E_{I_a}}{m} = \frac{1}{2}(1 + 0.12t_{di})^{0.5} (PGV)^2. \quad (1.33)$$

где PGV – пиковая скорость грунта

Манфреди (*Manfredi*) [153], используя 244 акселерограммы, рассматривал связи между следующими тремя параметрами:

1. эквивалентное число полуциклов (*yield excursions*), определяющееся [198].

$$N_{eq} = \frac{E_{hm}}{F_y(u_m - u_y)} = \frac{E_{hm}}{F_y u_y (\mu - 1)} = \frac{E_{hm}}{k u_y (\mu - 1)}, \quad (1.34)$$

где E_{hm} – максимальная гистерезисная энергия, F_y – предельная сила, k – начальная жесткость, $\mu = \frac{u_m}{u_y}$ – коэффициент пластичности: u_m и u_y – максимальная упругая и пластическая деформации, соответственно.

2. коэффициент редукции сейсмического отклика;
3. безразмерный сейсмический индекс I_d :

$$I_d = \frac{I_E}{(PGA)(PGV)}, \quad (1.35)$$

где PGA – пиковое ускорение грунта.

Для соотношений пластичности больше 2 Г. Манфреди [114] предложил оценить спектр входной энергии в области постоянной скорости. Данная оценка имеет вид:

$$\frac{E_I}{m} = 0.45 \left(\frac{1}{\sqrt{\mu - 1}} + 0.23 I_d \right) (PSV)^2, \quad (1.36)$$

где PSV – псевдоспектральная скорость.

Формулы (1.35) и (1.36), показывают, что с увеличением продолжительности сильного движения грунта, входная энергия также увеличивается. Выражение (1.36) аналогично выражению (1.25), где выражение в скобках отражает влияние

длительности сильного движения. Выражение (1.36) также показывает, что с увеличением коэффициента пластичности входная энергия уменьшается.

Ю.Л. Рутман [45] получил формулу, устанавливающую связь между возможным максимумом сейсмической энергии, поступившей в систему, и критерием кумулятивной абсолютной скорости (CAV). Формула носит общий характер и не зависит от числа степеней свободы, и от наличия в ней нелинейностей. Данная оценка имеет вид:

$$E(t)_в \leq \frac{m(CAV)^2}{2}, \quad (1.37)$$

где $E(t)_в$ – поступившая в систему сейсмическая энергия, $CAV = \int_0^t |\ddot{X}(\xi)| d\xi$, $\ddot{X}(\xi)$

– ускорение основания на промежутке времени ξ .

Отметим, что применение данной оценки эффективно только в случае возникновения в сооружении резонансных процессов. Даже в этих случаях необходимо установить для (1.37) разумный коэффициент редукции, чтобы приблизить теоретическую оценку к реальной верхней границе энергии, поступившей в сооружение [48].

Анализ применения модифицированной интенсивности Ариаса для оценки сейсмической энергии предложен в работе [68]. Оценка входной энергии на единицу массы, учитывающая только характер воздействия, имеет вид:

$$\frac{E_I}{m} = \frac{(I_A)^2}{2}, \quad (1.38)$$

где $I_A = \frac{\pi}{2g} \int_0^t \ddot{u}_s^2(t) dt$ – модифицированная интенсивность Ариаса.

1.5 Выводы по главе 1

1. Анализ современных подходов обеспечения сейсмостойкости сооружений показал, что существующие методики основаны на представлении эффекта землетрясения как статической эквивалентной силы, которая рассчитывается из упругих спектров реакций, связывающих пиковое ускорение

грунта (PGA) с абсолютным ускорением упругой системы. Эти методы недостаточно адекватно описывают поведение системы во время землетрясения.

2. Из-за сложности и случайности движения основания во время землетрясения трудно точно оценить применимость существующих энергетических предложений для оценки сейсмической энергии, поступившей в систему во время землетрясения. Кроме того, объективного количественного метода для оценки применимости таких показателей не существует. Однако уместно отметить преимущество энергетических подходов, позволяющих учитывать зависимости поведения системы от интенсивности, продолжительности движения основания и его частотного состава.

3. На основе анализа исследований по методам сейсмостойкого проектирования конструкций можно сделать вывод, что в настоящее время теория и практика строительства в сейсмических районах достигли высокого уровня развития. Однако существует ряд вопросов, которые требуют более детального изучения. Это касается в первую очередь вопросов, связанных с поведением строительных конструкций в условиях упругопластической деформации: какой метод следует использовать для оценки входной энергии, поступившей в систему, и как оптимально соотнести входную энергию, поступившую в систему, и повреждения, полученные сооружением. В этой связи представляется целесообразным провести сравнительный анализ методов определения входной сейсмической энергии и поиск нового предложения для ее оценки, а также рассмотреть возможность использования простейшей модели для энергетического подхода при расчете сейсмостойкости сооружения.

2 МЕТОДЫ ОЦЕНКИ СЕЙСМИЧЕСКОЙ ЭНЕРГИИ. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ЭНЕРГИИ, ПОСТУПИВШЕЙ В СИСТЕМУ ПРИ ЗЕМЛЕТРЯСЕНИИ

2.1 Преимущества энергетического метода

В настоящее время, сейсмостойкое проектирование зданий основано на силовом расчете и представлении эффекта землетрясения статическими эквивалентными силами, которые рассчитываются, используя упругие спектры реакций (линейно-спектральный метод или ЛСМ), связывающие закон движения грунта с абсолютным ускорением модели в виде линейного осциллятора (рис. 2.1). Такой подход непосредственно не учитывает ни влияния длительности сильных движений, ни пластического поведения конструкции.

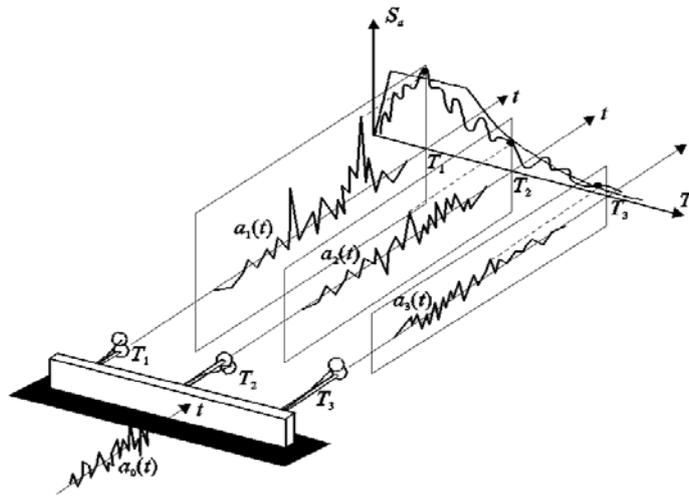


Рисунок 2.1 – Схема сейсмических колебаний грунта и спектры откликов

Частотный состав и продолжительность колебаний грунта напрямую влияют на энергию, поступившую в сооружение и вызывающую повреждение его элементов. Недостатком использования спектров реакции для анализа сейсмостойкости можно проиллюстрировать следующими примером: две записи землетрясения в Чили (1985) и Сан-Сальвадор (1986), которые имеют разные пиковые ускорения грунта, частотный состав и длительность (рис. 2.2).

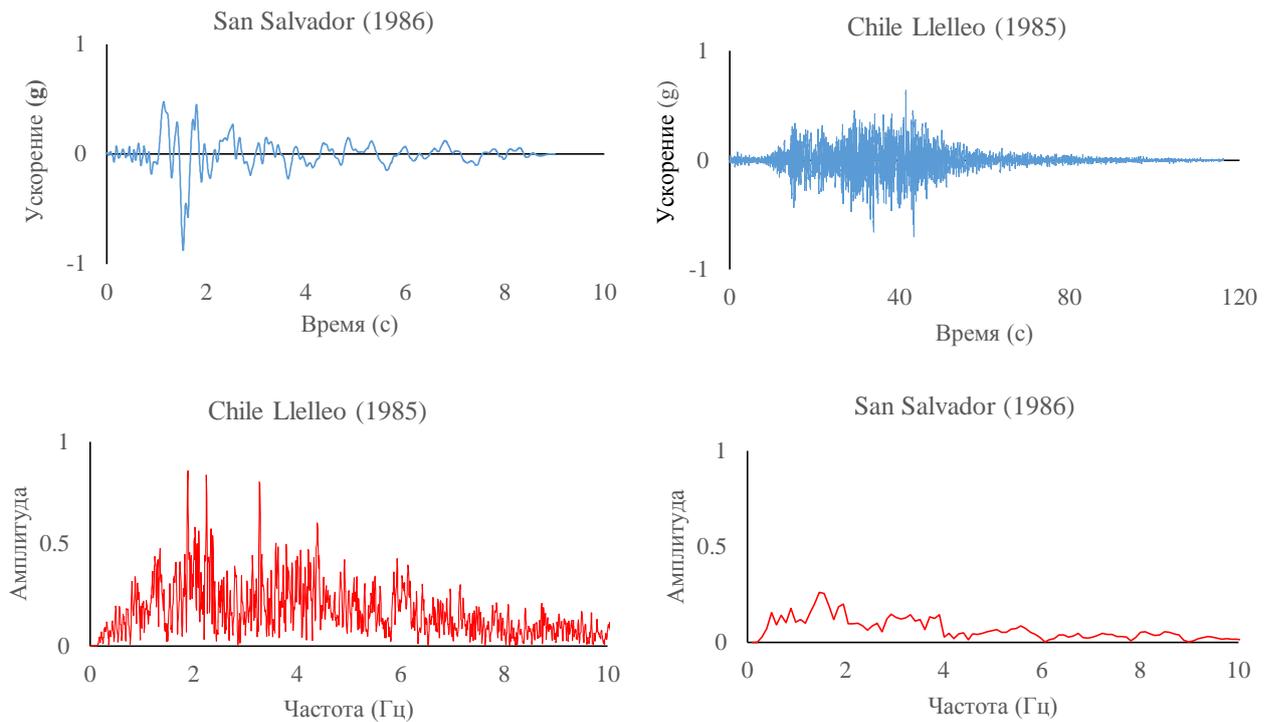


Рисунок 2.2 – Ускорения и спектры амплитуды Фурье двух различных записей землетрясения

Однако упругие спектры реакции, полученные для этих землетрясений, как показано на рис. 2.3, по-видимому, не могут отразить эти различия в записи.

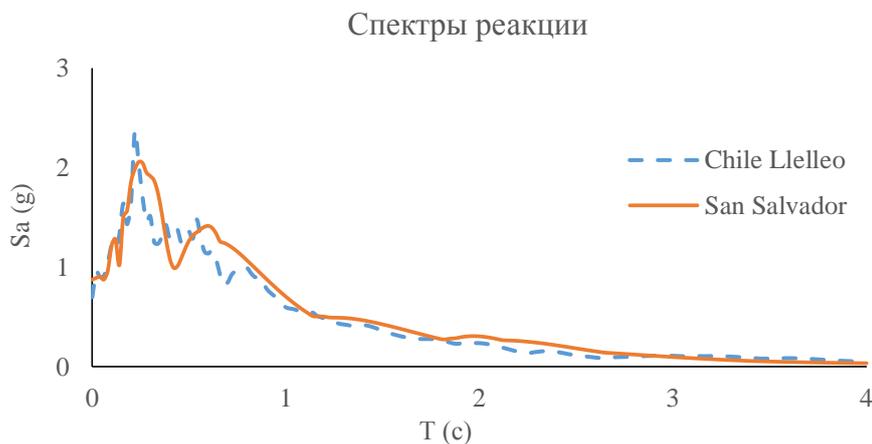


Рисунок 2.3 – Упругие спектры реакции для записей землетрясений Чили и Сан-Сальвадор

В отличие от силового или кинематического расчета сейсмическое воздействие на конструкцию можно интерпретировать, не рассматривая отдельно силы или перемещения, а представить, как произведение обеих величин, т.е. работу

или входную энергию (максимальную энергию, которую может приобрести сооружение в результате землетрясения). Входная сейсмическая энергия служит альтернативным индексом параметра отклика (ответа) и учитывает эффект сейсмического повреждения, связанного с продолжительностью движения основания, частотным составом землетрясения и пластическим деформированием. Спектр реакции на основе энергии может отразить разницу в возможном потенциале повреждения от землетрясений, показывая энергии, которые поступают в систему. Спектральные значения входной энергии (рис. 2.4) явно демонстрируют различие между двумя землетрясениями, имеющими сходные спектры реакции (рис. 2.3), что является преимуществом энергетического метода *EBSD*.

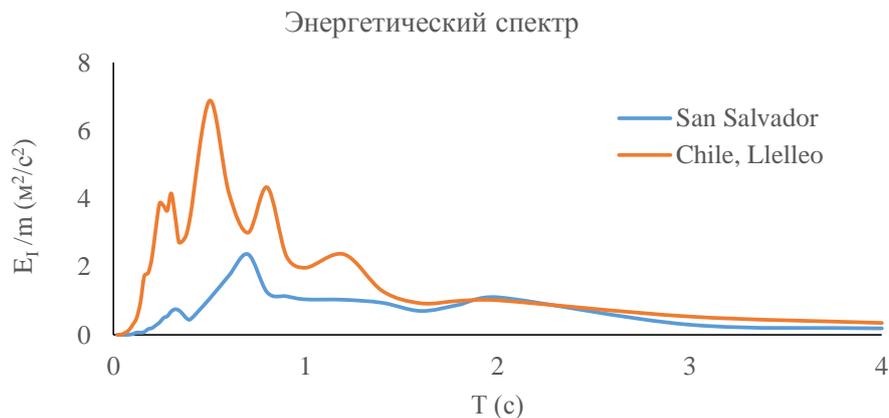


Рисунок 2.4 – Упругий входной энергетический спектр записей землетрясений Чили (1985) и Сан-Сальвадор (1986)

Еще преимуществом *EBSD* является то, что разрушение сооружения может быть рассмотрено с точки зрения энергии пластического деформирования, не прибегая к эквивалентному вязкому демпфированию или коэффициенту пластичности. Следует отметить, однако, что разрушение сооружения зависит не только от энергии пластического деформирования, но также от характера и истории нагружения. Этот вопрос обсуждался несколькими авторами [85, 86, 100, 113, 184] применительно к стальным и железобетонным конструкциям.

Поведение сооружения во время землетрясения определяется количеством энергии, поступившей в структурные элементы системы. Эта энергия находится в

сложной зависимости от интенсивности, частотного состава, длительности движения грунта, а также от структурных параметров системы. Таким образом, определение энергии, поступившей в сооружение, является важнейшей задачей при энергетическом подходе обеспечения сейсмостойкости, т.к. это позволяет установить связь между энергией, поступившей в систему, и возможными повреждениями сооружения.

В данной главе представлен анализ некоторых методов определения входной сейсмической энергии и их сравнение с целью оценки адекватности применения для обеспечения сейсмостойкости сооружения, поскольку обеспечение пластического ресурса сооружения может основываться лишь на правильном определении входной энергии в систему.

2.2 Система с одной степенью свободы

Динамика упругопластической системы с одной степенью свободы (далее УПСОСС) описывается дифференциальным уравнением: **Equation Section (Next)**

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + F(u, \dot{u}) = -m\ddot{u}_g, \quad (2.1)$$

где c – коэффициент затухания, F – восстанавливающая сила, u – относительное перемещение массы, \dot{u} – скорость массы относительно основания.

Записывая слагаемые в уравнении (2.1) как функции времени, получаем

$$\int_0^t m\ddot{u}\dot{u}dt + \int_0^t c\dot{u}^2dt + \int_0^t F(u, \dot{u})\dot{u}dt = -\int_0^t m\ddot{u}_g\dot{u}dt. \quad (2.2)$$

2.3 Анализ методов оценок сейсмической энергии, поступившей в систему

При энергетическом подходе сейсмического проектирования, необходимо оценить входную сейсмическую энергию в сооружение и ее распределение среди различных структурных компонентов.

В предыдущей главе представлены различные методы определения входной сейсмической энергии, поступающей в систему в результате движения грунта во время землетрясения. Эти исследования используют приближенные подходы для

оценки входной сейсмической энергии, основанные на ряде допущений (предположение о линейности системы при оценке энергии по спектру скоростей и т.д.).

Для удобства перепишем эти оценки в следующих видах:

Оценка Хаузнера

$$\frac{E_I}{m} = \frac{1}{2} (PSV)^2 = E_{PSV}, \quad (2.3)$$

где PSV - псевдо-спектральная скорость.

Оценка Акияма

$$\frac{E_I}{m} = \frac{1}{2} (V_E)^2 = E_{AK}, \quad (2.4)$$

где V_E – эквивалентная скорость (м/с), значения которой принимается равной:

$$V_E = \begin{cases} 2.5T & \text{для } T \leq T_G \\ 2.5T_G & \text{для } T \geq T_G \end{cases}, \quad (2.5)$$

где T – период системы, T_G – преобладающий период движения основания как функция типа грунта, который равен 0.4, 0.6, 0.8 и 1.0 с для почвы I (коренная порода), II, III, и IV (самый слабый грунт), соответственно.

Кувамура и Галамбос [150], использовали уравнение (2.4), предложенное Акияма. Обозначим данную оценку как:

$$\frac{E_I}{m} = \frac{1}{2} (V_E)^2 = E_{KG}, \quad (2.6)$$

V_E рекомендовали определять по формулам:

$$V_E = \begin{cases} \frac{1}{2} \sqrt{\frac{I_E T}{T_G}} & \text{для } T \leq T_G \\ \frac{1}{2} \sqrt{T_G I_E} & \text{для } T \geq T_G \end{cases}, \quad (2.7)$$

где $I_E = \int_0^t \ddot{u}_g^2 dt$, t – общая продолжительность воздействия по акселерограмме.

В [45] найдена оценка входной энергии, применимая для любых воздействий и механических систем без внутренних источников энергии как:

$$E(t)_B \leq \frac{m(CAV)^2}{2} = E_{CAV}, \quad (2.8)$$

где $CAV = \int_0^t |\ddot{X}(t)dt|$ – кумулятивная абсолютная скорость, \ddot{X} – ускорение грунта.

Оценка Ариаса примет вид:

$$\frac{E_I}{m} = \frac{(I_A)^2}{2} = E_{IA}, \quad (2.9)$$

где $I_A = \frac{\pi}{2g} \int_0^t |\ddot{u}_g(t)|^2 dt$ – модифицированная интенсивность Ариаса.

2.4 Численный расчет энергии, поступающей в упругопластическую систему

Для упругопластической системы с одной степенью свободы с 5% демпфированием, для описания которой можно применить уравнение (2.1), была определена реальная входная энергия E_I , поступающая в систему при сейсмических воздействиях в программе «*NONLIN*» [71]. Эту энергию сравнили с результатами, полученными по формулам (2.3), (2.4), (2.6), (2.8) и (2.9). Силовая упругопластическая характеристика системы взята в виде диаграммы Прандтля (рис. 2.5а). Варьировалась упругая жесткость (основной период системы) для каждого уровня пластического срабатывания системы (f_{max}) (рис. 2.5б).

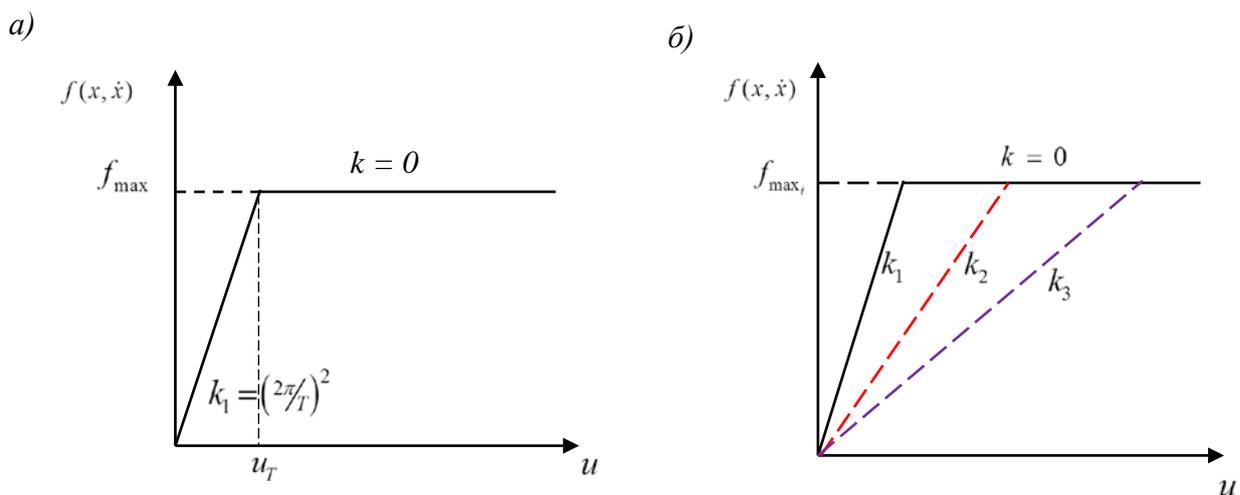


Рисунок 2.5 – Силовая характеристика упругопластической системы

а) диаграмма Прандтля, б) диаграмма Прандтля для систем с меняющимися жесткостями k

Рассматриваемые системы имеют период T от 0,02с до 2с. Воздействия были заданы в виде акселерограмм (табл. 2.1). В расчет предлагается принимать предельную силу (f_{\max}), равную максимуму пикового ускорения основания.

Таблица 2.1 – Характеристики акселерограмм землетрясений

Название	Страна и дата	Станция	Компонент	(M_w)	PGA (m/c^2)	t_{td} (с)	t_{sd} (с)
ChiChi*	Taiwan, 1999	CHY101	N	7,6	4.32	90	26.4
Friuli*	Italy, 1976	Tolmozz	0°	6,5	3.44	36,3	4.24
Kobe*	Japan, 1995	Nishi-Akashi	0°	6,9	4.99	40,9	9.73
Kocaeli**	Turkey, 1999	Duzce	270°	7,5	3.51	27,1	10.5
Northridge*	USA, 1994	LA- Sepulveda VA Hospital	360°	6,7	9.16	47,7	8.53
Ano Liosia**	Greece, 1999	Athens 3 (Kallithea District)	N136	6,0	3.01	39,0	4.41
Ano Liosia	Greece, 1999	Athens-Sepolia (Metro Station) - Greece	Long	6,0	2,38	45,9	3.86
Avej**	Iran, 2002	Avaj (Bakhshdari) - Iran	Long	6,5	4,37	58,8	6
Kozani**	Greece, 1995	Kozani-Prefecture - Greece	Horz	6,5	2,04	29,3	6.46
Montenegro**	Serbia & Mont., 1979	Veliki Ston-F-Ka Soli - Coratia	Horz	6,9	2,62	29,2	9.95
Loma Prieta*	1989	Oakland Outer Harbor Wharf	270°	6,9	2,7	40	7,8
San Fernando*	1971	Cholame Shandon	40°	6.6	2.33	26.2	13,8

Источник: PEER NGA strong-motion database: <http://www.peer.berkeley.edu/nga> and Internet-Site for European Strong-Motion Data (ISESD): <http://www.isesd.cv.ic.ac.uk> [80].

Определен преобладающий период (T_G) основания в зависимости от группы грунта. Значение T_G , согласно [143] приняли равным 0.4, 0.6, 0.8 и 1с для грунта I, II, III и IV категорий соответственно. Значения PSV с 5% демпфированием, CAV и I_A для заданных воздействий были определены в «SEISMOSIGNAL» [182]. В табл. 2.2 представлены результаты расчетов максимальной энергии, поступившей в различные системы.

Таблица 2.2 – Значения максимальной сейсмической энергии на единицу массы

Loma Prieta						
T	Сейсмическая энергия, m^2/c^2 на единицу массы					
	EI	EPSV	EIA	EAK	EKG	ECAV
0.02	0.0000	0.0000	0.3528	0.0013	0.0003	26.281
0.04	0.0000	0.0001	0.3528	0.0050	0.0013	26.281
0.06	0.0000	0.0003	0.3528	0.0113	0.0030	26.281
0.08	0.0010	0.0007	0.3528	0.0200	0.0053	26.281
0.1	0.0030	0.0012	0.3528	0.0313	0.0082	26.281
0.12	0.0030	0.0015	0.3528	0.0450	0.0118	26.281
0.14	0.0090	0.0029	0.3528	0.0613	0.0161	26.281
0.16	0.0160	0.0039	0.3528	0.0800	0.0210	26.281
0.18	0.0240	0.0073	0.3528	0.1013	0.0266	26.281
0.2	0.0450	0.0131	0.3528	0.1250	0.0329	26.281
0.22	0.0430	0.0151	0.3528	0.1513	0.0398	26.281
0.24	0.0510	0.0109	0.3528	0.1800	0.0473	26.281
0.26	0.0590	0.0167	0.3528	0.2113	0.0556	26.281
0.28	0.0730	0.0223	0.3528	0.2450	0.0644	26.281
0.3	0.0990	0.0298	0.3528	0.2813	0.0740	26.281
0.32	0.1220	0.0262	0.3528	0.3200	0.0842	26.281
0.34	0.1300	0.0287	0.3528	0.3613	0.0950	26.281
0.36	0.1440	0.0262	0.3528	0.4050	0.1065	26.281
0.38	0.1740	0.0365	0.3528	0.4513	0.1187	26.281
0.4	0.2450	0.0595	0.3528	0.5000	0.1315	26.281
0.5	0.4700	0.0874	0.3528	0.7813	0.2055	26.281
0.6	0.7090	0.3961	0.3528	1.1250	0.2959	26.281
0.7	0.6430	0.5732	0.3528	1.5313	0.4027	26.281
0.8	0.5630	0.3266	0.3528	2.0000	0.5260	26.281
0.9	0.3650	0.2028	0.3528	2.0000	0.5260	26.281
1	0.3210	0.2152	0.3528	2.0000	0.5260	26.281
1.2	0.3290	0.1623	0.3528	2.0000	0.5260	26.281
1.4	0.9910	0.3500	0.3528	2.0000	0.5260	26.281
1.6	0.7150	0.2664	0.3528	2.0000	0.5260	26.281
1.8	0.3720	0.1537	0.3528	2.0000	0.5260	26.281
2	0.2920	0.1192	0.3528	2.0000	0.5260	26.281

San Fernando – Paicoma Dam						
T	Сейсмическая энергия, $\text{м}^2/\text{с}^2$ на единицу массы					
	EI	EPSV	EIA	EAK	EKG	ECAV
0.02	0.0010	0.0006	29.7992	0.0013	0.0060	195.624
0.04	0.0030	0.0025	29.7992	0.0050	0.0241	195.624
0.06	0.0280	0.0089	29.7992	0.0113	0.0542	195.624
0.08	0.1050	0.0286	29.7992	0.0200	0.0964	195.624
0.1	0.1770	0.0399	29.7992	0.0313	0.1507	195.624
0.12	0.3360	0.0477	29.7992	0.0450	0.2169	195.624
0.14	0.5940	0.1149	29.7992	0.0613	0.2953	195.624
0.16	0.6460	0.1034	29.7992	0.0800	0.3857	195.624
0.18	0.8200	0.1462	29.7992	0.1013	0.4881	195.624
0.2	0.9220	0.1455	29.7992	0.1250	0.6026	195.624
0.22	1.0520	0.2189	29.7992	0.1513	0.7292	195.624
0.24	0.9620	0.2274	29.7992	0.1800	0.8678	195.624
0.26	1.1510	0.4184	29.7992	0.2113	1.0184	195.624
0.28	1.5700	0.5179	29.7992	0.2450	1.1811	195.624
0.3	1.8030	0.4270	29.7992	0.2813	1.3559	195.624
0.32	1.8010	0.2494	29.7992	0.3200	1.5427	195.624
0.34	2.5380	0.4798	29.7992	0.3613	1.7416	195.624
0.36	2.6590	0.6197	29.7992	0.4050	1.9525	195.624
0.38	3.2000	0.5849	29.7992	0.4513	2.1755	195.624
0.4	3.7750	1.1739	29.7992	0.5000	2.4105	195.624
0.5	3.1720	1.8655	29.7992	0.5000	2.4105	195.624
0.6	1.8630	0.7150	29.7992	0.5000	2.4105	195.624
0.7	1.4090	0.3802	29.7992	0.5000	2.4105	195.624
0.8	1.0880	0.4402	29.7992	0.5000	2.4105	195.624
0.9	1.9170	0.6014	29.7992	0.5000	2.4105	195.624
1	1.6140	0.7801	29.7992	0.5000	2.4105	195.624
1.2	1.5180	0.7537	29.7992	0.5000	2.4105	195.624
1.4	1.8890	0.6271	29.7992	0.5000	2.4105	195.624
1.6	1.4190	0.4946	29.7992	0.5000	2.4105	195.624
1.8	1.0040	0.3611	29.7992	0.5000	2.4105	195.624
2	0.8140	0.2430	29.7992	0.5000	2.4105	195.624

Parkfield						
T	Сейсмическая энергия, m^2/c^2 на единицу массы					
	EI	EPSV	EIA	EAK	EKG	ECAV
0.02	0.0000	0.0000	0.0481	0.0013	0.0001	9.946
0.04	0.0000	0.0001	0.0481	0.0050	0.0005	9.946
0.06	0.0010	0.0004	0.0481	0.0113	0.0011	9.946
0.08	0.0080	0.0026	0.0481	0.0200	0.0019	9.946
0.1	0.0130	0.0023	0.0481	0.0313	0.0030	9.946
0.12	0.0170	0.0049	0.0481	0.0450	0.0043	9.946
0.14	0.0290	0.0068	0.0481	0.0613	0.0059	9.946
0.16	0.0290	0.0178	0.0481	0.0800	0.0077	9.946
0.18	0.0320	0.0178	0.0481	0.1013	0.0097	9.946
0.2	0.0280	0.0161	0.0481	0.1250	0.0120	9.946
0.22	0.0260	0.0102	0.0481	0.1513	0.0145	9.946
0.24	0.0330	0.0062	0.0481	0.1800	0.0172	9.946
0.26	0.0630	0.0142	0.0481	0.2113	0.0202	9.946
0.28	0.0620	0.0148	0.0481	0.2450	0.0235	9.946
0.3	0.0580	0.0087	0.0481	0.2813	0.0269	9.946
0.32	0.0490	0.0088	0.0481	0.3200	0.0306	9.946
0.34	0.0500	0.0115	0.0481	0.3613	0.0346	9.946
0.36	0.0470	0.0102	0.0481	0.4050	0.0388	9.946
0.38	0.0560	0.0124	0.0481	0.4513	0.0432	9.946
0.4	0.0660	0.0207	0.0481	0.5000	0.0479	9.946
0.5	0.1010	0.0164	0.0481	0.7813	0.0748	9.946
0.6	0.0530	0.0189	0.0481	1.1250	0.1077	9.946
0.7	0.0800	0.0144	0.0481	1.5313	0.1466	9.946
0.8	0.0540	0.0194	0.0481	2.0000	0.1915	9.946
0.9	0.0640	0.0142	0.0481	2.0000	0.1915	9.946
1	0.1200	0.0294	0.0481	2.0000	0.1915	9.946
1.2	0.1200	0.0287	0.0481	2.0000	0.1915	9.946
1.4	0.0590	0.0138	0.0481	2.0000	0.1915	9.946
1.6	0.0410	0.0084	0.0481	2.0000	0.1915	9.946
1.8	0.0480	0.0122	0.0481	2.0000	0.1915	9.946
2	0.0290	0.0095	0.0481	2.0000	0.1915	9.946

Kobe- NishiAkashi						
T	Сейсмическая энергия, м ² /с ² на единицу массы					
	EI	EPSV	EIA	EAK	EKG	ECAV
0.02	0.0000	0.0001	5.6180	0.0013	0.0000	102.540
0.04	0.0010	0.0006	5.6180	0.0050	0.0002	102.540
0.06	0.0070	0.0028	5.6180	0.0113	0.0004	102.540
0.08	0.0070	0.0087	5.6180	0.0200	0.0007	102.540
0.1	0.0460	0.0432	5.6180	0.0313	0.0010	102.540
0.12	0.0440	0.0294	5.6180	0.0450	0.0015	102.540
0.14	0.0970	0.0476	5.6180	0.0613	0.0020	102.540
0.16	0.2720	0.0988	5.6180	0.0800	0.0027	102.540
0.18	0.5340	0.0592	5.6180	0.1013	0.0034	102.540
0.2	0.7710	0.1852	5.6180	0.1250	0.0042	102.540
0.22	0.8120	1.1246	5.6180	0.1513	0.0050	102.540
0.24	0.6940	0.4349	5.6180	0.1800	0.0060	102.540
0.26	0.7740	0.6816	5.6180	0.2113	0.0070	102.540
0.28	0.7330	0.8301	5.6180	0.2450	0.0082	102.540
0.3	0.8070	0.2528	5.6180	0.2813	0.0094	102.540
0.32	1.1600	1.2623	5.6180	0.3200	0.0106	102.540
0.34	1.2430	0.3115	5.6180	0.3613	0.0120	102.540
0.36	1.4920	0.5927	5.6180	0.4050	0.0135	102.540
0.38	1.7120	0.3056	5.6180	0.4513	0.0150	102.540
0.4	1.9600	1.0297	5.6180	0.5000	0.0166	102.540
0.5	1.8690	6.2048	5.6180	0.7813	0.0260	102.540
0.6	1.2120	1.0634	5.6180	1.1250	0.0374	102.540
0.7	1.3750	1.3595	5.6180	1.1250	0.0374	102.540
0.8	0.5060	0.4519	5.6180	1.1250	0.0374	102.540
0.9	1.1920	1.8983	5.6180	1.1250	0.0374	102.540
1	0.3180	0.3017	5.6180	1.1250	0.0374	102.540
1.2	0.3470	0.3455	5.6180	1.1250	0.0374	102.540
1.4	0.4270	0.4159	5.6180	1.1250	0.0374	102.540
1.6	1.2190	1.2562	5.6180	1.1250	0.0374	102.540
1.8	0.4130	0.4039	5.6180	1.1250	0.0374	102.540
2	0.2750	0.2021	5.6180	1.1250	0.0374	102.540

Avej							
T	Сейсмическая энергия, м ² /с ² на единицу массы						
	EI	EPSV	EIA	EAK	EKG	ECAV	
0.02	0.0000	0.0001	1.5173	0.0013	0.0031	39.587	
0.04	0.0100	0.0044	1.5173	0.0050	0.0123	39.587	
0.06	0.0210	0.0310	1.5173	0.0113	0.0276	39.587	
0.08	0.0260	0.0406	1.5173	0.0200	0.0491	39.587	
0.1	0.0520	0.0386	1.5173	0.0313	0.0767	39.587	
0.12	0.0830	0.0488	1.5173	0.0450	0.1105	39.587	
0.14	0.1630	0.0300	1.5173	0.0613	0.1503	39.587	
0.16	0.2930	0.0876	1.5173	0.0800	0.1964	39.587	
0.18	0.3880	0.2189	1.5173	0.1013	0.2485	39.587	
0.2	0.4260	1.7727	1.5173	0.1250	0.3068	39.587	
0.22	0.5140	0.2939	1.5173	0.1513	0.3713	39.587	
0.24	0.4350	0.4359	1.5173	0.1800	0.4418	39.587	
0.26	0.4520	0.4703	1.5173	0.2113	0.5185	39.587	
0.28	0.7420	0.2874	1.5173	0.2450	0.6014	39.587	
0.3	0.7590	2.5047	1.5173	0.2813	0.6904	39.587	
0.32	0.6000	2.5779	1.5173	0.3200	0.7855	39.587	
0.34	0.5030	0.6692	1.5173	0.3613	0.8867	39.587	
0.36	0.3320	0.4915	1.5173	0.4050	0.9941	39.587	
0.38	0.3460	0.4072	1.5173	0.4513	1.1077	39.587	
0.4	0.3450	0.6910	1.5173	0.5000	1.2273	39.587	
0.5	0.1490	0.1417	1.5173	0.7813	1.9177	39.587	
0.6	0.2510	0.2612	1.5173	1.1250	2.7615	39.587	
0.7	0.2600	0.1762	1.5173	1.1250	2.7615	39.587	
0.8	0.2480	0.2491	1.5173	1.1250	2.7615	39.587	
0.9	0.1330	0.0884	1.5173	1.1250	2.7615	39.587	
1	0.0720	0.0310	1.5173	1.1250	2.7615	39.587	
1.2	0.0370	0.0183	1.5173	1.1250	2.7615	39.587	
1.4	0.0440	0.0399	1.5173	1.1250	2.7615	39.587	
1.6	0.0830	0.0812	1.5173	1.1250	2.7615	39.587	
1.8	0.0320	0.0262	1.5173	1.1250	2.7615	39.587	
2	0.0340	0.0123	1.5173	1.1250	2.7615	39.587	

Imperial Valley						
	Сейсмическая энергия, $\text{м}^2/\text{с}^2$ на единицу массы					
T	EI	EPSV	EIA	EAK	EKG	ECAV
0.02	0.064	0.000	1.656	0.00125	0.000711	102.245
0.04	0.101	0.000	1.656	0.005	0.002844	102.245
0.06	0.127	0.001	1.656	0.01125	0.006398	102.245
0.08	0.151	0.003	1.656	0.02	0.011375	102.245
0.1	0.179	0.004	1.656	0.03125	0.017773	102.245
0.12	0.214	0.007	1.656	0.045	0.025594	102.245
0.14	0.254	0.012	1.656	0.06125	0.034836	102.245
0.16	0.301	0.009	1.656	0.08	0.0455	102.245
0.18	0.329	0.021	1.656	0.10125	0.057586	102.245
0.2	0.352	0.021	1.656	0.125	0.071094	102.245
0.22	0.384	0.028	1.656	0.15125	0.086023	102.245
0.24	0.419	0.052	1.656	0.18	0.102375	102.245
0.26	0.434	0.067	1.656	0.21125	0.120148	102.245
0.28	0.438	0.054	1.656	0.245	0.139344	102.245
0.3	0.446	0.055	1.656	0.28125	0.159961	102.245
0.32	0.467	0.061	1.656	0.32	0.182	102.245
0.34	0.491	0.058	1.656	0.36125	0.205461	102.245
0.36	0.515	0.068	1.656	0.405	0.230344	102.245
0.38	0.543	0.080	1.656	0.45125	0.256648	102.245
0.4	0.563	0.073	1.656	0.5	0.284375	102.245
0.5	0.662	0.210	1.656	0.78125	0.444336	102.245
0.6	0.675	0.318	1.656	1.125	0.639844	102.245
0.7	0.688	0.228	1.656	1.53125	0.870898	102.245
0.8	0.629	0.233	1.656	2	1.13754	102.245
0.9	0.582	0.284	1.656	2	1.13754	102.245
1	0.522	0.321	1.656	2	1.13754	102.245
1.2	0.505	0.190	1.656	2	1.13754	102.245
1.4	0.403	0.078	1.656	2	1.13754	102.245
1.6	0.288	0.117	1.656	2	1.13754	102.245
1.8	0.376	0.125	1.656	2	1.13754	102.245
2	3.85	0.154	1.656	2	1.13754	102.245

Northridge – Sylmar city						
T	Сейсмическая энергия, м ² /с ² на единицу массы					
	EI	EPSV	EIA	EAK	EKG	ECAV
0.02	0.211	0.000	3.41	0.00125	0.001017	74.664
0.04	0.350	0.001	3.41	0.005	0.004068	74.664
0.06	0.445	0.002	3.41	0.01125	0.009152	74.664
0.08	0.519	0.004	3.41	0.02	0.01627	74.664
0.1	0.575	0.013	3.41	0.03125	0.025422	74.664
0.12	0.620	0.017	3.41	0.045	0.036608	74.664
0.14	0.665	0.018	3.41	0.06125	0.049827	74.664
0.16	0.707	0.022	3.41	0.08	0.06508	74.664
0.18	0.737	0.028	3.41	0.10125	0.082367	74.664
0.2	0.760	0.041	3.41	0.125	0.101688	74.664
0.22	0.781	0.046	3.41	0.15125	0.123042	74.664
0.24	0.806	0.054	3.41	0.18	0.14643	74.664
0.26	0.828	0.062	3.41	0.21125	0.171852	74.664
0.28	0.857	0.077	3.41	0.245	0.199308	74.664
0.3	0.874	0.126	3.41	0.28125	0.228797	74.664
0.32	0.882	0.183	3.41	0.32	0.26032	74.664
0.34	0.893	0.187	3.41	0.36125	0.293877	74.664
0.36	0.906	0.191	3.41	0.405	0.329468	74.664
0.38	0.925	0.218	3.41	0.45125	0.367092	74.664
0.4	0.944	0.256	3.41	0.5	0.40675	74.664
0.5	0.978	0.549	3.41	0.78125	0.635547	74.664
0.6	0.977	0.649	3.41	1.125	0.915188	74.664
0.7	0.969	0.414	3.41	1.53125	1.245672	74.664
0.8	0.943	1.023	3.41	2	1.627	74.664
0.9	0.942	1.084	3.41	2	1.627	74.664
1	0.966	0.454	3.41	2	1.627	74.664
1.2	1.108	0.421	3.41	2	1.627	74.664
1.4	1.214	0.622	3.41	2	1.627	74.664
1.6	1.158	0.454	3.41	2	1.627	74.664
1.8	1.169	0.667	3.41	2	1.627	74.664
2	1.147	0.984	3.41	2	1.627	74.664

Ken County						
	Сейсмическая энергия, m^2/c^2 на единицу массы					
T	EI	EPSV	EIA	EAK	EKG	ECAV
0.02	0.004	0.000	0.18	0.00125	0.000307	40.770
0.04	0.006	0.000	0.18	0.005	0.00123	40.770
0.06	0.009	0.000	0.18	0.01125	0.002767	40.770
0.08	0.013	0.000	0.18	0.02	0.004919	40.770
0.1	0.018	0.001	0.18	0.03125	0.007685	40.770
0.12	0.03	0.001	0.18	0.045	0.011067	40.770
0.14	0.05	0.002	0.18	0.06125	0.015063	40.770
0.16	0.074	0.004	0.18	0.08	0.019675	40.770
0.18	0.097	0.006	0.18	0.10125	0.024901	40.770
0.2	0.11	0.009	0.18	0.125	0.030742	40.770
0.22	0.124	0.012	0.18	0.15125	0.037197	40.770
0.24	0.131	0.012	0.18	0.18	0.044268	40.770
0.26	0.26	0.011	0.18	0.21125	0.051953	40.770
0.28	0.154	0.012	0.18	0.245	0.060254	40.770
0.3	0.172	0.018	0.18	0.28125	0.069169	40.770
0.32	0.186	0.027	0.18	0.32	0.078699	40.770
0.34	0.198	0.034	0.18	0.36125	0.088843	40.770
0.36	0.205	0.024	0.18	0.405	0.099603	40.770
0.38	0.203	0.021	0.18	0.45125	0.110977	40.770
0.4	0.198	0.030	0.18	0.5	0.122967	40.770
0.5	0.188	0.036	0.18	0.78125	0.192135	40.770
0.6	0.165	0.038	0.18	1.125	0.276675	40.770
0.7	0.173	0.040	0.18	1.125	0.276675	40.770
0.8	0.195	0.063	0.18	1.125	0.276675	40.770
0.9	0.185	0.057	0.18	1.125	0.276675	40.770
1	0.139	0.030	0.18	1.125	0.276675	40.770
1.2	0.111	0.037	0.18	1.125	0.276675	40.770
1.4	0.142	0.037	0.18	1.125	0.276675	40.770
1.6	0.208	0.085	0.18	1.125	0.276675	40.770
1.8	0.192	0.064	0.18	1.125	0.276675	40.770
2	0.107	0.035	0.18	1.125	0.276675	40.770

Для демонстрации результатов расчета в графическом виде на рис. 2.6 представлены пять из десяти табличных результатов.

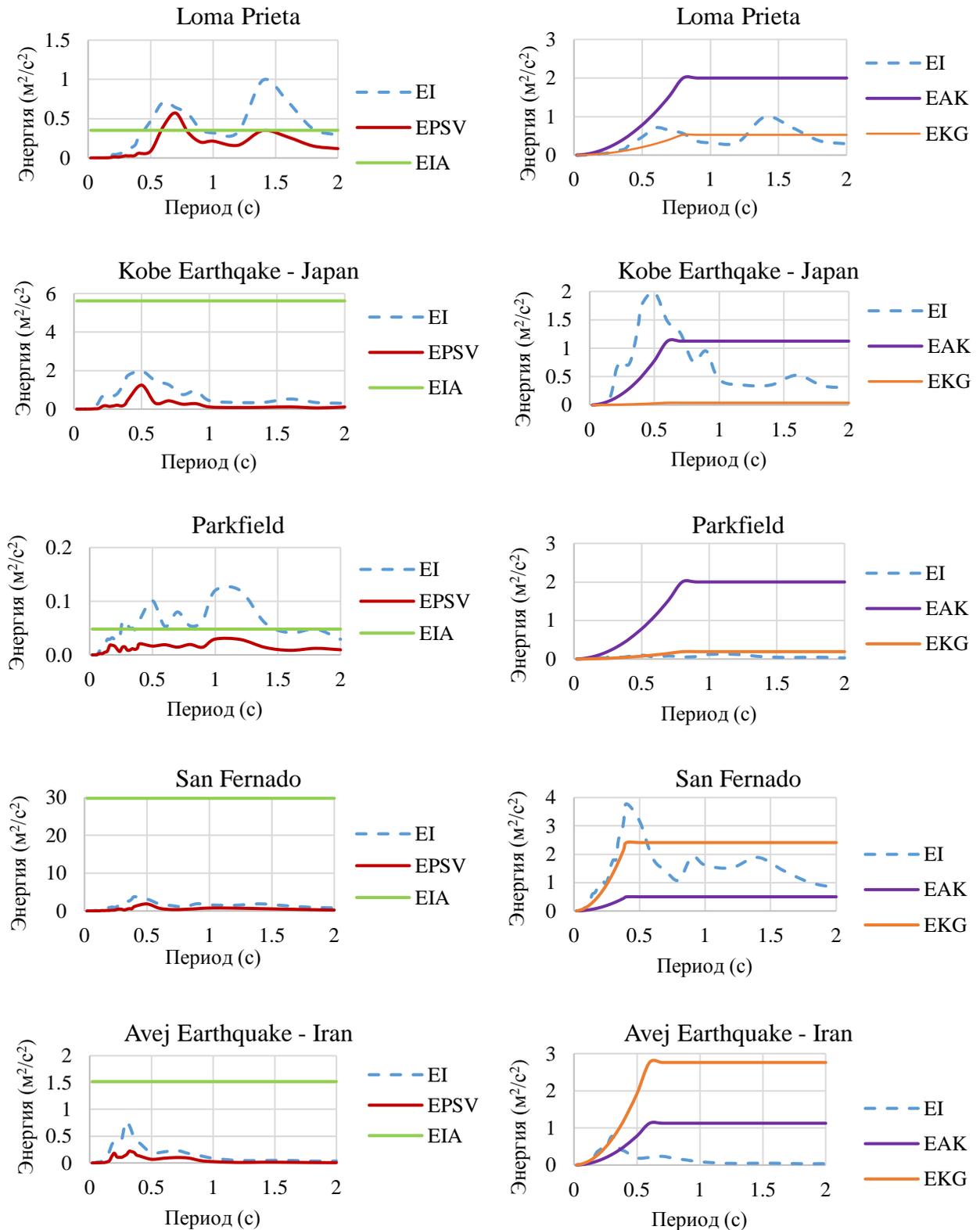


Рисунок 2.6 – Сейсмическая энергия, поступающая в различные системы на воздействие землетрясения.

ED, *EPSV*, *EAK*, *EKG*, *EIA* – максимальная энергия рассчитанная по формулам (2.1), (2.3), (2.4), (2.6) и (2.9)

2.5 Выводы по главе 2

1. Результаты, полученные при расчете максимальной поступившей в систему энергии существенно отличаются в зависимости от предложенного метода, что объясняется использованием авторами разных параметров и допущений.

2. В некоторых случаях полученные значения максимальной сейсмической энергии занижены по отношению к реальному значению, что может привести к недооценке нужного пластического ресурса и переоценке сейсмостойкости сооружения.

3. Исходя из вышеизложенных факторов, необходим поиск нового метода, позволяющего определить максимальную входную сейсмическую энергию, поступившую в систему, без занижения, но с разумным запасом.

3 МЕТОД ОЦЕНКИ СЕЙСМИЧЕСКОЙ ЭНЕРГИИ С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ УДЕЛЬНОЙ ПЛОТНОСТИ ЭНЕРГИИ СЕЙСМИЧЕСКОГО ВОЗДЕЙСТВИЯ

В предыдущих главах представлен обзор ряда методов для оценки входной сейсмической энергии. Очевидно, что не существует универсального метода или предложения по оценке входной энергии. Кроме того, сравнительный анализ различных методов показал, что величина входной энергии, поступившей в систему, отличается от значений энергии, полученных из динамического решения уравнения энергетического баланса. Важно отметить, что в некоторых случаях величина входной энергии может быть недооценена, что в конечном итоге не сможет обеспечить необходимую сейсмостойкость.

В данной главе представлено новое предложение для определения поступившей в сооружение сейсмической энергии и выполнено сравнение данного метода с оценками, предложенными другими авторами.

3.1 Уравнение энергетического баланса

При энергетическом подходе сейсмического проектирования необходимо оценить входную сейсмическую энергию и распределить среди структурных компонентов. Для анализа упругопластической работы конструкций используется нелинейная модель с одной степенью свободы (рис. 3.1).

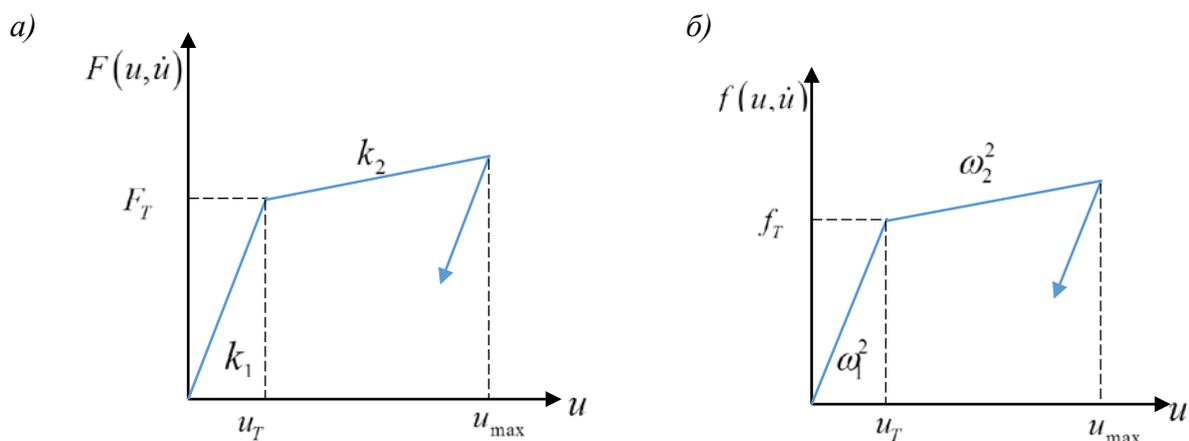


Рисунок 3.1 – Билинейная диаграмма с упругой разгрузкой

а) для общей массы, б) для единичной массы

Equation Section (Next)

Такая модель применена в работах Н. Ньюмарка и Э. Розенблюэта [36], В.Д. Ивена [134 – 136], А.К. Чопры [101–103], Э. Симборта [51–56] и других ученых. Характер разгрузки предложенной модели описывается гипотезой кинематического упрочнения Мазинга [26, 37]. Способы перехода от системы со многими степенями свободы к системе с одной степенью свободы предлагаются в ряде исследований, например, [30, 31, 102].

Уравнение (2.1) при делении всех слагаемых на массу (M) можно записать в виде:

$$\ddot{u} + 2\xi\omega\dot{u} + f(u, \dot{u}) = -\ddot{u}_g. \quad (3.1)$$

В (3.1) введены обозначения $F(u, \dot{u})/m = f(u, \dot{u})$, $c/m = 2\xi\omega$ где ξ – безразмерный коэффициент демпфирования, ω – собственная частота системы, $f(u, \dot{u})$ – приведенное к единичной массе усилие сопротивления.

Уравнение (3.1) представляет собой равновесие внешних и внутренних сил в течение всей продолжительности воздействия. Следовательно, интегрируя обе части уравнения движения с учетом реакции конструкции, получим новое уравнение, которое называется «уравнением энергетического баланса», поскольку все слагаемые выражаются в единицах энергии. Записывая слагаемые в уравнении как функции времени, получаем:

$$\int_0^t \ddot{u}\dot{u}dt + \int_0^t 2\xi\omega\dot{u}^2 dt + \int_0^t f(u, \dot{u})\dot{u}dt = -\int_0^t \ddot{u}_g\dot{u}dt, \quad (3.2)$$

Уравнению (3.2) соответствует энергетическое соотношение

$$E_K + E_\xi + E_A = E_I, \quad (3.3)$$

где $E_K = \int_0^t M\dot{u}(t)d\dot{u} = \frac{1}{2}M\dot{u}^2$ – относительная кинетическая энергия, $E_\xi = \int_0^t c\dot{u}^2 dt$ –

энергия демпфирования, $E_A = \int_0^t F(u, \dot{u})\dot{u}dt$, $E_I = -\int_0^t \ddot{u}_g\dot{u}dt$ – относительная входная

энергия.

Формулу (3.3) преобразуем в вид:

$$E_K + E_\xi + E_S + E_H = E_I, \quad (3.4)$$

здесь $E_A = E_S + E_H = \int_0^t F(u, \dot{u}) \dot{u} dt$, $E_S = [f(u, u)]^2 / 2k = ku^2 / 2$ – потенциальная энергия упругой деформации, $k = k_I$ – начальная жесткость упругопластической системы (или частотная характеристика на начальном участке упругопластической системы), E_H — энергия, рассеянная посредством пластических деформаций (невозвратимая гистерезисная энергия),

Теоретически вычисленная входная энергия зависит от рассматриваемой модели сооружения. Определенная в результате динамического расчета выбранной модели или полученная на основе теоретических оценок входная энергия сравнивается с энергоемкостью, т.е. с максимальной энергией, которую можно сообщить сооружению до его разрушения. Обычно сравнению с энергоемкостью подвергается пластическая часть входной (поглощенной сооружением) энергии. Такова основа энергетического метода сейсмического проектирования (*energy-based seismic design* – далее *EBS*D).

Левая часть уравнения (3.3) или (3.4) представляет собой «способность поглощения энергии» (*Energy Absorption Capacity* – *EAC*) и интерпретируется как сейсмический потенциал сооружения; а правая часть уравнения представляет собой входную энергию от последствия землетрясения [107]. Сейсмическую безопасность конструкции можно оценить, сравнив ожидаемое значение E_I на участке, где расположено здание, с его *EAC*.

Следующие важные характеристики E_I известны из численных анализов неупругого отклика при возникновении землетрясения [74, 150, 198]: 1. прочность сооружения слабо влияет на E_I ; 2. конфигурационная характеристика восстанавливающей силы конструкции несущественно влияет на E_I ; 3. коэффициент демпфирования ζ имеет минимальное влияние на E_I ; 4. E_I не зависит от общей массы сооружения m ; 5. E_I зависит от периода колебаний сооружения T_i , в основном при первой форме колебания T_1 . На грани разрушения

E_{AC} и E_I имеют одинаковое значение, поэтому сейсмический потенциал здания (в том числе, существующего здания) может быть выражен через уровень E_I , соответствующий «предельному землетрясению», которому здание может сопротивляться.

3.2 Предложение для оценки сейсмической энергии

Предлагается вывести формулу на основе известной характеристики интенсивности сейсмического воздействия – удельной плотности энергии (*Specific Energy Density - SED*). Для получения указанной оценки выполним необходимые математические действия.

Численный анализ показывает, что в уравнении (3.3) членом $E_\xi = \int_0^t c\dot{u}^2 dt$ можно пренебречь вследствие его малости. Основным интерес представляет диссипативная энергия, являющаяся монотонно возрастающей функцией. Именно эта энергия приводит к разрушению системы в условиях ее пластического деформирования. Вследствие монотонности E_A оценку максимума этой энергии следует производить в конце процесса \bar{t} сейсмического воздействия или в конце интенсивной фазы воздействия. Получим оценку, исходя из предположения, что $k_2 = 0$ (рис. 3.1) и предельная сила сопротивления сооружения $F(u, \dot{u})$ описывается диаграммой Прандтля. При этом учтем, что $\dot{u}_g(\bar{t}) = 0$; $\dot{u}_g(0) = 0$.

Проинтегрируем $\int_0^{\bar{t}} \ddot{u}_g \dot{u} dt$ по частям:

$$\int_0^{\bar{t}} \ddot{u}_g \dot{u} dt = \dot{u}_g \dot{u} \Big|_0^{\bar{t}} - \int_0^{\bar{t}} \dot{u}_g \ddot{u} dt = - \int_0^{\bar{t}} \dot{u}_g \ddot{u} dt. \quad (3.5)$$

При $c = 0$, из (3.1) следует:

$$\ddot{u}(t) = -f(u, \dot{u}) - \ddot{u}_g(t). \quad (3.6)$$

Поставляя (3.6) в (3.5), получим:

$$\begin{aligned}
\int_0^{\bar{t}} \ddot{u}_g \dot{u} dt &= \int_0^{\bar{t}} \dot{u}_g (f(u, \dot{u}) + \ddot{u}_g(t)) dt = \int_0^{\bar{t}} \ddot{u}_g \dot{u}_g dt + \int_0^{\bar{t}} f(u, \dot{u}) \dot{u}_g dt \\
&= \frac{\dot{u}_g^2}{2} \Big|_0^{\bar{t}} + \int_0^{\bar{t}} \dot{u}_g f(u, \dot{u}) dt = \int_0^{\bar{t}} \dot{u}_g f(u, \dot{u}) dt
\end{aligned} \tag{3.7}$$

Учтем, что $\dot{u}_g(\bar{t}) = 0$, с учетом (3.7) из (3.3) получаем:

$$E_A \leq \int_0^{\bar{t}} |\ddot{u}_g \dot{u}| dt = \int_0^{\bar{t}} |\dot{u}_g f(u, \dot{u})| dt. \tag{3.8}$$

Введем обозначение:

$$|f(u, \dot{u})|_{\max} = f_{\max}. \tag{3.9}$$

Используя неравенство Коши-Буняковского [25], из (3.8) с учетом (3.9) находим оценку:

$$E_A \leq f_{\max} \sqrt{\bar{t} \int_0^{\bar{t}} \dot{u}_g^2 dt} = f_{\max} \sqrt{\bar{t} SED} = ESED, \tag{3.10}$$

где \bar{t} – существенная продолжительность [189] сейсмического воздействия, $ESED$ – сейсмическая энергия, как функция от удельной плотности энергии, $SED = \int_0^{\bar{t}} \dot{u}_g^2 dt$ – удельная плотность энергии.

Представляет интерес вывод (3.10) исходя из описания УПСОСС в абсолютной системе координат. В этом случае (при $c = 0$)

$$u_{abs} = u_g + u, \tag{3.11}$$

где u_{abs} – абсолютное ускорение массы системы.

$$m\ddot{u}_{abs} + F(u, \dot{u}) = 0 \tag{3.12}$$

или

$$\ddot{u}_{abs} + f(u, \dot{u}) = 0. \tag{3.13}$$

Умножая (3.13) на \dot{u}_{abs} и интегрируя от 0 до \bar{t} , получаем:

$$\begin{aligned} \frac{m\dot{u}^2}{2} + \int_0^{\bar{t}} f(u, \dot{u})(\dot{u} + \dot{u}_g) dt &= 0 \\ \frac{m\dot{u}^2}{2} + \int_0^{\bar{t}} f(u, \dot{u})\dot{u} dt &= -\int_0^{\bar{t}} f(u, \dot{u})\dot{u}_g dt \end{aligned} \quad (3.14)$$

Правая часть в (3.14) по абсолютной величине совпадает с правой частью в (3.7). В то же время

$$\int_0^{\bar{t}} f(u, \dot{u})\dot{u} dt = E_A \quad (3.15)$$

Таким образом, из (3.14) следует оценка (3.10).

3.3 Определение сейсмической энергии в упругопластической системе с одной степенью свободы

Чтобы оценить энергию по формуле (3.10) был выполнен ряд расчетов для упругопластической системы с одной степенью свободы (УПСОСС). Сейсмические воздействия, заданные в виде акселерограмм, приведены в Таблица 2.1.

Рассматривались системы с периодом T от 0,02 до 2,0с. Максимальное предельное ускорение определялось как: $f_{max} = PGA$, где PGA – пиковое ускорение грунта. Силовые характеристики упругопластической системы взята в виде диаграммы Прандтля, варьировалась упругая жесткость и уровень пластического срабатывания (рис. 2.5). Полученные точные значения поглощенной сейсмической энергии E_I были сравнены с оценкой (2.1) и другими предложениями, представленными в предыдущей главе. Анализ характерных результатов, представленных на рис. 3.2а–б, показывает, что формулы (2.3), (2.4), (2.6), (2.8), (2.9) и (3.10) дают различные значения максимальной энергии по отношению к E_I . В то время, как другие предложения могут дать завышенные или заниженные значения по отношению к E_I , оценка (3.10) всегда превышает величину E_I .

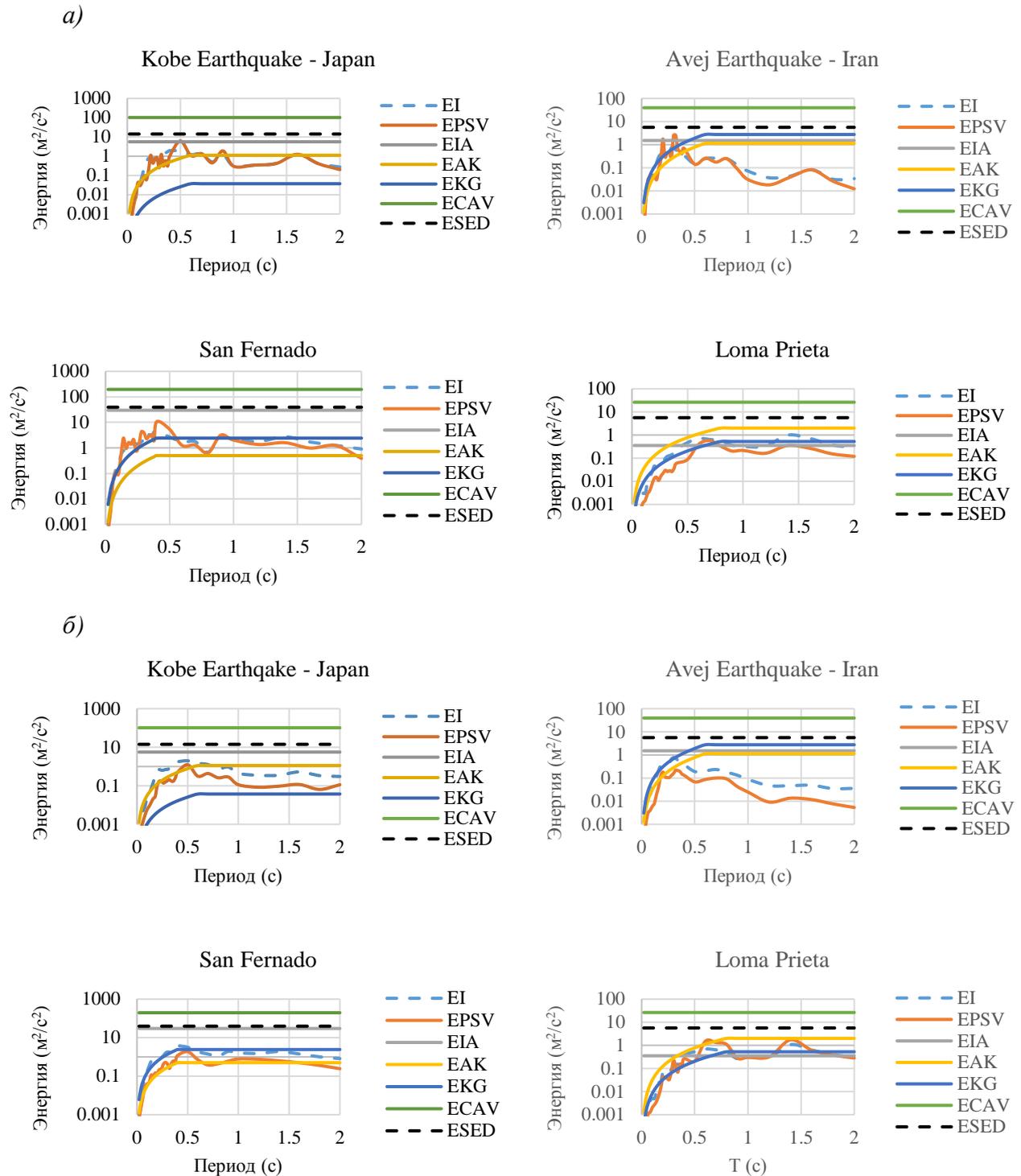


Рисунок 3.2 – Сейсмическая энергия, поступающая в упругопластическую систему с одной степенью свободы: *a)* с 0% демпфирования, *б)* с 5% демпфированием

E_I – реальная энергия моделей, полученная в результате прямого динамического расчета модели (2.1) $EPSV$ – энергия по (2.3), E_{IA} – энергия по (2.9), E_{AK} – энергия по (2.4), E_{KG} – энергия по (2.6), E_{CAV} – энергия по (2.8), E_{SED} – энергия по (3.10).

Значения E_{SED} , полученные по (3.10), могут быть уменьшены по отношению к E_I (табл. 3.1 и рис. 3.3), если сейсмическое воздействие рассматривается не полностью, а используется его часть, соответствующая интенсивной фазе

движения грунта (рис. 3.4 и рис. 3.5). Эта фаза (или т.н. существенная продолжительность воздействия) определяется как длина интервала времени между накоплением 5% и 95% энергии движения грунта [189].

Таблица 3.1 – Максимальная сейсмическая энергия при воздействии землетрясения Кобе на единицу массы

T(с)	Полная акселерограмма		Акселерограмма для промежутка	
	$\xi = 0\%$			
	EI	ESED	EI	ESED
0.02	0.000	14.201	5.32E-05	6.301
0.04	0.001	14.201	0.001711	6.301
0.06	0.007	14.201	0.009022	6.301
0.08	0.007	14.201	0.006678	6.301
0.1	0.046	14.201	0.030931	6.301
0.12	0.044	14.201	0.034363	6.301
0.14	0.097	14.201	0.078747	6.301
0.16	0.272	14.201	0.229893	6.301
0.18	0.534	14.201	0.489367	6.301
0.2	0.771	14.201	0.712563	6.301
0.22	0.812	14.201	0.730838	6.301
0.24	0.694	14.201	0.591771	6.301
0.26	0.774	14.201	0.685955	6.301
0.28	0.733	14.201	0.569500	6.301
0.3	0.807	14.201	0.621884	6.301
0.32	1.160	14.201	0.954906	6.301
0.34	1.243	14.201	1.147885	6.301
0.36	1.492	14.201	1.330496	6.301
0.38	1.712	14.201	1.490859	6.301
0.4	1.960	14.201	1.731729	6.301
0.5	1.869	14.201	1.646198	6.301
0.6	1.212	14.201	1.144386	6.301
0.7	1.375	14.201	1.214374	6.301
0.8	0.506	14.201	0.369271	6.301
0.9	1.192	14.201	0.979696	6.301
1	0.318	14.201	0.020792	6.301
1.2	0.347	14.201	0.194952	6.301
1.4	0.427	14.201	0.122523	6.301
1.6	1.219	14.201	0.115307	6.301
1.8	0.413	14.201	0.017912	6.301
2	0.275	14.201	0.083556	6.301

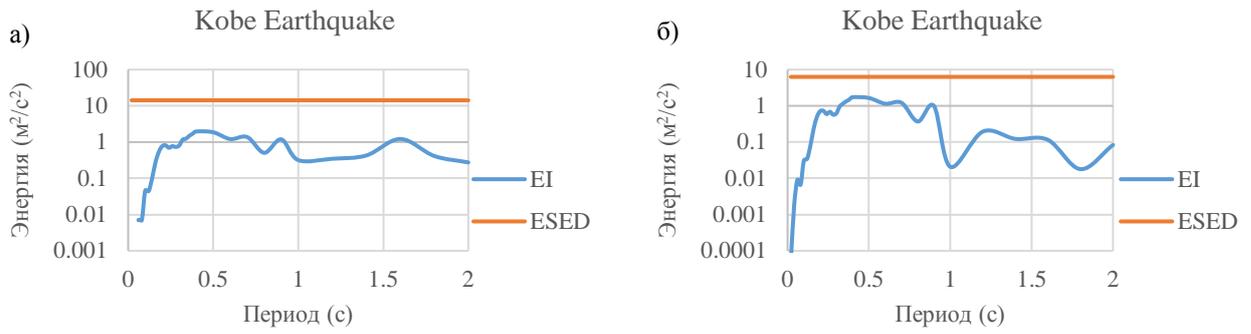


Рисунок 3.3 – Сейсмическая энергия при 0% демпфировании
 а) для общей длительность воздействия движения грунта, б) для промежутка интенсивной фазы движения грунта

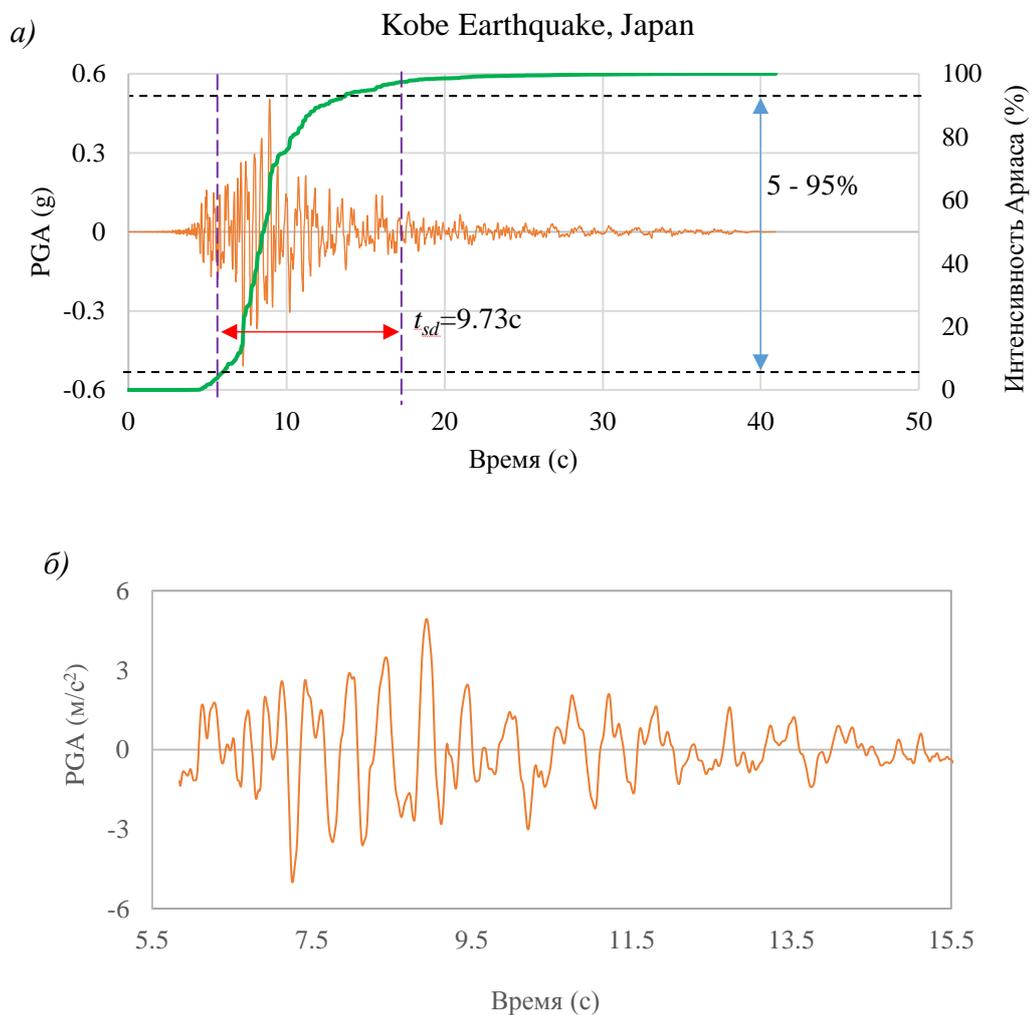


Рисунок 3.4 – Интервал сильного движения на примере записи землетрясений Кобе, Япония
 а) полная акселерограмма, б) акселерограмма для промежутка интенсивной фазы движения

Для десяти исходных сейсмических воздействий, приведенных в табл. 3.2 были проведены расчеты для УПСОСС на интервале времени, соответствующем

интенсивной фазе движения грунта (рис. 3.5) с целью определения поглощенной энергии E_A . Поглощенная энергия определяется в результате динамического расчета модели (2.1) в [71]. Для этих же воздействий в [182] были определены значения SED . С помощью этих данных находилась оценка входной энергии по формуле (3.10). Основные периоды T принимались в диапазоне от 0,02 до 2,0с.

Максимальное предельное ускорение определялось как: $f_{max} = \lambda_i PGA$, где PGA – пиковое ускорение грунта, λ – множитель равен 1; 0,75; 0,5; 0,25 и 0,125.

Таблица 3.2 – Характеристики акселерограмм в интервале сильного движения грунта

Акселерограмма	PGA (g)	SED (м ² /с)	T_p (с)	t_{td} (с)	t_{sd} (с)
Chi-Chi	0.44	2.54585	0.9	26.49	16.885
Friuli	0.35	0.14528	0.26	4.24	3.305
Kobe	0.51	0.16386	0.46	9.73	5.84
Kocaeli	0.36	0.31652	0.38	10.56	6.935
Northridge	0.93	0.40133	0.28	8.53	6.13
Ano Liosia_K	0.31	0.04719	0.22	4.41	2.97
Ano Liosia_S	0.24	0.02708	0.26	3.86	2.57
Avej	0.44	0.02806	0.18	6	3.96
Kozani	0.21	0.02262	0.2	6.46	4.27
Montenegro	0.27	0.02757	0.4	9.95	5.85

Примечание: PGA - пиковое ускорение грунта, SED – удельная плотность энергии, T_p – преобладающий период, t_{td} - общая продолжительность, t_{sd} - существенная продолжительность

3.1 Анализ полученных результатов

Полученные результаты сводились в таблицы, пример одной из них показан ниже (табл. 3.3). На основе таких таблиц строились графики для сравнения энергий, полученных в результате точного решения динамической задачи по модели (2.1), с вычисленной оценкой этих энергий по (3.10). Характерные графики приведены на рис. 3.6. Окончательные результаты сравнительных соотношений E_{SED}/E_A для анализируемых воздействий сведены в табл. 3.4 и рис. 3.7.

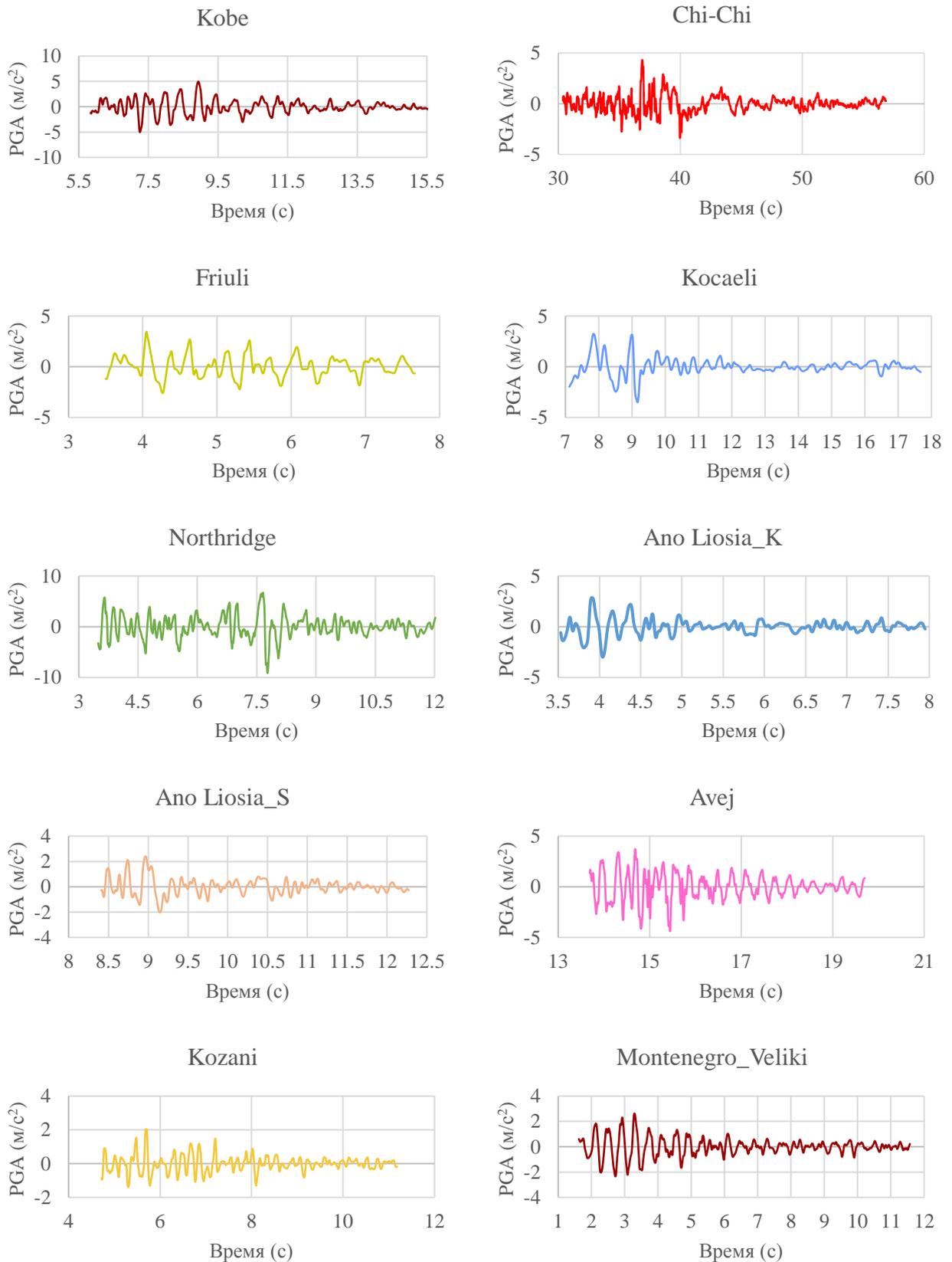


Рисунок 3.5 – Акселерограммы землетрясения на промежутке времени, где I_A достигает 5-95%

Таблица 3.3 – Значения максимальной сейсмической энергии при воздействии землетрясения

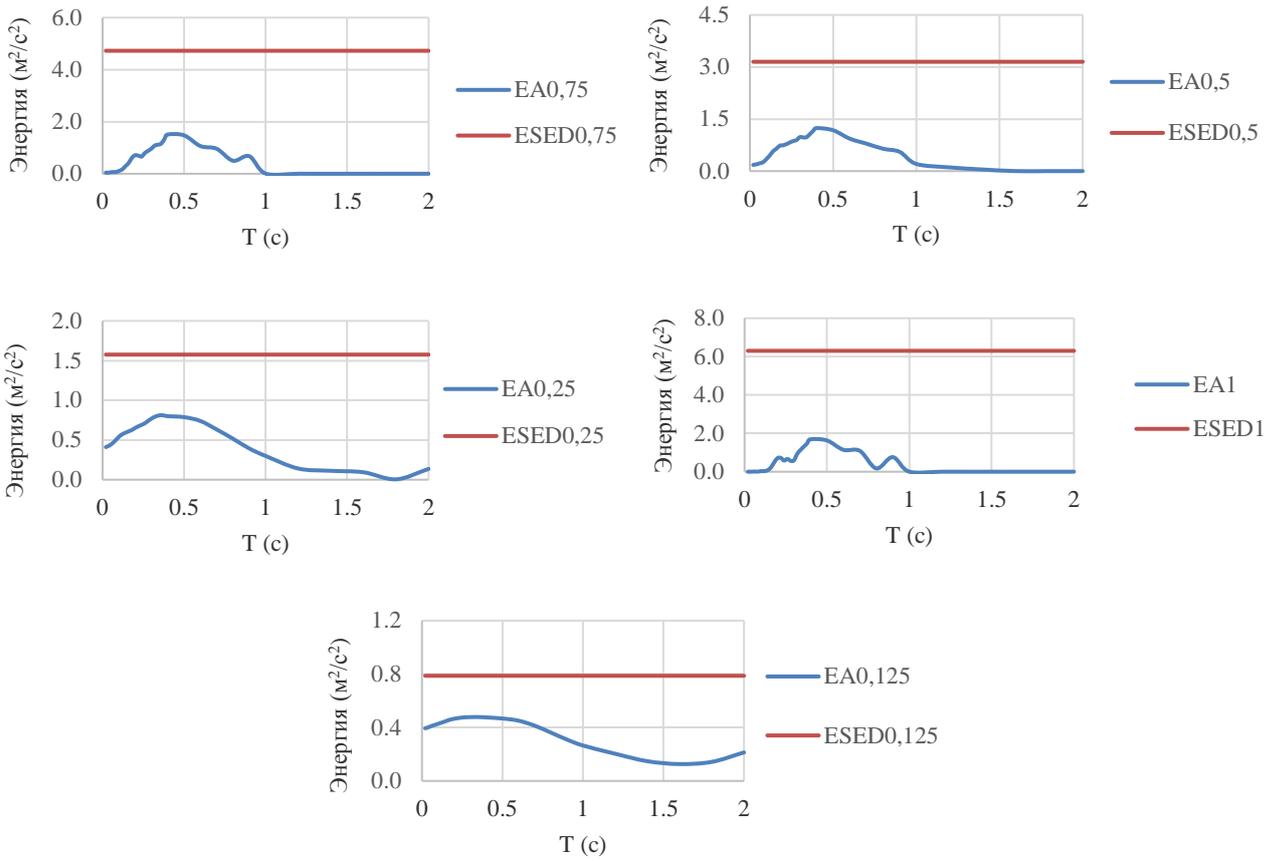
Kobe Earthquake										
	$\lambda = 1$		$\lambda = 0.75$		$\lambda = 0.5$		$\lambda = 0.25$		$\lambda = 0.125$	
T (с)	E_{A1}	E_{SED1}	$E_{A0,75}$	$E_{SED0,75}$	$E_{A0,5}$	$E_{SED0,5}$	$E_{A0,25}$	$E_{SED0,25}$	$E_{A0,125}$	$E_{SED0,125}$
0.02	5.12E-05	6.301	0.043	4.726	0.179	3.150	0.411	1.575	0.394	0.788
0.04	0.001699	6.301	0.046	4.726	0.197	3.150	0.428	1.575	0.402	0.788
0.06	0.008801	6.301	0.067	4.726	0.226	3.150	0.457	1.575	0.411	0.788
0.08	0.004924	6.301	0.065	4.726	0.260	3.150	0.496	1.575	0.420	0.788
0.1	0.029891	6.301	0.109	4.726	0.351	3.150	0.540	1.575	0.428	0.788
0.12	0.032056	6.301	0.163	4.726	0.455	3.150	0.571	1.575	0.436	0.788
0.14	0.075672	6.301	0.290	4.726	0.576	3.150	0.592	1.575	0.444	0.788
0.16	0.220683	6.301	0.413	4.726	0.648	3.150	0.609	1.575	0.453	0.788
0.18	0.486426	6.301	0.611	4.726	0.733	3.150	0.627	1.575	0.460	0.788
0.2	0.707357	6.301	0.713	4.726	0.745	3.150	0.651	1.575	0.466	0.788
0.22	0.719649	6.301	0.694	4.726	0.780	3.150	0.673	1.575	0.470	0.788
0.24	0.581414	6.301	0.663	4.726	0.825	3.150	0.691	1.575	0.473	0.788
0.26	0.664662	6.301	0.801	4.726	0.866	3.150	0.712	1.575	0.476	0.788
0.28	0.566932	6.301	0.884	4.726	0.893	3.150	0.741	1.575	0.477	0.788
0.3	0.593654	6.301	0.967	4.726	0.978	3.150	0.769	1.575	0.478	0.788
0.32	0.931275	6.301	1.085	4.726	0.971	3.150	0.791	1.575	0.478	0.788
0.34	1.135201	6.301	1.115	4.726	0.976	3.150	0.806	1.575	0.479	0.788
0.36	1.307377	6.301	1.158	4.726	1.064	3.150	0.812	1.575	0.478	0.788
0.38	1.476404	6.301	1.339	4.726	1.157	3.150	0.807	1.575	0.477	0.788
0.4	1.688755	6.301	1.508	4.726	1.239	3.150	0.800	1.575	0.476	0.788
0.5	1.62944	6.301	1.476	4.726	1.177	3.150	0.788	1.575	0.467	0.788
0.6	1.141453	6.301	1.065	4.726	0.934	3.150	0.739	1.575	0.451	0.788
0.7	1.086586	6.301	0.960	4.726	0.791	3.150	0.632	1.575	0.414	0.788
0.8	0.170699	6.301	0.501	4.726	0.644	3.150	0.516	1.575	0.362	0.788
0.9	0.759384	6.301	0.674	4.726	0.554	3.150	0.393	1.575	0.310	0.788
1	-0.00016	6.301	0.007	4.726	0.206	3.150	0.299	1.575	0.265	0.788
1.2	0.000507	6.301	0.001	4.726	0.107	3.150	0.140	1.575	0.204	0.788
1.4	-0.00054	6.301	-0.001	4.726	0.046	3.150	0.112	1.575	0.148	0.788
1.6	-0.00033	6.301	0.000	4.726	0.000	3.150	0.094	1.575	0.126	0.788
1.8	9.98E-05	6.301	0.000	4.726	0.000	3.150	0.005	1.575	0.143	0.788
2	-4.1E-05	6.301	0.000	4.726	0.000	3.150	0.136	1.575	0.214	0.788

E_{A1} , $E_{A0,75}$, $E_{A0,5}$, $E_{A0,25}$, $E_{A0,125}$, – величины энергии модели (2.1) соответствующие значениям K_i , E_{SED1} , $E_{SED0,75}$, $E_{SED0,3}$, $E_{SED0,25}$, $E_{SED0,125}$ – максимальная энергия по оценке (3.10), соответствующая значениям K_i , T - период системы

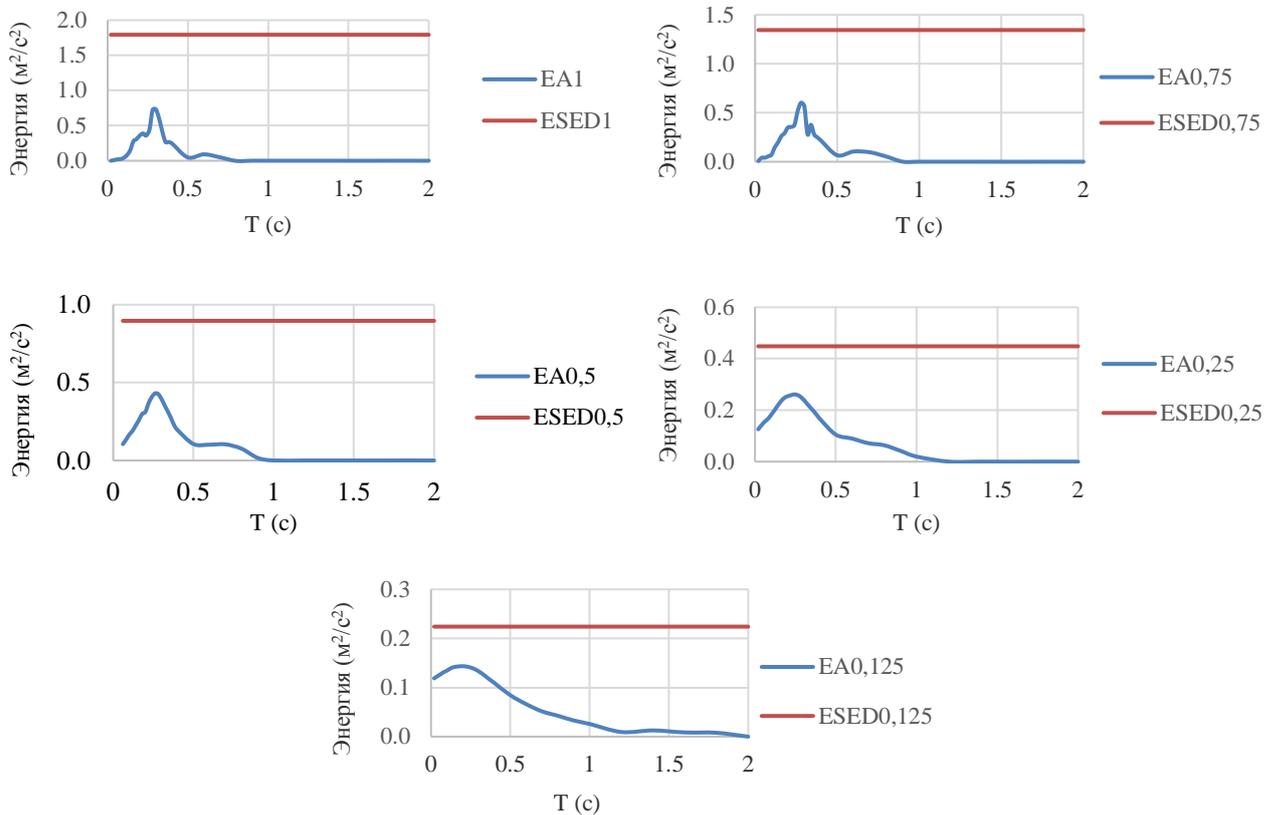
Avej Earthquake										
T	$\lambda = 1$		$\lambda = 0.75$		$\lambda = 0.5$		$\lambda = 0.25$		$\lambda = 0.125$	
	EA	E _{SED}	EA _{0,75}	E _{SED0,75}	EA _{0,5}	E _{SED0,5}	EA _{0,25}	E _{SED0,25}	EA _{0,125}	E _{SED0,125}
0.02	8.73E-05	1.658	0.007	1.244	0.054	0.829	0.126	0.415	0.119	0.207
0.04	0.009123	1.658	0.041	1.244	0.074	0.829	0.141	0.415	0.123	0.207
0.06	0.020061	1.658	0.041	1.244	0.105	0.829	0.155	0.415	0.127	0.207
0.08	0.023559	1.658	0.056	1.244	0.134	0.829	0.166	0.415	0.131	0.207
0.1	0.041042	1.658	0.072	1.244	0.166	0.829	0.182	0.415	0.134	0.207
0.12	0.079364	1.658	0.147	1.244	0.190	0.829	0.199	0.415	0.139	0.207
0.14	0.147361	1.658	0.198	1.244	0.225	0.829	0.217	0.415	0.141	0.207
0.16	0.275626	1.658	0.261	1.244	0.259	0.829	0.234	0.415	0.143	0.207
0.18	0.308509	1.658	0.293	1.244	0.299	0.829	0.247	0.415	0.143	0.207
0.2	0.35924	1.658	0.350	1.244	0.311	0.829	0.254	0.415	0.144	0.207
0.22	0.388551	1.658	0.355	1.244	0.367	0.829	0.257	0.415	0.143	0.207
0.24	0.358417	1.658	0.375	1.244	0.407	0.829	0.261	0.415	0.142	0.207
0.26	0.439268	1.658	0.520	1.244	0.430	0.829	0.259	0.415	0.140	0.207
0.28	0.723804	1.658	0.603	1.244	0.427	0.829	0.253	0.415	0.137	0.207
0.3	0.732478	1.658	0.566	1.244	0.396	0.829	0.241	0.415	0.133	0.207
0.32	0.604012	1.658	0.278	1.244	0.354	0.829	0.227	0.415	0.129	0.207
0.34	0.418024	1.658	0.378	1.244	0.314	0.829	0.212	0.415	0.124	0.207
0.36	0.268247	1.658	0.278	1.244	0.273	0.829	0.198	0.415	0.119	0.207
0.38	0.265938	1.658	0.248	1.244	0.225	0.829	0.183	0.415	0.114	0.207
0.4	0.2475	1.658	0.219	1.244	0.196	0.829	0.167	0.415	0.109	0.207
0.5	0.047212	1.658	0.066	1.244	0.106	0.829	0.105	0.415	0.084	0.207
0.6	0.091282	1.658	0.104	1.244	0.102	0.829	0.090	0.415	0.066	0.207
0.7	0.048749	1.658	0.096	1.244	0.104	0.829	0.072	0.415	0.051	0.207
0.8	-0.00211	1.658	0.052	1.244	0.076	0.829	0.064	0.415	0.042	0.207
0.9	0.00053	1.658	0.001	1.244	0.017	0.829	0.042	0.415	0.033	0.207
1	0.000223	1.658	0.000	1.244	0.000	0.829	0.020	0.415	0.026	0.207
1.2	0.000133	1.658	0.000	1.244	0.000	0.829	0.000	0.415	0.009	0.207
1.4	0.000191	1.658	0.000	1.244	0.000	0.829	0.000	0.415	0.013	0.207
1.6	-0.00026	1.658	0.000	1.244	0.000	0.829	0.000	0.415	0.009	0.207
1.8	0.000245	1.658	0.000	1.244	0.000	0.829	0.000	0.415	0.008	0.207
2	-3.7E-06	1.658	0.000	1.244	0.000	0.829	0.000	0.415	0.000	0.207

EA₁, EA_{0,75}, EA_{0,5}, EA_{0,25}, EA_{0,125}, – величины энергии модели (2.1) соответствующие значениям K_i, E_{SED1}, E_{SED0,75}, E_{SED0,3}, E_{SED0,25}, E_{SED0,125} – максимальная энергия по оценке (3.10), соответствующая значениям K_i, T - период системы

Kobe Earthquake - Japan



Avej Earthquake, Iran



Montenegro Earthquake - Serbia and Montenegro

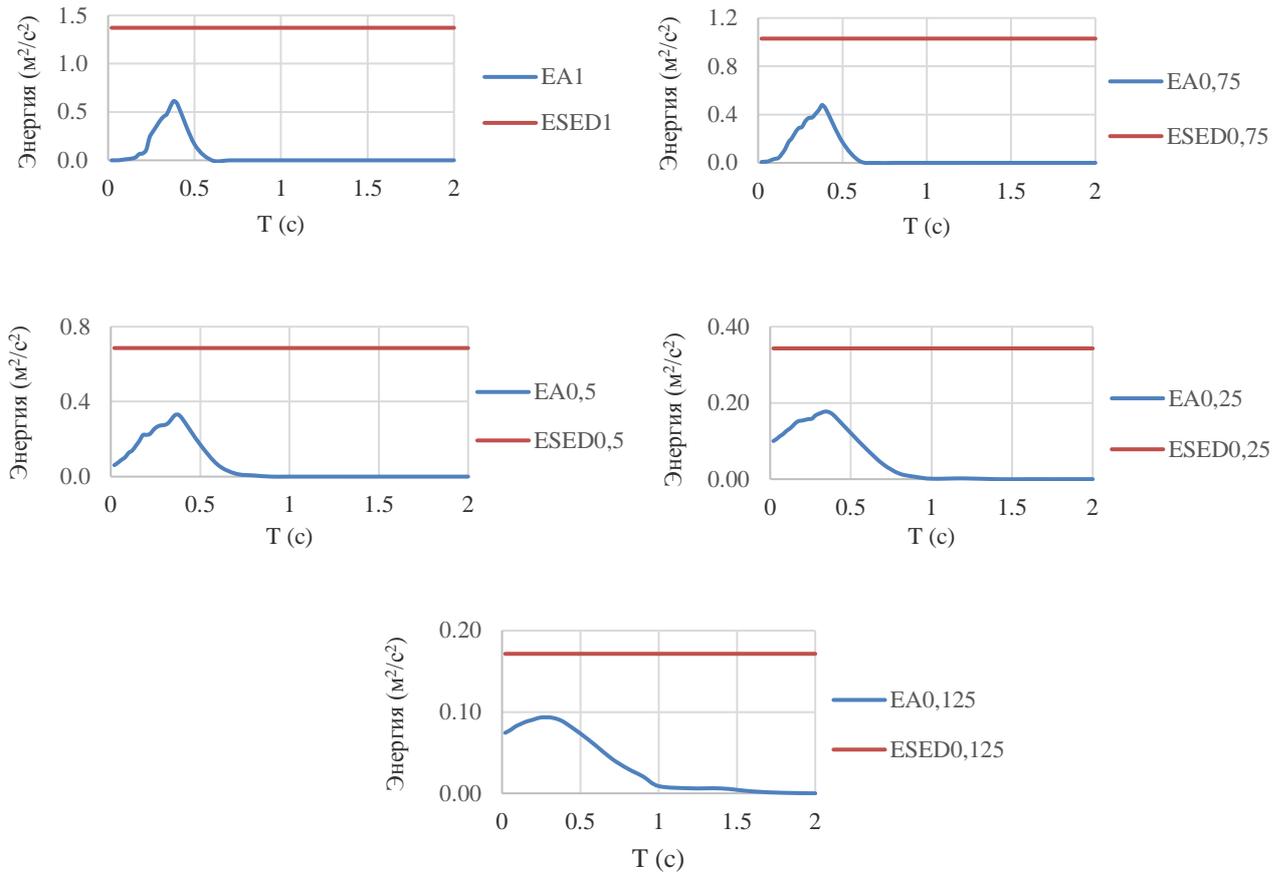


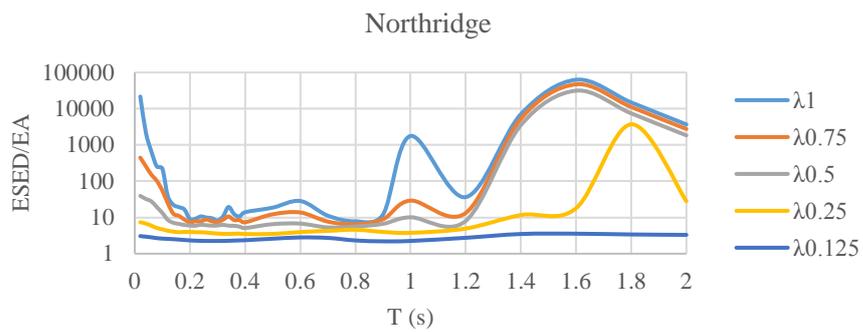
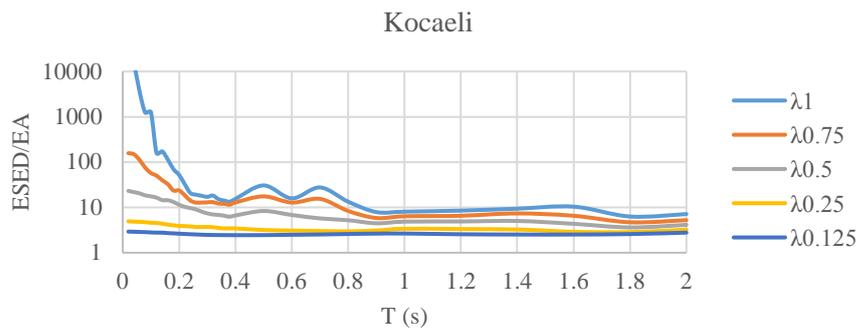
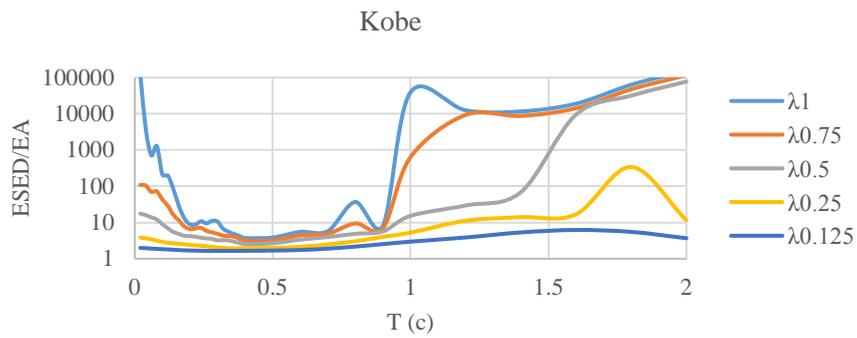
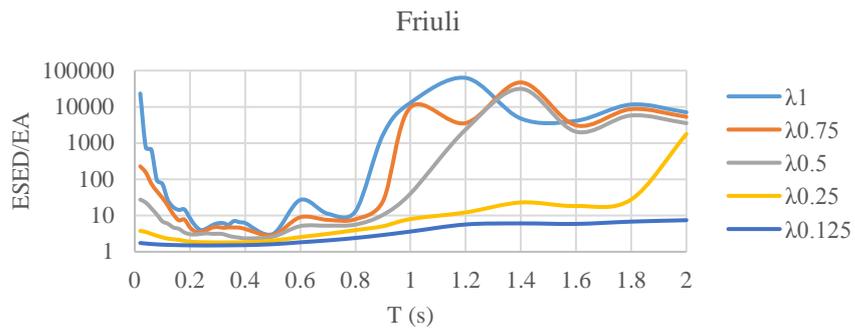
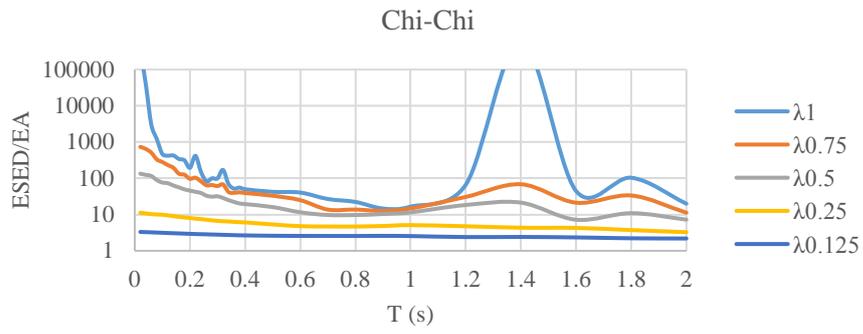
Рисунок 3.6 – Сейсмическая энергия, поступившая в систему при различных воздействиях и значениях λ_i :

E_{Ai} – энергия модели (2.1); E_{SEDi} , – оценка (3.10)

Таблица 3.4 – Соотношения между E_{SED} и E_A для анализируемых воздействии при разных λ

E _{SED} /E _A для Kobe Earthquake					
T	λ				
	1	0.75	0.5	0.25	0.125
0.02	122975.7876	109.2968311	17.6375756	3.834879481	1.998180187
0.04	3708.499644	103.8463839	15.99741467	3.678071503	1.95950763
0.06	715.8782777	70.08036798	13.93007312	3.44544842	1.914010483
0.08	1279.512956	72.18299955	12.12483293	3.175132729	1.876486446
0.1	210.792354	43.30168328	8.964072975	2.917792817	1.841612891
0.12	196.5575294	29.00017271	6.925926863	2.758297148	1.807242795
0.14	83.26427077	16.28718014	5.472787536	2.662995332	1.773570662
0.16	28.5512558	11.437975	4.861987703	2.587243055	1.738230999
0.18	12.95318756	7.727851503	4.299075673	2.514230518	1.711461319
0.2	8.90748283	6.624994866	4.229209639	2.418429472	1.691807715
0.22	8.755331917	6.808750696	4.041196058	2.341580134	1.676641993
0.24	10.8369803	7.127546106	3.820744073	2.280188355	1.664741939
0.26	9.479650346	5.898335792	3.636761506	2.213235576	1.656314767
0.28	11.11379886	5.346561467	3.525975715	2.124685598	1.650901183
0.3	10.61353815	4.885235851	3.220558807	2.047417918	1.647886281
0.32	6.765741111	4.353748379	3.245882366	1.990449188	1.646557832
0.34	5.550352148	4.237200416	3.227145034	1.954728429	1.645530179
0.36	4.819394491	4.08155532	2.961895841	1.939460877	1.647240612
0.38	4.267643954	3.53025819	2.723834856	1.95190449	1.651269
0.4	3.731012539	3.133348823	2.542539202	1.970001306	1.656104947
0.5	3.866829218	3.201042007	2.676633552	2.000150157	1.684823732
0.6	5.51995276	4.437107385	3.371994556	2.130421779	1.746033199
0.7	5.798684228	4.923515441	3.982406507	2.491601362	1.903533926
0.8	36.91158908	9.432818885	4.889404992	3.053610506	2.173410519
0.9	8.297204355	7.007334616	5.685795987	4.010982551	2.541410789
1	39480.58266	638.1036554	15.29397266	5.266775054	2.969418599
1.2	12438.61121	9328.958408	29.5711297	11.21618037	3.870206082
1.4	11594.52128	8695.89096	68.87388146	14.06760443	5.336000294
1.6	18992.46365	14244.34774	9496.231827	16.83757546	6.238118486
1.8	63144.74787	47358.5609	31572.37394	341.0807606	5.520040467
2	154106.0173	115579.513	77053.00865	11.59933507	3.687875518

E _{SED} /E _A для Avej Earthquake					
T	λ				
	1	0.75	0.5	0.25	0.125
0.02	18997.27303	173.6498872	15.26809616	3.294018817	1.744497938
0.04	181.7727545	30.40889496	11.14806828	2.931096589	1.685105122
0.06	82.66281086	30.37451225	7.887222943	2.669851911	1.630282126
0.08	70.3876963	22.28636536	6.181342765	2.494504224	1.5773497
0.1	40.40498088	17.21070872	4.981655655	2.279767573	1.542047122
0.12	20.89479225	8.447868128	4.370837453	2.081271768	1.496119293
0.14	11.25333492	6.296948002	3.681047264	1.909070672	1.467294165
0.16	6.016485874	4.758344929	3.198362434	1.770547234	1.453756178
0.18	5.375201315	4.251553846	2.774596947	1.678690428	1.446639302
0.2	4.616123924	3.55338212	2.663568419	1.632956106	1.444019886
0.22	4.2679003	3.501867799	2.259444723	1.610082303	1.450514349
0.24	4.626727022	3.316446318	2.038157521	1.587058434	1.463427267
0.26	3.775136423	2.393452505	1.927655896	1.5978685	1.484787392
0.28	2.291088412	2.062041888	1.941752203	1.63983106	1.515219261
0.3	2.263955064	2.195946816	2.093371124	1.717662283	1.556249499
0.32	2.745473137	4.467776093	2.339347676	1.826754011	1.609702623
0.34	3.966996632	3.293659845	2.638746961	1.953189203	1.672142062
0.36	6.181972847	4.467776093	3.041778329	2.091543714	1.745188958
0.38	6.235667856	5.020800779	3.678968571	2.26097089	1.818539866
0.4	6.700188591	5.683750365	4.222176086	2.475417047	1.898592988
0.5	35.12470703	18.76382763	7.859162344	3.945598728	2.456566338
0.6	18.16680375	11.92532342	8.16500851	4.612653367	3.131644672
0.7	34.01730501	12.93871083	8.005493139	5.7647923	4.029909744
0.8	784.9418583	23.69277313	10.9464882	6.510470281	4.88001887
0.9	3129.11768	2346.83826	49.08709895	9.833347503	6.303481551
1	7443.215141	5582.411356	3721.60757	20.99248266	8.026906022
1.2	12470.78906	6519.645525	4346.43035	2173.215175	21.98755622
1.4	8692.860699	9353.091795	6235.39453	3117.697265	16.36675432
1.6	6400.401504	4800.301128	3200.200752	1600.100376	24.22707436
1.8	6758.348043	5068.761032	3379.174021	1689.587011	26.30980669
2	444679.7235	333509.7926	222339.8618	111169.9309	55584.96544



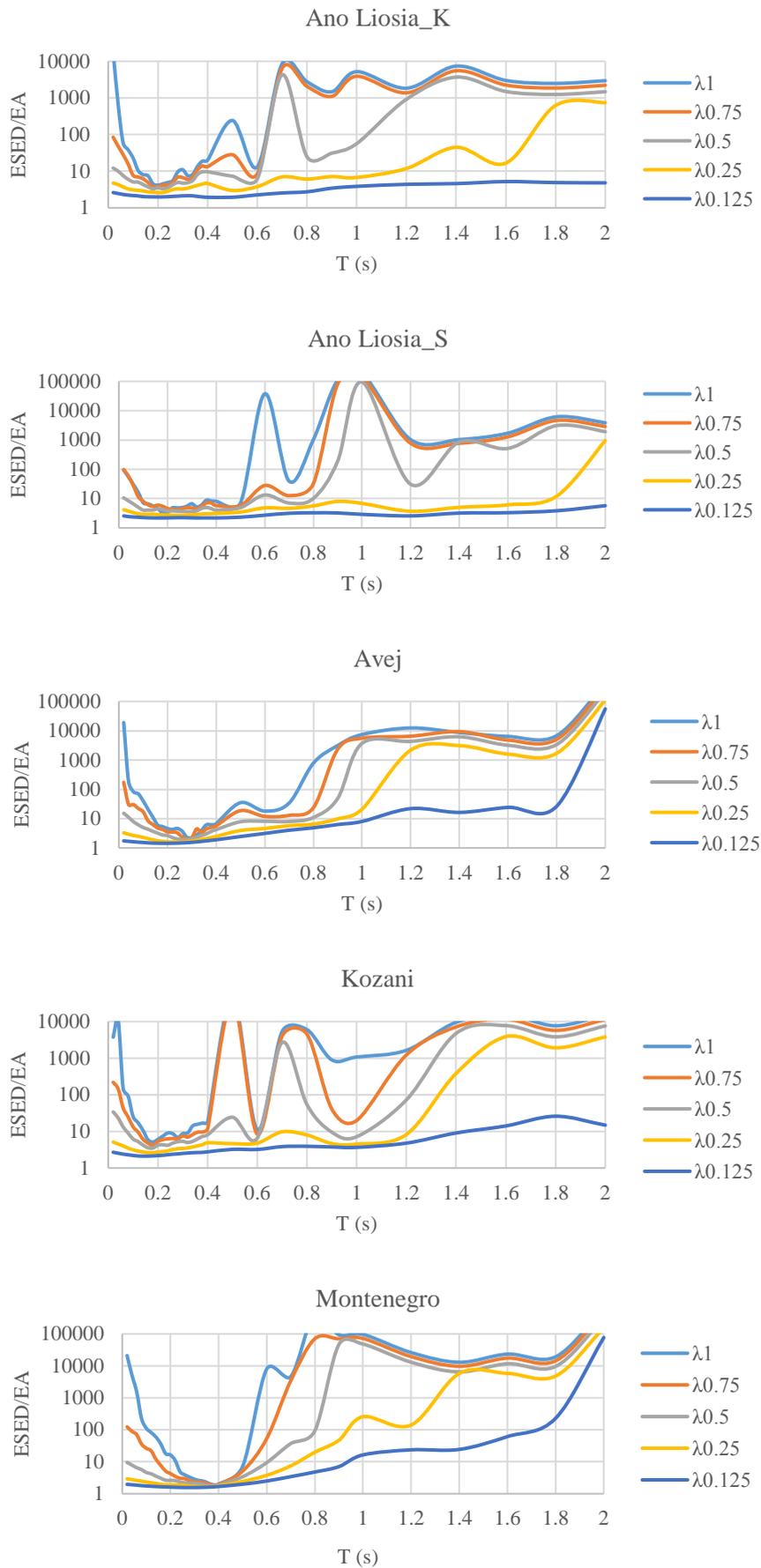


Рисунок 3.7 – Соотношения между E_{SED} и E_A для анализируемых воздействия при разных λ

3.2 Выводы по главе 3

1. Получена новая формулы входной энергии, позволяющая установить связь между энергетическим критерием интенсивности землетрясений (*Specific energy density – SED*) и энергонагруженностью сооружений.
2. Математически доказано, что для упругопластических систем с одной степенью свободы оценка (3.10) всегда выше действительного значения гистерезисной энергии системы. Это обстоятельство выгодно отличает предлагаемую оценку от оценок Хаузнера (Housner), Акиямы (Akiyama), Кувамуры и Галамбоса (Kuwamura and Galambos) и Ариаса (Arias), которые могут дать заниженное значение гистерезисной энергии.
3. Предлагаемый подход исключает влияние на анализ сейсмостойкости неточностей расчета спектральных характеристик сооружения и ограниченности числа учитываемых сейсмических воздействий.
4. Зная *SED* для данного сейсмического района и кривую несущей способности сооружения, с помощью полученной формулы можно установить максимум поступившей в сооружение сейсмической энергии, что позволяет производить предварительные расчеты без сложного динамического расчета и учета спектральных характеристик сооружения.
5. Анализ табл. 3.4 и рис. 3.7 показывает, что полученная новая формула (3.10) позволяет оценить энергию поступившей в систему, в среднем, с 1,5–2-х кратным запасом для систем, у которых $0.2\text{с} < T < 1\text{с}$ при $\lambda = 0.125 - 0.25$, что, является разумно консервативной оценкой.
6. Точность оценки возрастает с уменьшением предельной силы f_{\max} .

4 ПЕРЕХОД ОТ ЭНЕРГОНАГРУЖЕННОСТИ СИСТЕМЫ К УРОВНЮ ЕГО ДЕФОРМАЦИЙ ПРИ УПРУГОПЛАСТИЧЕСКОМ ЦИКЛИЧЕСКОМ НАГРУЖЕНИИ

В предыдущей главе получена новая формула входной энергии, позволяющая установить связь между энергетическим критерием интенсивности землетрясений (*Specific energy density – SED*) и энергонагруженностью сооружений. Формула позволяет оценить энергию попавшей в систему (сооружение) от землетрясения (внешних сил) с разумным запасом. На основании этой оценки можно сформулировать задачу определения максимальных внутренних сил и деформаций в конструкции при сейсмических воздействиях.

Далее рассматривается переход от энергонагруженности сооружения к уровню деформаций при его упругопластическом циклическом нагружении. Предложенные формулы устанавливают связь между входной сейсмической энергией, поступившей в сооружение, и максимальной циклической деформацией в его несущей конструкции. Решение данной задачи позволяет установить насколько первоначальные проектные данные позволяют обеспечить целостность конструкции при землетрясении.

4.1 Математические модели

Рассматривается упругопластическая модель с одной степенью свободы (рис. 3.1), которая описывается дифференциальным уравнением (2.1): **Equation Section (Next)**

При предположении, что $k_2 = 0$ (рис. 3.1), пластические силы сопротивления сооружения при сейсмическом воздействии были оценены неравенством (3.10):

$$E_A \leq f_{\max} \sqrt{\bar{t} \int_0^{\bar{t}} \dot{u}_g^2 d\tau} = f_{\max} \sqrt{\bar{t} SED}, \quad (4.1)$$

где f_{\max} – предельная сила, SED – удельная плотность энергии, \bar{t} — время, существенной продолжительности [189] сейсмического воздействия.

Из (4.1) следует, что \sqrt{tSED} – суммарное перемещение системы с одной степенью свободы. Это суммарное перемещение складывается из суммы перемещений на отдельных этапах циклического деформирования.

Циклические перемещения системы с одной степенью свободы графически можно представить диаграммой, изображенной на рис. 4.1. Следуя обозначениям рис. 4.1, получаем:

$$E_A = f_{\max} \sum_{i=1}^n |\Delta_i|, \quad (4.2)$$

где Δ_i – циклическое перемещение, соответствующее i -му циклу.

Из (4.1) и (4.2) получаем:

$$f_{\max} \sum_{i=1}^n |\Delta_i| \leq f_{\max} \sqrt{tSED}. \quad (4.3)$$

Таким образом

$$\sum_{i=1}^n |\Delta_i| \leq \sqrt{tSED}. \quad (4.4)$$

Если установить связь между перемещениями и деформациями, то соотношение (4.4) позволит установить возможность малоциклового разрушения.

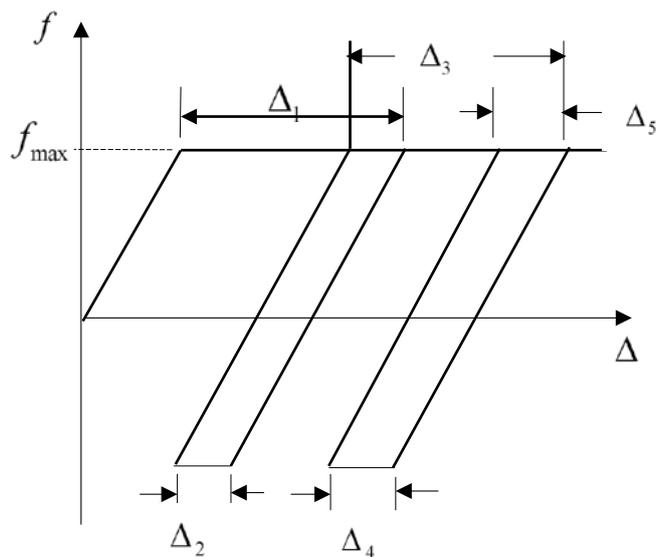


Рисунок 4.1 – Циклическая диаграмма деформирования

4.2 Связь между деформациями и перемещениями

Обычно для упрощения расчетов за пределом упругости кривые деформирования $\sigma = f(\varepsilon)$ схематизируют. Распространенный вариант такой схематизации это степенная зависимость между напряжениями и деформациями [23, 37]:

$$\sigma = \bar{B}_1 |\varepsilon|^{\mu-1} \varepsilon, \quad (4.5)$$

где σ –напряжение, ε – деформация, \bar{B}_1 –параметр, характерный для рассматриваемой стали, μ – показатель деформационного упрочнения, $\bar{B}_1 > 0$ и $\mu \leq 1$ – постоянные.

На рис. 4.2 показана зависимость напряжений (4.5) при изгибе балки в зависимости от показателя η . Степенной закон деформирования приводит к соотношению:

$$\bar{B}_1 J_m |\chi|^{\mu-1} \chi = -M, \quad (4.6)$$

где $\chi = \frac{d^2v}{dx^2}$ – кривизна балки, $J_{об}$ – обобщенный момент инерции.

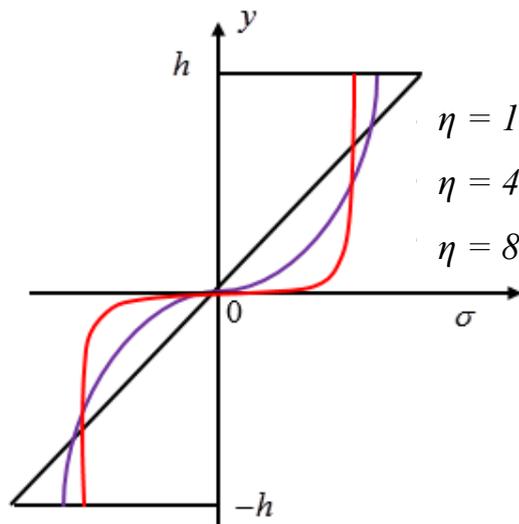


Рисунок 4.2 – Распределение напряжений при изгибе в зависимости от показателя η

Пластический прогиб для консольной балки (рис. 4.3) определяется следующим образом [52]:

$$\Delta = \frac{P^\eta l^{2+\eta}}{(2+\eta)D}, \quad (4.7)$$

где $\eta = \frac{1}{\mu}$, $D = \bar{B}_1^\eta J_{об}^\eta$, P -сила на конце консоли, l – длина балки.

Следовательно

$$\Delta = \frac{M^\eta l^2}{(2+\eta)D} = \frac{\left[\bar{B}_1 J_{об} \left(\frac{\varepsilon}{h} \right)^\mu \right]^\eta l^2}{(2+\eta)D} = \frac{\bar{B}_1^\eta J_{об}^\eta \frac{\varepsilon}{h} l^2}{(2+\eta)\bar{B}_1^\eta J_{об}^\eta} = \frac{\varepsilon l^2}{h(2+\eta)}. \quad (4.8)$$

Откуда

$$\varepsilon = \frac{\Delta h}{l^2} (\eta + 2). \quad (4.9)$$

где h – высота сечения балки.

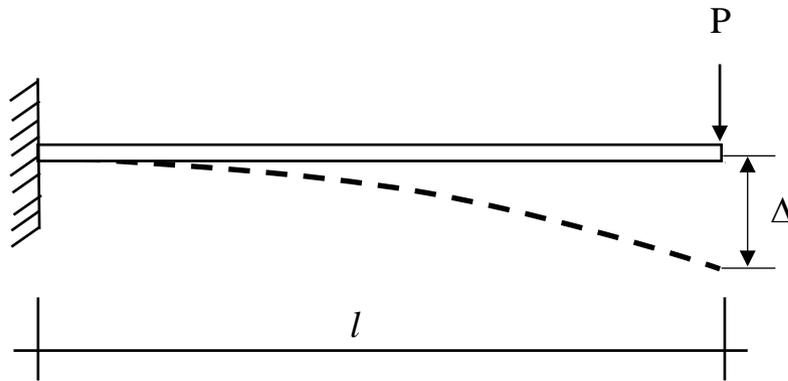


Рисунок 4.3 – Прогиб консольной балки

Полученную формулу (4.9) для консольного стержня можно использовать для определения максимальных пластических деформаций в элементах строительных конструкций, в частности, в элементах каркасных зданий. Определив места образования пластических шарниров (рис. 4.4а), можно свести расчет максимальных деформаций к расчету эквивалентной консоли (рис. 4.4б).

Для этого нужно:

1. Геометрически связать перемещения верха рамы с перемещениями ригелей отдельных этажей (контуров рамы).
2. От перемещения ригеля каждого этажа перейти к перемещению конца эквивалентной консоли (в расчетной схеме на рис.4.4 в серединах стоек момент равен нулю, поэтому половина стойки работает как консоль).
3. Найти по формуле (4.9) максимальные деформации в заделках консолей.

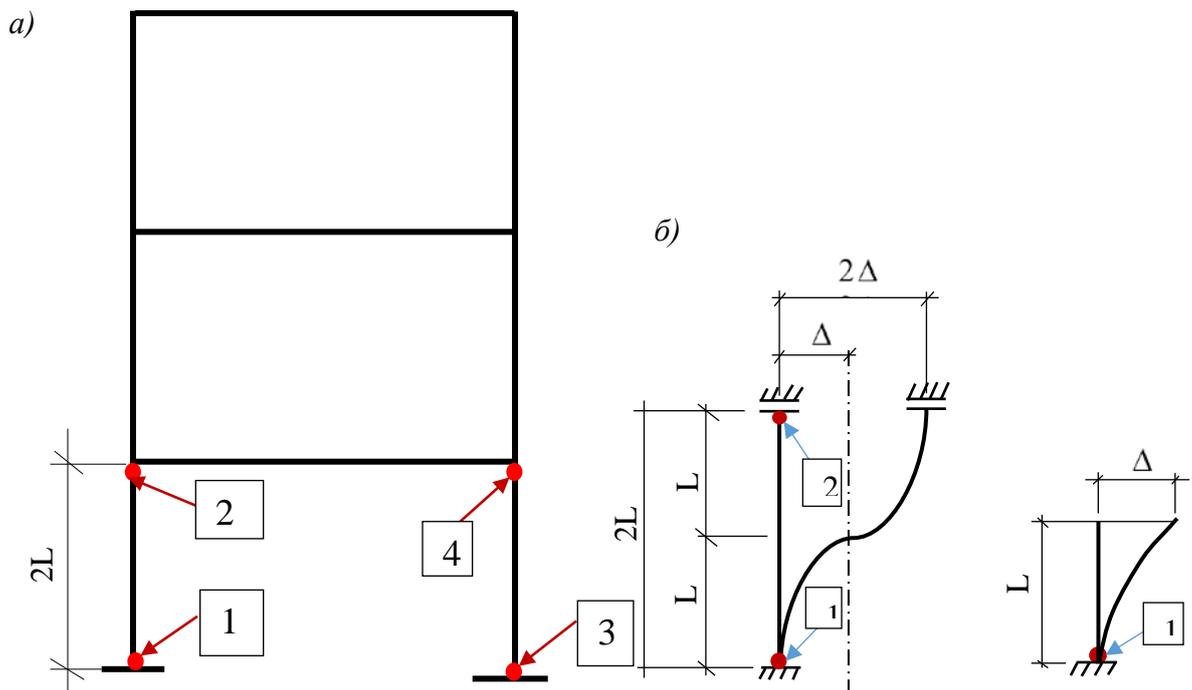


Рисунок 4.4 – Переход от рамы к эквивалентной консоли
 а) места возможного образования пластических шарниров, б) схема эквивалентной консоли

Места образования пластических шарниров (рис. 4.5 и рис. 4.6) можно найти, проводя расчет предельного равновесия при горизонтальной нагрузке пропорциональной распределенной массе системы методом псевдожесткостей предложенным Ю. Л. Рутманом [47] и реализованным в ПК «Ing+» [133].

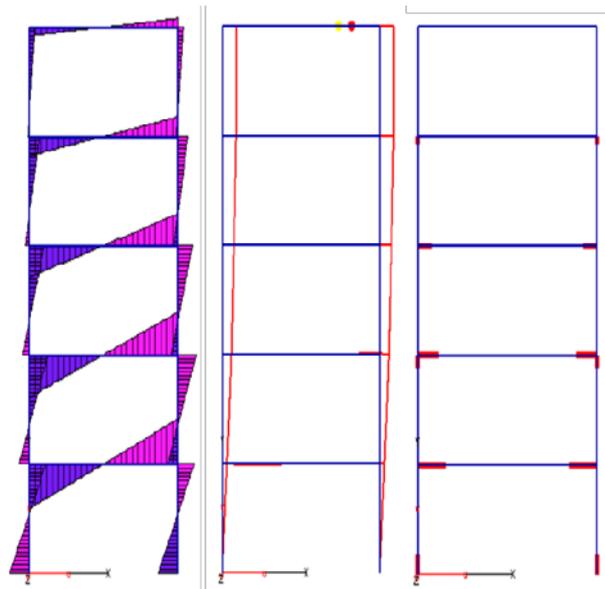


Рисунок 4.5 – Места образования шарниров в пятиэтажных рамах

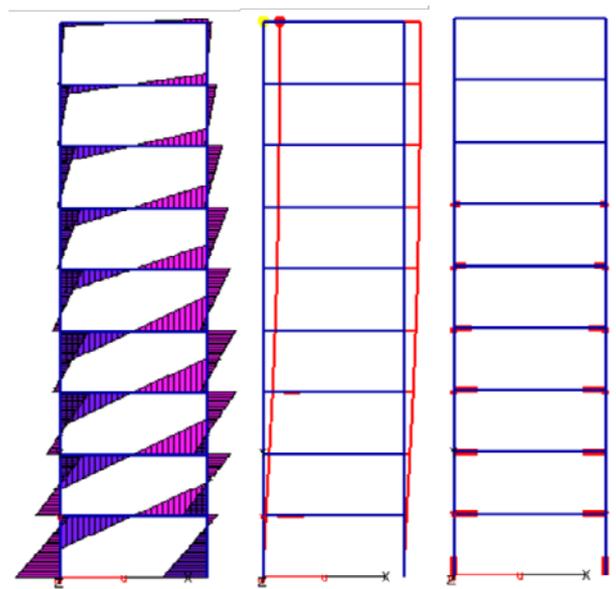


Рисунок 4.6 – Места образования шарниров в девятиэтажных рамах

4.3 Связь между допустимыми деформациями и перемещениями в условиях циклических нагрузений

При сейсмических воздействиях перемещения и соответственно деформации имеют знакопеременный характер. Поэтому надо применять критерий малоциклового усталости [53] для учета накопленных повреждений в результате многочисленных циклов упругопластического деформирования. Для циклов с разной амплитудой удобно использовать основанный на критерии Коффина-Мэнсона, критерий Мартина [38]:

$$\sum_{i=1}^n \Delta \varepsilon_i^2 \leq \varepsilon_B^2 \quad \text{или} \quad 2 \sum_{i=1}^N \Delta \varepsilon_i^2 \leq \varepsilon_B^2, \quad (4.10)$$

где ε_B – разрывная деформация, n – число полупериодов, N – число циклов.

Если все циклы одинаковы, то

$$N \Delta \varepsilon_i^2 \leq \frac{1}{2} \varepsilon_B^2 \quad \Rightarrow \quad N^{\frac{1}{2}} \Delta \varepsilon_i \leq \frac{\varepsilon_B}{\sqrt{2}}. \quad (4.11)$$

Чтобы связать (4.10) с полученным выше неравенством (4.4) и получить условия неразрушимости при упругопластическом циклическом нагружении, запишем неравенства:

$$\sum_{i=1}^n \Delta \varepsilon_i^2 \leq \left[\sum_{i=1}^n |\Delta \varepsilon_i| \right]^2 \leq \varepsilon_B^2. \quad (4.12)$$

Из (4.12) получаем условие неразрушимости:

$$\sum_{i=1}^n |\Delta \varepsilon_i| \leq \varepsilon_B, \quad (4.13)$$

Применяя критерий (4.13) к вышеизложенной методике расчета эквивалентных консольных балок (4.9) и используя оценку (4.4), получаем:

$$|\varepsilon_i| = \frac{\Delta_i h}{l^2} (\eta + 2). \quad (4.14)$$

$$\sum_{i=1}^n \frac{\Delta_i h}{l^2} (\eta + 2) \leq \frac{h}{l^2} (\eta + 2) \sqrt{\tilde{t} SED} \leq \varepsilon_B. \quad (4.15)$$

Следует указать, что предложенная оценка верна только для расчетной схемы, приведенной на рис. 4.4, т.е. для плоская рамной системы. В этом случае при расчете по методу предельного равновесия можно геометрически связать перемещения верха рамы с перемещениями концов эквивалентных консолей. Как следствие таких геометрических построений, применима оценка (4.15), в которую не входит величина f_{\max} . Однако распределение энергии между структурными элементами может быть другим. В частности, может быть задан некий закон, определяющий распределение входной сейсмической энергии между отдельными структурными элементами. Тогда при анализе напряженно-деформированного состояния несущей конструкции значение f_{\max} будет использоваться. Более глубокое исследование характера распределения сейсмической энергии между структурными элементами несущей конструкции будет проведено в дальнейших исследованиях.

4.4 Численный анализ

Для воздействия в виде землетрясения (табл. 4.1) исходными данными для расчета являются следующие характеристики:

$$h = 0.4\text{m}, l = 3.5\text{m}, \eta = 5, \varepsilon_B = 0.2, f_{\max} \sqrt{\tilde{t} SED} = ESED, f_{\max} = \lambda_1 A_{\max}, \lambda_1 = 0.25$$

Таблица 4.1 – Данные записи землетрясений

	Землетрясение	PGA (м/с ²)	SED (м ² /с)	Продолжительность, <i>t</i> (с)
1.	Chi-chi	4.32	2.442	26.49
2.	Friuli	3.43	0.025	4.24
3.	Kobe	5.00	0.164	9.73
4.	Kocaeli	3.51	0.314	10.56
5.	Northridge	9.15	0.388	8.53
6.	Ano Liosia_K	3.01	0.007	4.41
7.	Ano Liosia_S	2.38	0.006	3.86
8.	Avej	4.37	0.024	6
9.	Kozani	2.04	0.005	6.46
10.	Montenegro	2.62	0.020	9.95

Используя формулу (4.15), сравним критерий неразрушимости и оценку циклических перемещений системы с одной степенью свободы при упругопластическом циклическом нагружении. Результаты расчета приведены в табл. 4.2.

Таблица 4.2 – Циклическая деформация в упругопластической системы с одной степенью свободы

№	Accelerogram	<i>ESED</i> (м ² /с ²)	\sqrt{iSED} (м)	$\frac{h}{l^2}(\eta + 2)\sqrt{iSED}$	ε_B
1.	Chi-Chi	8.686	8.049	1.839	0.2
2.	Friuli	0.280	0.326	0.074	
3.	Kobe	1.575	1.259	0.288	
4.	Kocaeli	1.598	1.810	0.414	
5.	Northridge	4.166	1.827	0.417	
6.	Ano Liosia_K	0.132	0.174	0.040	
7.	Ano Liosia_S	0.091	0.153	0.035	
8.	Avej	0.415	0.385	0.088	
9.	Kozani	0.092	0.179	0.041	
10.	Montenegro	0.292	0.441	0.101	

Результаты, представленные выше (табл. 4.2), указывают на то, что для воздействий 2 – 10 деформации в системе находятся в допустимых пределах.

Однако для первого воздействия деформация превышает допустимое значение. Это означает, что для обеспечения сейсмостойкости системы необходимо внести корректировки в первоначальные проектные данные.

4.5 Выводы по главе 4

1. Установлена связь между энергоемкостью сооружения и его максимальными перемещениями (4.4).
2. Разработан метод, устанавливающий связь между оценкой входной энергии и максимальными деформациями в структурных элементах несущей конструкции (4.15).
3. Получена формула, устанавливающая связь между суммарными циклическими перемещениями и критерием малоциклового усталости.
4. Предлагаемая методика позволяет перейти от энергетической нагруженности системы к уровню его деформаций.
5. Предложенная методика позволяет не только оценить несущие способности элементов конструкций (пластический ресурс рассматриваемого элемента), но и сделать в целом заключение об отказе или работоспособности конструкций.

5 НАХОЖДЕНИЕ ПРЕДЕЛЬНОЙ СЕЙСМИЧЕСКОЙ НАГРУЗКИ МНОГОЭТАЖНОЙ РАМЫ. УЧЕТ ВЕСОВОЙ НАГРУЗКИ

Сейсмическая нагрузка появляется вследствие кинематического возмущения (движения основания сооружения с ускорениями). Эта нагрузка является инерционной и пропорциональной распределенной массе сооружения. Исходя из этого, предельная нагрузка для каркасной рамы должна быть найдена, как решение задачи предельного равновесия при горизонтальной нагрузке, пропорциональной распределенной массе системы. При этом, должна быть учтена и весовая нагрузка.

Для учета весовой нагрузки нужно построить поверхность текучести рамы. Поверхность текучести находится в результате расчета рамы по методу предельного равновесия при различном сочетании распределенных (по закону массы) горизонтальных и вертикальных нагрузок.

5.1 Поверхность текучести рамы

Рассмотрим принципиально как выглядит поверхность текучести рамы при расчете на сочетание вертикальной и горизонтальной нагрузок.

На рис. 5.1 показаны механизмы разрушения одноэтажной рамы при различных сочетаниях вертикальной и горизонтальной сосредоточенных нагрузок:

Балочный механизм при воздействия вертикальной нагрузки:

$$P = \frac{8M_p}{l}, \quad (5.1)$$

где P – вертикальная сосредоточенная сила, M_p – пластический момент, l – пролет рамы.

Поперечный механизм при воздействия горизонтальной нагрузки:

$$V = \frac{4M_p}{H}, \quad (5.2)$$

где V – горизонтальная сосредоточенная сила, H – высота рамы.

Комбинированный механизм при воздействия вертикальной и горизонтальной нагрузок:

$$P\delta_p + V\delta_H = 6M_p\theta, \quad (5.3)$$

где δ_p – вертикальное перемещение, δ_H – горизонтальное перемещение, θ – угол поворота.

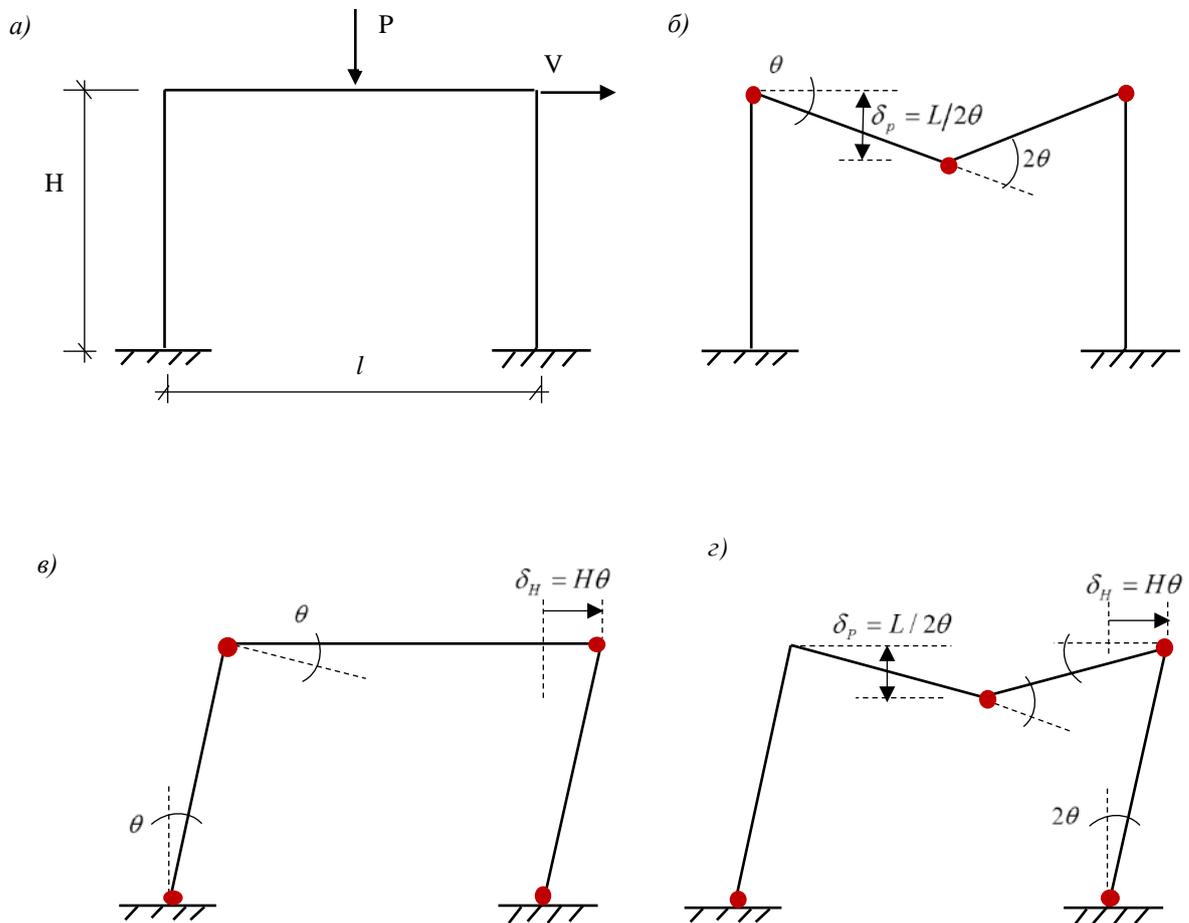


Рисунок 5.1 – Схемы превращения рамы в механизм
 а) одноэтажная рама, б) балочный механизм, в) поперечный механизм нагрузки,
 г) комбинированный механизм

Графически сочетания нагрузок, превращающих раму в механизм, выражаются через поверхность текучести (рис. 5.2)

Точки, лежащей внутри контура, представляет собой сочетание нагрузки без разрушения. Точка, лежащая на границе, представляет собой состояние возможного или начала разрушения рамы, а точки за пределами границы означают разрушенную раму.

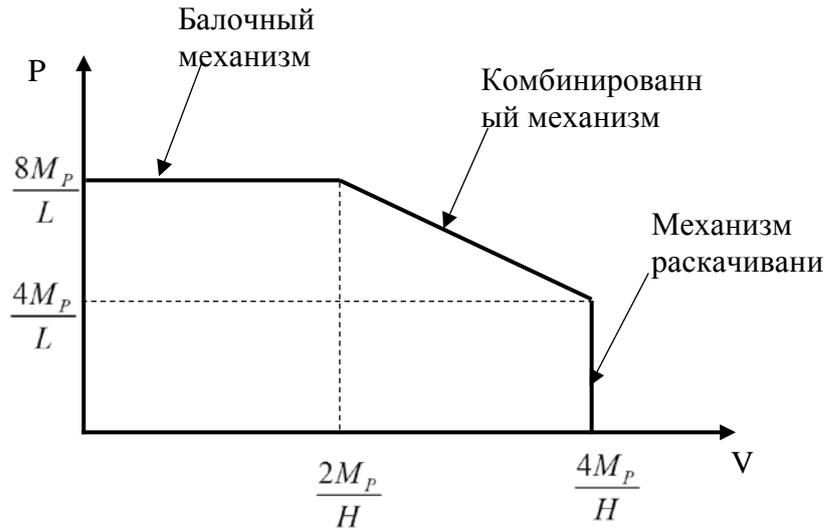


Рисунок 5.2 – Поверхность разрушения для одноэтажной рамы

5.2 Расчет предельной сейсмической нагрузки с учетом веса

Чтобы найти поверхность текучести многоэтажных рам при различных сочетаниях распределенных (пропорционально массе) горизонтальных и вертикальных нагрузках можно использовать ПК «*ING+*». В этом программном комплексе использован разработанный Ю.Л. Рутманом метод псевдожесткостей [43]. Метод основан на аналогии между обобщенным законом Гука и уравнениями, связывающими усилия со скоростями изменения обобщенных деформаций в жесткопластической системе. Метод позволяет свести решение задачи предельного равновесия к сходящейся последовательности решений упругих задач.

В главе 4 было показано, как с помощью оценки входной энергии можно оценить максимальные деформации в несущей конструкции. Для такого анализа необходим расчет предельной нагрузки несущих рам. Ниже показано, как проводить такие расчеты с учетом как горизонтальной сейсмической, так и вертикальной весовой нагрузки.

Исследовались трех-, пяти- и девятиэтажные рамы (рис. 5.3) при следующих исходных данных:

- а) ширина пролета – 8 м;
- б) высота этажа – 3,5 м;
- в) вертикальная нагрузка на ригель – 32кН/м;
- г) горизонтальная нагрузка на колонны от фасадных панелей – 3кН/м;
- д) модуль упругости материала (стали) $E=2.06 \cdot 10^5 \text{ МПа}$, предел текучести $\sigma=245 \text{ МПа}$

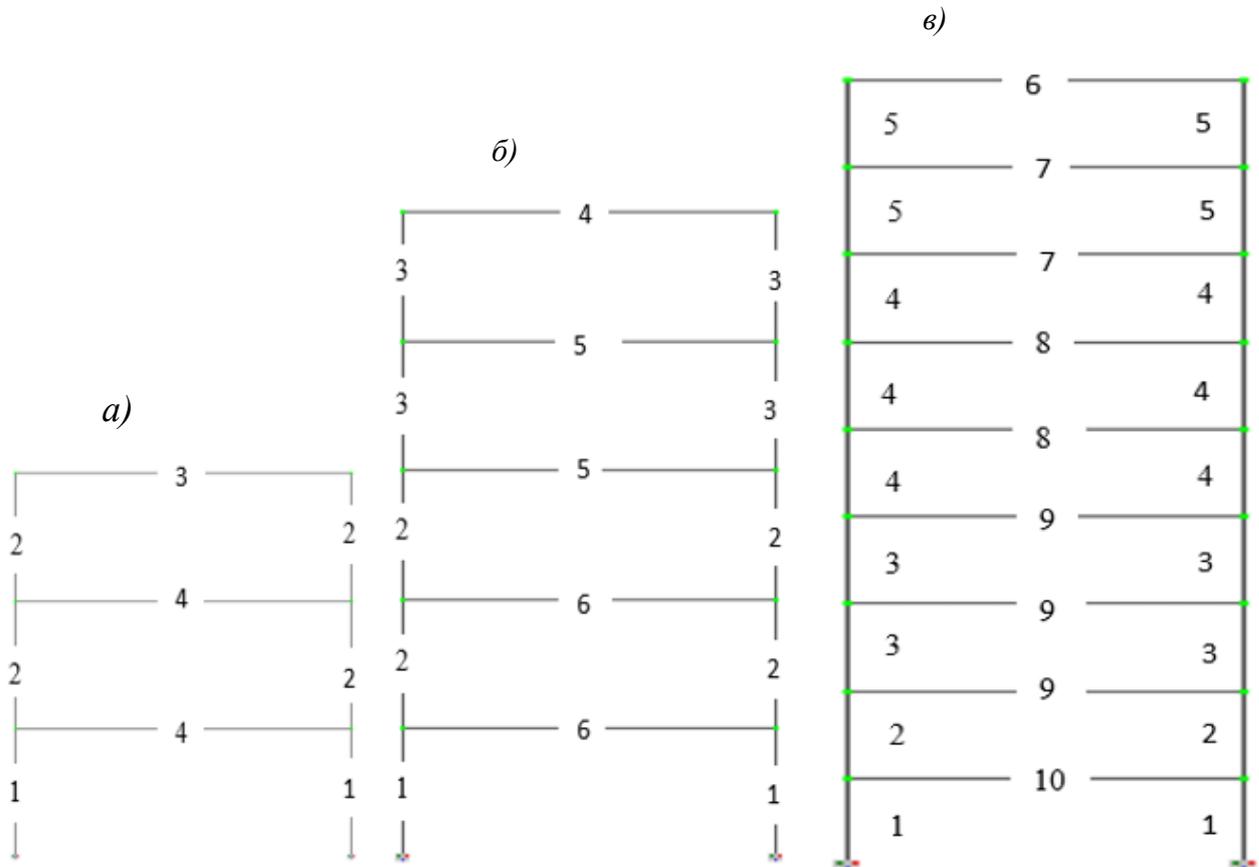


Рисунок 5.3 – Схемы исследуемых рам
 а) трехэтажная рама, б) пятиэтажная рама, в) девятиэтажная рама

Характеристики двутавровых сечений колонн и балок представлены в табл.

5.1.

Таблица 5.1 – Характеристики сечений элементов рамы

Обозначение	Сечения	Погонная масса, м (кг/м)
для трехэтажной		
1.	I 36К1 (296x300x9x13) мм	84.8
2.	I 26К1 (255x260x8x12) мм	65.2
3.	I 40Б1 (392x165x7x9.5) мм	48.1
4.	I 45Б2 (447x180x8.4x13) мм	67.5
для пятиэтажной		
1.	I 30К3 (304x300x11.5x17) мм	108.9
2.	I 30К2 (300x300x10x15) мм	96.3
3.	I 26К1 (255x260x8x12) мм	65.2
4.	I 40Б1 (392x165x7x9.5) мм	48.1
5.	I 50Б1 (492x200x8.8x12) мм	73.0
6.	I 55Б1 (543x220x9.5x13.5) мм	89.0
для девятиэтажной		
1.	I 40К2 (400x400x13x20) мм	165.6
2.	I 40К1 (393x400x11x16,5) мм	138.0
3.	I 35К2 (348x350x11x17.5) мм	125.9
4.	I 30К3 (304x300x11.5x17) мм	108.9
5.	I 26К1 (255x260x8x12) мм	65.2
6.	I 40Б1 (392x165x7x9.5) мм	48.1
7.	I 50Б1 (492x200x8.8x12) мм	73.0
8.	I 55Б1 (543x220x9.5x13.5) мм	89.0
9.	I 60Б1 (593x230x10,5x15.5) мм	106.2
10.	I 55Б2 (547x220x10x15.5) мм	97.9

Метод расчета заключался в решении задачи предельного равновесия при пошаговых увеличениях горизонтальной нагрузки как доли постоянных вертикальных нагрузок (рис. 5.4).

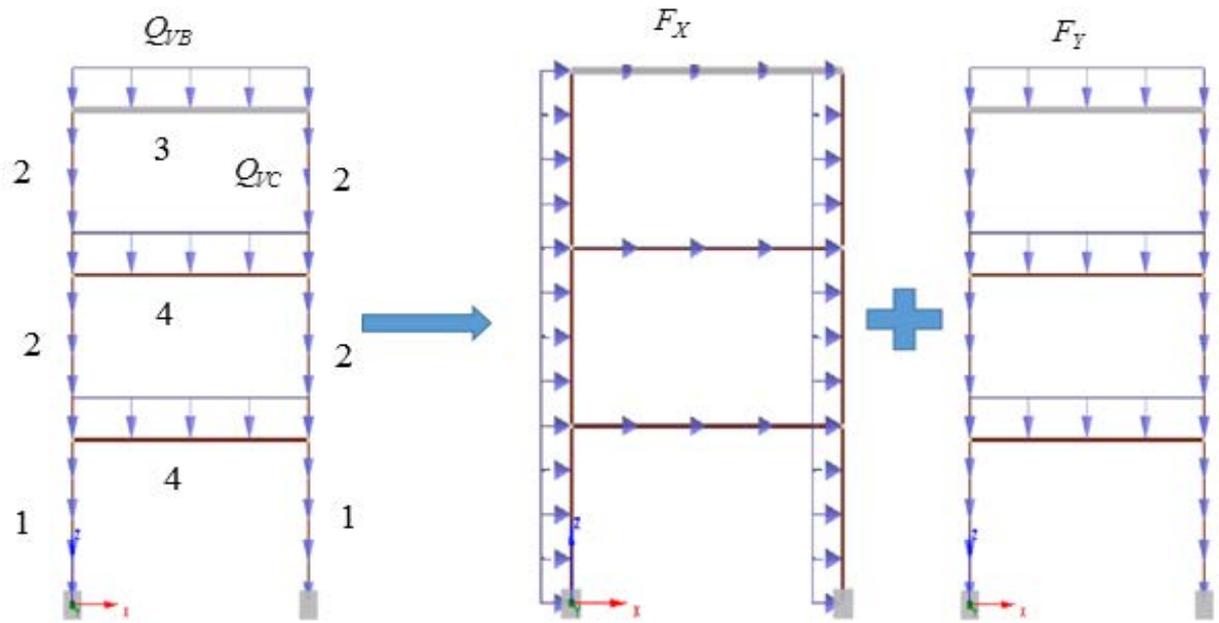


Рисунок 5.4 – Схема трехэтажной рамы

Для нахождения точек, образующих поверхность текучести системы, используем выражения:

$$F_{Tx} = k_n F_x = k_2 k_n \int_0^L Q_v(s) ds$$

$$F_{Ty} = k_n F_y = k_n \int_0^L Q_v(s) ds$$
(5.4)

где Q_v – равномерная распределенная вертикальная нагрузка действующая на элементах конструкции (Q_{VB} и Q_{VC} – равномерная распределенная вертикальная нагрузка от балки и колонны соответственно (рис. 5.4)), F_x – доли составляющей равномерной распределенной горизонтальной нагрузки F_y – доли составляющей равномерной распределенной вертикальной нагрузки, k_2 – коэффициент на который нужно умножить Q_v для получения горизонтальной нагрузки, L – длина элемента, s – координата сечения.

Задачи предельного равновесия решались по методу псевдожесткостей и определялись коэффициенты нагрузок k_n , умножение на которые исходной нагрузки и давало предельную нагрузку. Это показано в представленных протоколах расчета, табл. 5.2.

Отметим, что каждый шаг является отдельной задачей с неизменной вертикальной нагрузки, а изменяется только горизонтальная нагрузка в зависимости от значения k_2 . Точность полученного результата зависит от принятого шага. Чем меньше шага, тем точнее полученные результаты.

Таблица 5.2 – Протокол пластического расчета трехэтажной рамы

при воздействии лишь вертикальной нагрузки (при $k_2 = 0$)

№ итерации	Кэф. уровня нагрузки
1	1.573
2	1.035
3	1.012
4	1.008
5	1.006
6	1.005

Расчет завершен успешно.

Итоговый коэффициент уровня нагрузки = 1.679059

при сочетаниях вертикальной и горизонтальной нагрузки (при $k_2 = 0,1$)

№ итерации	Кэф. уровня нагрузки
1	1.330
2	1.110
3	1.086
4	1.013
5	0.998
6	1.007
7	1.007
8	1.006

Расчет завершен успешно.

Итоговый коэффициент уровня нагрузки = 1.652849

при сочетаниях вертикальной и горизонтальной нагрузки (при $k_2 = 1$)

№ итерации	Кэф. уровня нагрузки
1	0.316
2	1.133
3	1.031
4	1.009
5	1.007
6	1.002
7	1.000

Расчет завершен успешно.

Итоговый коэффициент уровня нагрузки = 0.376091

5.3 Анализ результатов

Полученные результаты сводились в таблицу табл. 5.3.

Таблица 5.3 – Результаты поверхности текучести рамы, методом псевдожесткостей

k_p	F_x , кН	F_y , кН	k_H	F_{Tx} , кН	F_{Ty} , кН
для трехэтажной					
0	0.0	831	1.679	0.0	1395.2
0.02	16,61	831	1.662	27.6	1381.1
0.04	33,23	831	1.661	55.2	1380.3
0.06	49,85	831	1.653	82.4	1373.6
0.08	66,48	831	1.647	109.5	1368.7
0.1	83,07	831	1.6528	137.3	1373.5
0.2	166,21	831	1.548	257.3	1286.4
0.4	332,44	831	0.894	297.2	742.9
0.6	498,55	831	0.620	309.1	515.2
0.8	664,82	831	0.469	311.8	389.7
1.0	831,0	0	0.376	312.5	0.0
для пятиэтажной					
0	0.0	1385	1.663	0.0	2303.3
0.02	27,69	1385	1.661	46.0	2300.5
0.04	55,39	1385	1.661	92.0	2300.5
0.06	83,11	1385	1.658	137.8	2296.3
0.08	110,82	1385	1.655	183.4	2292.2
0.1	138,5	1385	1.652	228.8	2288.0
0.2	277,03	1385	1.515	419.7	2098.3
0.4	554,01	1385	0.774	428.8	1072.0
0.6	830,98	1385	0.523	434.6	724.4
0.8	1108,10	1385	0.395	437.7	547.1
1.0	1385	0	0.317	439.0	0.0
для девятиэтажной					
0	0.0	2493	1.663	0.0	4145.9
0.02	49,88	2493	1.66	82.8	4138.4
0.04	99,7	2493	1.662	165.7	4143.4
0.06	149,58	2493	1.656	247.7	4128.4
0.08	199,46	2493	1.652	329.5	4118.4
0.1	249,31	2493	1.657	413.1	4130.9
0.2	498,61	2493	1.153	574.9	2874.4
0.4	997,15	2493	0.596	594.3	1485.8
0.6	1495,74	2493	0.399	596.8	994.7
0.8	1994.33	2493	0.3	598.3	747.9
1.0	2493	0	0.238	593.3	0.0

На основании результатов расчета строились поверхности текучести каждой рамы (рис. 5.5).

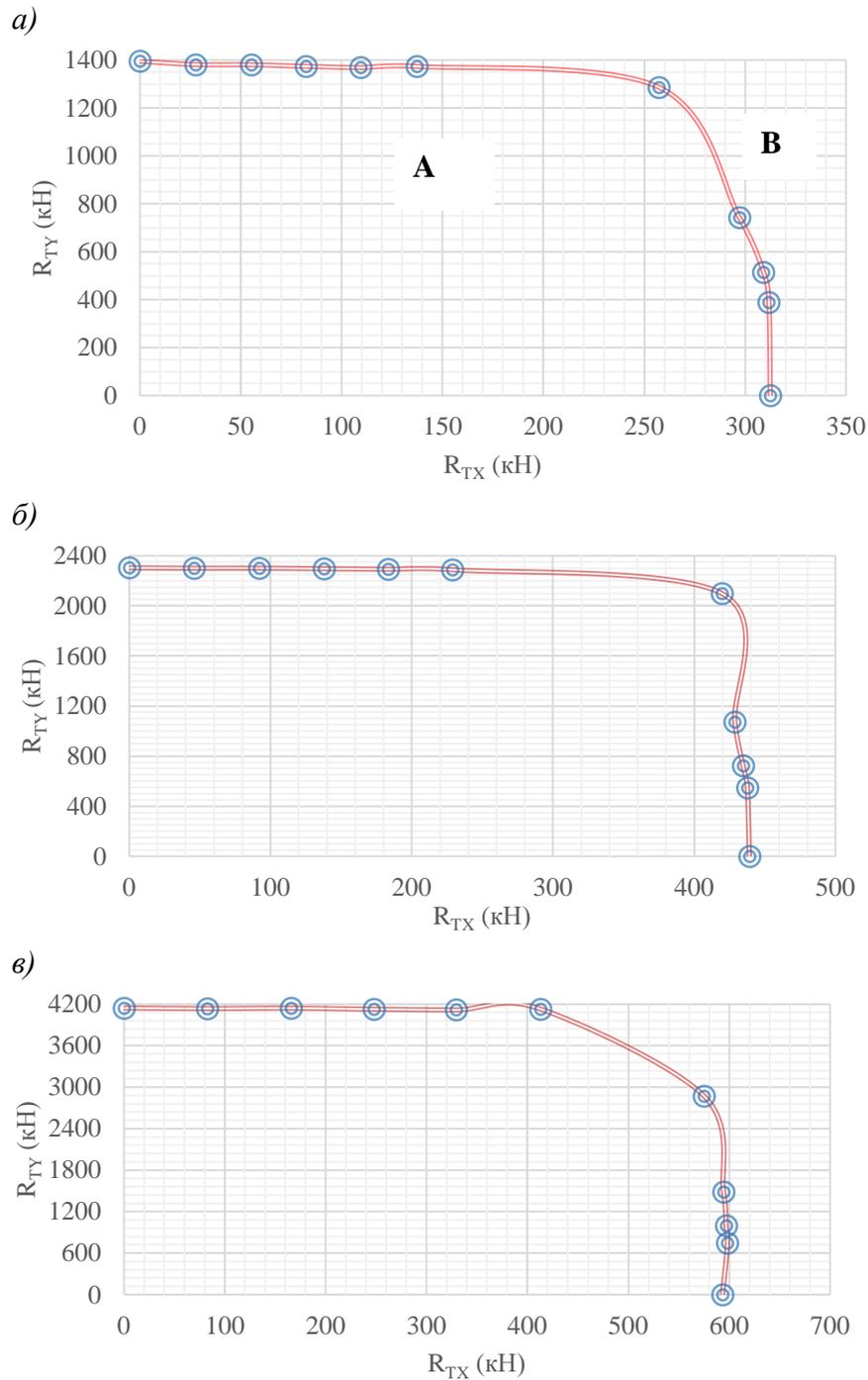


Рисунок 5.5 – Поверхность текучести: а) трехэтажной рамы, б) пятиэтажной рамы, в) девятиэтажной рамы

По осям координат на рис. 5.5 отложены суммарные вертикальные и горизонтальные нагрузки: погонные нагрузки, умноженные на суммарную длину всех элементов рамы.

Точки, лежащие внутри контура (А), представляет собой сочетание нагрузки без разрушения. Точка, лежащая на границе, представляют собой состояние возможного или начала разрушения рамы, а точки за пределами границы (В) означают разрушенную раму.

Чтобы установить, как влияет весовая нагрузка на величину предельной нагрузки нужно:

1. Найти с помощью кривых на рисунка Рисунок 5.5 величины предельных нагрузок при заданной весовой нагрузке (при заданном общем весе) - рис.5.6.
2. Найти предельную горизонтальную нагрузку рамы без учета весовой (иначе говоря, точку пересечения кривой текучести с осью абсцисс).
3. Сравнить эти значения.

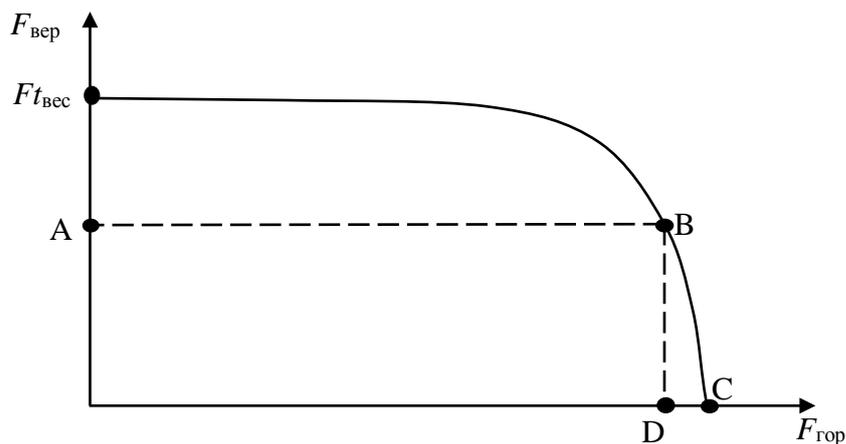


Рисунок 5.6 – Учет весовой нагрузкой

А – весовая нагрузка; В – точка на поверхности текучести; С – предельная горизонтальная нагрузка без учета веса; D – предельная горизонтальная нагрузка с учетом веса

5.4 Выводы по главе 5

1. Анализ полученных результатов показал, что влияние веса на предельную горизонтальную нагрузку не превышает 5%.
2. Учет весовой нагрузки мало сказывается на величине предельного горизонтального ускорения f_{\max} , т.е. влиянием весовых нагрузок в предложенных выше оценках. можно пренебречь.

ОБЩИЕ ВЫВОДЫ ПО ДИССЕРТАЦИИ

1. Существующие энергетические подходы к анализу сейсмостойкости сооружений не консервативны, т.к. используют формулы, которые в ряде случаев дают заниженный результат входной сейсмической энергии.
2. Предложенная в диссертации оценка входной энергии дает разумный запас, завышая входную энергию в 1,5 – 2 раза.
3. Разработанный в главе 4 алгоритм и представленные формулы позволяют связать величину входной энергии с деформациями в сооружении. При этом учитывается циклическое накопление деформаций.
4. Установлена связь между суммарными циклическими перемещениями и критерием малоциклового усталости.
5. Совокупность предложенных формул и алгоритмов позволяет оценить сейсмостойкость сооружения, минуя многочисленные динамические расчеты. Таким образом, предложенный подход является удобным инструментом для выбора основных проектных параметров на начальной стадии проектирования.
6. Проведенные исследования показали, что широкое применение энергетического метода к анализу сейсмостойкости сооружений требует его дальнейшего развития. В первую очередь, это касается разработки других (помимо предложенного) способов распределения сейсмической энергии между структурными элементами сооружения.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

1. В результате выполненных исследований был развит энергетический метод оценки сейсмостойкости сооружений, позволяющий оценивать сейсмостойкость с разумным запасом, минуя динамические расчеты.
2. Рекомендуется использовать этот метод на начальном этапе проектирования, что позволит избежать рассмотрения многочисленных вариантов не работоспособных несущих конструкций.
3. Дальнейшая разработка темы должна быть направлена на установление законов распределения входной энергии между различными структурными элементами сооружения.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. **Айзенберг, Я.М.** Вероятностная спектрально-временная модель сейсмического воздействия на сооружение. Труды ЦНИИСК «Сейсмостойкость зданий и инженерных сооружений». – М.: Стройиздат, 1974. Вып. 3. – С. 20 – 27.
2. **Айзенберг, Я.М.** Простейшая сейсмоизоляция. Колонны нижних этажей как элемент сейсмоизоляции здания / Я.М. Айзенберг // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2004. – №1. – С. 28 – 32.
3. **Айзенберг, Я.М.** Сооружения с выключающими связями для сейсмических районов / Я.М. Айзенберг. – М.: Стройиздат, 1976. – 229 с.
4. **Алипур, М.А.** Сейсмостойкость железобетонных конструкций с учетом процесса развития повреждений: К разработке метода расчета, альтернативного спектральному: дис. канд. тех. наук: 05.23.01 / Алипур М.А.– М., 2006. – 213 с.
5. **Амосов, А.А.** Основы теории сейсмостойкости сооружений: Учебное пособие / А.А. Амосов, С.Б. Сеницын. – М.: Изд-во АСВ, 2001. – 96с.
6. **Баркан, Д.Д.** Современное состояние теории сейсмостойкости и сейсмостойкие сооружения (по материалам IV международной конференции по сейсмостойкому строительству) / Д.Д. Баркан, В.И. Бунэ, С.В. Медведев. Под общ. ред. С. В. Полякова. – М.: Стройиздат, 1973. – 280 с.
7. **Бирбраер, А.Н.** Расчет конструкций на сейсмостойкость / А. Н. Бирбраер. – СПб: Наука, 1998. – 255 с.
8. **Бирбраер, А.Н.** Экстремальные воздействия на сооружения / А. Н. Бирбраер, А. Ю. Роледер – СПб: Изд-во Политехнического Ун-та, 2009. – 593 с.
9. **Болотин, В.В.** Исследование поведения зданий и сооружений со снижением жесткости при сейсмических воздействиях / В.В. Болотин, В. П. Радин, В. П. Чирков // Изв. Вузов. – М.: Строительство. 2003. – №7. – С.6 – 10.

10. **Бородин, Н.А.** Учет пластической энергоемкости элементов жесткости (связей, диафрагм) при расчете каркасов зданий на сейсмическую нагрузку // Сейсмостойкое строительство. 1980. – №2. – С.1–5.
11. **Гвоздев, А.А.** К расчету конструкций на действие взрывной волны / А.А Гвоздев // Строительная промышленность. 1943. – № 1 (2). – С. 13 – 21.
12. **Гольденблат, И.И.** Модели сейсмостойкости сооружений / И.И. Гольденблат, Н. А. Николаенко, С. В. Поляков [и др]. – М.: Наука, 1979. – 252 с.
13. **Дикович, И.Л.** Динамика упругопластических балок / И.Л. Дикович.: Судпромгиз, 1962. – 292 с.
14. **Елисеев, О.Н.** Сейсмостойкое строительство / О. Н. Елисеев, А. М. Уздин. Учебник. – СПб: ПВВИСУ, 1997. – 371 с.
15. **Жарницкий, В.И.** Оценка сейсмостойкости здания и повреждений его конструкций на основе динамического расчёта с учётом упругопластических деформаций материалов / В. И. Жарницкий, Ю. Л. Голда, С. О. Курнавина // Сейсмостойкое строительство. – 1998. – №3. С. 22 – 23.
16. **Жарницкий, В.И.** Развитие теории расчета упругопластических железобетонных конструкций на особые динамические воздействия: дис. ...д-ра тех. наук: 05.23.01 / Жарницкий В. И. – МГСУ. М., 1988. – 407с.
17. **Завриев, К. С.** Расчет инженерных сооружений на сейсмостойкость / К. С. Завриев // Известия Тифлисского политехнического института. – 1928. – С. 115–132.
18. **Килимник, Л.Ш.** Повреждения конструкций при сильных землетрясениях // Бетон и железобетон. 1979. – №6. С. 11–13.
19. **Клячко, М.А.** Землетрясение, и мы / М. А. Клячко. – СПб: РИФ Интеграф, 1999. – 236 с.
20. **Когаев, В.П.** Расчеты деталей машин и конструкций на прочность и долговечность / Когаев В. П., Махутов Н. А., Гусенков А. П. Справочник. – М.: Машиностроение, 1985. – 224 с.
21. **Корчинский, И.Л.** Сейсмостойкое строительство зданий: Учебное пособие для вузов / И. Л. Корчинский. – М.: Высш. Школа, 1971. – 320 с.

22. **Курбацкий, Е.Н.** Спектры максимальных реакций (откликов) конструкций на сейсмические и техногенные динамические воздействия / Е.Н. Курбацкий, Л.В. Баев // Труды IV научно-практического семинара «Надежность и безопасность зданий и сооружений при сейсмических воздействиях», – М.: МГСУ, 2011. – С. 4–35.
23. **Лукаш, П.А.** Основы нелинейной строительной механики / П. А. Лукаш. – М.: Стройиздат, 1978. – 208 с.
24. **Медведев, С.В.,** Карапетян Б.К., Быховский В.А. Сейсмические воздействия на здания и сооружения. Руководство по проектированию сейсмостойких зданий и сооружений, Т.1. – М.: Стройиздат, 1968. – 192 с.
25. **Мирсаяпов, И.Т.** Расчет многоэтажных каркасных зданий на сейсмические воздействия с учетом физически нелинейного поведения / И.Т. Мирсаяпов, Д.М. Нуриева // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. – 2003. – №1. – С. 7 – 14
26. **Москвитин, В.В.** Пластичность при переменных нагружениях / В.В. Москвитин. - М.: Изд-во Моск. Ун-та, 1965. – 263 с.
27. **Мутока, К.Н.** Живучесть многоэтажных каркасных железобетонных гражданских зданий при особых воздействиях: дис. ...канд. тех. наук: 05.23.01 / Мутока К. Н. – М., 2005. –185 с.
28. **Назаров, А.Г.** Метод построения инструментальной теории сейсмостойкости. ДАН Арм. ССР, т.II, №5, 1954.
29. **Напетваридзе, Ш. Г.** Вопросы теории сейсмостойкости сооружений. – АН Грузинской ССР. – Тбилиси, 1953
30. **Немчинов, Ю.И.** К Обоснованию нормативной методики проектирования сейсмостойких конструкций заданной категории пластичности с учетом требования Еврокода 8 / Ю.И. Немчинов, Н.Г. Марьенков, А.К. Хавкин, К.Н. Бабик: Доклады IX Российская национальная конференция по сейсмостойкому строительству и сейсмическому районированию (с международным участием), 6-9 сент. 2011г. [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <http://www.9rnsee.ru>

31. **Немчинов, Ю.И.** Применение метода спектра несущей способности при расчетах сооружений на сейсмические воздействия с учетом нелинейного деформирования / Ю.И. Немчинов, Н.Г. Марьенков, К.Н. Бабик // Будівельні конструкції: зб. наук. праць. – К.: ДП НДІБК, 2005. – Вип. 63. – С. 11 – 19.
32. **Новиков, В.Л.,** Остриков Г.М. Экспериментальные исследования энергоемкости связевых панелей сейсмостойких стальных каркасов. Экспресс-информация ВНИИ-ИС. Сер.14. Сейсмостойкое строительство.1979. -Вып.12. – с.11-17.
33. **Нурмаганбетов, Е. К.** Совершенствование методов расчета железобетонных конструкций зданий на сейсмические воздействия с учетом неупругих деформаций: дис. ...д-ра тех. наук: 05.23.01 / Нурмаганбетов Е. К. – Алматы, 1998. – 470 с.
34. **Ниджад, А.Я.** Исследование поверхностей текучести для рамных конструкций / А. Я. Ниджад, Ю. Л. Рутман // Вестник гражданских инженеров. – 2013. – № 3 (38). С. 87 – 92.
35. **Ниджад, А.Я.** Упругопластическая макромодель и её применение к расчету рамных конструкций на сейсмические воздействия / А. Я. Ниджад, Ю.Л. Рутман // Актуальные проблемы архитектуры и строительства: V-я Международная конференция / СПбГАСУ – В2ч.Ч.І. – СПб, 2013. – С.416–423
36. **Ньюмарк, Н.** Основы сейсмостойкого строительства. / Н. Ньюмарк, Э. Розенблюэт; под общ. ред. Я.М. Айзенберга; пер. с англ. Г. Ш. Подольского. – М.: Стройиздат, 1980. – 344 с.
37. **Окопный, Ю.А.** Механика материалов и конструкций: Учеб. Для вузов / Ю.А. Окопный, В.П. Радин, В.П. Чирков. – М.: Машиностроение, 2001. – 409 с.
38. **Писаревский, Г.С.** Уравнения и краевые задачи теории пластичности и ползучести / Г.С. Писаревский, Н.С. Можаровский. Справочное пособие. – Киев: Наукова думка, 1981. – 496 с.
39. **Поляков, С. В.** Сейсмостойкие конструкции зданий: Учебное пособие для вузов / С.В. Поляков. – М.: Высш. Школа, 1983. – 304 с.

40. **Попов, Н. Н.** Расчет конструкций на динамические и специальные нагрузки: учеб. пособие для вузов / Н.Н. Попов, Б.С. Расторгуев, А.В. Забегаев. - М.: Высшая школа, 1992. – 319 с.
41. **Рассказовский, В.Т.** К вопросу определения сейсмических нагрузок, действующих на жесткие сооружения. Изв. АН Узбекской ССР, серия техн. наук, 1995, №5.
42. **Ржевский, В.А.** Сейсмостойкость железобетонных каркасных зданий в условиях сильных землетрясений с учетом работы в упругопластической стадии деформирования: дис...д-ра техн. наук: 05.23.01 / Ржевский В. А. – Ташкент, 1983. – 236 с.
43. **Рутман, Ю.Л.** Метод псевдожесткостей для решения задач о предельном равновесии жесткопластических конструкций / Ю.Л. Рутман. – СПб. 1998. – 51 с.
44. **Рутман, Ю.Л.** Анализ возможностей применения энергетического критерия SAV для расчета сейсмостойкости сооружения / Ю.Л. Рутман, Э. Симборт. IX Всеукраинская научно-техническая конференция «Строительство в сейсмических районах Украины». Будівельні конструкції: зб. Наук. Пр. – К.: ДП НДБК. 2012. – Вип. 76. – С. 618-625.
45. **Рутман Ю.Л.** Анализ нагруженности сооружения на основе величины энергетического критерия интенсивности землетрясения / Ю.Л. Рутман // Строительная механика и расчет сооружений. – 2012. – №2. С. 61 –63.
46. **Рутман, Ю.Л.** Мажорантная оценка энергии незамкнутой механической системы. Сб. трудов Рижского Политехнического института. Вып. 52. – 1990
47. **Рутман, Ю.Л.** Метод псевдожесткостей для решения задач о предельном равновесии жесткопластических конструкций / Ю. Л. Рутман. - Санкт-Петербург, 1998. - 51 с.
48. **Рутман, Ю.Л.** Анализ возможностей применения энергетического критерия SAV для расчета сейсмостойкости сооружения /Ю.Л. Рутман, Э. Симборт

// IX Всеукраинская науч.-техн. конф. «Строительство в сейсмических районах Украины». Киев: ДП НДІБК, 2012. С. 618–625.

49. **Рутман, Ю.Л.** Оценка сейсмической энергии, поступившей в упругопластическую систему с одной степенью свободы /Ю.Л. Рутман, А.ДЖ. Шивуа // Вестник гражданских инженеров. – 2015. – № 2 (49). С. 64 – 74.

50. **Савинов, О.А.** Об одной форме линейно-спектральной теории сейсмостойкости для расчета мостов / О.А. Савинов, А.М. Уздин. Сейсмостойкость транспортных сооружений. - М.: Наука, 1980. С. 10-27.

51. **Симборт, Э.** Анализ коэффициента пластичности с целью рационального выбора коэффициента редукции нагрузок K_1 / Э. Симборт, Ю.Л. Рутман // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. – 2011. –№ 4. С. 21 – 25.

52. **Симборт, Э.** Выбор коэффициента редукции сейсмических нагрузок на основе анализа пластического ресурса конструкции / Э. Симборт, Ю. Л. Рутман // Вестник гражданских инженеров. –2011. –№(2) 27. С.78 – 81.

53. **Симборт, Э.** Выбор коэффициента редукции сейсмических нагрузок на основе анализа пластического ресурса конструкции с учетом малоцикловой усталости / Э. Симборт, Ю. Л. Рутман // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. – 2011. –№ 5. С. 23 – 26.

54. **Симборт, Э.** Методика выбора коэффициента редукции сейсмических нагрузок K_1 при заданном уровне коэффициента пластичности μ / Э. Симборт // Инженерно-строительный журнал. – 2012. – № 1 (27). С. 44 – 52.

55. **Симборт, Э.** О коэффициенте, учитывающем неупругую работу и допускаемые повреждения конструкций при расчете на сейсмические воздействия / Э. Симборт, Ю. Л. Рутман // Актуальные проблемы современного строительства: Сборник докладов 63-й междунар. научно-технич. конф. молодых ученых / СПбГАСУ. - Санкт-Петербург, 2010. – ч.П. – С. 142 – 145.

56. **Симборт, Э.** Сравнение динамических упругопластических расчетов, выполненных по одностепенной модели и по модели со многими степенями

свободы / Э. Симборт // Инженерно-строительный журнал. –2011. – № 6 (24). С. 23 – 27.

57. **СНиП II-7-81***. Строительство в сейсмических районах. -М.: ФГУП ЦПП, 2007. – 44 с.

58. **СНиП II-7-81***. Строительство в сейсмических районах / Госстрой России. – М.: ГУП ЦПП, 2000. – 44 с. +прил. 2: 10 карт.

59. **СНиП II-7-81***. Строительство в сейсмических районах / Минстрой России. М.: ГП ЦПП, 1995.

60. **СНиП II-7-81**. Строительство в сейсмических районах / Госстрой СССР. – М.: Стройиздат, 1982. – 25 с. прил. 2.

61. **СНиП II-A.12-69***. Строительство в сейсмических районах / Госстрой СССР. – М.: Стройиздат, 1977. – 28 с. прил. 2.

62. **СП 14.13330.2011 Свод Правил**. Строительство в сейсмических районах. Актуализированная редакция СНиП II-7-81*. – М.: Минрегион России, 2011. – 87 с.

63. Справочник проектировщика. Динамический расчет сооружений на специальные воздействия / под ред. В.Г. Коренева, И.М. Рабиновича. М.: Стройиздат, 1981. – 215 с.

64. **Трифонов, О.В.** Нелинейное поведение и оценка риска конструкций при интенсивных динамических воздействиях: дис. ...д-ра тех. наук: 01.02.06, 05.23.17 / Трифонов О. В. – М., 2004. – 314с.

65. **Турсумуратов, М.Т.** Сейсмостойкость зданий с первым гибким этажом / М. Т. Турсумуратов. – Алма-Ата Казахстан, 1981 – 143 с.

66. **Уздин, А.М.** Основы теории сейсмостойкости и сейсмостойкого строительства зданий и сооружений / А. М. Уздин, Т. А. Сандович, Аль-Насер-Мохомад Самих Амин. – СПб: Изд-во ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева, 1993. – 176с.

67. **Хачиян, Э.Е.** О предельных напряжениях, перемещениях и перекосах многоэтажных зданий при землетрясениях / Э. Е. Хачиян: Доклады IX Российская национальная конференция по сейсмостойкому строительству и сейсмическому

районированию (с международным участием), 6-9 сент. 2011г. [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <http://www.9msee.ru>

68. **Шивуа, А.Д.** Анализ энергетических методов оценки сейсмической энергии, поступившей в систему при землетрясении // Вестник гражданских инженеров. – 2014. – № 6 (47). С. 96 – 103.

69. **Шивуа, А.Дж.** Энергетический метод оценки сейсмостойкости помощью удельной энергетической плотности (УЭП) / А.Дж. Шивуа, Ю.Л. Рутман // Актуальные проблемы современного строительства: Сборник докладов 68-я Международная научно-практическая конференция студентов, аспирантов и молодых ученых. СПбГАСУ. – 2015. – ч. II. – С. 6 – 11.

70. **Шивуа, А.Дж.** Связь между циклической деформацией и сейсмической энергией, поступившей в сооружение / А.Дж. Шивуа // Вестник гражданских инженеров. – 2016. – № 2 (55). – С. 67 – 72.

71. Advanced structural concepts (2010). NONLIN – A computer program for nonlinear dynamic time-history analysis of single and multi-degree of freedom systems.

72. **Anderson, J.C.** Use of Energy Concepts in Earthquake Engineering: A Historical Review. / J.C. Anderson, V.V. Bertero // Proceedings of the 8th National Conference on Earthquake Engineering. 2006. Paper 908, San Francisco, CA.

73. **Akiyama, H.** Earthquake Resistant Design Based on Energy Concept / H. Akiyama // IX World Conference on Earthquake Engineering. – Japan. – 1988. – Vol. V. – P. 905–910.

74. **Akiyama, H.** Earthquake-Resistant Limit State Design for Buildings / H. Akiyama. – Tokyo.: University of Tokyo Press, 1985. – 372 p.

75. **Akiyama, H.** Energy Concentration of Multi-story Buildings / H. Akiyama, B. Kato // VII World Conference on Earthquake Engineering – Turkey. – 1980. Vol. IV. – P. 553–560.

76. **Alford, J.L.** Spectrum Analysis of Strong-Motion Earthquakes: Report NR-081-095/ Alford J.L., Housner G.W., Martel R.R. – U.S.A: Earthquake Engineering Research Laboratory, Calif. Inst. of Tech., Pasadena, California, –1964. –115p.

77. **Al-Sulaimani, G.J.** Design Spectra for Degrading Systems / G.J. Al-Sulaimani, J. M. Roesset // *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 1985. – Vol. 111. No 12. – P. 2611–2623.
78. **Ambraseys, N.N.** Equations for the estimation of strong ground motions from shallow crustal earthquakes using data from Europe and the Middle East: Horizontal peak ground acceleration and spectral acceleration / N.N. Ambraseys, John Douglas, S.K. Sarma, P. M. Smit // *Bulletin of Earthquake Engineering*, Springer Verlag. – 2005. – 3 (1). – P. 1–53.
79. **Ambraseys, N.N.** Magnitude calibration of north Indian earthquakes / N.N. Ambraseys, John Douglas // *Geophysical Journal International*. – 2004. – Vol. 159 (1). – P. 165–206.
80. **Ambraseys N., Smit P., Sigbjörnsson R., Suhadolc P., Margaris B.** EVR1-CT-1999-40008. European Commission, Directorate-General XII, Environmental and Climate Programme. Bruxelles, Belgium, 2001. URL:<http://www.isesd.cv.ic.ac.uk>
81. **Amiri G.G.** Design elastic input energy spectra based on Iranian earthquakes /G. G. Amiri, G. A. Darzi, J. V Amiri // *Canadian Journal of Civil Engineering*. – 2008. – 35(6). P. 635-646.
82. **Araya, R.** Earthquake accelerogram destructiveness potential factor / R. Araya, R. Saragoni // *Proceedings of the 8th World Conference of Earthquake Engineering*, San Francisco, USA. 1984. – Vol. 2 – P. 835–841.
83. **Arias, A.** A measure of earthquake intensity. *Seismic Design for Nuclear Power Plants*. Hansen RJ (Ed.), MIT Press, Cambridge, 1970. – P. 438–483.
84. **BCJ.** Structural provisions for building structures. 1997 edition – Tokyo: Building Center of Japan. – 1997 [in Japanese].
85. **Benavent-Climent A.** An energy-based procedure for assessment of seismic capacity of existing frames: Application to RC wide beam systems in Spain / A. Benavent-Climent, R. Zahran // *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. – 2010. – Vol. 30. – P. 354–367.

86. **Benavent-Climent, A.** An energy-based damage model for seismic response of steel structures / A. Benavent-Climent // Earthquake Engineering and Structural Dynamics. – 2007. – Vol. 36. – P. 1049–64.
87. **Benioff, H.** The Physical Evaluation of Seismic Destructiveness / H. Benioff. // Bull. Seismological Society America. –1934. – 24(4). P. 398-403.
88. **Berg, G.V.** Energy Consumption by Structures in Strong-Motion Earthquakes / / G.V. Berg, S.S. Thomaides // II World Conference on Earthquake Engineering. – Japan. – 1960. – Vol. II. – P. 681 – 699.
89. **Bertero, V.V.** Evaluation of Response Reduction Factors Recommended by ATC and SEAOC / V. V. Bertero // Proceedings of 3rd U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Charleston, South Carolina. – 1986. – P. 1663 – 1673.
90. **Biot, M.A.** Theory of elastic systems vibrating under transient impulse with an application to earthquake-proof buildings / M.A. Biot // Proceedings, National Academy of Sciences. –1933. – 19. – P. 262–268.
91. **Biot, M. A.** Theory of Vibration of Buildings during Earthquakes / M.A. Biot // Zeitschrift Angewandte Mathematik und Mechanik. – 1934. – 14(4). – P. 213 – 223.
92. **Biot, M.A.** A mechanical analyzer for the prediction of earthquake stresses / M.A. Biot // Bulletin of the Seismological Society of America. –1941. – 31. – P. 151–171.
93. **Bolt, B.A.** Duration of strong ground motion / M.A. Biot // Proceedings, 5th World Conference on Earthquake Engineering. –Rome. – 1973. –P. 1304–1313.
94. **Blume, J. A.** A Reserve Energy Technique for the Earthquake Design and Rating of Structures in the Inelastic Range / J.A. Blume // II World Conference on Earthquake Engineering. – Japan. – 1960. – Vol. II. – P. 1061–1083.
95. **Blume, J.A.** Recommendations for Shape of Earthquake Response Spectra: AEC Report No. 1254 / Blume, J.A., Sharpe, R.L. and Dalal, J.S. –U.S.A: J. Blume and Associates, San Francisco, 1972.

96. **Bruneau, M.** Some aspects of energy methods for the inelastic seismic response of ductile SDOF structures / M. Bruneau, N. Wang // Eng. Struc. – 1996. – 18(1). – P. 1-12.
97. **CEN.** EuroCode 8: Final draft of EuroCode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings. Bruxelles: European Committee for Standardization. – 2003.
98. **CESMD** (Center for Engineering Strong Motion Data) [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <http://www.strongmotioncenter.org>
99. **Chai, R.Y.H.** Procedure for estimating input energy spectra for seismic design / R.Y.H. Chai, P.A. Fajfar // Journal of Earthquake Engineering. – 2000. Vol. 4, N 4. – P. 539 – 561.
100. **Chai, R.Y.H.** Energy-based linear damage model for high-intensity seismic loading / R.Y.H. Chai // Journal of Structural Engineering, ASCE. – 1995. – 121(5). – P. 857–863.
101. **Chopra, A.K.** Capacity-Demand-Diagram Methods Based on Inelastic Design Spectrum / A.K. Chopra, R.K. Goel // Earthquake Spectra. – 1999. – Vol 15.– N 4. – P. 637-656..
102. **Chopra, A.K.** Dynamic of structures. Theory and Applications to Earthquake Engineering. / A.K.Chopra. –New Jersey.: Prentice-Hall, 2006. – 794 p.
103. **Chopra, A. K.** Elastic Response Spectrum: a Historical Note / A.K. Chopra // Earthquake Engineering and Structural Dynamics. – 2007. –36. – P. 3 – 12.
104. **Chou, C.C.** A procedure for evaluating seismic energy demand of framed structures / C.C. Chou, C.M. Uang // Earthquake Engineering and Structural Dynamics. –2003. – Vol. 32. – P. 229–244.
105. **Chou, C. C.** Establishing absorbed energy spectra – an attenuation approach / C.C. Chou, C.M. Uang // Earthquake Engineering and Structural Dynamics. – 2000. Vol. 29. – P. 1441–1455.
106. **Clough, R.W.** Dynamic of structures. Third edition / R.W. Clough, J. Penzien. – Berkeley, CA: Computers & Structures, Inc., 2003. – 730 p.

107. **Cosenza, E.** An Evaluation of the Use of Damage Functional in Earthquake-Resistant Design / E. Cosenza, G. Manfredi, R. Ramasco // 9th European Conference on Earthquake Engineering. – Russia. – 1990. – Vol. 9. – P. 303–312.
108. **Cosenza, E.** Seismic design based on low cycle fatigue criteria / E. Cosenza, G. Manfredi // XI World Conference on Earthquake Engineering. – Mexico. – 1996. Paper reference: 1141.
109. **Decanini, L.D.** An energy-based methodology for the seismic assessment of seismic demand / L.D. Decanini, F. Mollaioli // Soil Dynamics and Earthquake Engineering. – 2001. – Vol. 21. – P. 113–137.
110. Recommended testing procedure for assessing the behavior of structural steel elements under cyclic loads / ECCS № 45. Technical Committee 1, Structural Safety and Loadings, Technical Working Group 1.3, Seismic Design. – Brussels [Belgium]: ECCS, 1986. – 22 p.
111. **EPRI NP-5930.** A Criterion for Determining Expedience of the Operating Basis Earthquake. Palo Alto, California: Electric Power Research Institute, prepared by J. R. Benjamin and Associates, Inc., 1988. – 330 p.
112. **EPRI TR-100082.** Standardization of the Cumulative Absolute Velocity, Palo Alto, California: Electric Power Research Institute, prepared by Yankee Atomic Electric Company, 1991. – 30 p.
113. **Erberik, A,** Sucuoglu H. Seismic energy dissipation in deteriorating systems through low cycle fatigue // Earthquake Engineering and Structural Dynamics. – 2004. – 33. – P. 49-67.
114. **ESD** (The European Strong Motion Database) [Электронный ресурс]. – Режим доступа: http://www.isesd.hi.is/ESD_Local/frameset.htm
115. **Fajfar, P.** Consistent inelastic design spectra: Hysteretic and input energy / P. Fajfar, T. Vidic // Earthquake Engineering and Structural Dynamics. – 1994. – 23. – P. 523–537.
116. **Fajfar, P.** On Energy Demand and Supply in SDOF Systems / P. Fajfar, T. Vidic, M. Fischinger // Nonlinear Analysis and Design of Reinforced Concrete Buildings. – London: Eds. P.Fajfar and H. Krawinkler, Elsevier. – 1992. – P. 48 – 71.

117. **Fajfar, P. M.** Seismic demand in medium and long-period structures / P. Fajfar, T. Vidic, M. Fischinger // Soil Dynamics and Earthquake Engineering. – 1990. – 18. – P. 1133–1144.
118. **Fajfar P.** A measure of earthquake motion capacity to damage medium-period structures / P. Fajfar, T. Vidic, M. Fischinger // Soil Dynamics and Earthquake Engineering. – 1990. –9(5). – P. 236 – 242.
119. **Fardis, M.N.** Code developments in earthquake engineering / M.N. Fardis // 12th European Conference on Earthquake - London. Elsevier Science. – 2002. Paper reference 845.
120. **Goel, S. C.** Inelastic Earthquake Response of Tall Steel Frames / S.C. Goel, G.V. Berg //Journal of the Structural Division, ASCE. 1968.
121. **Guan, H. et al.** Numerical and Comparative Study of Earthquake Intensity Indices in Seismic Analysis / H. Guan *et al.* // Structural Design of Tall and Special Buildings. – 2011. – P. 1-20.
122. **Hidalgo, P.A.** A comparison of analysis provisions in seismic codes / P.A. Hidalgo, A. Arias, E.F. Cruz // X World Conference on Earthquake Engineering. – 1992. Vol. X. – P. 5741–5746.
123. **Hidalgo, P.A.** New Chilean Code for Earthquake-Resistant Design of Buildings / / P.A. Hidalgo, A. Arias, E.F. Cruz // Proceedings of fourth U.S. National conference of earthquake engineering. – 1990. – Vol. 2. – P. 927 – 936.
124. **Housner, G.W.** Spectrum intensity of strong motion earthquakes / G.W. Housner // Proceedings of the Symposium on Earthquakes and Blast Effects on Structures, Earthquake Engineering Research Institute, California. – 1952. – P. 20–36.
125. **Housner, G.W.** Limit Design of Structures to Resist Earthquakes / G. M. Housner // I World Conference on Earthquake Engineering. USA. – 1956. –Vol. V. – P. 1–13.
126. **Housner, G.W.** Behavior of structures during earthquakes / G. W. Housner // Journal of Engineering Mechanics Division. – 1959. – Vol. 85. – No. 4. – P. 109–129.

127. **Housner G. W.** The Plastic Failure of Frames during Earthquakes / G. W. Housner // II World Conference on Earthquake Engineering. – Japan. – 1960. – Vol. II. – P. 997–1012.
128. **Housner, G.W., Jennings P.C.** Generation of artificial earthquakes / G. W. Housner, P.C. Jennings // Journal of Engineering Mechanics Division, ASCE. –1964 – 90(EM1). – P. 113–150.
129. **Housner, G.W.** Measures of severity of earthquake ground shaking. / G.W. Housner // Proceedings of the U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Earthquake Engineering Research Institute, Ann Arbor, MI. –1975
130. **Housner, G.W., Jennings P. C.** The capacity of extreme earthquake motions to damage structures / G. W. Housner, P.C. Jennings // Structural and Geotechnical Mechanics. A volume honouring N. M. Newmark: Prentice Hall. –1977. – P. 102–116.
131. **Iancovici, M.** Inelastic behavior of buildings under repeated Vrancea earthquakes / M. Iancovici // Proceedings of the International Symposium on Strong Vrancea Earthquakes and Risk Mitigation. – Bucharest, Romania. –2007. – 342-350 pp.
132. **IBC:** International Building Code. International Code Council ICC. – Whittier, CA. – 2012.
133. **Ing+.** Современный комплекс программ для проектирования строительных конструкций. <http://www.tech-soft.ru>
134. **Iwan, W.D.** Identification of hysteretic behavior from strong-motion accelerograms / W.D. Iwan, Chia-Yen Peng // IX World Conference on Earthquake Engineering. - Japan. – 1988. – Vol. V. – P. 331–336.
135. **Iwan, W.D.** The Distributed-Element Concept of Hysteretic Modeling and its Application to Transient Response Problems / W.D. Iwan // IV World Conference on Earthquake Engineering. – Chile. – 1969. – Vol. II. – A4. – P. 45–57.
136. **Iwan, W.D.** The dynamic response of the one degree of freedom bilinear hysteretic system / W.D. Iwan // III World Conference on Earthquake Engineering. – New Zealand. – 1965. – Vol. II. – P. 783–796.
137. **Jenning, P. C.** Earthquake Response of a Yielding Structure / P.C. Jennings // Journal of the Structural Division (ASCE). – 1965. – 90(4).(page number)

138. **Kalkan, E.** Relevance of absolute and relative energy content in seismic evaluation of structures / E. Kalkan, S.K. Kunnath // *Advances in structural Engineering*. – 2008. – Vol. 11. – No. 1. – 18p.
139. **Kalkan, E.** Prediction of Seismic Demands in Building Structures: Ph.D. Dissertation, University of California at Davis. – 2006. – Available at: <http://www.geocities.com/ekalkan76>).
140. **Kato, B.** Earthquake Resistant Design for Steel Buildings / B. Kato, H. Akiyama // VI World Conference on Earthquake Engineering. –India. – 1977. – Vol. II. – P. 1945–1950.
141. **Kato, B.** Seismic Design of Steel Buildings / B. Kato, H. Akiyama // *Journal of the Structural Division (ASCE)* – 1982. – 108 (8). – P. 1709 – 1721.
142. **Kenneth, W.C.** Analysis of Cumulative Absolute Velocity (CAV) and JMA Instrumental Seismic Intensity (IJMA) Using the PEER-NGA Strong Motion Database: PEER Report 2010/102 / Kenneth, W.C., Yousef, B. – California: Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 2010. – 85 p.
143. **Khashae, P.** Distribution of Earthquake Input Energy in Structures: *NISTIR 6903* / Khashae, P. *et al.* – Gaithersburg: Building and Fire Research Laboratory National Institute of Standards and Technology, 2003. – 90 p.
144. **Kramer, S. L.** Geotechnical Earthquake Engineering / S.L. Kramer. Prentice-Hall, New Jersey. 1996.
145. **Krawinkler, H.** Cumulative Damage in Steel Structures Subjected to Earthquake Ground Motion / H.Krawinkler, M.Zohrei // *Computer & Structures*. – 1983. – Vol. 16. – № 1 – 4. – P. 531–541.
146. **Krawinkler, H.** Pros and Cons of a pushover analysis of seismic performance evaluation / H. Krawinkler, G. Seneviratna // *Engineering Structures*. – 1998. Vol. 20. – N.4 – 6. – P. 452–464.
147. **Krawinkler, H.** Seismic Design based on Ductility and Cumulative Damage Demands and Capacities / H.Krawinkler, A.A.Nassar // *Nonlinear Seismic Analysis and Design of Reinforced Concrete Buildings*. – London: Eds. P.Fajfar and H. Krawinkler, Elsevier, 1992. – P. 27-47.

148. **Krawinkler, H.** Performance assessment of steel components / H. Krawinkler // *Earthquake Spectra*. – 1987. – Vol. 3. – P. 27–41.
149. **Kuwamura, H.** Ductile crack as a trigger of brittle fracture in steel / H. Kuwamura, K. Yamamoto // *Journal of structural Engineering*. – 1997. – Vol. 123. – No. 6. – P. 729-735.
150. **Kuwamura, H.** Earthquake load for structural reliability / H. Kuwamura, T.V Galambos // *Journal of Structural Engineering, ASCE*. –1989. 115(6). – P. 1446–1462.
151. **Leelataviwat, S.** Energy based seismic design of structures using yield mechanism and target drift / S. Leelataviwat, S. C. Goel, B. Stojadinovic // *Journal of Structural Engineering, ASCE*. – 2002. – Vol. 28. – No. 8. – P. 1046–1054.
152. **Mahin, S.** An evaluation of inelastic seismic design spectra / S. Mahin, V. V. Bertero // *Journal of the Structural Division, ASCE*. – 1981. – Vol. 107. – No 9. – P. 1777–1795.
153. **Manfredi, G.** Evaluation of seismic energy demand / G. Manfredi // *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. – 2001. – 30. – P. 485–499.
154. **Marino, E.M.** Comparison of European and Japanese seismic design of steel building structures / E.M. Marino, M. Nakashima, K.M. Mosalam // *Engineering Structures*. – 2005. – Vol. 27. – P. 827–840.
155. **Mazzolani, F.M.** ECCS Manual on Design of Steel Structures in Seismic Zones № 76 / F. M. Mazzolani, V. Piluso. ECCS-TC 13 Seismic design. European Convention for Constructional Steelwork. – Brussels [Belgium]: ECCS, 1994. – 278 p.
156. **Mazzolani, F.M.** Theory and Design of Seismic Resistant Steel Frames / F. M. Mazzolani and V. Piluso. -London: E & FN Spon Press, 1996. – 498 p.
157. **McCabe, S.L.** Assessment of Seismic Structural Damage. / S.L. McCabe, W.J. Hall // *Journal of Structural Engineering*. - 1989. – Vol. 115. – No. 9. – P. 2166 – 2183.
158. **McKevitte, W.E.** Hysteretic energy spectra in seismic design / W.E. McKevitte, D.L. Anderson, S. Cherry // *Proceedings of 2nd World Conference on Earthquake Engineering*. –1980. – Vol. 7. – P. 487 – 494.

159. **Minami, T.** Elastic-plastic response spectra for different hysteretic rules / T. Minami, Y. Osawa // *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. –1988. – Vol. 16. – No.4 – P. 555–568.
160. **Miner, M.A.** Cumulative damage in fatigue / M. A. Miner // *Journal of Applied Mechanics*. – 1945. Vol. 12. - № 3 (Transactions of the American Society of Mechanical Engineers. Vol. 67. - 1945). - A159 - A164 pp.
161. **Miranda E.** Evaluation of strength reduction factors for earthquake resistant design / E. Miranda, V.V. Bertero // *Earthquake Spectra*. – 1994. Vol. 10. – No.2. – P. 357–379.
162. **Miranda, E.** The Mexico earthquake of September 19, 1985: performance of low-rise buildings in Mexico City during the 1985 Michoacan earthquake / E. Miranda, V. V. Bertero // *Earthquake Spectra*. – 1989. – Vol. 5. – No.1. – P. 121–143.
163. **Mohraz, B.** A Study of Vertical and Horizontal Earthquake Spectra: AEC Report WASH-1255 / Mohraz, B., Hall, W.J. and Newmark, N.M. – Urbana, Illinois U.S.A: N.M. Newmark Consulting Engineering Services, 1972.
164. **Mollaioli F.** Intensity measures for the seismic response prediction of base-isolated buildings / F. Mollaioli, A. Lucchini, Y. Cheng, G. Monti // *Bull Earthquake Eng.* – 2013. – 11. –P. 1841–1866.
165. **Mononobe, N.** Notes on the Vertical Motion of an Earthquake on the Vibration of Structures / N. Mononobe // *Journal of the Civil. Eng. Society, Tokyo*. – 1924. – P. 38–44.
166. **Mononobe, N.** Vibration of Tower-shaped Structure. Its Seismic Stability / N. Mononobe // *Journal of the Civil. Eng. Society, Tokyo* – 1919. – P. 24–29.
167. **Nakashima M.** Steel moment frames for earthquakes in the United States and Japan / M. Nakashima, C. W. Roeder, Y. Maruoka // *Structural Engineering. ASCE*. – 2000. Vol. 126. – N.8. – P. 861–868.
168. **Nassar, A.A.** Seismic Demands for SDOF and MDOF systems: PhD Dissertation / A.A. Nassar, H. Krawinkler. – J.A. Blume EEC Report No. 95, Stanford University, 1991. – 220 p.

169. **Nau, J.M.** Scaling methods for earthquake response spectra / J.M. Nau, W.J. Hall // Journal of Structural Engineering, ASCE. – 1984. – 110(7). P. 1533–1548.
170. **Naumoski, N.** Selection of representative strong motion earthquake records having different A/V ratios: EERG Report 88-01 / N. Naumoski, W.K. Tso and A.C. Heidebrecht. – Ontario: Earthquake Engineering Research Group, McMaster University, Hamilton, 1988. – 60 p.
171. **Newmark, N.M.** Procedures and Criteria for Earthquake Resistant Design / N.M. Newmark, J.W. Hall // Building Practices for Disaster Mitigation, National Bureau of Standards Building Science Series. – 1973. –Vol. 1. – No. 46. –P 209-236.
172. **Newmark, N.M.** Earthquake Spectra and Design / N. M. Newmark and J. F. Hall. - Berkeley, California: Earthquake Engineering Research Institute, 1982. – 103p.
173. **Omori, F.** Seismic experiments on the fracturing and overturning of columns / F. Omori // Publ. Earthquake Invest. Comm. In Foreign Languages, Tokyo. – 1900. – 99p
174. **Otani, S.** Maximum seismic displacement of inelastic systems based on energy concept / S. Otani, L.Ye // Earthquake Engineering and Structural Dynamics. – 1999. – Vol. 28. –P. 1483–1499.
175. **Park, Y.J.** Mechanistic Seismic Damage Model for Reinforced Concrete / Y.J. Park, A.H.S. Ang // Journal of Structural Engineering. ASCE. – 1985. – III (4). – P. 722–739.
176. **Park, Y.J.** Seismic Damage Analysis and Damage-Limiting of R/C Structures: PhD Dissertation / Y. J. Park. –Structural Research Series 516. Department of Civil Engineering, University of Illinois, Urbana. – 1984. – 182 p.
177. **Park, Y.J.** Stochastic model for seismic damage assessment / Y.J. Park, A.H.S. Ang, Y.K. Wen // Proceedings of the 5th Engineering Mechanics Division Specialty Conference. ASCE. – 1984. – P. 1168–1171.
178. **Park, Y. J.** Seismic damage analysis of reinforced concrete buildings / Y.J. Park, A.H.S. Ang, Y.K. Wen // Journal of Structural Engineering. ASCE. – 1984. – 111(4). P. 740–757.

179. **Penzien, J.** Elasto-plastic response of idealized multi-storey structures subjected to a strong motion earthquake / J. Penzien // II World Conference on Earthquake Engineering. – Japan. – 1960. – Vol. II. – P.739–760.
180. **Riddell, R.** Hysteretic energy spectrum and damage control / R. Riddell, E. J. Garcia // Earthquake Engineering and Structural Dynamics. – 2001. –Vol. 30. P. 1791–1816.
181. **Riddell, R.** Response Modification Factors for Earthquake Resistant Design of Short Period Buildings / R. Riddell, P. Hidalgo, E. Cruz // Earthquake Spectra. – 1989. – No.5. –P. 571–590.
182. **Seismosoft.** SeismoSignal — A computer program for signal processing of time-histories. [URL:www.seismosoft.com](http://www.seismosoft.com). 2013.
183. **Sucuoglu, H.** Earthquake ground motion characteristics and seismic energy dissipation / H. Sucuoglu, A. Nurtug // Earthquake Engineering and Structural Dynamics. – 1995. –24(9). – P. 1195–1213.
184. **Sucuoglu, H.** Energy-based hysteresis and damage for deteriorating systems / H. Sucuoglu, A. Erberik // Earthquake Engineering and Structural Dynamics. – 2004. – No.33. – P. 69–88.
185. **Suidan, M.T.** Cumulative Fatigue Damage in Seismic Structures / M.T. Suidan, R.A. Eubanks // Journal of Structural Division. ASCE. – 1973. –Vol. 99. – No. 5. – P. 923–943.
186. **Tembulkar, J.M.** Inelastic modeling and seismic energy dissipation / J.M. Tembulkar, J.M. Nau // Journal of Structural Engineering. ASCE. –1987. – Vol. 113. – P. 1373–1377.
187. **Teran-Gilmore, A.** A simple low cycle fatigue model and its implications for seismic design / A. Teran-Gilmore, J O. Jirsa // XIII World Conference on Earthquake Engineering. – Canada. – 2004. Paper reference: 882.
188. **Teran-Gilmore, A.** The use of cumulative ductility strength spectra for seismic design against low cycle fatigue / A. Teran-Gilmore, J O. Jirsa // XIII World Conference on Earthquake Engineering. – Canada. – 2004. Paper reference: 889.

189. **Trifunac, M. D.** A study on the duration of strong earthquake ground motion / M.D. Trifunac, F.G. Brady // Bulletin of the Seismological Society of America. – 1975. – No. 65. – P 581–626.
190. **Uang, C.M.** Evaluation of seismic energy in structures / C.M Uang, V.V Bertero, // Earthquake Engineering and Structural Dynamics. – 1990. – 19:1. P. 77–90.
191. **Uang, C.M.** Use of Energy as a Design Criterion in Earthquake-Resistant Design: Report No. UCB/EERC-88/18 / Uang, C.M and Bertero, V.V. – U.S.A: Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 1988.
192. **Uang, C.M.** Implications of Recorded Earthquake Ground Motions on Seismic Design of Building Structures: Report No. UCB/EERC-88/13 / Uang, C.M and Bertero, V.V. – U.S.A: Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 1988.
193. **UBC:** Uniform Building Code. International Conference of Building Officials. – Whittier, CA. – 1997. – 475p
194. **Vamvatsikos, D.** Incremental dynamic analysis / D. Vamvatsikos, C.A. Cornel // Earthquake Engineering and Structural Dynamics. –2002. – No. 31(3). – P. 491–514.
195. **Veletsos, A.S.** Effect of Inelastic behaviour on the response of simple Systems to Earthquake Motions / A.S. Veletsos, N.M. Newmark // II World Conference on Earthquake Engineering. – Japan. – 1960. –Vol. II. – P. 895–912.
196. **Veletsos, A.S.** Deformation Spectra for Elastic and Elasto-Plastic Systems to Ground Shock and Earthquake Motions / A.S. Veletsos, N.M. Newmark, C. V. Chelapati // Proceedings of 3rd World Congress on Earthquake Engineering. – New Zealand. – 1965. – Vol. 2. – P. 663-682.
197. **Vidic, T.** Consistent inelastic design spectra: strength and displacement / T. Vidic, P. Fajfar, and M. Fischinger // Earthquake Engineering and Structural Dynamics. – 1994. Vol. 23. – No. 5. – P. 507–521.
198. **Zahrah, T.F.** Earthquake Energy Absorption in SDOF Structures / T.F. Zahrah, J.W. Hall // Journal of Structural Engineering. ASCE. – 1984. – Vol. 110. – No. 8. – P. 1757–1772.