

Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение
высшего образования «Санкт-Петербургский государственный
архитектурно-строительный университет»

На правах рукописи

БОНДАРЕВ ДМИТРИЙ ЕВГЕНЬЕВИЧ

**МЕТОД РАСЧЁТА СЕЙСМОИЗОЛИРОВАННЫХ ЗДАНИЙ НА
РОТАЦИОННЫЕ ВОЗДЕЙСТВИЯ, ВЫЗВАННЫЕ ЗЕМЛЕТРЯСЕНИЕМ**

Специальность 05.23.17 – «Строительная механика»

Диссертация на соискание ученой степени кандидата технических наук

Научный руководитель:
д.т.н., профессор Рутман Ю.Л.

Санкт-Петербург – 2019

СОДЕРЖАНИЕ

| | |
|--|-----|
| Введение | 4 |
| ГЛАВА 1. СОСТОЯНИЕ ВОПРОСА ИССЛЕДОВАНИЯ. КРУЧЕНИЕ ЗДАНИЙ, ВЫЗВАННОЕ ЗЕМЛЕТРЯСЕНИЕМ | 10 |
| 1.1 Причины, вызывающие кручение зданий..... | 10 |
| 1.2 Кручение, вызванное эксцентриситетом между центром масс и центром жёсткости здания | 12 |
| 1.3 Кручение зданий, вызванное волновым характером землетрясения | 19 |
| 1.4 Кручение сейсмоизолированных зданий..... | 35 |
| 1.5 Положения зарубежных и отечественных норм, предписывающие учёт кручения | 48 |
| ВЫВОДЫ ПО ГЛАВЕ 1..... | 62 |
| ГЛАВА 2. МАТЕМАТИЧЕСКИЕ МОДЕЛИ ДВИЖЕНИЯ СЕЙСМОИЗОЛИРУЕМОГО ОБЪЕКТА, УЧИТЫВАЮЩИЕ КРУЧЕНИЕ | 65 |
| 2.1 Модель сейсмоизолированного объекта при кручении | 65 |
| 2.2 Математическая модель, учитывающая кручение объекта, изолированного маятниковыми опорами | 68 |
| 2.3 Математическая модель, учитывающая кручение объекта, изолированного резинометаллическими опорами..... | 84 |
| 2.4 Кручение сейсмоизолированного сооружения, вызванное наличием эксцентриситета между центром жёсткости системы сейсмоизоляции и центром масс объекта | 93 |
| ВЫВОДЫ ПО ГЛАВЕ 2..... | 114 |
| ГЛАВА 3. КРУЧЕНИЕ СЕЙСМОИЗОЛИРОВАННЫХ ОБЪЕКТОВ, ВЫЗВАННОЕ ВОЛНОВЫМ ХАРАКТЕРОМ ЗЕМЛЕТРЯСЕНИЯ..... | 116 |
| 3.1 Модели, описывающие волновой характер землетрясений..... | 117 |

| | |
|--|-----|
| 3.2 Кручение здания, расположенного на маятниковых опорах, при воздействии сейсмических ротаций..... | 126 |
| 3.3 Кручение здания, расположенного на резинометаллических опорах, при воздействии сейсмических ротаций..... | 144 |
| ВЫВОДЫ ПО ГЛАВЕ 3..... | 159 |
| ГЛАВА 4. ОЦЕНКА ПРОЧНОСТИ СЕЙСМОИЗОЛИРОВАННОГО СООРУЖЕНИЯ ПРИ КРУЧЕНИИ, ВЫЗВАННОГО ВОЛНОВЫМ ХАРАКТЕРОМ ЗЕМЛЕТРЯСЕНИЯ | 161 |
| 4.1 Адекватность разработанных математических моделей..... | 161 |
| 4.2 Расчёт сейсмоизолированного здания на ротационное воздействие прямым динамическим методом | 165 |
| 4.3 Расчёт сейсмоизолированного здания на ротационное воздействие по линейно-спектральной методике..... | 170 |
| ВЫВОДЫ ПО ГЛАВЕ 4..... | 183 |
| ЗАКЛЮЧЕНИЕ | 184 |
| СПИСОК СОКРАЩЕНИЙ И УСЛОВНЫХ ОБОЗНАЧЕНИЙ..... | 187 |
| СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ..... | 188 |

Введение

Актуальность темы исследования

Одними из самых опасных воздействий на здания и сооружения являются сейсмические. Даже при наличии современных методов расчёта и развитых теорий сейсмостойкости, землетрясения по сей день вызывают масштабные разрушения как объектов гражданского и административного назначения, так и объектов повышенной ответственности. Результаты обследований зданий и сооружений свидетельствуют о наличии пространственного характера работы сооружения при землетрясениях – это трещины в торцах здания, разрушенные угловые колонны с оголённой рабочей арматурой, неравномерные разрушения протяжённых зданий, искривления рельсовых путей как в вертикальной, так и горизонтальной плоскостях и многие другие. Также после землетрясений было засвидетельствовано большое количество случаев, когда разрушение как симметричных, так и несимметричных зданий возникало из-за кручения относительно вертикальной оси.

При обследовании зданий и сооружений после землетрясений наблюдаются многочисленные факты, свидетельствующие о пространственной работе сооружений. Пространственная работа вызывается множеством причин, но суммарно их можно свести в следующие две группы:

1. Причины пространственной работы зданий и сооружений, определённые несимметричностью распределения масс и жёсткостей, неоднородностью структуры конструкций и т.п.;

2. Причины пространственного характера сейсмического воздействия. Данный характер воздействия определяется волновой природой землетрясений.

Перечисленные группы эффектов приводят к пространственной работе зданий и сооружений, а именно к их вращениям относительно трёх взаимно перпендикулярных осей, возникающих в дополнение к линейным смещениям.

Данная работа посвящена учёту крутильных колебаний зданий и сооружений, расположенных на различных системах сейсмоизоляции, вызванных сейсмическими ротациями грунта, а также неравномерным распределением жёсткости и массы сооружения в плане, которое вызывает их пространственную работу.

Степень разработанности темы исследования

Наиболее ранние упоминания об актуальности этих явлений содержатся в работе А.Г. Назарова 1959 года, в которой отмечается: «...выделенная элементарная площадка Земли имеет шесть степеней свободы, характеризующихся тремя поступательными и тремя вращательными перемещениями относительно трёх взаимно перпендикулярных осей. Стало быть, в принципе, при землетрясении элементарная площадка может совершать поступательные и вращательные колебания относительно трёх взаимно перпендикулярных осей». Но первые именно численные результаты оценки ротационных полей представил Н.М. Ньюмарк в рамках IV всемирной конференции по сейсмостойкому строительству, где показал значительное влияние сейсмического момента на симметричные здания. Таким образом, исследования ротационных полей и пространственной работы конструкций начались с начала 60-х годов. Наибольшие достижения в этой области принадлежат американским, канадским и японским специалистам: N.M. Newmark, V.W. Lee, J.E. Luco, W.K. Tso, T.I. Hsu, M.D. Trifunac, N.D. Nathan, J.R. MacKenzie, H.T. Shibata, A.M. Chandler, A.K. Chopra, C.L. Kan, A. Tena-Colunga, D. Basu, P. Kumar и многие другие.

В СССР и России оценка ротационных свойств сейсмического движения грунта рассматривалась в работах Э.Е. Хачияна, В.Т. Рассказовского, В.А. Томачёва, С.Х. Негматуллаева, Д.А. Харина, А.Г. Назарова, Н.А. Николаенко, Ю.П. Назарова, Е.В. Позняк и других.

Цель работы и задачи исследования

Целью диссертационной работы является разработка метода расчёта зданий и сооружений, расположенных на различных системах сейсмоизоляции, на воздействия, вызывающие их ротации.

Для достижения поставленной цели решались следующие научно-технические задачи:

1. Разработка математической модели, описывающей динамику сооружения, расположенного на маятниковой системе сейсмоизоляции, учитывающей кручение;

2. Разработка математической модели, описывающей динамику сооружения, расположенного на резинометаллических опорах, учитывающей кручение;

3. Определение критериев, увеличивающих динамическую реакцию сейсмоизолированного сооружения при кручении;

4. Разработка метода, позволяющего провести прочностной расчёт сейсмоизолированного сооружения на ротационное воздействие;

5. Проведение прочностного расчёта сейсмоизолированного объекта с помощью разработанного метода на воздействие, вызывающего его ротацию.

Объект исследования – здания и сооружения, расположенные на маятниковой системе сейсмоизоляции и на резинометаллических опорах.

Предмет исследования – расчет сейсмостойкости сейсмоизолированных зданий и сооружений на воздействия, вызывающие их ротации.

Научная новизна диссертационной работы

1. Разработаны математические модели, учитывающие кручение зданий и сооружений, расположенных на маятниковых и резинометаллических опорах, и проверена адекватность данных моделей;

2. Выявлен и описан эффект увеличения крутильных колебаний сейсмоизолированных сооружений как при наличии сейсмических ротаций, так и

при наличии эксцентриситета между центром жёсткости системы сейсмоизоляции и центром масс сооружения;

3. Выявлен параметр, который влияет на уровень кручения сейсмоизолированного сооружения: v_s – скорость поперечной волны под подошвой фундамента;

4. Предложен метод для проведения прочностного расчёта сейсмоизолированного сооружения с учётом кручения по линейно-спектральной методике.

Теоретическая значимость диссертационной работы заключается в том, что разработаны математические модели, учитывающие кручение зданий и сооружений, расположенных на различных системах сейсмоизоляции. Данные модели учитывают кручение, вызванное неравномерным расположением опор в плане, а также волновым характером землетрясения.

Практическая значимость диссертационной работы заключается в возможности использования ротационного спектра, который можно получить из разработанных математических моделей, учитывающих кручение сейсмоизолированной системы, для проведения практических расчётов изолированных систем по линейно-спектральной методике на ротационные воздействия. Выявлена важность типа грунта, влияющего на скорость прохождения поперечной волны под подошвой фундамента, которая является определяющим фактором возникновения сейсмических ротаций.

Достоверность результатов работы

Достоверность результатов исследований диссертационной работы подтверждается использованием общепринятых математических моделей сооружений и воздействий в области сейсмостойкого строительства, а также хорошей согласованностью полученных результатов с результатами других исследователей, а также сходимостью результатов с сертифицированными конечно-элементными комплексами.

Апробация работы

Основные теоретические положения и численные результаты диссертационной работы подтверждены апробацией на следующих конференциях и семинарах:

- XXVII Международная конференция «Математическое и компьютерное моделирование в механике деформируемых сред и конструкций» - МКМ 2017. Основы статического и динамического разрушения. Дом ученых, г. Санкт-Петербург, 2017;
- 74-я научная конференция профессорско-преподавательского состава и аспирантов университета, СПбГАСУ, 2018;
- XIII Российская национальная конференция по сейсмостойкому строительству и сейсмическому районированию (13РНКСС), г. Санкт-Петербург, 2019.

Публикации

Основные научные результаты диссертации опубликованы в 4 научных работах, в том числе 3 в рецензируемых изданиях из перечня, размещенного на официальном сайте ВАК и 1 статье в изданиях, входящих в международные базы цитирования Scopus и Web of Science.

1. Рутман Ю.Л., Симборт Э., Бондарев Д.Е. Анализ динамики сейсмоизолированного сооружения с учётом его крутильных колебаний// Вестник гражданских инженеров. - 2017. -№ 2(61). - С. 112-118;

2. Yu. L. Rutman, E. Simbort, D. E. Bondarev. An analysis of the dynamics of seismically isolated structures taking into account its torsional vibrations// Procedia Structural Integrity. Volume 6, 2017, Pages 208–215;

3. Бондарев Д. Е. Влияние эксцентриситета между центром жесткости и центром масс сейсмоизолированного сооружения на его крутильные колебания при сейсмическом воздействии // Вестник гражданских инженеров. 2017. № 6 (65). С. 90–94;

4. Бондарев Д.Е. Оценка влияния сейсмических ротаций на динамику сейсмоизолированного сооружения// Вестник гражданских инженеров. - 2018. -№ 3(68). С. 62-65.

Структура и объем работы

Первая глава посвящена литературному обзору и сбору информации об актуальности темы исследования.

Вторая глава посвящена разработке математических моделей, учитывающих кручение сейсмоизолированных объектов. Рассмотрены особенности работы резинометаллических опор и систем маятниковой сейсмозащиты зданий и их конструктивные воплощения. Произведён динамический анализ пространственной работы несимметричных сооружений при наличии эксцентриситета между центром масс здания и центром жёсткостей системы сейсмоизоляции.

Третья глава посвящена анализу пространственной работы симметричных сооружений при учёте в динамическом анализе ротационных компонент сейсмического воздействия.

Четвёртая глава посвящена оценке прочности симметричного сооружения при расчёте на сейсмостойкость с учётом ротационных компонент сейсмического воздействия.

В заключении сформулированы основные результаты диссертационной работы.

ГЛАВА 1. СОСТОЯНИЕ ВОПРОСА ИССЛЕДОВАНИЯ. КРУЧЕНИЕ ЗДАНИЙ, ВЫЗВАННОЕ ЗЕМЛЕТРЯСЕНИЕМ

Начиная примерно с середины двадцатого века при обследовании зданий после землетрясений были обнаружены разрушения, вызванные крутильными колебаниями. Разрушения, вызванные кручениями, были обнаружены многими отечественными и зарубежными исследователями. Данные разрушения были результатом землетрясений: в г. Агариде (Марокко) 1960 г., на территории Югославии в 1963г. [1], в Сан-Фернандо 1971 года [2], в Мехико 1985 г. [3, 4], на территории северной Армении в 1988 г. [1], Лома-Приета 1985 г. [5], на Филиппинах в 1990 г. [6], в Нортридже [7], в Кобе 1995 г. [8], в Турции (Зимирское землетрясение) в 1999 г. [9]. Следует акцентировать внимание на том, что после землетрясения в Мехико 1985 года было обнаружено множество разрушенных зданий из-за кручения. Разрушения зданий по причине кручения составляли 42% от общей доли разрушенных зданий [164].

При обследовании зданий после этих землетрясений были обнаружены разрушения наиболее перегруженных периферийных частей зданий: угловых колонн, выступающих частей и, как правило, торцов зданий. Эти наблюдения дали учёным основное понимание природы крутильных колебаний и их определяющих параметров.

1.1 Причины, вызывающие кручение зданий

Кручение зданий, вызванное землетрясениями, изучается многими исследователями в течение последних восьмидесяти лет [10]. Условно можно выделить три типа кручения, возникающего в зданиях во время землетрясений.

1) Динамические силы, которые действуют на здания и сооружения во время землетрясения, связаны с инерцией и действуют через центр масс (ЦМ). Эти силы

инерции уравниваются силами сопротивления в элементах здания, результирующая которых проходит через центр жёсткостей (ЦЖ). Если элементы в здании так распределены в плане, что ЦЖ не совпадает с ЦМ, то поступательное сейсмическое воздействие вызывает крутильные колебания в здании. Здания, где центр жёсткости не совпадает с центром масс, называют *несимметричными зданиями* и крутильные движения, вызванные в них, называют *естественным кручением* [13];

2) Второй фактор кручения – это сейсмические ротации. Это результаты пространственного характера сейсмического воздействия. Данный характер воздействия определяется волновой природой землетрясений. Данные ротации определяются параметрами волнового поля, которое соответствует сейсмическому воздействию. Этот сложный эффект может быть оценён как косвенным, так и инструментальным методом. Данный фактор вызывает кручение в *симметричных зданиях* (здания, где совпадает ЦМ и ЦЖ). Этот фактор можно выделить в категорию *случайного кручения* [12]. Также к группе случайного кручения зарубежные исследователи относят асимметрию, которая может существовать в условно симметричной конструкции из-за неопределённости в оценке центров масс и жёсткостей. Например, фактическое распределение масс может быть различным в отличие от предположенного в расчётах. Оценка жёсткости элементов построенного здания может быть неточной из-за отсутствия таких данных как: модуль упругости, наличие трещин в бетоне, неточности в проектных размерах при бетонировании и монтаже и др. Строго говоря, кручение, вызванное этими факторами, относится к категории *естественного кручения*, но их значение не может быть точно оценено и может быть оценено только статистически [10, 12];

3) Исследователи нашли ещё один механизм, который может вызывать кручение как в симметричных зданиях, так и в несимметричных. Данный эффект проявляется при неупругом анализе сооружений. Этот эффект вызван нелинейной жёсткостью элементов здания. Эффект пластического срабатывания не может быть идеально одинаковым для элементов при поступательном сейсмическом воздействии особенно для периферийных элементов здания. При малом

эксцентриситете во время неупругой работы элементов здания начинаются проявляться связанные крутильно-поступательные колебания. В симметричных сооружениях отношение между собственной крутильной частотой и частотой поступательных колебаний Ω_R является доминирующим фактором, определяющим данный тип кручения. И апогея данный тип кручения достигает, когда этот фактор стремится к единице, иными словами, при совпадении собственной частоты поступательных колебаний и собственной частоты крутильных колебаний здания [13].

1.2 Кручение, вызванное эксцентриситетом между центром масс и центром жёсткости здания

1.2.1 Основные термины и определения

Для удобства и наглядности приведём из [10] рисунок, на котором схематически показано здание в плане и его расчётная схема для расчёта с учётом кручений (Рисунок 1).

На рисунке 1 показана модель с тремя степенями свободы одноэтажного здания: перемещения по X , Y и угол поворота здания θ . Модель имеет жёсткую плиту в плане, опирающуюся на вертикальные элементы, имеющие жёсткость на сдвиг K_x и K_y . В данной модели предполагается, что сейсмическая нагрузка строго действует либо по оси X , либо по оси Y . Если элемент расположен в плане не вдоль одной из главных осей, то его жёсткость раскладывается на проекции вдоль каждой из осей. Большинство зарубежных исследователей, которые занимались кручением зданий, использовали эту модель при анализе [11, 16, 18]. Эта модель среди зарубежных авторов именуется как «упрощённая модель» (Simplified model).

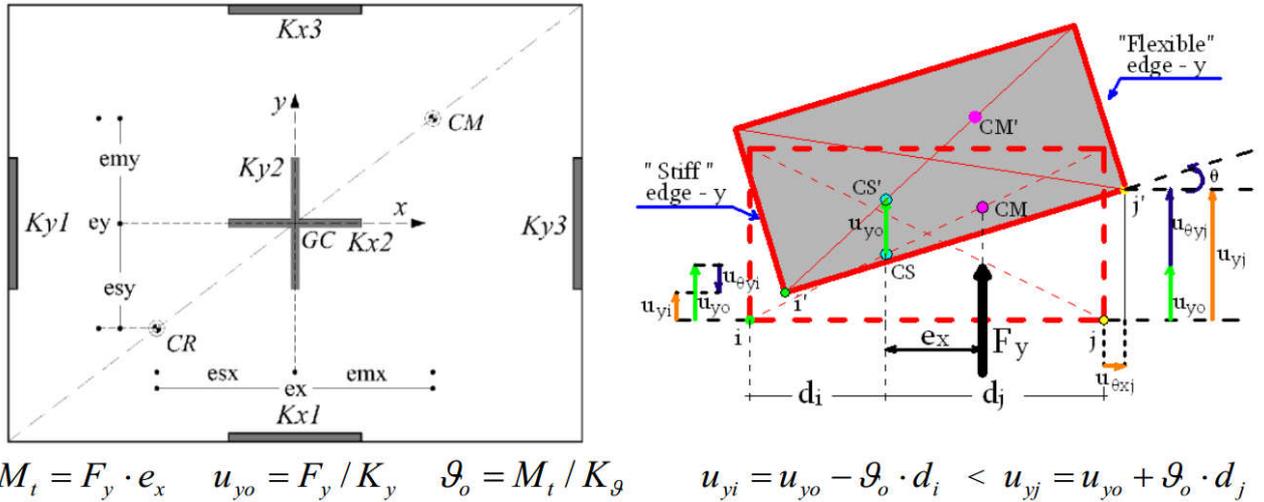


Рисунок 1. План здания (слева) и расчётная схема (справа) для расчёта здания с учётом кручения

На рисунке Center of Rigidity (CR) (или CS – stiffness center) отражает центр жёсткостей (ЦЖ), mass center (CM) – центр масс здания (ЦМ). ЦЖ можно строго определить для одноэтажных зданий, но в многоэтажных зданиях приблизительно может быть определён для каждого этажа отдельно [14, 15].

Для одноэтажных зданий ЦЖ совпадает с так называемым центром сдвига (shear center), то есть с точкой, где проходит результирующая сила сопротивления всех элементов здания. K_{xi} и K_{yi} – это жёсткости каждого i -ого элемента по направлению x или y . x_i и y_i , соответственно, расстояния до i -ого элемента по направлению каждой из осей. K_x , K_y и K_θ – полные жёсткости относительно x , y и z (K_θ – крутильная жёсткость).

На рисунке 1 (справа) можно видеть такие два термина, как stiff и flexible edge. Это *жёсткий* и *гибкий* края здания соответственно. Это необходимо для того, чтобы знать на какой половине здания находится ЦМ и сила инерции, вызванная землетрясением, и какая будет форма крутильно-поступательных колебаний, что, в свою очередь, будет определять, элементы какого края будут получать большие деформации.

Ниже приведены основные термины и параметры, характеризующие кручение, а также выражения для их определения. Данные выражения встречаются

как в отечественной, так и в зарубежной литературе [10, 48]. Многим параметрам ещё будет уделено внимание и дано определение в последующих главах данной работы.

Эксцентриситет жёсткости. Это расстояние между ЦМ и ЦЖ относительно оси x :

$$e_{sx} = \frac{\sum_{i=1}^n K_{Yi} \cdot x_i}{K_Y} \quad (1)$$

Прочностной эксцентриситет. Это расстояние между ЦМ и ЦП (центр пластичности, plastic centroid (CP)) относительно оси x :

$$e_{px} = \frac{\sum_{i=1}^n V_{PYi} \cdot x_i}{V_{PY}} \quad (2)$$

Массовый эксцентриситет. Степень неоднородности распределения массы в плане здания относительно оси x :

$$e_{mx} = \frac{\int_{-L_x/2}^{L_x/2} x \cdot (\int_{-L_x/2}^{L_x/2} m(x, y) dy) dx}{M} \quad (3)$$

Натуральный эксцентриситет здания относительно оси x :

$$e_x = |e_{mx} - e_{sx}| \quad (4)$$

Крутильная жёсткость здания (по отношению к ЦМ):

$$K_\theta = \sum_{i=1}^n K_{Xi} \cdot (y_i - e_{my})^2 + \sum_{i=1}^n K_{Yi} \cdot (x_i - e_{mx})^2 \quad (5)$$

Радиус кручения в направлении x :

$$r_{kx} = \sqrt{\frac{K_\theta}{K_X}} \quad (6)$$

Радиус вращения массы:

$$r_m = \sqrt{\frac{I_m}{M}} \quad (7)$$

Периоды собственных колебаний системы:

$$T_x = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K_X}}, T_y = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K_Y}}, T_\theta = 2\pi \sqrt{\frac{I_m}{K_\theta}} \quad (8)$$

Фактор крутильной чувствительности:

$$\Omega = \frac{r_{kx}}{r_m} = \frac{\omega_\theta}{\omega_x} \quad (9)$$

Параметры, определяющие, что система сбалансирована на кручение:

$$CM = CS = CP \quad (10)$$

1.2.2 Естественное кручение

Первой работой, выпущенной в 1938 году и посвящённой крутильным движениям здания, можно считать [11]. В данной работе Ауге использовал простые одно-двухэтажные модели с эксцентриситетом и показал поступательно-крутильные колебания, которые вызваны несовпадением центра жёсткостей (ЦЖ) и центра масс (ЦМ) здания. Ауге впервые вывел уравнения движения, которые включали в себя определение ЦЖ каждого этажа. Учёт эксцентриситета в двух направлениях позволил найти приблизительное решение путём определения статического момента, равного произведению сейсмической силы и эксцентриситета. Это была реализация *статической теории* сейсмостойкости [17], но уже учитывающей кручение.

Сейсмический момент:

$$M = e \cdot S \quad (11)$$

где e - эксцентриситет между ЦМ и ЦЖ, S – сейсмическая сила.

Двадцать лет спустя Rosenbluth и Outinen [16] в 1958 году использовали упрощённую модель, состоящую из двух степеней свободы, для анализа несимметричного здания, подверженного землетрясению и указали на тот факт, что при кручении на гибкой стороне здания наблюдаются увеличения усилий по сравнению с решениями, полученными по статической теории. Несимметричность данной системы (Рисунок 2) задана тем, что жёсткости продольных стен не равны между собой $k_1 \neq k_2$. Тем самым задаётся её разбалансированность или несимметричность. Далее Rosenbluth и Outinen решают систему

дифференциальных уравнений аналитически при различных соотношениях жёсткостей здания R и определяют усилия, которые возникают на «жёстком» и «гибком» крае. На рисунке 3 наглядно видно, что при динамическом анализе происходит увеличение усилий на гибком крае и уменьшение на жёстком, тогда как решение статическим методом даёт равномерное кручение и равномерное распределение усилий. Здесь мы видим, что принципиально отличается решение, так как использовалась именно *динамическая теория* сейсмостойкости [115].

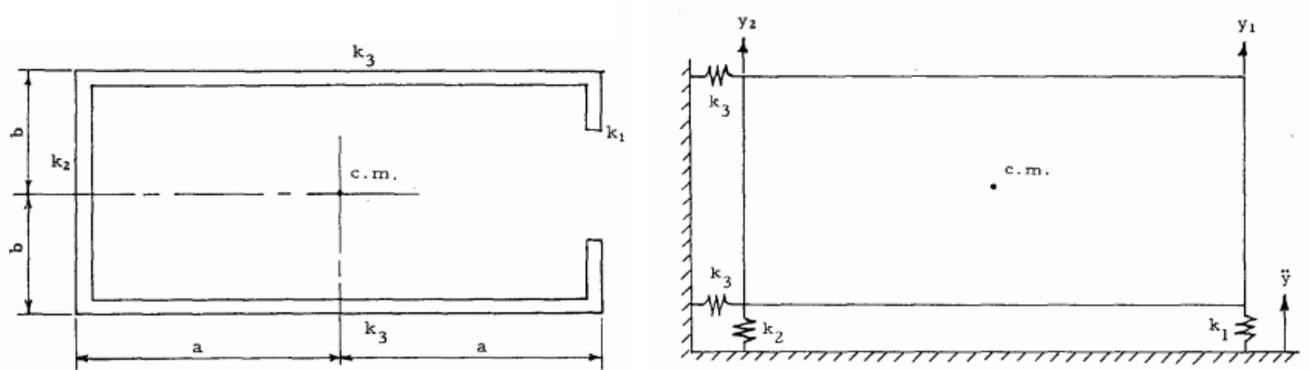


Рисунок 2. План здания (слева) и расчётная схема (справа) для расчёта здания с учётом кручения из работы Rosenbluth и Outinen [16]

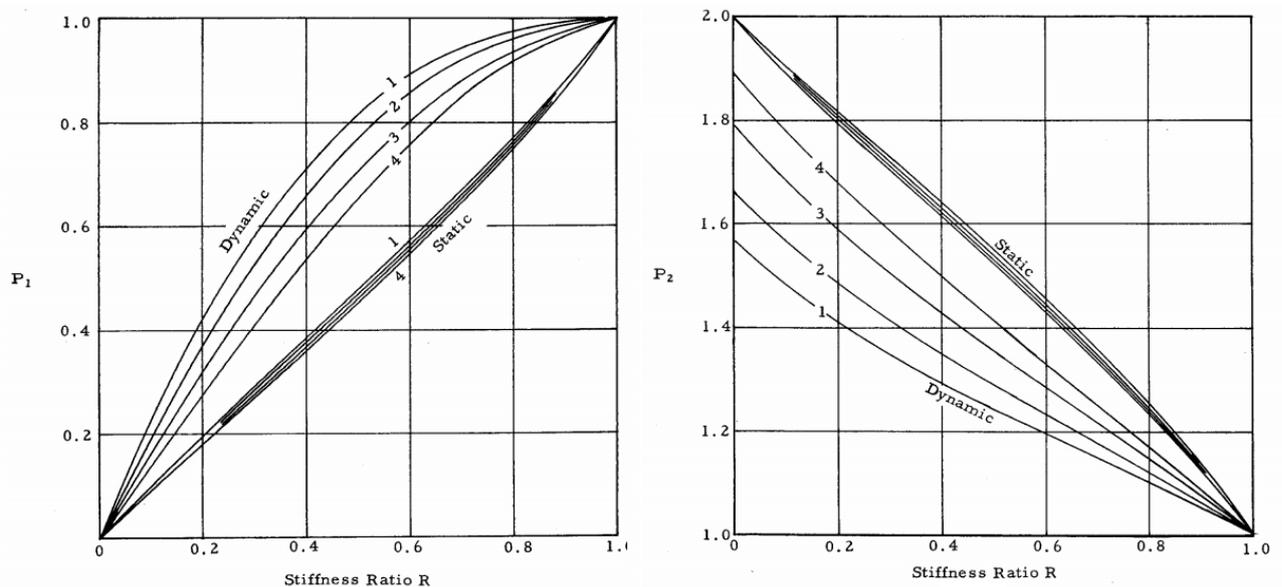


Рисунок 3. P_1 – отношение усилия, возникающего в стене несимметричного здания, к усилию в симметричном здании. Слева для «гибкого» края. Справа для «жёсткого» из работы Rosenbluth и Outinen [16]

Впоследствии, основываясь на результатах динамического отклика многоэтажных зданий с эксцентриситетом, Bustamante и Rosenblueth в 1960 году заключили, что *грубую оценку крутильного отклика многоэтажных зданий можно получить из анализа одноэтажных зданий* [18, 77]. Это положило начало тому, что впоследствии при создании строительных норм за рубежом при анализе использовали одноэтажную модель. Здесь можно провести явную аналогию с линейным осциллятором с одной степенью свободы, который используют в теории сейсмостойкости при анализе поступательных колебаний здания, и на котором основаны многие исследования. Например, в работе Симборта Э. [19] показано, что погрешность при замене одностепенной модели на модель со многими степенями свободы не превышает 20% при расчёте на поступательные колебания.

Основываясь на том предположении, что здание имеет упругий отклик при крутильных связанных колебаниях, для идеально плоского и гиперболического спектра Кан и Chopra [116] заключили, что поступательно-крутильные связанные колебания вызывают кручение, усиливающее статический момент, но, в основном, снижая сейсмическую нагрузку на здание. Они также получили отношение между нагрузкой в уровне фундамента и крутящим моментом в системе поступательно-крутильных связанных колебаний, а также в системе не связанных колебаний, когда применили воздействие только по одному направлению. Далее Dempsey и Irvine [117] получили сейсмический момент и сейсмическую силу в безразмерном виде как функцию, зависящую от двух параметров, таких как: отношение частот Ω и безразмерный эксцентриситет e . В следующей работе Tso и Dempsey [118], анализируя несимметричное одноэтажное здание в пределах упругой работы материала, получили результаты для дальнейшего изучения эффекта модального сцепления. В этой работе исследователи получили отношение динамического момента к статическому и взяли *динамический эксцентриситет* e_d как меру связанности колебаний и, следовательно, крутильных эффектов вообще. Было обнаружено, что эти связанные эффекты значительны в диапазоне $0.8 < \Omega < 1.25$. Основываясь на этих результатах, некоторые исследователи рекомендуют при

проектировании избегать $\Omega=1$, как эффект максимального совпадения частот поступательных и крутильных колебаний здания.

Для учёта динамического эффекта при кручении зданий начали вводить коэффициенты при эксцентриситете, а также добавлять ещё одно слагаемое, учитывающее случайное кручение. Существующие строительные нормы, такие как National Building Code of Canada (NBCC), Eurocode, New Zealand Standard, Mexico Code и др. [20, 22-25, 80-85] используют подход, заключающийся в определении эквивалентной статической силы, чтобы учесть крутильные эффекты, возникающие из-за естественного и случайного кручения. Нормы требуют это для того, чтобы определить проектную нагрузку для каждого элемента здания и суммарное усилие на сдвиг всего этажа. Данная проектная нагрузка должна быть использована в расчёте на расстоянии *проектного эксцентриситета* e_d (design eccentricity) от центра жёсткости. Выражения для проектного эксцентриситета приведены ниже [13]:

$$e_d^+ = \alpha e_x + \beta L \quad (12)$$

$$e_d^- = \gamma e_x - \beta L \quad (13)$$

где e_d^+ и e_d^- проектные эксцентриситеты, которые необходимо использовать для расчёта сдвигающих усилий для элементов конструкций, e_x – это расстояние между центром масс и центром жёсткостей (натуральный эксцентриситет), и L – размер здания в плане, перпендикулярный сейсмическому воздействию. Первое слагаемое выражения представляет естественное кручение, а второе, которое представлено как часть размера в плане, представляет случайное кручение. Коэффициенты α и γ , стоящие перед e , учитывают динамический эффект крутильного колебания при подсчёте статического момента, воздействующего на здание. Формула (12) контролирует элементы для «гибкой» стороны здания, формула (13) – для «жёсткой». Коэффициент β представляет косвенную оценку случайного кручения.

Последующие исследования Dempsey и Tso [119], Tso [120] показали, что оценка максимальных перемещений краевых точек здания даёт более наглядную

картину крутильных эффектов, чем оценка сейсмического момента. Эти результаты дали начало развитию концепции *эффективного краевого эксцентриситета* e_e .

Эффективный краевой эксцентриситет был определён как расстояние от центра жёсткости, в котором статическая сейсмическая сила должна действовать, чтобы вызвать смещения такие же, как при динамическом анализе. Также в работе [119] было показано, что для зданий с таким эксцентриситетом максимальный e_e составляет около 50-75% от динамического эксцентриситета e_d . Обоснованность данного подхода в том, что максимальное перемещение края конструкции при поступательном и крутильном движении не обязательно приходится на один и тот же момент времени. В дальнейшем эта концепция и стала основой для американских норм, о которых будет сказано далее, где кручение зданий оценивается с помощью максимальных перемещений его периферийных частей.

1.3 Кручение зданий, вызванное волновым характером землетрясения

Почти одновременно, но с одним годом разницы, независимо друг от друга зарубежный учёный Richter (в 1958 г.) и советский учёный А.Г. Назаров (в 1959 г.) высказали тезис о наличии трёх вращательных компонент воздействия помимо трёх поступательных. Приведём цитаты каждого из них:

Richter: «В полном виде общее движение также включает в себя повороты вокруг трех перпендикулярных осей... Теория указывает, а наблюдение подтверждает, что такие вращения незначительны» [37].

И в работе А.Г. Назарова 1959 года, в которой отмечается: «...выделенная элементарная площадка Земли имеет шесть степеней свободы, характеризующихся тремя поступательными и тремя вращательными перемещениями относительно трёх взаимно перпендикулярных осей. Стало быть, в принципе, при землетрясении

элементарная площадка может совершать поступательные и вращательные колебания относительно трёх взаимно перпендикулярных осей» [78].

Повороты земной коры при землетрясении могут быть вызваны несогласованным движением грунта, которое, в свою очередь, имеет следующие причины возникновения:

1) Прохождение сейсмической волны, при которой различные точки поверхности грунта двигаются не одновременно, а с фазовым запаздыванием;

2) Некогерентность сейсмического воздействия, возникающее, когда различные точки движения грунта двигаются с разными амплитудными и фазовыми характеристиками из-за волн, поступающих от различных местоположений. Такие волны приходят не из одного источника - гипоцентра, а из нескольких из-за вкрапления неоднородностей, присутствующих в грунте. Также из-за различных физических свойств грунтового массива волны могут преломляться и отражаться под различным углом и достигать фундамента здания в различное время.

Самая первая работа, посвящённая кручению зданий, вызванного прохождением сейсмической волны, была сделана Ньюмарком [48] в 1969-ом году. Используя простые положения, сейсмические ротации и ротационный спектр, Ньюмарк дал простые выражения для эквивалентного эксцентриситета, связанного с источником кручения. Работа Ньюмарка, выполненная для одноэтажных и симметричных систем, была простой, практичной и открыла путь к более изощрённым решениям, например, таким как работы Луко [49], который получил устойчивое решение для простой упругой конструкции, расположенной на жёстком круглом диске, находящимся, в свою очередь, на упругом полупространстве и подверженном воздействию плоской SH волны (Рисунок 4).

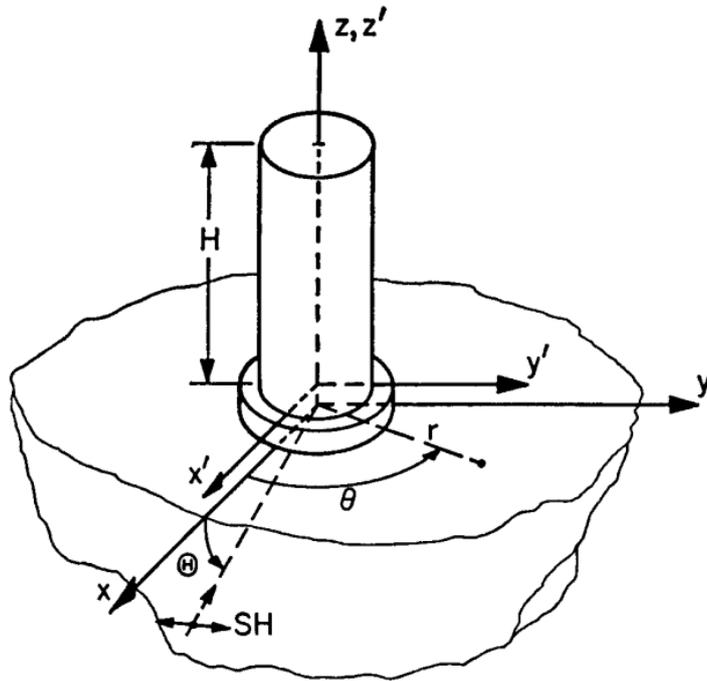


Рисунок 4. Вид модели, принятой в работе Луco [49]

Следует отметить, что Ньюмарк был первым, кто предложил получить ротационное воздействие из двух взаимно перпендикулярных компонент. Далее в работах Nathan и MacKenzie [63], Tso и Hsu [69], продолжили научную мысль Ньюмарка: получили ротационные воздействия по формулам Ньюмарка и уточнили спектры, полученные Ньюмарком (Рисунок 6).

Rutenberg и Heidebrecht в работе [65] получили похожие результаты для здания с жёстким фундаментом, у которого взаимодействие с грунтом моделировалось по модели Винклера [73] (Рисунок 5).

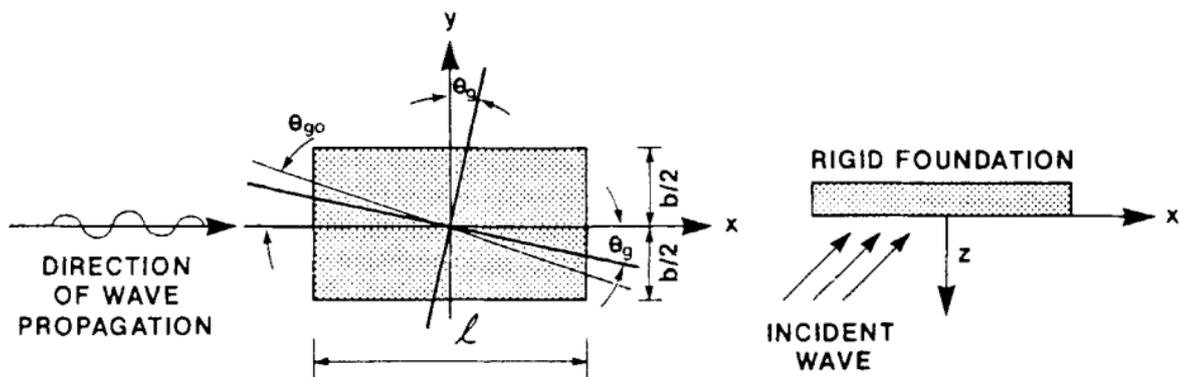


Рисунок 5. Вид модели, принятой в работе Rutenberg и Heidebrecht [65]

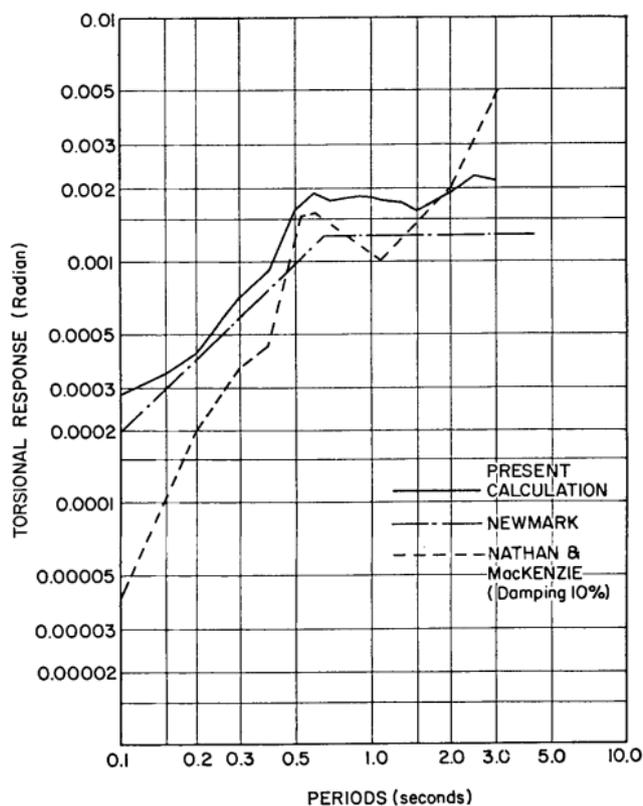


Рисунок 6. Сравнение ротационных спектров землетрясения El Centro 1940, полученных Ньюмарком [48], Nathan и MacKenzie [63], Tso и Hsu (рисунок из [69])

Очень важной была работа Castellani и Boffi [51], где авторы построили ротационные спектры на основе данных, полученных на испытательном полигоне SMART I (Strong Motion Array I). Данный полигон действовал с 1980 по 1990 г. в городе Лотунг, Тайвань [90]. Цель подобных полигонов – изучение и получение инструментальных сейсмологических данных для построения моделей полей сейсмических движений грунта. Данная цель достигается за счёт расположения нескольких сейсмодатчиков в пределах определённой площади и проведения взрывов, моделирующих землетрясение. Если первые исследователи волновых полей сейсмического воздействия генерировали ротационные акселерограммы по двум поступательным, то на этот раз ротационные акселерограммы и спектры, полученные по ним, были получены на основе нескольких точек регистрации движений грунта, что лучше отражает волновую природу землетрясения. В этой статье [51] авторы представили ротационный спектр ускорений в осях частот

(Рисунок 7) и в осях периодов (Рисунок 8) в зависимости от различного параметра затухания осциллятора.

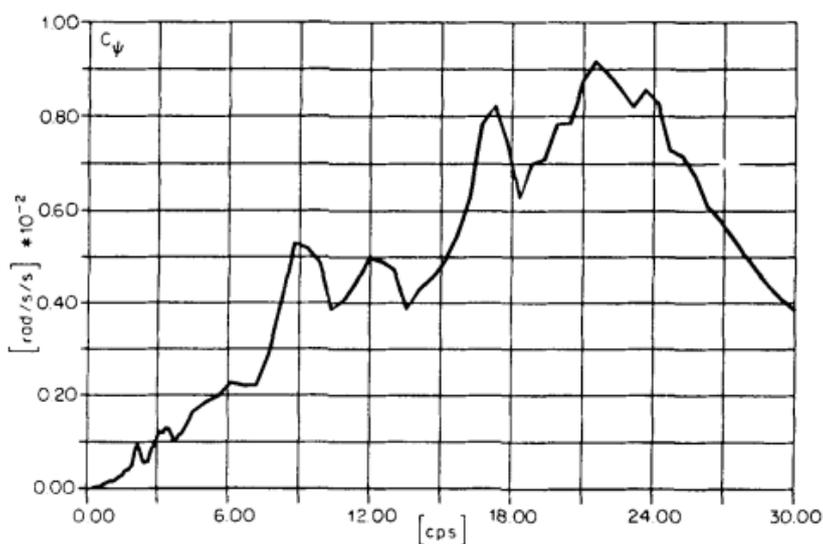


Рисунок 7. Ротационный спектр ускорений в осях частот, полученный Castellani и Voffi в [51] (коэффициент затухания 0,05)

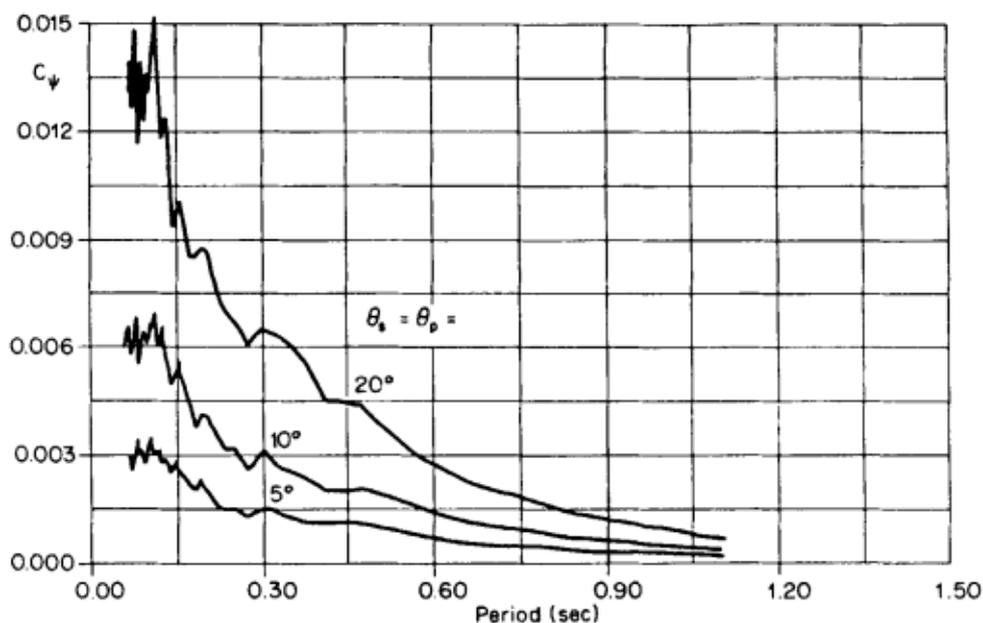


Рисунок 8. Ротационный спектр ускорений в осях периодов, полученный Castellani и Voffi в [51] (для различных коэффициентов затухания)

Примерно в это же время (конец 80-х) в СССР Николаенко Н.А. и Назаровым Ю.П. в [121] предложен график коэффициента динамичности для вектора углового ускорения (Рисунок 9) и вектора углов сейсмического воздействия (Рисунок 10).

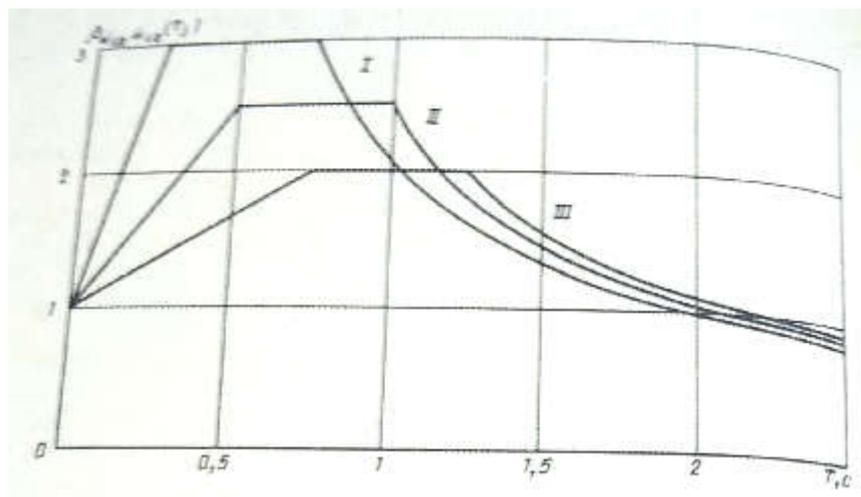


Рисунок 9. Коэффициенты динамичности компонент вектора углового ускорения сейсмического воздействия (для трёх категорий грунта (I-III) по СНиП II-7-81) при коэффициенте потерь $\gamma=0.1$.

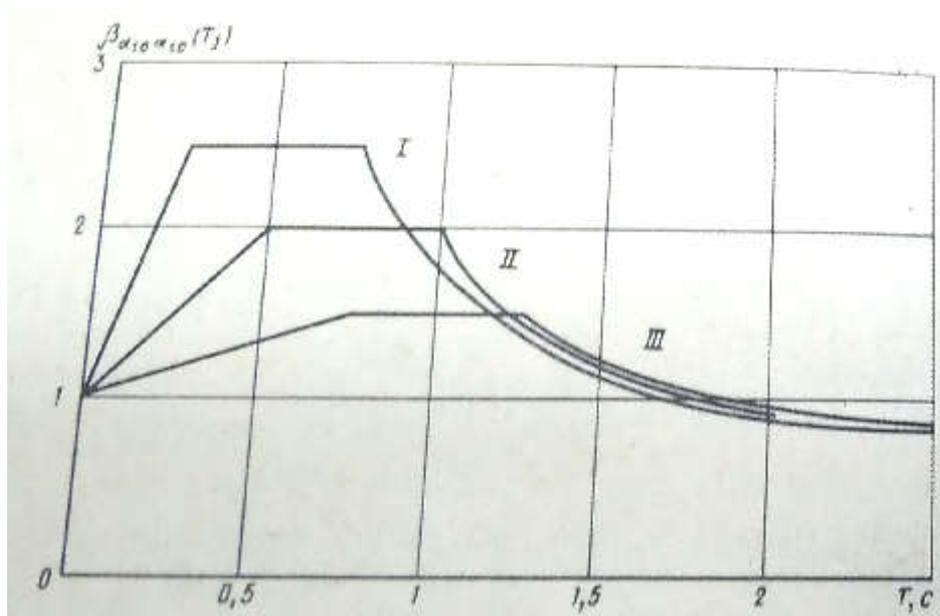


Рисунок 10. Коэффициенты динамичности компонент вектора углов сейсмического воздействия (для трёх категорий грунта (I-III) по СНиП II-7-81) при коэффициенте потерь $\gamma=0.1$.

Далее Wu и Leyendecker [71] оценил влияние *SH*-волны как на симметричные системы, так и на системы с эксцентриситетом. Авторы заключили, что крутильные отклики зданий преимущественно зависят от следующих факторов: эксцентриситет между центром жёсткостей (ЦЖ) и центром масс (ЦМ), размера фундамента в плане, соотношения сторон в плане и отношения частот Ω .

Далее Lee и Trifunac [62] получили искусственные ротационные акселерограммы, сгенерировав их из двух поступательных акселерограмм в предположении упругого распространения волны (Рисунок 11).

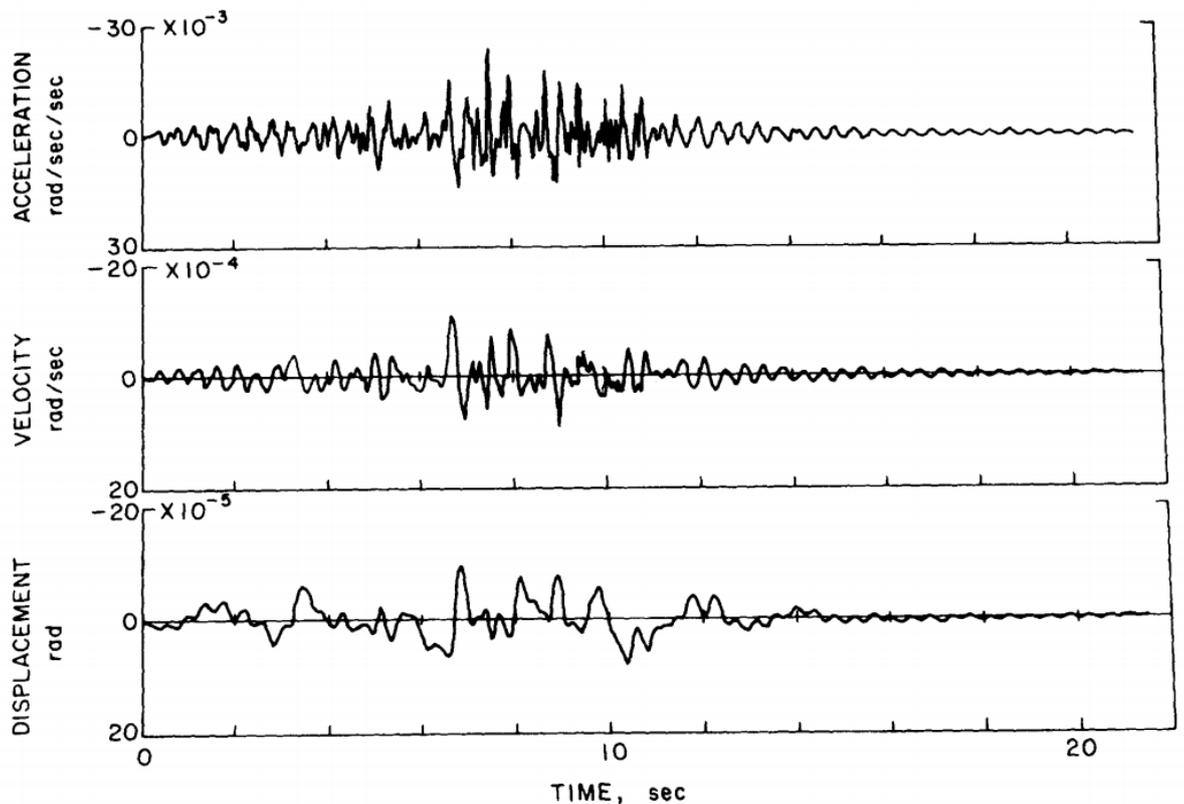


Рисунок 11. Синтезированные ротационные акселерограммы, полученные Lee и Trifunac в [62] (сверху вниз: угловые ускорения, скорость, перемещения)

Параллельно с Ньюмарком в республиках бывшего СССР также шло развитие этого направления в сейсмостойкости. Этот комплекс задач решался в Таджикистане, Узбекистане, Армении в сотрудничестве с ИФЗ им. О.Ю. Шмидта и в ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко в Москве [88-90]. Модель Ньюмарка применил Э.Е. Хачиян (Армения) [112, 113] и, численно продифференцировав методом Лагранжа акселерограммы поступательного воздействия для фазовой скорости $c_2=300$ м/с, получил численные реализации акселерограмм ротаций. В.Т. Рассказовский (Узбекистан) в работе [114] вводит термин «локальная модель сейсмического поля» и также оценивает ротации грунта. Вид модели, принятая Рассказовским, показана ниже (Рисунок 12):

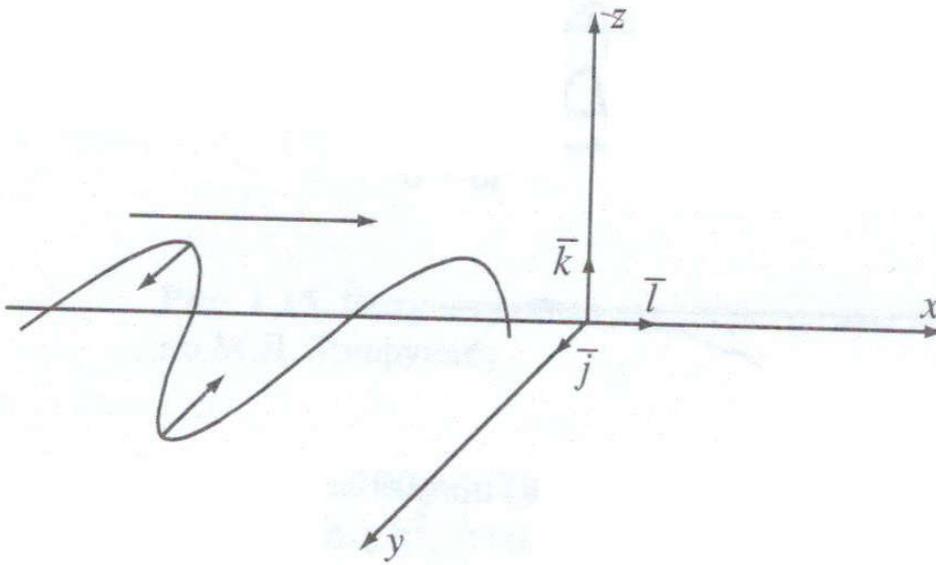


Рисунок 12. Вид модели сейсмического воздействия, принятой в работе В.Т. Рассказовского [114]

Далее В.Т. Рассказовский выводит уравнение поля сейсмических перемещений:

$$\bar{U}(t, x, y, z) = U_X \left(t - \frac{x}{c_1} \right) \bar{i} + U_Y \left(t - \frac{x}{c_2} \right) \bar{j} + U_Z \left(t - \frac{x}{c_2} \right) \bar{k} \quad (14)$$

Где c_1 и c_2 – скорости P - и S -волн; U_X , U_Y и U_Z – амплитуды P - SH - и SV -волн соответственно.

Данное поле представляет собой совокупность P - SH - и SV -волн, распространяющихся по одной оси X .

Если вектор углового ускорения определяется как ротация вектора \bar{U} , то волновое поле вихревое. Далее по методу Ньюмарка [48], В.Т. Рассказовский определяет угол вращения относительно вертикальной оси координат:

$$\varphi_z(t, x) = \frac{1}{2} \text{rot}_z U_Y \left(t - \frac{x}{c_2} \right) \bar{j} = \frac{1}{2} \frac{V_y}{c_2} \quad (15)$$

Где V_y – скорость движения частиц грунта в направлении оси y .

В работе Ю.П. Назарова [88] приводится очень наглядная таблица сравнений результатов по оценке сейсмических ротаций грунта (Рисунок 13):

| Исследо- ватель | Н.М. Нью- марк | М.Д. Три- фунак | Э.Е. Хачиян | В.Т. Расска- зовский | ИФЗ-ТИССС, В.А. Томачев, С.Х. Негматул- лаев |
|--|-------------------|---------------------|------------------------------|--|---|
| c_2 , м/с | 3000 | 1000 | 300 | 250 500 | – |
| α , $\frac{\text{рад}}{\text{мин}}$ | – | $\frac{2E-4}{0,7'}$ | $\frac{(2-4)E-4}{0,7'-1,5'}$ | $\frac{4E-3}{3,43'}$ $\frac{5E-4}{1,72}$ | $\frac{(1-2)E-4}{0,4-0,7'}$ |
| $\ddot{\alpha}$, рад/с · с | $1,05 E-2$ | $(3-6) E-2$ | $(1,5-2,0) E-1$ | – – | – |

Рисунок 13. Сравнение результатов по оценке ротационных свойств сейсмического движения грунта (таблица из [88])

Глядя на данную таблицу, видно, как зарубежные и отечественные авторы пришли к аналогичным результатам (по результатам ускорений и углов поворота видно, что результаты авторов отличаются пропорционально скорости волны в грунте c_2).

Продолжая научную линию Ньюмарка в том смысле, что ротационное воздействие можно получить из двух поступательных воздействий, учитывая при этом скорость распространения волны, Vasquez и Ridell [70] исследовали отклик симметричного здания, используя эквивалентное ротационное воздействие (то есть полученное из поступательных акселерограмм, согласно гипотезам Ньюмарка о распространении упругих волн в грунте). *Эквивалентным* авторы данной работы назвали воздействие по тому, что оно пока ещё не было получено напрямую приборами, которые могли бы зарегистрировать именно угловое ускорение во времени. Основным выводом, которым в дальнейшем мы будем пользоваться, является тезис: *крутильный отклик был значительно больше для зданий, опирающихся на мягкие грунты, когда на жёстких грунтах крутильная чувствительность была незначительна*. К подобным выводам пришёл Yeh и др. в работе [72], где исследователи построили ротационный спектр воздействия в зависимости от скорости прохождения волны в грунте. Также подтверждалось положение, выдвинутое предыдущими исследователями, о повышении крутильного отклика

здания при сближении крутильной и поступательной частот здания Ω (Рисунок 14 и Рисунок 15).

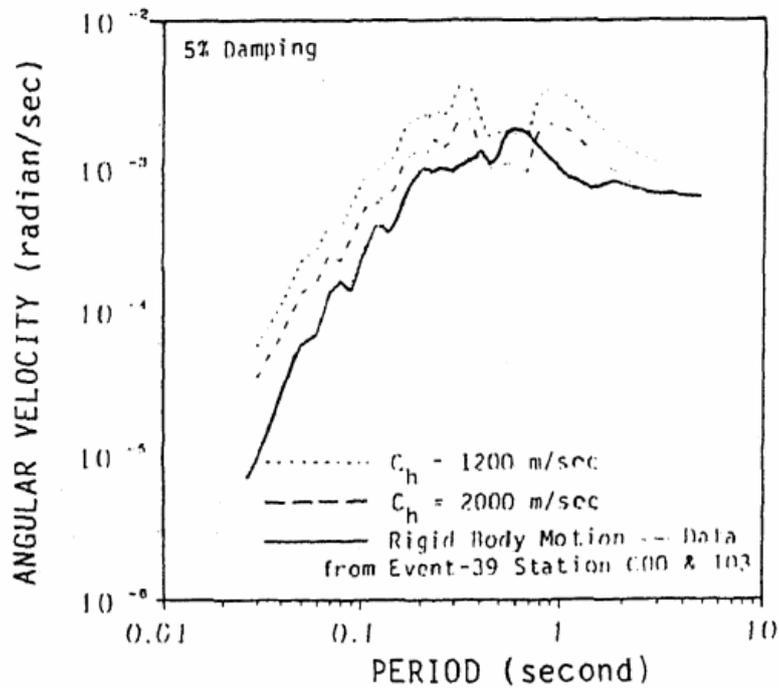


Рисунок 14. Ротационный спектр угловых скоростей для различных скоростей поперечных волн в грунте, полученный Y_{eh} в работе [72]

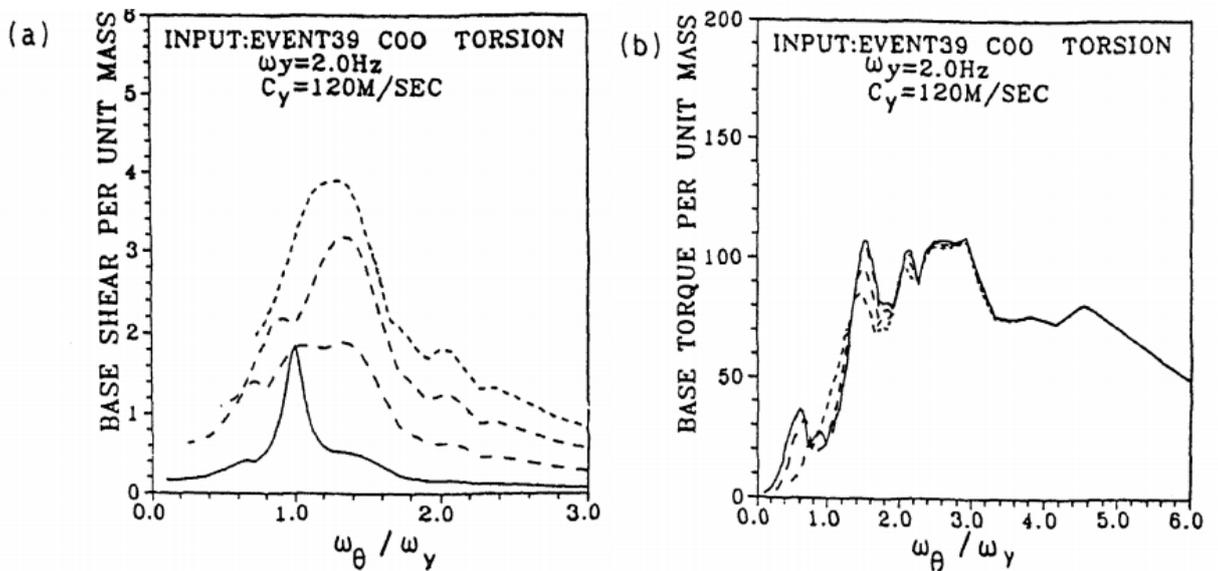


Рисунок 15. Зависимость сейсмической силы (а) и сейсмического момента (б), возникающих в здании с различными значениями эксцентриситета при учёте ротационной компоненты, от отношения частот Ω (Рисунок из работы [72])

Многие зарубежные работы конца 80-х и начала 90-х годов [53, 60, 66, 70, 72] пытались оценить сейсмический момент, возникающий вследствие ротационного воздействия в симметричном здании с сейсмическим моментом, который возникает в несимметричном здании с эксцентриситетом. Это сравнение было сделано по той причине, что многие современные нормы (как зарубежные [20-25, 80-85], так и отечественные [86-87]) предписывают учитывать *случайный эксцентриситет*, который может учесть многие факторы случайного кручения в том числе и волновой характер грунта. Это значение эксцентриситета варьируется от $0.05L$ до $0.1L$. На этот счёт была опубликована интересная работа Nahn и Liu [53], где авторы вводят уточняющие формулы для данного эксцентриситета. Их уточнения подтверждаются анализом симметричного и несимметричного одноэтажного здания при воздействии некогерентного сейсмического воздействия, вызывающего кручение.

Стоит упомянуть работу, в которой был сделан ряд очень важных уточнений и заключений. De La Llera и Chopra в работе [52] использовали одномассовую модель для изучения случайного эксцентриситета в зданиях, который вызван вращательным движением грунта. Они заключили, что: *«...случайное кручение увеличивает перемещения в здании, в среднем, меньше 5% для систем, которые жёсткие на кручение ($\Omega > 1$) или имеют основной период поступательных колебаний больше, чем 0,5 секунды. С другой стороны, короткий период (который меньше, чем 0,5 секунды) и гибкие на кручения здания ($\Omega < 1$) очень чувствительны к эффектам случайного кручения... Вычисленный нами случайный эксцентриситет намного меньше, чем предложенный в нормах $0.05L$ и $0.1L$, кроме протяжённых зданий, у которых длина здания $L > 50$ метров...»* Также в данной работе авторы развили два упрощённых метода. Первый основан на том, чтобы использовать случайный эксцентриситет при расчёте, где сейсмический момент будет находиться как произведение сейсмической силы на эксцентриситет. Второй подход основан на линейно-спектральной методике, где наряду со спектром поступательных колебаний существует ротационный спектр.

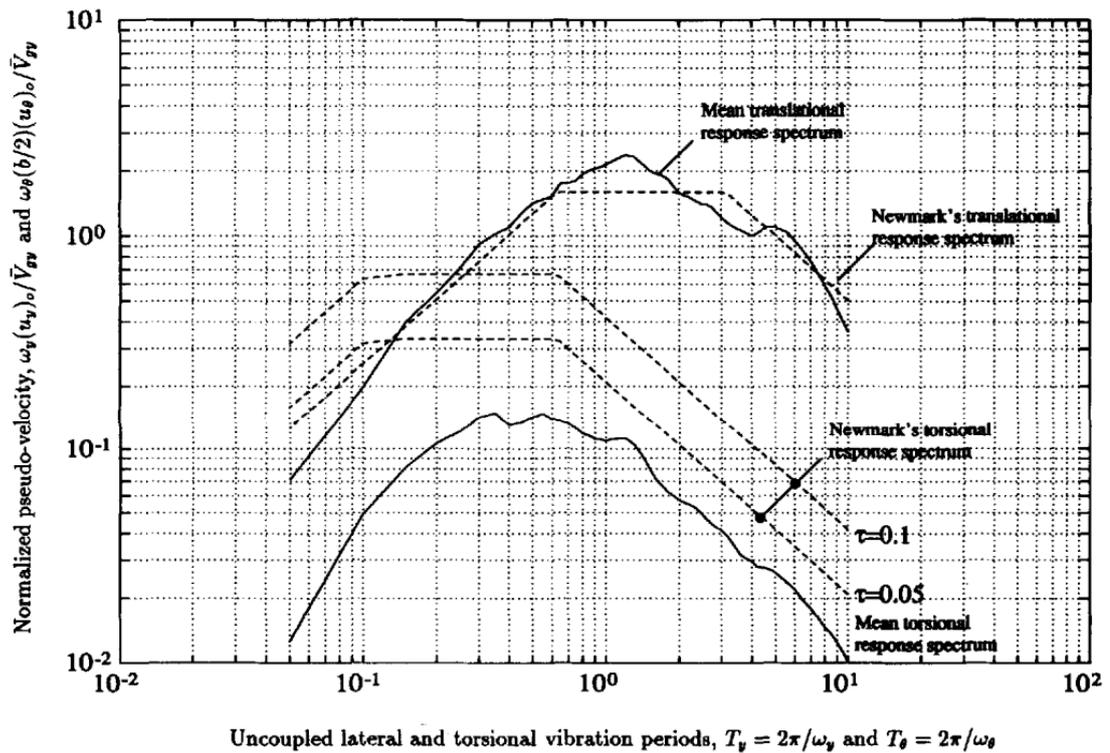


Рисунок 16. Средний псевдоскоростной спектр ответа для периода поступательных и крутильных колебаний здания (Из работы [52])

Стоит отметить, что De La Llera и Chopra, в свою очередь, построили свой крутильный спектр и сравнили со спектром, который получил Ньюмарк в своей работе [48] (Рисунок 16). По мнению авторов, Ньюмарк в своём подходе получил значительно (в 10, а то и в 20 раз) завышенный ротационный спектр.

Далее в публикациях на эту тему Нао и Duan [54-55,56-58] представили результаты, в которых они не согласны с работой Hahn и Liu [53]. Фактически Нао [58] декларировал, что для крутильно-жестких систем ($\Omega > 1$), физический эксцентриситет между ЦЖ и ЦМ более важен, чем случайный эксцентриситет, вызванный несогласованным движением грунта. Но в то же время, как было упомянуто ранее, Hahn и Liu [53] настаивали на обратном: для крутильно-жестких систем (с отношением $\Omega \gg 2$) важен эффект некогерентности сейсмического воздействия.

Shakib и Tohid в работе [67] опубликовали результаты для упрощенного упругого расчёта для одноэтажного и несимметричного здания с эксцентриситетом

в одном направлении, подверженного случайным сейсмическим воздействиям. Их основным заключением было, что для крутильно-жестких систем случайный эксцентриситет $0.05L$ достаточен для анализа согласно нормам, но недостаточен для крутильно-гибких систем. Более того, эффект сейсмических ротаций грунта более значителен для зданий, расположенных на мягких грунтах, нежели на жестких. Heredia-Zavoni и Levya [59] использовали модель многоэтажного крутильно-жесткого здания, расположенного на жестком и мягком грунтах, и исследовали здание на эффект несогласованности сейсмического воздействия и волновой эффект сейсмического воздействия. Они обнаружили, что здание было более чувствительно к эффектам прохождения волны, чем к несогласованности сейсмического воздействия, и что для мягких грунтов случайный эксцентриситет может быть недооценён согласно нормам, особенно для угловых колонн и особенно в жестких протяжённых зданиях.

Далее Alexander [50] исследовал эффект разности фаз сейсмической волны на крутильный отклик несимметричных систем. Rigato и Medina [64] позже исследовали отклик одноэтажного несимметричного здания за пределами упругости материала при различном угле падения сейсмической волны на здание в плане (в классическом варианте анализа воздействие всегда приложено вдоль главных осей симметрии здания). Juarez и Aviles [61] продолжили работу Hahn и Liu [53]. Свои исследования они дополнили такими параметрами как гибкость фундамента при прохождении волны и также вывели своё выражение для эффективного эксцентриситета.

Также стоит упомянуть об инструментальном определении ротационных составляющих сейсмического воздействия. Развитие приборов, регистрирующих угловые скорости и угловые ускорения земной коры, шло параллельно с попыткой учёных получить ротационные акселерограммы численно как из одной точки регистрации (получение ротационных акселерограмм из двух поступательных), так и с помощью линейных интерполяций для данных, полученных из полигонов, где получены данные из нескольких точек регистрации [51, 68].

В СССР инструментальные исследования проводились сотрудниками ИФЗ им. О.Ю. Шмидта Д.А. Хариным и В.А. Токмаковым совместно с сотрудниками Таджикского института сейсмостойкого строительства и сейсмологии АН в г. Душанбе С.Х. Негматуллаевым и А.А. Луневым [88-90]. Д.А. Хариным была начата разработка приборов по регистрации вращательных движений грунта, а затем эти прибор развивал В.А. Токмаков [93, 94]. Авторы создали приборы: СБГПП, ПП 2 и ВБПУ [94], которые проверяли на станциях инженерно-сейсмометрической службы АН Таджикистана под начальством А.А. Лунева и С.Х. Негматуллаева. На специально возведённой и оснащённой станции (построенной в монолитном восьмизэтажном доме) данными приборами были получены записи Афганских землетрясений 1978-1979 гг. Результаты опубликованы в работах [92, 93], в которых говорится, что значения углов вращения грунта имеют величины $(7-20)10^{-5}$ рад [90].

Также любопытно отметить работу отечественного автора Халчанского С.А. 2001 года [95], где в результате работы был сконструирован прибор для регистрации вращательных движений грунта относительно вертикальной оси. В данной работе автор заявляет: «...сконструированный автором сейсмометр удовлетворяет требованиям регистрации сейсмических колебаний в диапазоне 0,25-5 Гц и может применяться в сейсмологической полевой практике». Также любопытно отметить, что Халчанский С.А. в своей работе [95] ссылается на работу [173], в которой говорится, что «...интенсивность землетрясений при отсутствии инструментальных оценок можно определить по угловому повороту волнообразных трещин после свершившегося землетрясения. Отмечается, что повороты на поверхности почвы, как правило, соответствуют местам максимального сейсмического эффекта». Согласно шкале, приведённой в работе [173], угловой поворот равный 6° - 7° соответствует 8,5 баллам (по макросейсмическим данным), а 12° - 14° соответствует 9,5 баллам. Данные сейсмические шкалы позволяют характеризовать землетрясения по вращательным движениям.

Стоит упомянуть и зарубежных авторов, которые занимались разработкой приборов для регистрации ротационных движений грунта. Были разработаны такого типа приборы как: волоконно-оптические гироскопы [96], твёрдотельные сейсмоприёмники [97], кольцевые лазерные датчики [98].

С появлением приборов, регистрирующие угловые ускорения движения грунта в последние 10 лет за рубежом появились новые параметры, характеризующие интенсивность землетрясения. В то время, когда могли измерить акселерометрами и сейсмометрами только поступательные движения грунта, использовались такие параметры как: PGA (пиковое ускорение грунта), PGV (пиковая скорость грунта) и PGD (пиковое перемещение грунта). Параметр PGA характеризует интенсивность землетрясения и используются даже в настоящее время в силу простоты и удобства. Но стоит упомянуть, что этот параметр даёт далеко не исчерпывающий вывод об интенсивности землетрясения. Подробно о параметрах, характеризующих интенсивность землетрясения, сказано в работах [106, 168].

Sbaa и др. [107] измерили угловую скорость движения грунта по направлению поступательного ускорения на острове Кефалония (Греция) и сравнили пиковые характеристики ротационной скорости (PGRV – Peak Ground Rotational Velocity) и поступательного ускорения (PGTA – Peak Ground Translational Acceleration). Соответственно, PGTA – это максимальное из всех поступательных компонент ускорений грунта, а PGRV – максимальная угловая скорость из всех ротационных компонент. И при сопоставлении была обнаружена линейная зависимость между PGTA и PGRV в логарифмическом масштабе. Похожий тренд был получен другими авторами, такими как Liu и др. [108], Takeo [109], и Yin и др. [110]. Аналогичный результат получил Smerzini и др. [68] на основе данных, полученных из полигона Parkway Valley (New Zealand) и UPSAR (California). Также была обнаружена линейная зависимость между PGTA для горизонтальных компонент и PGRV относительно вертикальной оси (кручение). Далее было обнаружена аналогичная связь между PGRV ротационных компонент относительно горизонтальных осей (качение) и PGTA вертикальной компоненты. Далее Ringler и

др. [111] записал три компоненты ротационных скоростей грунта с помощью магнитогидродинамических датчиков (proto-seismic magnetohydrodynamic (SMHD)) и пытался оценить с помощью отношения $PGTA/PGRV$ скорость распространения сейсмической волны и сравнить её с полученной через отношение $PGTV/PGRD$ ($PGRD$ – Peak Ground Rotational Displacement). Таким образом, если обобщить вышесказанное, то линейная зависимость получается именно такая:

$$PGRV = \frac{1}{2V_s} PGTA \quad (16)$$

$$PGRA = \frac{1}{2V_s} PGTV \quad (17)$$

Где V_s – скорость прохождения сейсмической волны, а $PGTA$ и $PGTV$ привычные для нас PGA и PGV .

Любопытно отметить, что формулы (16) и (17) повторяют формулы для ротаций вихревого поля, модель которого предложена В.Т. Рассказовским (формула (15)).

Как было сказано ранее, ротационные движения можно генерировать по массивам данных, полученных из полигонов путём дифференцирования законов перемещения точек грунта. Здесь стоит отметить такие работы как [99-104]. Небольшая историческая справка о методе исследования волновых сейсмических полей с помощью полигонов есть в [90].

Суммируя вышесказанное относительно кручения, вызванного волновым характером землетрясения, можно сказать о том, что эта область сейсмостойкости в достаточной мере не исследована. Первые работы, давшие численные результаты, были в конце 60х годов прошлого столетия, а именно 1969 г. – работа Ньюмарка, подход которого используется в моделях сейсмических ротаций и по сей день [91]. Но определённый научный прорыв был сделан: были обнаружены эффекты некогерентности сейсмического воздействия, получены инструментальные данные сейсмических ротаций, были получены множества методик, позволяющие генерировать ротационные акселерограммы и т.д. Но так или иначе согласно зарубежным и отечественным нормам, случайное кручение, вызванное

сейсмическими ротациями, можно учесть лишь случайным эксцентриситетом (и спектрами для высотных зданий согласно Еврокоду [85]).

1.4 Кручение сейсмоизолированных зданий

Изучение эффекта кручения сейсмоизолированных зданий началось с 80-х годов прошлого столетия. Среди первых публикаций, посвящённых этому вопросу, можно выделить работы Lee [26], Rutenberg и Eisenberg [27, 77], Pan и Kelly [28, 75, 76]. При анализе СИ структур появляется ещё один эксцентриситет жёсткости. Это эксцентриситет жёсткости системы изоляции, который в зарубежной литературе обозначается как e_b , что представляет собой расстояние от центра масс (ЦМ) здания до центра жёсткостей (ЦЖ) системы изоляции (СИ). При этом эксцентриситет жёсткости суперструктуры (изолированной части здания) обозначается как e_s .

В работе [75] Pan и Kelly исследовали здание, изолированное эластомерными упругими опорами. Параметр вязкого демпфирования опор был выбран 5%. Здание имело два эксцентриситета в направлениях x и y , который вводился за счёт неравномерного распределения массы здания на опоры (Рисунок 17). В результате упругого анализа во временной области было установлено, что при 5% эксцентриситете (от длины сооружения в плане) наблюдались значительные увеличения перемещений угловых точек здания по сравнению с перемещениями центра масс. Угловые перемещения превышали 30%, что свидетельствовало о значительном эффекте кручения.

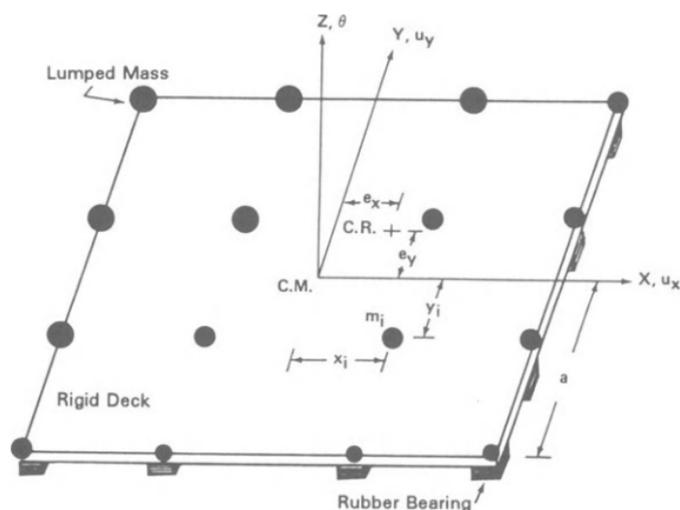


Рисунок 17. Модель, использованная Pan и Kelly в [75]

Логически и хронологически последующей работой является статья Rutenberg и Eisenberg [77]. В этой работе авторы выполняют нелинейный анализ многоэтажного здания на эластомерных опорах со свинцовым сердечником, силовая характеристика и план расположения которых изображена на рисунке 18. Эксцентриситет вводился за счёт смещения опор по центру (Рисунок 18 слева). В результате нелинейного анализа двух-, пяти- и десятиэтажных зданий авторами были получены следующие результаты:

1. Опоры, работающие по билинейной силовой диаграмме, оказались очень эффективны для снижения сейсмической силы и сейсмического момента в невысоких зданиях при высокочастотных воздействиях на здания. (El Centro 1940, Taft 1952) Но не эффективны при низкочастотных воздействиях (Buharest 1977);

2. В силу большой податливости опор (по сравнению с элементами здания) надземная многоэтажная часть (суперструктура) при движении ведёт себя как жёсткое тело.

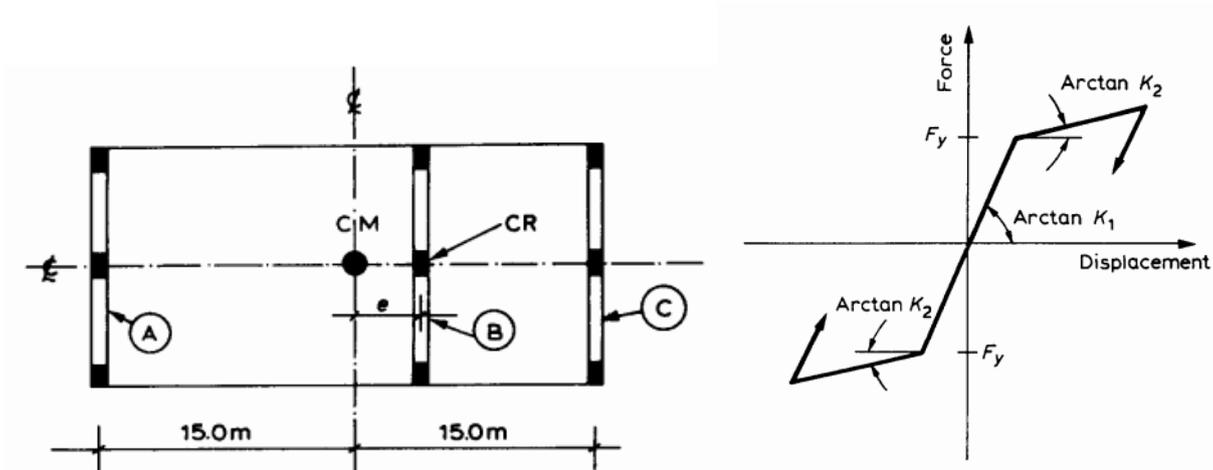


Рисунок 18. План исследуемого здания (слева) и силовая характеристика опор (справа) в работе [77]

Главные выводы работ [26, 27, 28, 75, 77] заключались в том, что кручение в изолированных зданиях устранялось, когда ЦЖ и центр пластичности (ЦП) системы сейсмоизоляции находились прямо под ЦМ части здания (иными словами, когда $e_b=0$), находящейся над системой сейсмоизоляции (суперструктурой). Однако исследователи заметили, что параметры сейсмоизоляции зависят от характеристик сейсмического воздействия и показали, что эффект сейсмоизоляции уменьшает связанные крутильные колебания, возникающие в здании. Nakamura [35] позже пришёл к тем же заключениям, основываясь на экспериментальных и теоретических результатах своего исследования, в котором он исследовал систему с четырьмя сейсмоопорами, расположенными по углам здания.

Nagarajaiah в двух работах изучил влияние различных параметров на отклик изолированного здания, подверженному сейсмическому воздействию в двух ортогональных направлениях и расположенного на эластомерных упругих опорах со стальным демпфером [29] (Рисунок 19) и слайдерных опорах, работающих по принципу сопротивления силой трения [36] (Рисунок 20). Основные результаты исследования, следующие: крутящий сейсмический момент, возникающий в изолированных зданиях, был меньше чем в неизолированных, увеличение момента при наличии эксцентриситета так или иначе было значительным. Крутильное движение, как и было найдено, произошло в системах с эластомерными опорами из-за эксцентриситета в системе сейсмоизоляции e_b , в то время как в системах,

изолированных слайдерами трения, крутильные движения были вызваны только эксцентриситетом надземной части e_s .

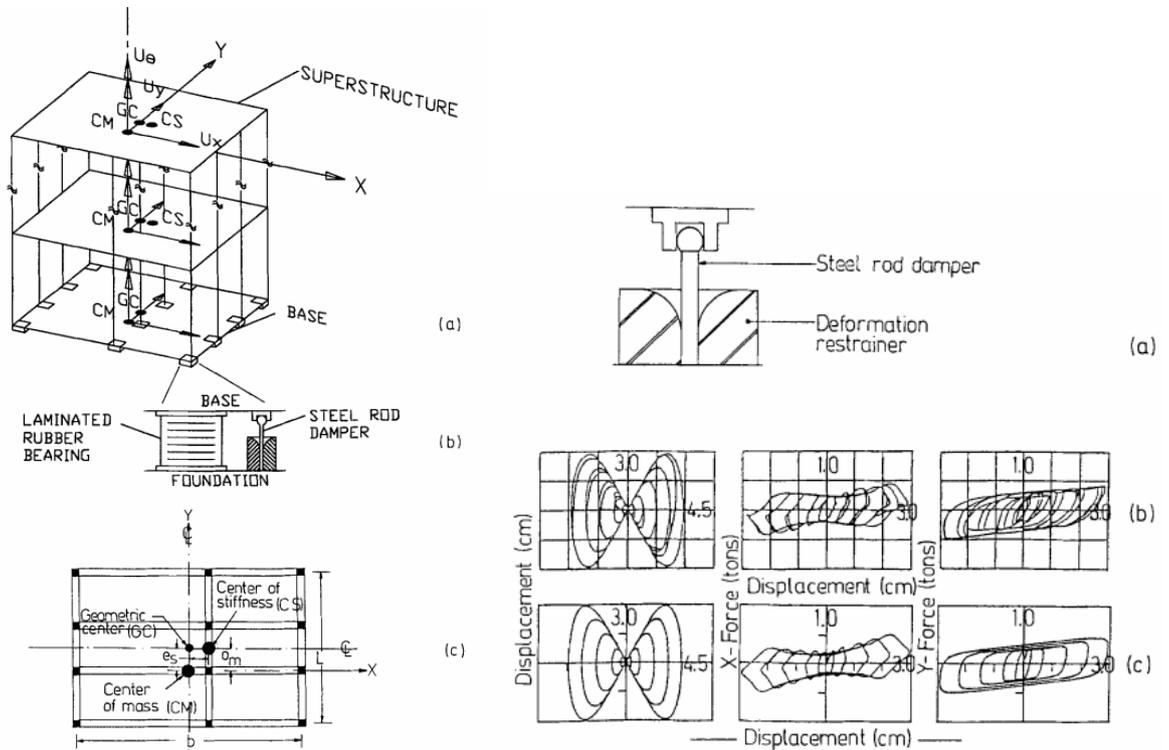


Рисунок 19. Расчётная модель, план исследуемого здания (слева) и силовая характеристика опор (справа). Изображения из работы [29]

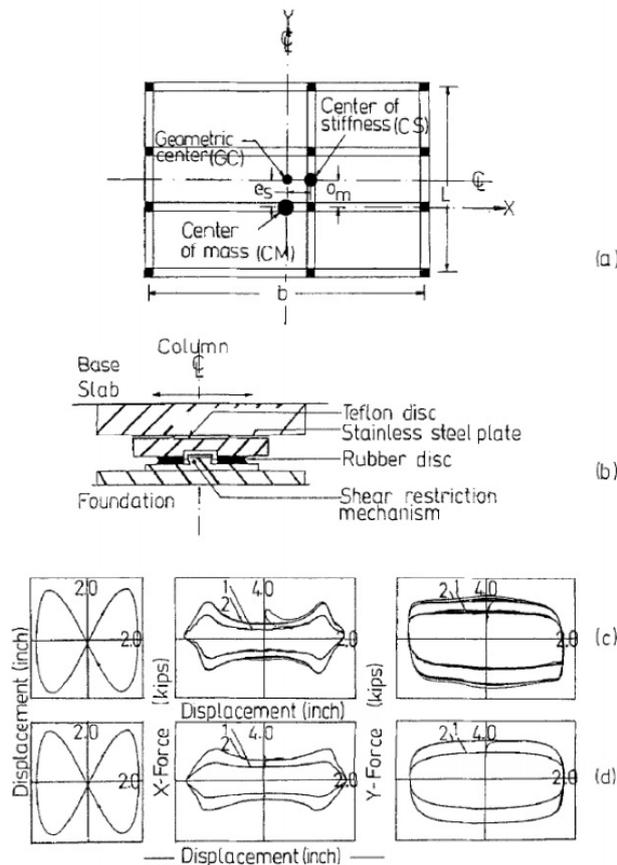


Рисунок 20. Расчётная модель, план исследуемого здания (сверху) и силовая характеристика слайдерных опор трения (снизу). Изображения из работы [36]

Jangrid и Kelly [30] аналитически получили крутильный отклик СИ здания с двумя эксцентриситетами в ортогональных направлениях и обнаружили, что при отношении Ω больше единицы эффект связанных крутильных колебаний уменьшается. Своего рода, это было продолжение работы [75], где здание опирается на эластомерные упругие опоры (Рисунок 17), только дополнительно произведена оценка зависимости отклика здания от параметра Ω . Также они обнаружили, что формула из американских норм 1997 года (UBC – Uniform Building Codes) [21] для вычисления перемещений в изоляторах при кручении даёт консервативный результат, то есть в запас. Авторы построили многочисленные графики, изображающие зависимость перемещений в СИ здании от Ω . В основном авторы варьировали соотношение сторон здания, акселерограмму воздействия и коэффициент вязкого демпфирования ξ (Рисунок 21). Обозначения на рисунке: u_0 - перемещение при отсутствии эксцентриситета, u_x - перемещение центра масс

здания, u_θ - линейное перемещение при вращательной форме колебания и u_c - перемещение угловой точки здания.

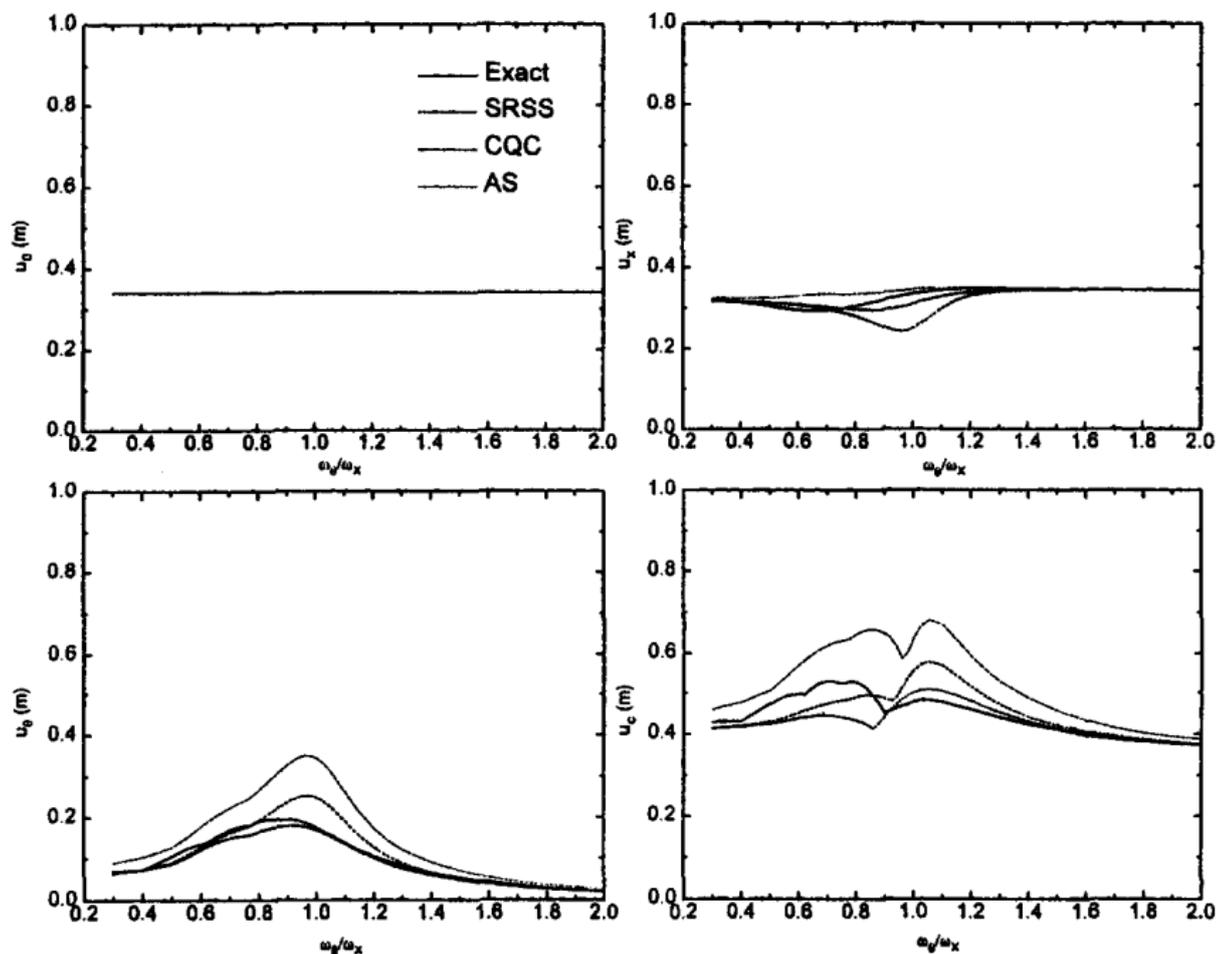


Рисунок 21. Зависимость перемещений в СИ здании от параметра Ω_R .
Землетрясение Northridge, соотношение сторон здания $b/l=3$ и $\xi=10\%$.

Изображения из работы [30]

Используя одну и две компоненты воздействия Тена-Colunga и др. в работах [32-34] при анализе несимметричного здания, имеющий эксцентриситет в двух направлениях и расположенного на резинометаллических изоляторах, работающих по билинейной силовой диаграмме, заключили, что в изоляторах, расположенных по углам, наблюдаются значительные увеличения перемещений при кручении. На подобные эффекты сильно влияет как массовый эксцентриситет суперструктуры, так и эксцентриситет жёсткости в плоскости изоляторов по сравнению с симметричными зданиями. Также было отмечено, что фактор для оценки кручения, предложенный в UBC, IBC [21, 22] такой как отношение периодов T_I/T_S , где T_I -

эффективный период сейсмоизолированного здания (Рисунок 22), а T_S – соответственно, период суперструктуры здания в предположении жёсткого защемления, сильно влияет на крутильный отклик. Крутильный отклик здания увеличивается при уменьшении отношения T_I/T_S .

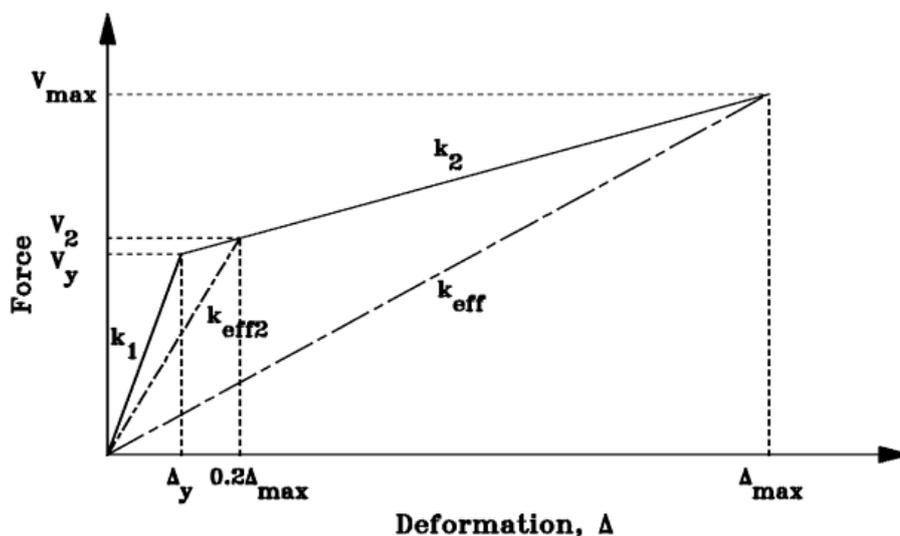
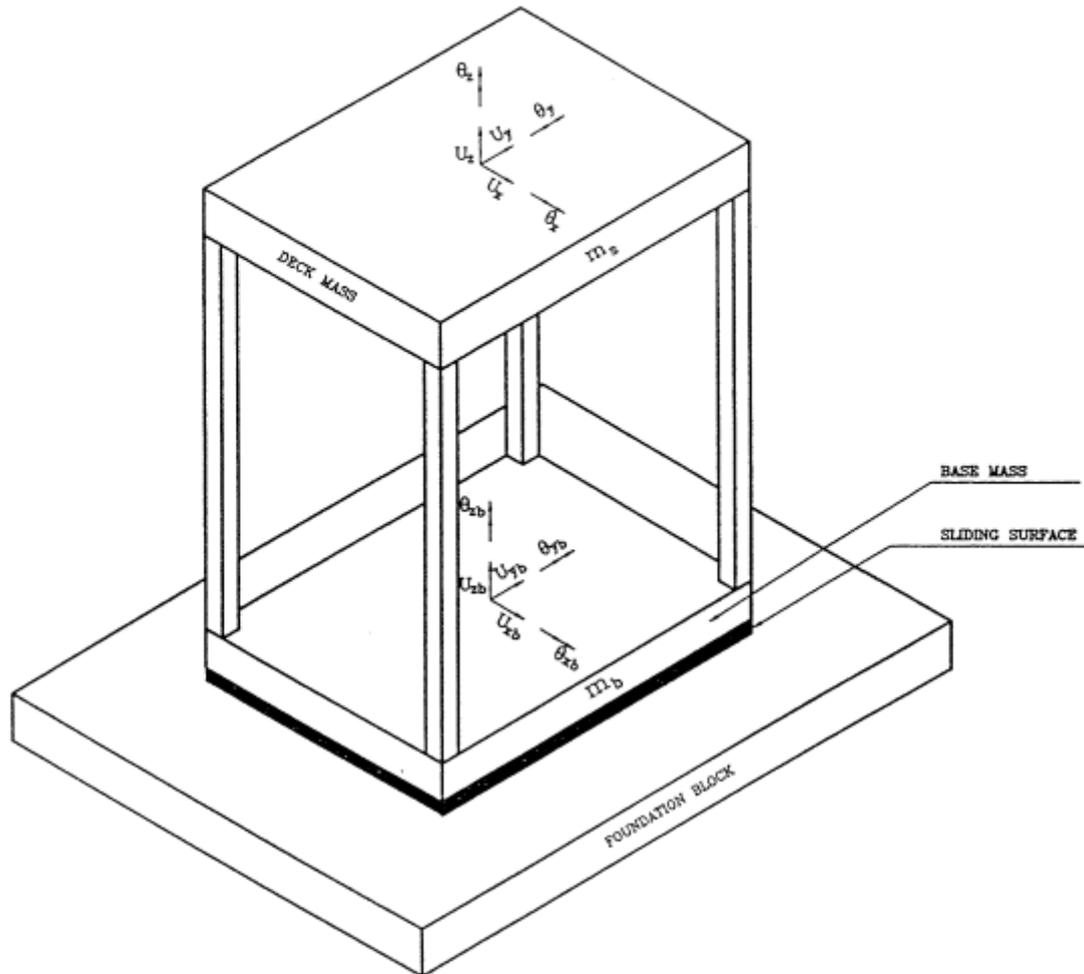


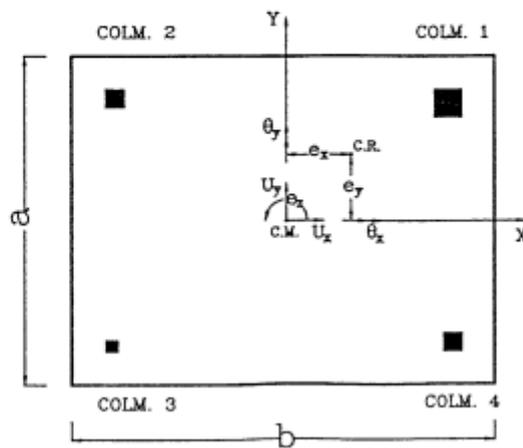
Рисунок 22. Билинейная силовая характеристика, по которой необходимо определять эффективную жёсткость опор, согласно нормам UBC [22].

Изображения из работы [32]

Shakib и Fuladgar [38] исследовали влияние вертикальной компоненты сейсмического воздействия на отклик несимметричного одноэтажного здания с эксцентриситетом, изолированного опорами чистого трения (pure fiction bearings). В работе авторы сравнивали отклик неизолированного здания с изолированным при воздействии двух и трёх компонент сейсмического воздействия “Northridge 1994”. Здание изолировано специальной скользящей поверхностью (Рисунок 23). Они пришли к выводу, что вертикальная компонента наряду с горизонтальными компонентами, оказывает сильное влияние на крутильный отклик.



(a) - 3-D Model



(b) - Plan

Рисунок 23. Общий вид модели (сверху) и план изолированного здания (снизу).

Изображения из работы [38]

Almazan и De La Llera [39] исследовали симметричное шестиэтажное здание, расположенное на маятниковых слайдерах (маятниковые опоры трения), на случайное кручение (Рисунок 24). Кручение здания в вертикальной плоскости называется качением (rocking). В исследовании было показано, что данное качение вызывает значительные междуэтажные перемещения.

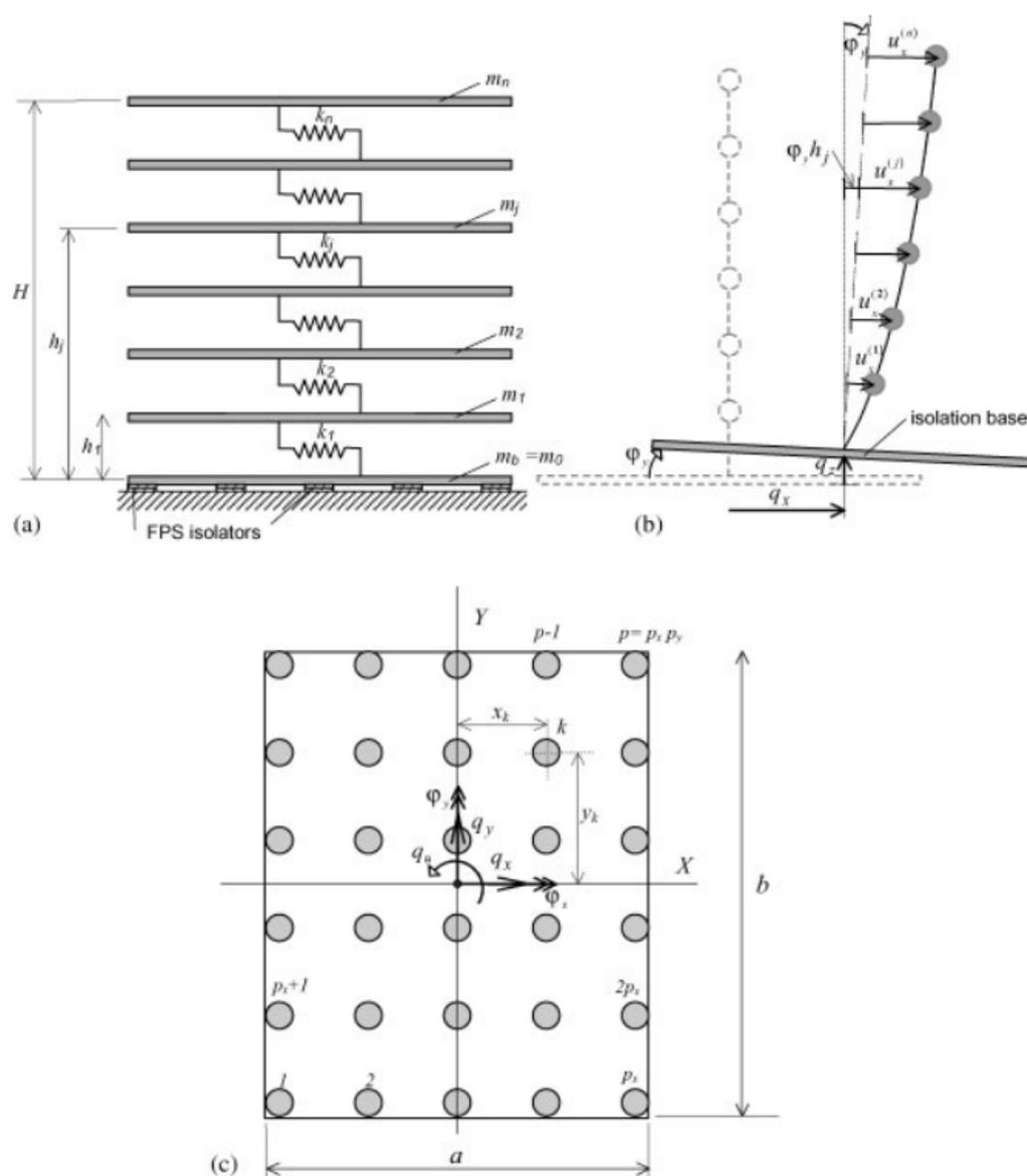


Рисунок 24. а) Вид модели здания сбоку, б) Расчётная схема, в) План здания.

Изображения из работы [39]

В работе японских учёных [40] под руководством Тоуама было проанализировано несимметричное как по высоте, так и в плане здание. Здание

имеет комбинированную систему сейсмоизоляции, состоящую из полуактивной и пассивной системы сейсмоизоляции. Пассивная система представлена вязкими демпферами с заданным коэффициентом демпфирования и упругими опорами, а полуактивная представлена также вязкими демпферами с переменным коэффициентом демпфирования, который может регулироваться в процессе землетрясения (Рисунок 31). В работе сравнивалась модель здания без сейсмоизоляции и с сейсмоизоляцией. Было показано, как с помощью подобранной системы сейсмоизоляции были значительно минимизированы крутильные эффекты в здании, вызванные несимметричностью в плане. Эта была первая полуактивная система сейсмоизоляции в Японии, которая была сертифицирована и признана очень надёжной.

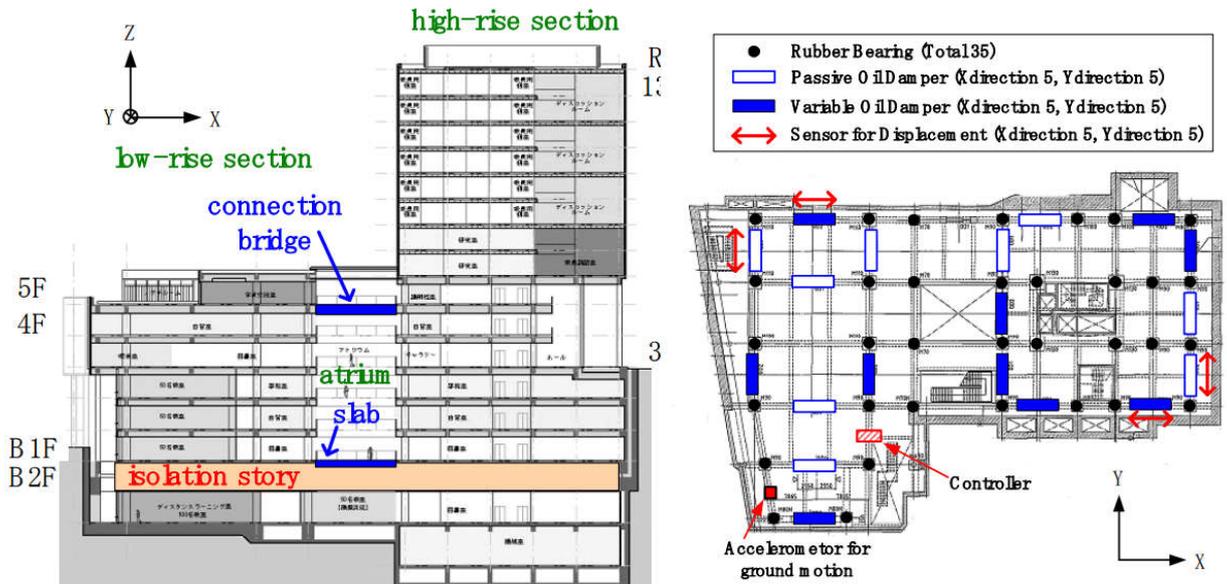


Рисунок 25. Продольный разрез исследуемого здания (слева) и план здания со схемой расположения опор (справа). Изображения из работы [40]

Ryan и Chopra в двух своих работах [41, 42] представили результаты строгого нелинейного анализа сейсмоизолированного несимметричного здания, подверженного сильному землетрясению. Результатом первой работы [41] было, что при вычислении перемещений угловых изоляторов и сравнении их с перемещениями, полученным по американским нормам IBC 2000-ого года [43], было обнаружено явное несоответствие. Перемещение при нелинейном анализе значительно превышали перемещения, полученных по нормам. Во второй работе

[42] специалисты исследовали ту же модель на эффект качения (rocking). Результатом был вывод, что этот эффект оказывает незначительное влияние на динамику СИ здания (Рисунок 26). Любопытно отметить факт, что этот вывод оказался противоположен работе [39].

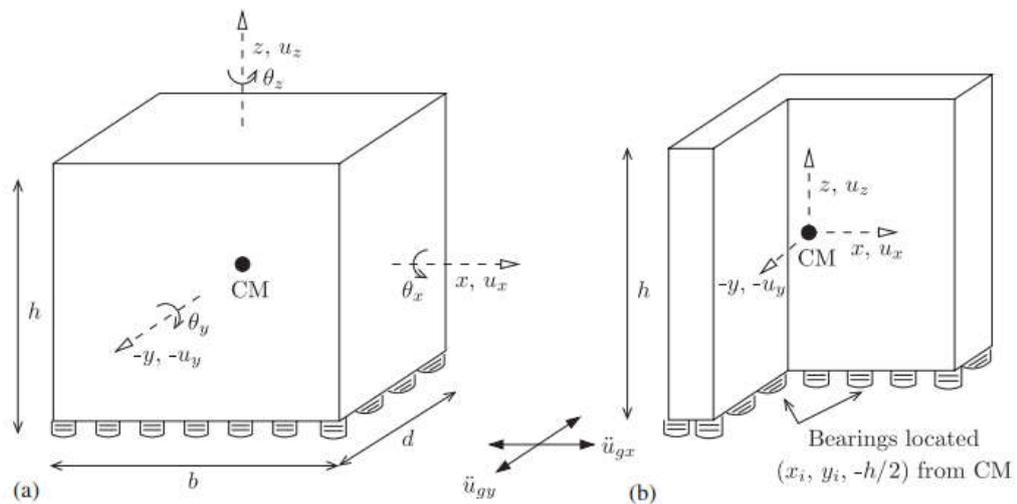


Рисунок 26. Модель симметричного здания (слева) и модель несимметричного здания (справа) принятые в работе для анализа кручения и качения [42]

Далее Seguin в работе [44] исследовал линейный отклик СИ несимметричного здания на эффект связанных крутильно-поступательных колебаний. Акцент в этой работе был именно на том, чтобы определить перемещения здания на «жестком» и «гибком» крае по упрощенной модели. Также, как и в работе Ryan'a и Chopra [41], Seguin пришёл к выводу, что формула в американских нормах, которая основана на статической аппроксимации, не приводит к консервативным результатам относительно перемещений угловых изоляторов при кручении. В следующей своей работе Seguin [45] представил метод для контроля крутильного отклика СИ здания с эксцентриситетом. Используя вероятностные методы, получены результаты, предлагающие в противовес крутильным эффектам в суперструктуре, ввести эксцентриситет для системы сейсмоизоляции. Кроме того, отклик суперструктуры может быть в значительной степени уменьшен, если система изоляции гибкая в отношении кручения и, если ЦЖ системы изоляции расположен по близости ЦЖ суперструктуры.

Kilar и Koren исследовали здания, опирающиеся на эластомерные опоры как со свинцовым сердечником, так и без. Также анализировались для сравнения здания без сейсмоизоляции. Использовался упрощённый нелинейный метод, который в зарубежной литературе называется “N2 method”. Он основан на следующих положениях. Используются две отдельные математические модели: линейно-спектральная теория сейсмостойкости и нелинейный статический анализ (pushover analysis). Далее строится кривая несущей способности и выбирается модель разрушения, которое включает в себя накопление повреждений. Основные ограничения данного упрощённого метода – это то, что предполагается, что здание совершает колебания преимущественно по первой форме. Данный метод хорошо себя зарекомендовал для систем, которые совершают колебания преимущественно по первой форме [47].

Таким образом, Kilar и Koren применили данный метод [43, 45] для анализа несимметричных СИ зданий с эксцентриситетом в одном направлении. Основным результатом этих работ был вывод, что данная методика вполне применима, используя определённые ограничения, для предотвращения и анализа крутильных эффектов в здании (Рисунок 27). Авторы используют такое сокращение как *CI* – *Isolation Center*, то есть изоляционный центр. Имеется ввиду ЦЖ системы сейсмоизоляции.

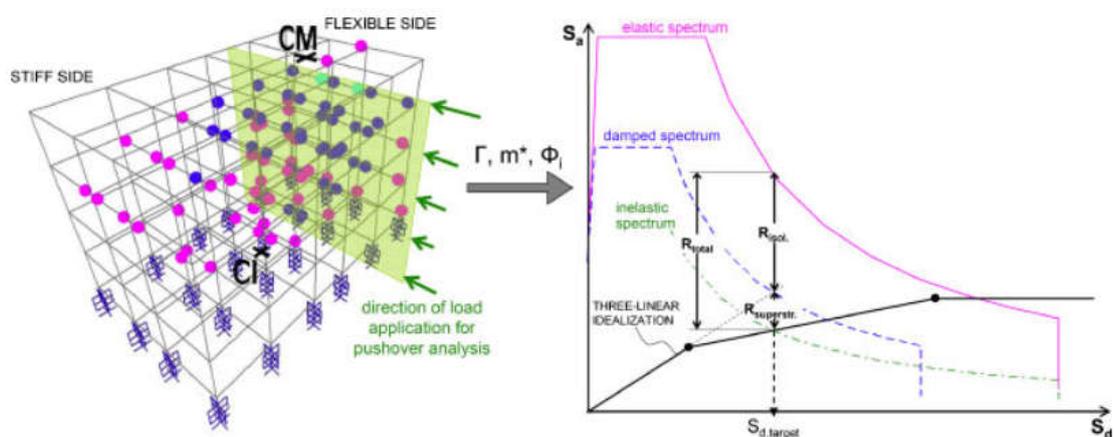


Рисунок 27. Расчётная схема здания (слева) и совмещенная кривая несущей способности со спектром воздействия в формате «спектральное ускорение - спектральное перемещение» (справа) из работы [45]

В ещё одной работе [44] те же авторы поставили несколько иную задачу: они варьировали расположение эластомерных опор с сердечником, тем самым меняя ЦЖ системы сейсмоизоляции и отслеживая крутильный отклик.

Shimazaki в своей работе [46], наряду с эксцентриситетом СИ или эксцентриситетом суперструктуры, при оценке кручения учёл фактор неравномерного залегания слоёв грунта, в следствие которого на здание действует несогласованное сейсмическое движение, вызывающее ротации. Эта была попытка учесть именно *волновой характер сейсмического воздействия* для оценки влияния ротаций, где воздействие моделировалось с разностью по фазе. Результатом данного исследования было значительное увеличение перемещения периферийных элементов здания по высоте, то есть исследовались кручения здания в вертикальной плоскости, иными словами, эффект качения (rocking) вследствие запаздывания фаз сейсмической волны и неоднородности залегания грунтов (Рисунок 28).

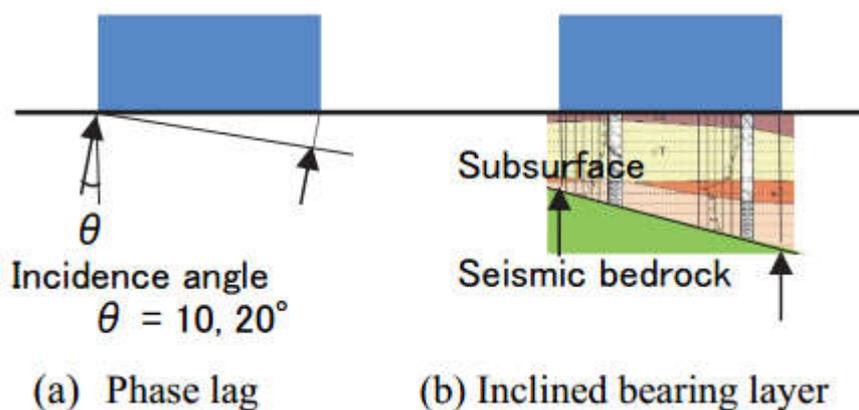


Рисунок 28. Причины, вызывающие качение зданий по [46]. Эффект отставания по фазе в зависимости от длины здания (слева) и неоднородность залегания грунтов под подошвой фундамента (справа)

Следует также отметить работу [123], где численным и экспериментальным методом исследовалось поведение маятниковой системы сейсмоизоляции (опоры типа triple friction pendulum (TFP) - трехмаятниковые со сферическими поверхностями скольжения) при неравномерном распределении

массы объекта в плане. Основным выводом данной работы является то, что неоднородное распределение массы в плане не вызывает значительного крутильного отклика.

Следует очередной раз подчеркнуть, что случайный эксцентриситет учитывает не только кручение, связанное с волновым характером землетрясения, но также и кручение, вызванное другими причинами, такими как: неравномерное распределение массы и жёсткости в номинально симметричных конструкциях.

1.5 Положения зарубежных и отечественных норм, предписывающие учёт кручения

В данном разделе рассмотрим зарубежные и отечественные нормы, которые предписывают учитывать кручение. В разделах ниже была собрана информация, которая относится к учёту: эксцентриситета и его нормированной величине, рекомендациям относительно нерегулярностей в плане и по высоте, сейсмических ротаций и рекомендаций относительно расчёта сейсмоизолированных зданий.

1.5.1 Нормы Новой Зеландии

Нормативный документ в Новой Зеландии, требования которого необходимо соблюдать при проектировании зданий и сооружений называется N.Z.S. (New Zealand Standard) 1170.5 (2004), Structural design actions. Раздел по сейсмостойкому проектированию называется “Part 5: Earthquake actions, New Zealand” [25].

- Учёт случайного кручения

Пункт «C6.2.2 Points of application of equivalent static forces» предписывает учитывать при определении статических сил на сооружение от землетрясения эксцентриситет $e = 0.1b$, где b – размер здания, перпендикулярный к сейсмическому воздействию. Данный пункт указывает на то, что данный эксцентриситет предназначен для учёта возможных вариаций в прочностных

параметрах здания, неравномерности распределения масс в плане, а также эффект сейсмических ротаций. Для нас становится очевидным, что речь идёт о *случайном эксцентриситете*.

- Нерегулярность здания в плане и по высоте

Раздел «С4.5.2 Plan irregularity» посвящён типам нерегулярных и несимметричных зданий как в плане, так и по высоте. В пункте *с)* говорится о том, что неравномерное распределение масс здания в плане может вызывать дополнительные сейсмические силы на здание от кручения. Далее на изображениях даны рекомендации для зданий с выступами по высоте, а также с неравномерным распределением масс в плане (Рисунок 29 и Рисунок 30). Также в плане указаны места для установки специальных связей и рам на торцах зданий для увеличения жёсткости на кручение [79].

Раздел «С4.5.2.3 Torsional sensitivity» говорит о том, что для нерегулярных зданий в плане необходимо вычислять для каждого горизонтального направления отношение γ_i , которое определяется следующим образом:

$$\gamma_i = \frac{d_{max}}{d_{av}}$$

где d_{max} – максимальное смещение этажа в угловых точках конструкции в направлении действия сейсмической силы, вызванной землетрясением. Сила должна быть приложена на расстоянии случайного эксцентриситета от центра масс каждого этажа;

где d_{av} – среднее смещение угловых точек конструкции на уровне этажа;

где γ – максимальное из значений γ_i . Если данное отношение $\gamma > 1.4$, то необходимо учитывать в расчёте нерегулярность в плане.

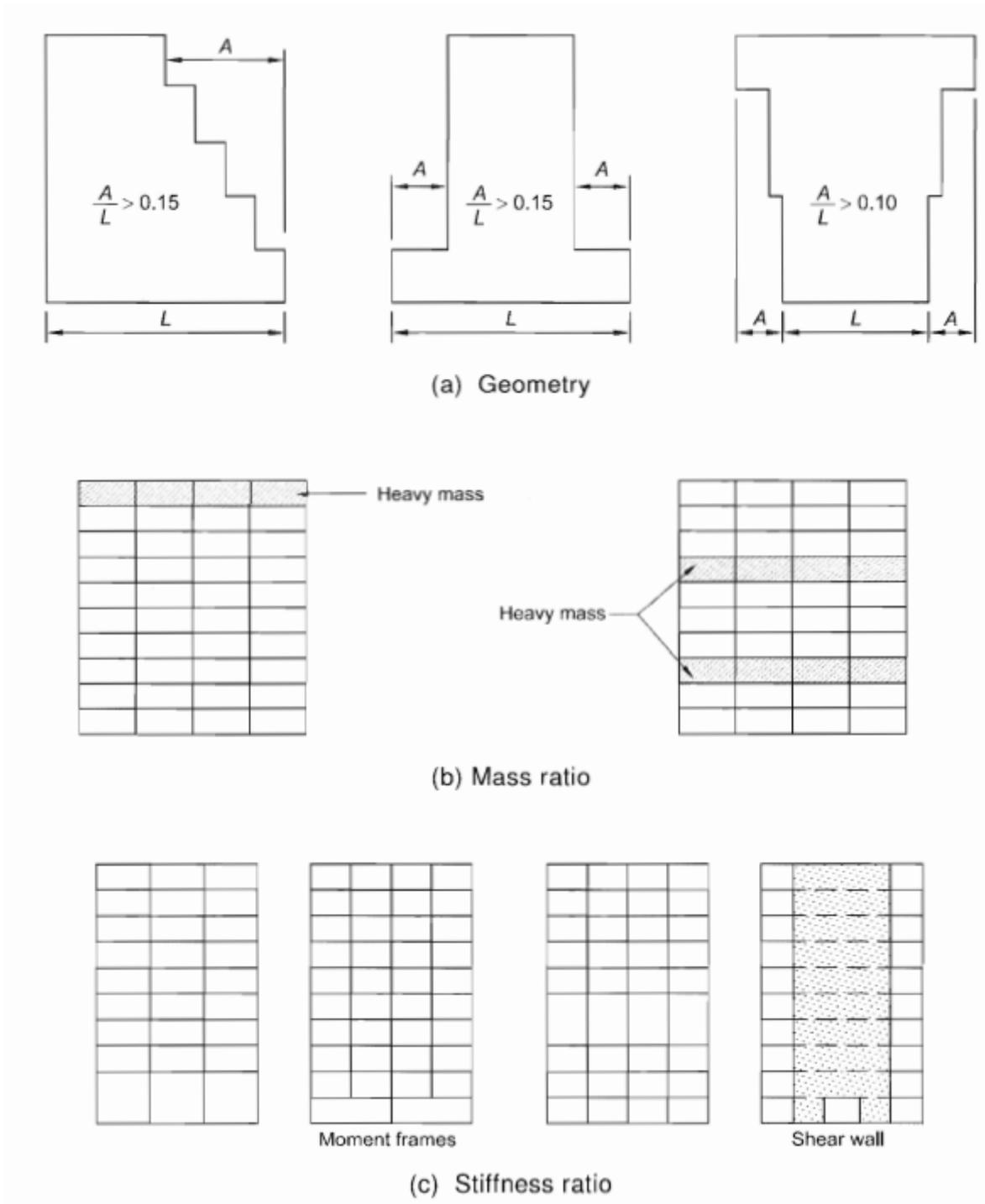


Рисунок 29. Критерии нерегулярности здания по высоте по нормам New Zealand [25]

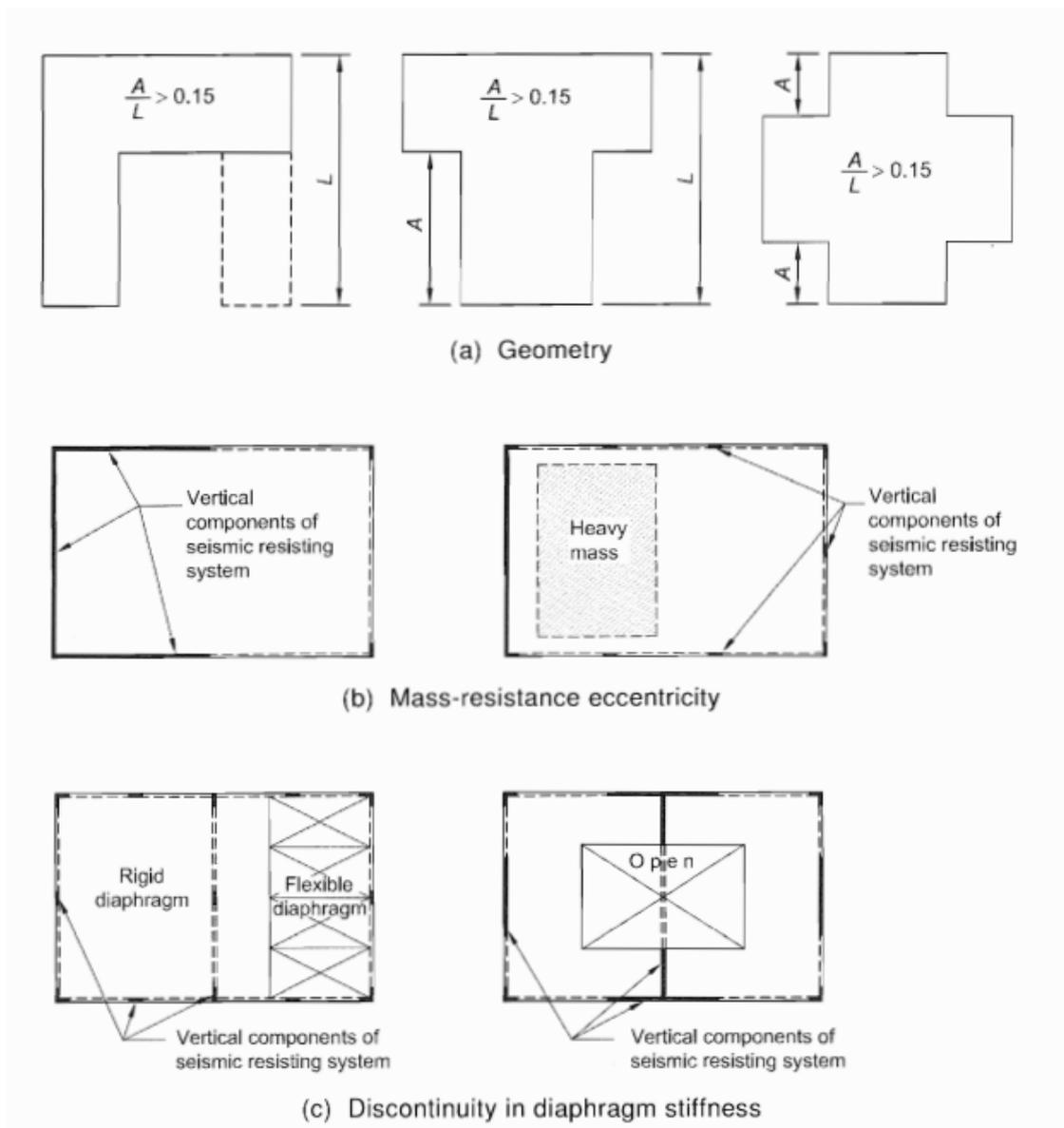


Рисунок 30. Критерии нерегулярности здания в плане по нормам New Zealand [25]

- Учёт кручения при нелинейном анализе

Пункт «C4.3.1.4 Ductile structures» посвящён анализу здания и его элементов за пределом упругости. Может проводится нелинейный предельный анализ с анализом возникновения пластических шарниров. Также способность здания к пластическим деформациям может быть количественно оценено с помощью коэффициента пластичности μ . Относительно кручения в данном пункте говорится: *для зданий, чувствительных к кручению относительно вертикальной оси, элементы, в первую очередь, возникнут пластические деформации,*

будут ограничивать доступную способность к пластическим деформациям всего здания.

- Учёт нерегулярностей при расчёте

Пункт «С6.3.3.2 Three-dimensional analyses» и «С6.3.5 Torsion» предписывает проводить анализ здания на сейсмостойкость в пространственной постановке для учёта динамических эффектов кручения для учёта крутильных форм колебаний. Данный пункт следует выполнять для зданий нерегулярных в плане, для которых плоская двухмерная модель не будет адекватно описывать динамику здания и не сможет выявить эффекты кручения.

1.5.2 Нормы Европы

Нормативный документ в Европе, требования которого необходимо соблюдать при проектировании зданий и сооружений называется Eurocode. Раздел по сейсмостойкому проектированию называется Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance [80-85]. Данный раздел состоит из 6 частей:

«Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings» [80]. Данная книга посвящена общим правилам и нормам.

«Part 2: Bridges» [81]. Данный раздел посвящён рекомендациями относительно проектирования мостов.

«Part 3: Assessment and retrofitting of buildings» [82]. Оценка и реконструкция зданий.

«Part 4: Silos, tanks and pipelines» [83]. Бункеры, резервуары и трубопроводы.

«Part 5: Foundations, retaining structures and geotechnical aspects» [84]. Фундаменты, несущие конструкции и геотехнические аспекты.

«Part 6: Towers, masts and chimneys» [85]. Башни, мачты и дымоходы.

- Учёт случайного кручения

Пункт «4.3.2 Accidental torsional effects» в [80] предписывает учитывать случайный эксцентриситет $e_{ai} = \pm 0,05 \cdot L_i$, где e_{ai} - случайный эксцентриситет массы i -го этажа относительно его месторасположения, учитываемый в одном направлении на всех перекрытиях здания;

L_i - размер стороны перекрытия, перпендикулярной к направлению действия сейсмического воздействия.

Также любопытно отметить тот факт, что относительно мостов в [81] в пункте «4.1.5 Torsional effects» случайный эксцентриситет имеет другое значение, равное $e_{ai} = \pm 0,03 \cdot L_i$.

В [80] пункте «4.3.3.2.4 Torsional effects» говорится следующее:

Если сооружение симметрично в плане и если случайный эксцентриситет определяется более точным методом, случайные эффекты кручения могут учитываться, умножая силы сопротивления отдельных элементов на множитель

$$\delta = 1 + 0,6 \frac{x}{L_e} \quad (18)$$

где x - расстояние от центра масс рассматриваемого элемента в плане, измеренное перпендикулярно, до линии действия рассматриваемой сейсмической силы;

L_e - расстояние между двумя наиболее удаленными элементами сооружения, противодействующими горизонтальной нагрузке, измеренное перпендикулярно к линии действия рассматриваемой сейсмической силы.

В «4.3.3.3.3 Torsional effects» рекомендуется использовать при пространственном расчёте момент кручения относительно вертикальной оси i -ого этажа, который учитывает случайные эффекты кручения и определяется как:

$$M_{ai} = e_{ai} \cdot F_i \quad (19)$$

- Нерегулярность здания в плане и по высоте

В [80] пунктах «4.2.3.2 Criteria for regularity in plan» и «4.2.3.2 Criteria for regularity in plan» приводятся параметры регулярности в плане и по высоте.

Приведём кратко параметры регулярности, которые необходимо соблюдать, чтобы считать здание симметричным:

«а) Вытянутость сооружения в плане $\lambda = L_{max}/L_{min}$ должна быть не более 4, где L_{max} и L_{min} соответственно больший и меньший размеры сооружения в плане, измеренные в ортогональных направлениях.

б) Сооружение является регулярным и должно быть симметричным в плане с равномерно распределёнными жесткостями и массами в двух ортогональных направлениях, если выполняются условия:

$$e_{0x} \leq 0,30 \cdot r_x \quad (20)$$

$$r_x \geq l_s \quad (21)$$

Где e_{0x} - расстояние между центром масс и центром жесткостей по оси X , нормальное к анализируемому направлению;

r_x - квадратный корень из отношения значений крутильной жёсткости к горизонтальной жёсткости в направлении Y (радиус кручения);

l_s - радиус вращения массы перекрытия в плане (корень квадратный отношения полярного момента инерции массы перекрытия в плане относительно центра масс перекрытия к массе перекрытия).»

в) Критерии регулярности здания по высоте представлены ниже на изображении (Рисунок 31):

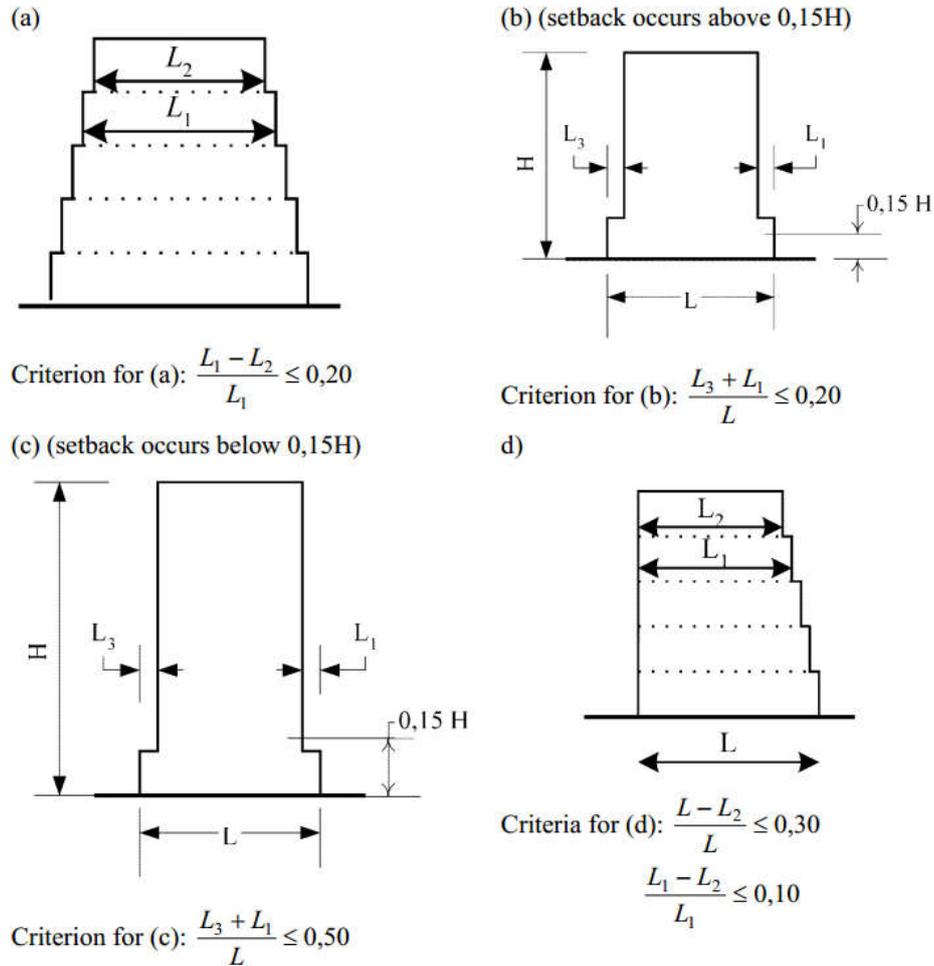


Рисунок 31. Критерии регулярности здания по высоте по нормам Eurocode [80]

- Учёт кручения при нелинейном анализе

Относительно расчёта элементов здания за пределом упругости есть пункт «4.3.3.4.2.7 Procedure for the estimation of the torsional effects» в [80]. В этом пункте говорится о том, что анализ типа “pushover” (который был упомянут в подглаве 1.5 данного исследования) может значительно недооценивать деформации на торцах для зданий с первой крутильной формой колебания, а также для зданий, где крутильная форма колебаний является второй.

- Учёт сейсмических ротаций при расчёте на сейсмостойкость

Во второй, четвёртой и шестой частях Eurocode [81, 83, 85] есть разделы, предписывающие учитывать воздействие от сейсмических ротаций здания как в виде моделирования прохождения сейсмической волны для мостов [81] и

заглубленных сооружений [83], так и с использованием ротационных спектров для высотных сооружений [85].

а) В части Eurocode, которая посвящена мостам [81] есть пункт «3.3 Spatial variability of the seismic action», который предписывает учитывать пространственный характер сейсмического воздействия мостов, опирающихся на негетогенные грунты, в силу возможного преломления и отражения волн при прохождении от одной опоры до другой. Иными словами, необходимо учитывать колебания опор в разных фазах в случае прихода сейсмической волны в разное время из-за неоднородного состава грунтов в направлении от одной опоры до другой.

А в части Eurocode, которая посвящена заглубленным сооружениям [83] есть пункт «6.3.3 Modelling of seismic waves», который гласит о том, что для заглубленных трубопроводов должна быть установлена модель сейсмических волн. На заглубленный трубопровод действует сложная волна, состоящая из суммы P , SV волн, а также поверхностных волн Лява и Рэлея, вызывающая его искривление. Также в приложении В (Annex B) даны указания по моделированию волн, действующих на трубопровод.

Для трубопроводов, расположенных не в толще грунта, а на его поверхности, сейсмические ротации можно не учитывать (п. 5.3.2).

В то же время, для высотных сооружений [85] пункт «3.1 Definition of the seismic input» предписывает учитывать при анализе ротационные составляющие сейсмического воздействия. А пункт «3.4 Time-history representation» призывает при расчёте во временной области, учитывать ротационные акселерограммы. Далее, логически завершая мысль, пункт «3.6 Ground motion components» призывает использовать поступательные и ротационные акселерограммы при расчёте одновременно.

б) В приложении А (Annex A) в документе [85], посвящённом высотным сооружениям, есть формулы, использовав которые можно получить ротационные спектры ускорений грунта строительной площадки по спектрам поступательного воздействия.

$$R_x^{\ominus} = 1,7\pi S_e(T)/v_s T \quad (22)$$

$$R_y^{\ominus} = 1,7\pi S_e(T)/v_s T \quad (23)$$

$$R_z^{\ominus} = 2,0\pi S_e(T)/v_s T \quad (24)$$

Где:

$R_x^{\ominus}, R_y^{\ominus}, R_z^{\ominus}$ - ротационные спектры ускорений относительно осей x, y и z, рад/с²;

$S_e(T)$ - упругий спектр поступательных движений грунта, соответствующий строительной площадке, м/с²;

T – период колебаний в секундах;

v_s - средняя скорость поперечной S-волны верхних слоёв грунта, м/с;

$$v_s = \sqrt{G/\rho} \quad (25)$$

Где:

G – модуль сдвига грунта, МПа;

ρ - плотность грунта, т/м³.

Таким образом, согласно данному приложению, по линейно-спектральной методике можно в расчёте на сейсмостойкость учесть вклад крутильных частот относительно трёх осей. На взгляд автора, это является обоснованным, так как высокие здания будут чувствительны к вращению относительно горизонтальных осей, к так называемому качению.

- Кручение сейсмоизолированных зданий

В документе [80] целый раздел посвящён сейсмоизолированным сооружениям «10 BASE ISOLATION». В пункте «10.9.1 General» говорится, что для учёта случайного кручения, необходимо принимать в расчёте случайной эксцентриситет такой же величины, как и для неизолированных сооружений.

Распределение изоляторов в пространстве при моделировании системы изоляции должно быть отражено с достаточной точностью, так, чтобы учесть возможные эффекты качения (опрокидывания) здания и кручение относительно вертикальной оси.

1.5.3 Нормы США

В США общестроительным сводом правил при проектировании зданий и сооружений в настоящее время является International Building Code (IBC) [22]. Данный документ указывает на то, что стандарт American Society of Civil Engineers «Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures» (ASCE 7-10) является наиболее важным при определении нагрузок от сейсмического воздействия на здание или сооружение [20]. Поэтому основным документом для поиска и сбора информации относительно кручения послужил именно ASCE 7-10 в данном исследовании.

Пункт «12.8.4.1 Inherent Torsion» говорит о том, что при расчёте необходимо учитывать «свойственный зданию крутящий момент» M_t при расчёте в случае наличия эксцентриситета между центром масс здания и центром жёсткости. Для нас становится очевидным, что речь идёт об учёте *естественного кручения* для несимметричного здания.

$$M_t = e \cdot S \quad (26)$$

где e - эксцентриситет между ЦМ и ЦЖ, S – сейсмическая сила.

- Учёт случайного кручения

В пункте «12.8.4.2 Accidental Torsion» говорится, что при случайном кручении необходимо учитывать эксцентриситет $e_{ai} = \pm 0,05 \cdot L_i$. Поэтому случайный крутящий момент будет выглядеть следующим образом:

$$M_{ta} = e_{ai} \cdot S \quad (27)$$

где e_{ai} - эксцентриситет между ЦМ и ЦЖ, S – сейсмическая сила.

И результирующим крутящим моментом, на который необходимо проводить расчёт является их сумма:

$$M = M_t + M_{ta} \quad (28)$$

Также любопытно отметить следующий пункт «12.8.4.3 Amplification of Accidental Torsional Moment», который говорит о том, что в нерегулярных и несимметричных зданиях, необходимо умножать M_{ta} каждого этажа на

коэффициент крутильного усиления A_x , который можно определить следующим образом:

$$A_x = \left(\frac{\delta_{max}}{1.2\delta_{avg}} \right)^2 \quad (29)$$

где δ_{max} – максимальное смещение на уровне по направлению x , вычисляемое при условии $A_x = 1$ (в дюймах или мм);

где δ_{avg} – среднее смещение экстремальных точек на уровне по направлению x , вычисляемое при условии $A_x = 1$ (в дюймах или мм).

Коэффициент крутильного усиления A_x не должен быть меньше 1 и больше 3. Графическое изображение компонент можно увидеть на рисунке ниже (Рисунок 32):

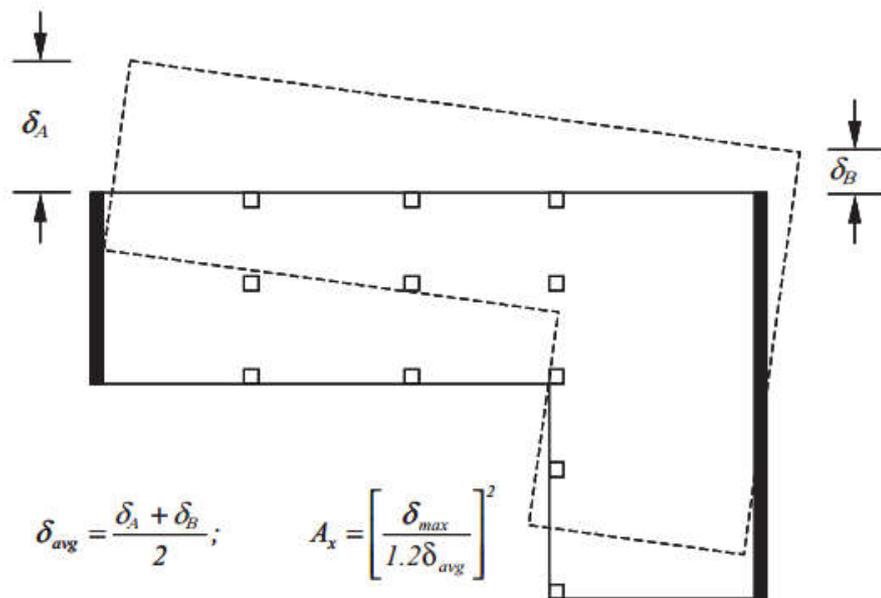


FIGURE 12.8-1 Torsional Amplification Factor, A_x

Рисунок 32. Коэффициент крутильного усиления A_x по нормам ASCE [20]

- Нерегулярность здания в плане и по высоте

Данный раздел очень хорошо разработан по сравнению с нормами, что обсуждались нами ранее. Пересказать их все не предстаёт возможности в рамках данного диссертационного исследования. Нерегулярностям по высоте и в плане посвящён раздел «12.3 Diaphragm flexibility, configuration irregularities, and redundancy». Таблица, посвящённая нерегулярностям в плане 12.3-1, а нерегулярностям по высоте 12.3-2. Следует особо выделить, что согласно таблице

12.3-1 существует фактор, определяющий на сколько податливо здание к кручению. К «крутильно-нерегулярным» относятся здания, у которых параметр $\frac{\delta_{max}}{\delta_{avg}} \geq 1,2$, а к «экстремально нерегулярным на кручение» $\frac{\delta_{max}}{\delta_{avg}} \geq 1,4$.

- Кручение сейсмоизолированных зданий

Сейсмоизолированным зданиям посвящена целая обширная глава, которая называется «Chapter 17 Seismic design requirements for seismically isolated structures».

В самом начале главы, авторы документа, дают следующее определение для эксцентриситета, необходимого для учёта кручения изолированных сооружений:

$$e = e_s + e_{ai} \quad (30)$$

где e – фактический эксцентриситет для расчёта,

e_s - эксцентриситет между центром масс части здания, расположенного над системой сейсмоизоляции, и центром жёсткостей системы изоляции.

e_{ai} – случайный эксцентриситет, принимаемый как $\pm 0,05 \cdot L_i$.

Если суммировать вышесказанное, то согласно ASCE 7-10, результирующий проектный эксцентриситет e_d (design eccentricity) как для изолированных, так и для неизолированных зданий, следует определять следующим образом:

$$e_d = e_s + A_x e_{ai} \quad (31)$$

где e_d – фактический эксцентриситет для расчёта,

e_s – натуральный (фактический) эксцентриситет;

e_{ai} – случайный эксцентриситет;

A_x – коэффициент крутильного усиления.

1.5.4 Нормы Канады

Нормативный документ, который необходимо учитывать при проектировании в Канаде, является National Building Code of Canada 2010 (NBCC) [24].

- Учёт случайного кручения

Пункт «4.1.8.11. Equivalent Static Force Procedure for Structures Satisfying the Conditions of Article 4.1.8.7.» предписывает учитывать сейсмические силы, действующие на здание во время землетрясения. Также говорится, что при случайном кручении необходимо учитывать эксцентриситет $e = \pm 0,05 \cdot D_{nx}$.

- Нерегулярность здания в плане и по высоте

Виды регулярностей перечислены и выведены в таблицу «Table 4.1.8.6. Structural Irregularities». В пункте 4.1.8.11.9) говорится о коэффициенте B_x , который определяет на сколько здание чувствительно к кручению. По сути, это аналогичный параметр, который был упомянут при описании американских норм ASCE 7-10.

$$B_x = \frac{\delta_{max}}{\delta_{ave}} \quad (32)$$

где δ_{max} – максимальное смещение точки этажа по направлению x , вычисляемое при случайном эксцентриситете $\pm 0,05 \cdot D_{nx}$;

где δ_{ave} – среднее смещение экстремальных точек на уровне по направлению x , вычисляемое при случайном эксцентриситете $\pm 0,05 \cdot D_{nx}$.

1.5.5 Нормы Российской Федерации

Основной документ, который необходимо принимать во внимание при проектировании зданий и сооружений – это СП 14.13330.2018 «Строительство в сейсмических районах. Актуализированная редакция СНиП II-7-81*» [86] и проект СП, который ещё не введён в действие - Свод правил «Здания сейсмостойкие и сейсмоизолированные. Правила проектирования» [87].

- Учёт случайного кручения

В документе СП 14.13330.2018 [86] в пункте 5.16 говорится об учёте крутящего момента относительно вертикальной оси, проходящей через центр жёсткости, путём введения эксцентриситета для зданий шириной или длиной

больше 30 метра при консольной расчётной динамической модели равно не менее $0.1B$, где B – размер здания или сооружения в плане в направлении, перпендикулярном направлению сейсмической силы. Данный пункт необходимо выполнять только при использовании консольной расчётной динамической модели.

- Нерегулярность здания в плане и по высоте

Критериям регулярности сооружений в плане и по высоте посвящены 6.3.3.2 и 6.3.3.3. Следует отметить тот факт, что они абсолютно идентичны пунктам Еврокода, о котором было сказано выше. Поэтому здесь не приведены.

- Кручение сейсмоизолированных зданий

В проекте СП «Здания сейсмостойкие и сейсмоизолированные» [87] в пункте 9.1.5 сказано, что в упрощённых линейных расчётах следует принимать $e_{ai} = \pm 0,1 \cdot L_i$.

В пункте 9.5.7 сказано учитывать случайные эффекты кручения для пространственной модели.:

$$M_{ai} = e_{ai} \cdot F_i \quad (33)$$

где M_{ai} - момент кручения, приложенный к i -му этажу вокруг его вертикальной оси.

ВЫВОДЫ ПО ГЛАВЕ 1

Анализ современных способов оценки кручения изолированных и неизолированных зданий показал:

1. Существует множество методов для определения сейсмических ротаций грунта. Они могут быть получены прямым инструментальным путём или косвенным: генерация ротационных хронограмм по нескольким точкам регистрации движения грунта или генерация по одной точке регистрации. Прямые инструментальные методы пока не зарекомендовали себя как надёжные и

достоверные, а данные с полигонов, в свою очередь, могут быть трудно доступными и их невозможно получить для произвольной площадки строительства. Чаще всего полигоны используются для научно-исследовательских целей для изучения ротационных полей. Поэтому самым оптимальным способом для учёта ротаций является косвенное получение ротационных сейсмограмм через поступательные сейсмограммы, полученные в одной точке регистрации. Сейсмические ротации можно генерировать в предположении упругой работы грунта и при согласованном волновом эффекте сейсмической волны [48, 49, 62, 88-91, 121];

2. Кручение неизолированных зданий, опирающихся на жёсткие грунты, при воздействии сейсмических ротаций грунта незначительно [52]. Но оно значительно для зданий, расположенных на мягких грунтах [67, 70, 72, 91];

3. Грубую оценку крутильного отклика неизолированных многоэтажных зданий можно получить из анализа одноэтажных зданий [18, 77];

4. При анализе сейсмоизолированных зданий можно использовать одномассовую модель взамен многомассовой, так как здание двигается при сейсмическом воздействии как жёсткое тело в силу высокой податливости опор [77, 122, 171, 172];

5. При расчёте здания по линейно-спектральной методике следует также учитывать и крутильные собственные частоты здания, что говорит о необходимости учёта ротационного спектра угловых ускорений сейсмического воздействия [52];

6. Эксцентриситет между центром жёсткостей системы сейсмоизоляции и центром масс изолированной части здания вызывает значительные крутильные эффекты для эластомерных опор и не вызывает таковых для опор чистого трения и маятниковых сейсмоопор [29, 36, 132];

7. Из анализа положений зарубежных и отечественных норм, предписывающих учитывать кручение, следует вывод, что наиболее разработаны американские нормы ASCE [20] и европейские Eurocode [80-85]. Отечественные

нормы [87] либо почти полностью копируют Eurocode [86], либо дают очень небольшую информацию по учёту кручения;

8. Перемещения угловых опор сейсмоизолированных зданий при кручении могут быть недооценены согласно зарубежным нормам [41, 42, 44];

9. Случайный эксцентриситет может быть недооценён согласно зарубежным нормам [59];

10. В нормах разных стран предписано учитывать случайное кручение искусственно вводя эксцентриситет. Нет положений, предписывающих учёт ротационных компонент сейсмического воздействия (за исключением некоторых типов конструкций в Eurocode);

11. Несмотря на то, что существует множество подходов к учёту ротационных воздействий в анализе сейсмоизолированных зданий, поведение изолированных объектов в целом не исследовано достаточно (особенно для тех объектов, что расположены на маятниковых опорах). Поэтому в данной работе принципиально делается акцент на генерацию ротационного воздействия в зависимости от типа грунта, уточнение допущений и границ применимости, в каких случаях данные ротации приемлемы для анализа, и учёт данного воздействия в динамическом анализе конструкций, расположенных на разных типах систем сейсмоизоляции.

ГЛАВА 2. МАТЕМАТИЧЕСКИЕ МОДЕЛИ ДВИЖЕНИЯ СЕЙСМОИЗОЛИРУЕМОГО ОБЪЕКТА, УЧИТЫВАЮЩИЕ КРУЧЕНИЕ

2.1 Модель сейсмоизолированного объекта при кручении

Для обеспечения безопасности зданий и сооружений во время землетрясения применяются различные инженерные решения. Таких решений существует большое множество. Например, можно проводить упругий расчёт строительных конструкций на возможное сильное землетрясение прикладывая сейсмические силы, которые будут определяться согласно действующим нормам сейсмостойкости [86-87]. Данный расчёт будет верным, но зачастую будет приводить к очень неэкономичным конструктивным решениям (особенно для зданий повышенной ответственности и при очень сильных землетрясениях), так как сильное землетрясение будет вызывать большие сейсмические силы на сооружения и тем самым будут требоваться большие сечения элементов, более высокий класс бетона или стали. Зачастую здания без специальных устройств сейсмозащиты обладают высокой частотой собственных колебаний и землетрясения зачастую также приходят высокочастотные. Это, так называемый, *традиционный* способ сейсмозащиты.

В отличие от традиционных способов, связанных с повышением несущей способности строительных конструкций, были разработаны *специальные* способы, такие как активная и пассивная сейсмоизоляция [124]. К активной относят те способы, которые включают в себя использование дополнительных источников энергии. Непреложным достоинством данной системы является то, что существует возможность управлять колебаниями от сейсмических, но и от ветровых воздействий. Однако ее реализация очень затратна и применяется в особых случаях, что исключает возможность её широкого применения. Также данные системы требуют большой квалификации от инженера, так как данные системы

описываются сложными уравнениями движения. Второй тип специальной сейсмозащиты зданий является группа *пассивной* защиты [125].

Данный тип сейсмозащиты не использует дополнительный источник энергии. При применении данного типа снижение сейсмических нагрузок происходит за счёт настройки сооружения на низкую собственную частоту здания для фильтрации высоких частот внешнего воздействия. Низкая собственная частота системы может быть реализована с помощью элементов большой податливости пружин, резинометаллических устройств и т.д. [126], либо «гравитационным» методом (кинематические опоры) [127, 128]. Также к пассивным методам сейсмозащиты можно отнести динамические гасители колебаний (ДГК), работа которых заключается в том, что за счёт дополнительной массы возникает обратная сила инерции, уменьшающая уровень колебаний защищаемого здания [170]. Упомянутые принципы сейсмозащиты могут быть использованы отдельно либо в комбинации друг с другом. Пример системы «субструктура-сейсмоизоляция-суперструктура» показан на рисунке 33, где здание изолировано с помощью ССИ. Сейсмоизоляторы показаны условно. В зарубежной и отечественной нормативной литературе изолированная часть сооружения, расположенная выше сейсмоизолирующего слоя, называется *суперструктурой* (superstructure), а часть сооружения, включая фундамент, расположенная ниже ССИ – *субструктурой* (substructure) [80, 87] (Рисунок 33).

В данной главе будет рассмотрено кручение изолированного сооружения с пассивным типом сейсмоизоляции. Кручение вызвано наличием эксцентриситета между центром жёсткостей (ЦЖ) системы сейсмоизоляции и центром масс (ЦМ) здания e_b . При анализе использована «упрощённая» модель с тремя степенями свободы, общий вид расчётной схемы можно видеть на рисунке 34. Суперструктура смоделирована жёсткой плитой с массой. Упрощённая модель принята при следующих предпосылках:

1. В силу податливости пассивной сейсмозащиты (сейсмоизолирующих опор) суперструктура многоэтажного здания при сейсмическом воздействии ведёт себя

как твёрдое тело, поэтому логично заменить «многоэтажную» модель на «одноэтажную» [77, 122, 171, 172];

2. Эксцентриситетом суперструктуры e_s можно пренебречь [29, 32-34];

3. Учитывается кручение только относительно вертикальной оси (torsion), кручение относительно горизонтальных осей, т.н. качение (rocking), не учитывается.

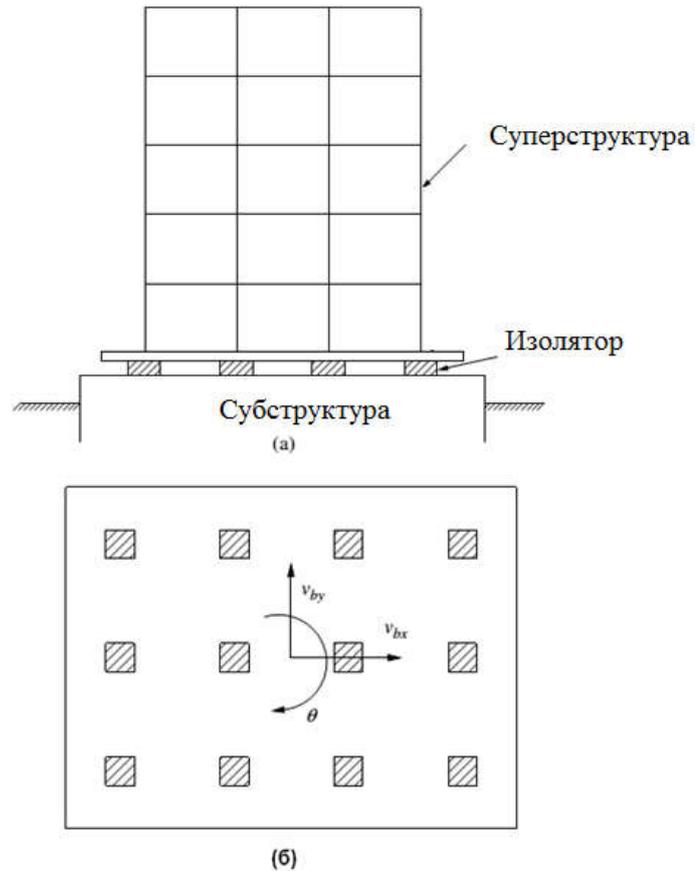


Рисунок 33. Система «субструктура-сейсмоизоляция-суперструктура»

а) Боковой фасад

б) Схема расположения сейсмоизолирующих устройств

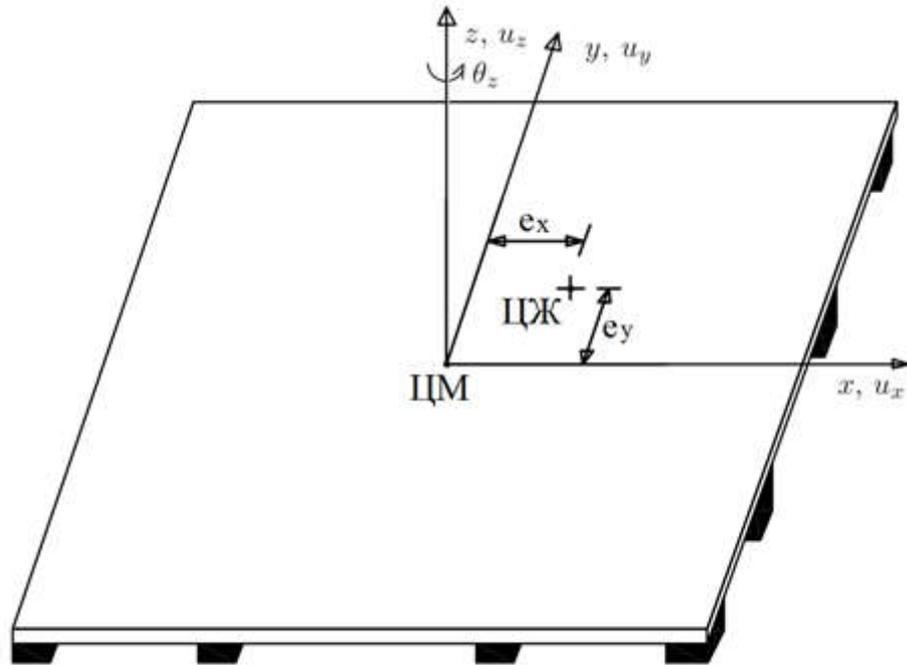


Рисунок 34. Упрощённая модель сейсмоизолированного сооружения, учитывающая кручение

2.2 Математическая модель, учитывающая кручение объекта, изолированного маятниковыми опорами

2.2.1 Описание конструкции маятниковых сейсмоизолирующих опор

Популярными изоляторами являются кинематические опоры маятникового типа. Принцип работы данных опор следующий: при поступательных сейсмических воздействиях на изолируемое строение кинетическая энергия строения переходит в потенциальную, которая и создаёт вертикальную возвращающую силу. Таким образом, при горизонтальных колебаниях земной коры, изолируемая часть здания совершает колебания как горизонтальные, так и вертикальные. Маятниковые опоры бывают различного исполнения. Например, в мировой практике сейсмоизоляции наибольшее распространение получили

маятниковые шаровые опоры. Их называют фрикционно-подвижными опорами (friction pendulum bearing). Демпфирование в данной опоре осуществляется за счёт трения. Демпфирование в виде трения между поверхностями, которые скользят друг относительно друга, задают количество рассеиваемой энергии. Их диапазон может быть от 5 до 30%. Количественная величина рассеиваемой энергии определяется площадью петли гистерезиса, которая определяется при лабораторных испытаниях опорных устройств. Подобного типа маятниковые опоры бывают в различном исполнении, приведём из [87] таблицу разновидностей, где показано изображение опоры и её силовой диаграммы «перемещение – восстанавливающая сила» (Рисунок 35).

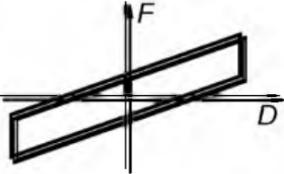
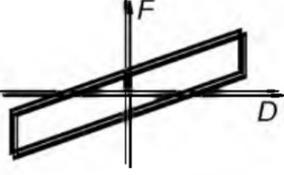
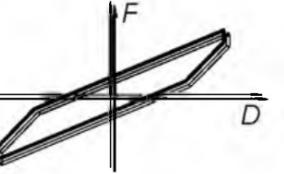
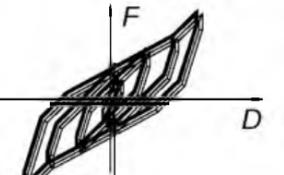
| Типы сейсмоизолирующих элементов | Схемы сейсмоизолирующих элементов | Идеализированная зависимость «нагрузка-перемещение» (F-D) |
|---|---|---|
| одномаятниковые со сферическими поверхностями скольжения |  |  |
| двухмаятниковые со сферическими поверхностями скольжения при $R_1=R_2$ и $\mu_1=\mu_2$ |  |  |
| двухмаятниковые со сферическими поверхностями скольжения при $R_1=R_2$ и $\mu_1 \neq \mu_2$ |  |  |
| трехмаятниковые со сферическими поверхностями скольжения |  |  |

Рисунок 35. Схемы маятниковых шаровых опор с их силовой диаграммой (Рисунок из [87])

В данной работе исследовался вид маятниковых кинематических опор, разработанный в ОАО «КБСМ» [136, 137-140]. В маятниковой опоре восстанавливающая сила реализуется в виде маятниковой тяги, которая работает как условная пружина, жёсткость которой определяется как:

$$R_M = \frac{mg}{l} \cdot \Delta = k_M \cdot \Delta \quad (34)$$

где R_M – восстанавливающая сила маятника;

m – масса ЗО; l – длина маятника; g – ускорение свободного падения; k_M – жёсткость условной пружины, Δ – перемещение опоры.

Собственная частота маятника будет при этом следующей:

$$\omega_m = \sqrt{\frac{k_M}{m}} \quad (35)$$

Данная система сейсмоизоляции (ССИ) будет перестраивать здание на другой основной тон и тем самым фильтровать энергосодержащие частоты сейсмического воздействия. Но для исключения резонансных явлений, в силу поличастотности сейсмического воздействия, необходимо демпфирование. В данном типе ССИ присутствуют пластические демпферы, которые работают по билинейной силовой диаграмме. Сила сопротивления этого типа ССИ складывается из восстанавливающей силы маятниковой тяги и силы сопротивления пластических демпферов (ПД):

$$R = R_M + R_{\text{ПД}} \quad (36)$$

Итоговая силовая диаграмма будет иметь следующий вид (Рисунок 36):

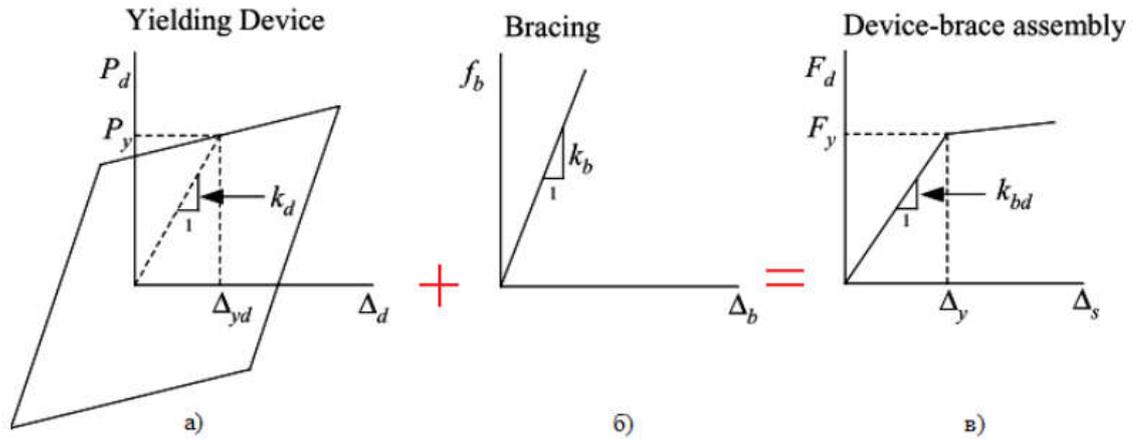


Рисунок 36. Итоговая силовая диаграмма силы сопротивления маятниковой ССИ

Саму конструкцию с её вариациями можно видеть на рисунке 37:

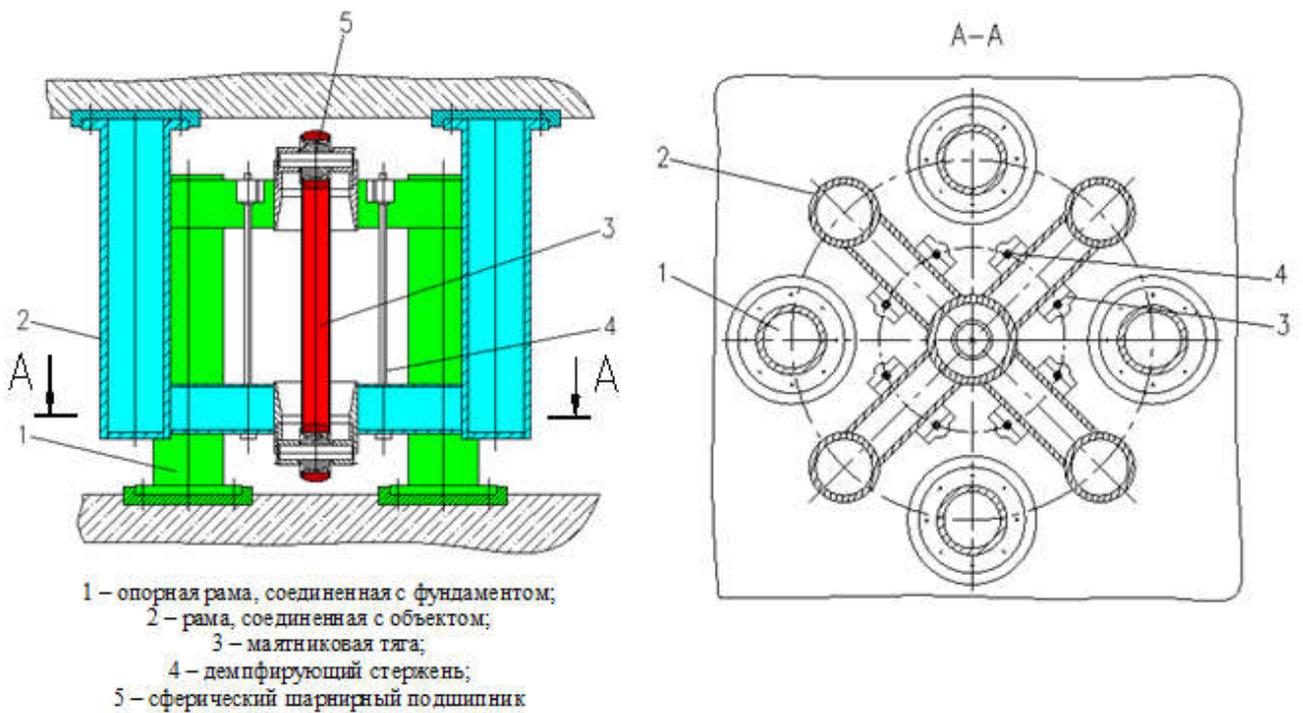


Рисунок 37. Маятниковая ССИ с шарнирным сферическим подшипником.

Рисунок из работы [131]

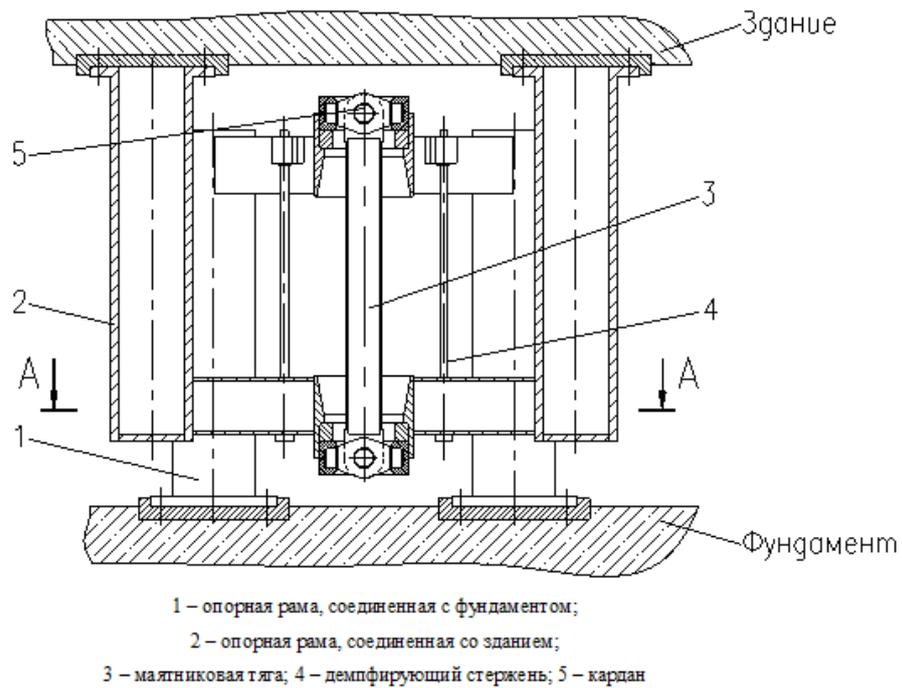


Рисунок 38. Маятниковая ССИ с шарнирным узлом в виде кардана. Рисунок из работы [131]



а)



б)

Рисунок 39. Натурная конструкция маятниковой ССИ: а) сейсмоопора маятникового типа; б) пластиковые демпферы, используемые в данной опоре (на данном изображении демпферы находятся не в проектном положении). Рисунок из работы [131]

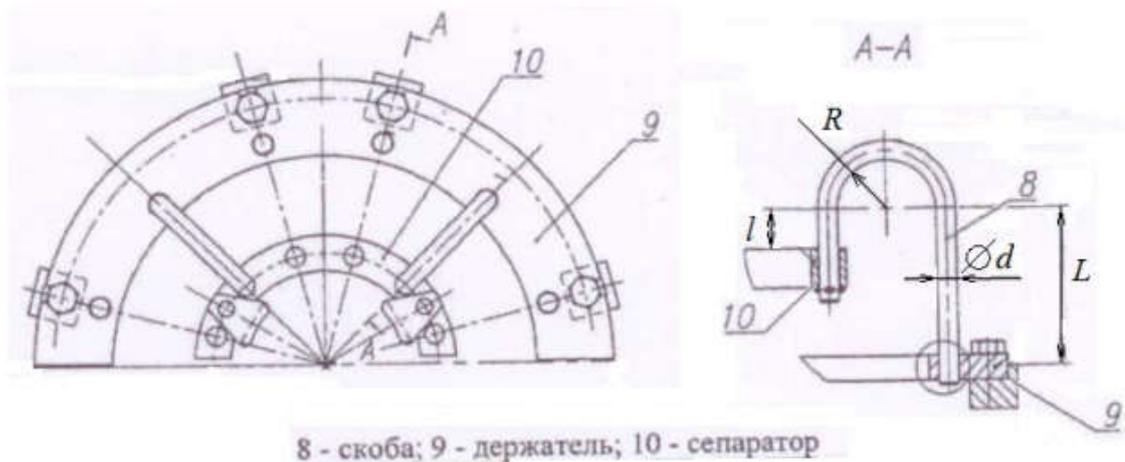


Рисунок 40. Демпфирующее устройство (на плане слева демпферы находятся в проектном положении). Рисунок из работы [131]

Исследование пластических демпферов в данном типе ССИ и поиск их оптимальных параметров для демпфирования подробно выполнено в работе [131, 169]. Поэтому для анализа в качестве исходных данных автор будет использовать билинейную характеристику пластических демпферов из упомянутой работы.

2.2.2 Математическая модель, описывающая горизонтальные колебания изолированного объекта, расположенного на маятниковых опорах

Одним из главных авторов данного вида сейсмоопор, а именно Ю.Л. Рутманом в [136], были получены уравнения, описывающее поведение сейсмоизолированного объекта, расположенного на маятниковых опорах, при горизонтальном колебании сейсмоизолированного объекта. Данную модель также можно назвать моделью с одной степенью свободы, но уже для маятниковых опор.

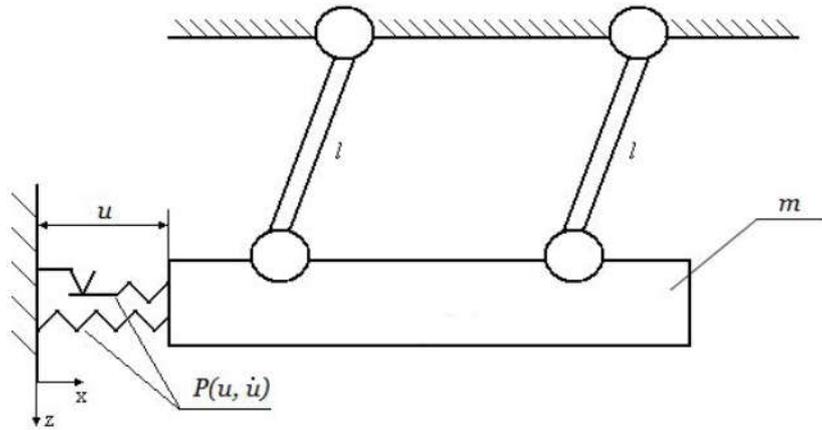


Рисунок 41. Динамическая модель маятниковой системы сейсмоизоляции при горизонтальных колебаниях

В декартовых координатах уравнение, описывающее модель на рисунке 41, имеет вид:

$$m \frac{l^2}{l^2 - u^2} \ddot{u} + ml^2 \frac{u \cdot \dot{u}^2}{(l^2 - u^2)^2} = -m(g - \ddot{z}(t)) \frac{u}{\sqrt{(l^2 - u^2)}} - F(u, \dot{u}) - \alpha \dot{u} - m\ddot{x}(t) \quad (37)$$

где m — масса защищаемого объекта; l — длина маятниковой тяги; g — ускорение свободного падения; x, z — координаты, описывающие движение фундамента; u — координаты, описывающие перемещение защищаемого объекта относительно фундамента; α — параметр внутреннего конструкционного демпфирования; $F(u, \dot{u})$ — билинейная силовая характеристика пластического демпфера; $\ddot{x}(t)$ и $\ddot{z}(t)$ — акселерограммы сейсмического воздействия.

2.2.3 Математическая модель, учитывающая крутильные колебания изолированного объекта, расположенного на маятниковых опорах

Далее автором и др. в работе [142] была получена система дифференциальных уравнений, описывающих движение сейсмоизолированного объекта с шестью степенями свободы.

При выводе уравнения (37) предполагалось, что маятниковые тяги абсолютно жесткие. В действительности тяги могут деформироваться в продольном направлении. Вследствие этого будут происходить вертикальные и крутильные колебания ЗО. Если учесть деформирование тяг и считать ЗО твердым телом, то ССИ будет системой с шестью степенями свободы. С учетом особенности конструкции рассматриваемых маятниковых опор, расчетная схема для исследования динамики ССИ с шестью степенями свободы имеет вид, показанный на рисунке 42:

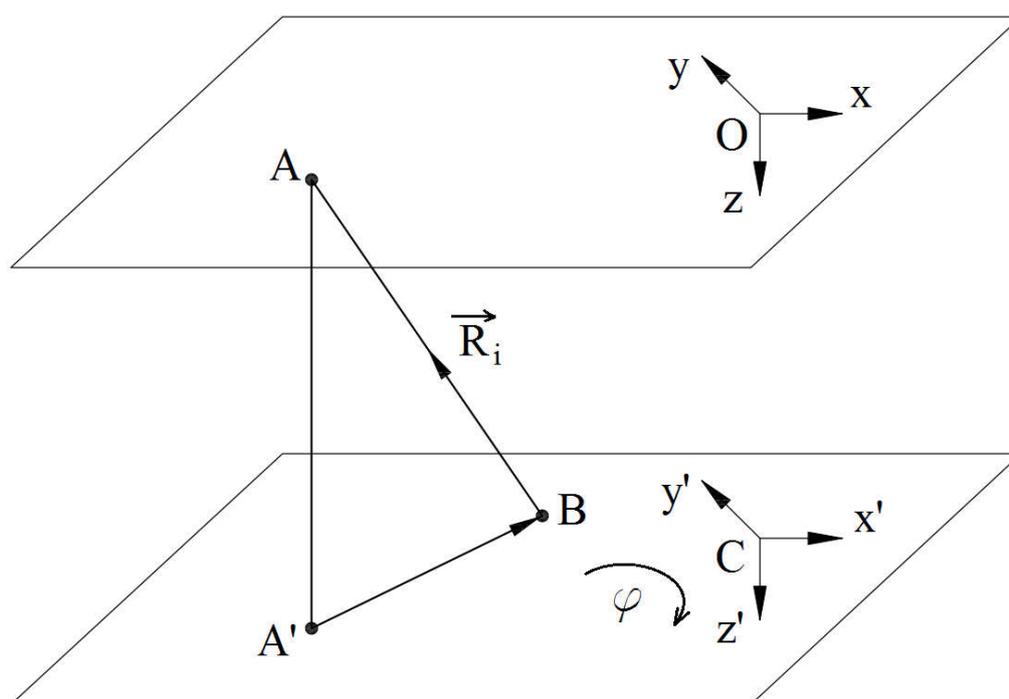


Рисунок 42. Принципиальная схема, описывающая движение маятниковой тяги

- Обозначения и принятые допущения:

Верхняя плоскость моделирует фундамент защищаемого объекта.

Нижняя плоскость моделирует защищаемый объект, обладает массой m и моментами инерции I_x, I_y, I_z .

X, Y, Z — система координат с центром в точке O , соответствует переносному движению (двигается с фундаментом).

X', Y', Z' — система координат с центром в точке C , соответствует относительному движению (движется вместе с ЗО).

Точка C — центр масс ЗО.

A — точка крепления тяги к фундаменту; B — точка крепления тяги к ЗО.

A' — проекция A при $t = 0$;

B — текущее положение A' при $t \neq 0$.

Стержень AB в точке A имеет упругий элемент с жесткостью k , моделирующий упругость тяги.

Перемещение точки C в системе координат X, Y, Z : u_C, v_C, w_C .

Углы поворота ЗО (нижняя плоскость) относительно осей X, Y, Z через:

$\varphi_x, \varphi_y, \varphi_z$.

7. Координаты точки C в системе X, Y, Z : $(u_C, v_C, w_C + Z_0)$

8. Усилие в i -ой тяге $\vec{R}_i = (R_x, R_y, R_z)$.

Момент этого усилия относительно точки C : $\vec{M}_{Ri} = (M_{icx}, M_{icy}, M_{icz})$.

Математическая модель системы на рисунке 42 состоит из нескольких групп уравнений.

1-я группа уравнений описывает динамику ЗО под действием вышеуказанных сил и внешних кинематических воздействий. Для маятниковой СИ при отсутствии ротационных возмущений и абсолютно жестких тягах указанные уравнения перманентно переходят в известные уравнения колебаний физического маятника.

2-я группа уравнений описывает связь между обобщенными координатами ЗО и перемещениями точек крепления маятниковых тяг к ЗО.

3-я группа уравнений описывает связь между усилиями в тягах и перемещениями точек крепления.

- Первая группа уравнений

Рассмотрим движение центра масс ЗО как движение точки C относительно подвижной системы координат XYZ . В соответствии с формулами относительного движения имеем [143]:

$$\vec{\xi}_a = \vec{\xi}_r + \vec{\xi}_e + \vec{\xi}_c \quad (38)$$

где $\vec{\xi}_a$ — абсолютное ускорение точки C ; $\vec{\xi}_r$ — относительное ускорение; $\vec{\xi}_e$ — переносное ускорение; $\vec{\xi}_c$ — ускорение Кориолиса.

а) Относительное ускорение определяется ускорениями относительных координат точки C :

$$\vec{\xi}_r = (\ddot{u}, \ddot{v}, \ddot{w}) \quad (39)$$

б) Переносное ускорение определяется формулой

$$\vec{\xi}_e = \vec{\xi}_o + \vec{\varepsilon} \times \vec{r}_{oc} + \vec{\omega} \times (\vec{\omega} \times \vec{r}_{oc}) \quad (40)$$

где $\vec{\varepsilon}$ — вектор, описывающий угловое ускорение ротационного движения грунта; $\vec{\omega}$ — вектор, описывающий угловую скорость ротационного движения грунта; $\vec{\xi}_o = (a_x, a_y, a_z)$ — вектор, описывающий линейные ускорения подвижной системы координат (грунта). Компоненты этого вектора задаются акселерограммами.

в) Ускорение Кориолиса определяется формулой

$$\vec{\xi}_c = 2\vec{\omega} \times \vec{V}_r \quad (41)$$

где $\vec{V}_r = (\dot{u}, \dot{v}, \dot{w})$ — относительная скорость точки C .

Вектор абсолютного углового ускорения ЗО:

$$\vec{\varphi}_a = \vec{\varphi} + \vec{\omega} \quad (42)$$

где $\vec{\varphi}$ — вектор ускорений относительных углов поворота ЗО относительно осей X, Y, Z .

В формуле (42) углы считаются малыми. При этом предположении уравнения движения ЗО имеют вид:

$$m\vec{\xi}_a = \vec{R} + \vec{P} + \psi_1(\vec{V}) \quad (43)$$

$$m\vec{\phi}_a = \vec{M}_{Rl} + \vec{M}_p + \psi_2(\vec{\phi}) \quad (44)$$

где \vec{R} — вектор, описывающий суммарное усилие от всех тяг; \vec{M}_{Rl} — вектор суммарного момента от усилий в тягах относительно центра масс C ; \vec{P} , \vec{M}_p — суммарные усилие и момент от пластических демпферов (гистерезисных устройств); $\psi_1(\vec{V})$, $\psi_2(\vec{\phi})$ — суммарные усилия и момент, возникающие вследствие вязкого демпфирования.

В формуле (40) вследствие малости \vec{r}_{oc} двумя последними слагаемыми можно пренебречь. Тогда, подставляя формулы (38)-(42) в (43)-(44), после некоторых преобразований получим [144]:

$$\begin{cases} m\ddot{u}_c = R_x + 2m\dot{v}\omega - P_x - \psi_{1x} - ma_x(t) \\ m\ddot{v}_c = R_y - 2m\dot{u}\omega - P_y - \psi_{1y} - ma_y(t) \\ m\ddot{w}_c = R_z + mg - P_z - \psi_{1z} - ma_z(t) \\ I_z\ddot{\phi}_z = M_{cz} - M_{pz} - \psi_{2z} - I_z\dot{\omega}_z(t) \\ I_x\ddot{\phi}_x = M_{cx} - M_{px} - \psi_{2x} - I_x\dot{\omega}_x(t) \\ I_y\ddot{\phi}_y = M_{cy} - M_{py} - \psi_{2y} - I_y\dot{\omega}_y(t) \end{cases} \quad (45)$$

$$R_x = \sum_{i=1}^n R_{ix}; R_y = \sum_{i=1}^n R_{iy}; R_z = \sum_{i=1}^n R_{iz} \quad (46)$$

$$\vec{M}_C = \sum_{i=1}^n \vec{M}_{iC} = \{M_{Cx}, M_{Cy}, M_{Cz}\} \quad (47)$$

$$\vec{M}_{iC} = \vec{r}_{BC} \times \vec{R}_i \quad (48)$$

где \vec{r}_{BC} — радиус-вектор, соединяющий точки C и B .

Начальные условия:

$$\dot{u}_c(0) = \dot{v}_c(0) = \dot{w}_c(0) = 0; u_c(0) = v_c(0) = 0; w_c = \frac{mg}{nk} \quad (49)$$

$$\dot{\phi}_z(0) = \dot{\phi}_x(0) = \dot{\phi}_y(0) = 0 \quad (50)$$

$$\phi_z(0) = \phi_x(0) = \phi_y(0) = 0 \quad (51)$$

где n — количество маятниковых опор защищаемого объекта (30).

Система уравнений (45) является полной системой уравнений, описывающей колебания твердого тела, расположенного на маятниковой ССИ. Для решения

системы нужно получить формулы, связывающие реакции тяг с обобщенными координатами $u_x, u_y, u_z, \varphi_x, \varphi_y, \varphi_z$, что сделано в следующих пунктах. Чтобы сделать алгоритм формирования реакций прозрачным, нижеприведенные формулы написаны в предположении, что φ_x, φ_y равны нулю. Как правило, для реальных сооружений моменты инерции относительно осей X, Y значительно больше момента инерции относительно вертикальной оси, что и оправдывает сделанное допущение. Обобщение нижеприведенных формул на случай, когда φ_x, φ_y не равны нулю, не сложно и производится на основе обычных формул для преобразования системы координат при повороте координатных осей.

- Вторая группа уравнений

Координаты точки B в системе координат X, Y, Z :

при $t=0$: точка $B \rightarrow$ точка $A'(X_A, Y_A, Z_0)$;

при $t \neq 0$: точка $B (u_c + X_A \cdot \cos\varphi + Y_A \cdot \sin\varphi, v_c - X_A \cdot \sin\varphi + Y_A \cdot \cos\varphi, w_c + Z_0)$;

$$X_A = X_{A'} = X_{0i}; Y_A = Y_{A'} = Y_{0i}; Z_{A'} = Z_0; \quad (52)$$

Таким образом, можно записать:

$$\vec{r}_{AB} \{ u_c + X_{0i} \cdot \cos\varphi + Y_{0i} \cdot \sin\varphi - X_{0i}, v_c - X_{0i} \cdot \sin\varphi + Y_{0i} \cdot \cos\varphi - Y_{0i}, w_c + Z_0 \}; \quad (53)$$

$$\vec{r}_{BC} \{ X_{0i} \cdot \cos\varphi + Y_{0i} \cdot \sin\varphi, -X_{0i} \cdot \sin\varphi + Y_{0i} \cdot \cos\varphi, 0 \}; \quad (54)$$

Запишем векторы, описывающие перемещения тяг к ЗО, в координатной форме:

$$\vec{r}_{AB} \{ r_{ix}, r_{iy}, r_{iz} \}$$

Компоненты векторов перемещений записываются в следующем виде:

$$r_{ix} = u_c + X_{0i} \cdot \cos\varphi + Y_{0i} \cdot \sin\varphi - X_{0i} \quad (55)$$

$$r_{iy} = v_c - X_{0i} \cdot \sin\varphi + Y_{0i} \cdot \cos\varphi - Y_{0i} \quad (56)$$

$$r_{iz} = w_c + Z_0 \quad (57)$$

- Третья группа уравнений

На основе рисунка 42 усилие \vec{R}_l в стержне AB определяется следующим образом:

$$\Delta r_i = -(|\vec{r}_{AB}| - |\vec{r}_{AA'}|); R_i = k \cdot \Delta r_i; \vec{r}_{AB} \{X_B - X_A, Y_B - Y_A, Z_B\} \quad (58)$$

$$\vec{R}_i = R_i \cdot \frac{\vec{r}_{AB}}{|\vec{r}_{AB}|} = k \cdot (-|\vec{r}_{AB}| + |\vec{r}_{AA'}|) \cdot \frac{\vec{r}_{AB}}{|\vec{r}_{AB}|}; \vec{r}_{AA'} \{0, 0, Z_0\} \quad (59)$$

Длина тяги при $t \neq 0$:

$$l_i = \sqrt{r_{ix}^2 + r_{iy}^2 + r_{iz}^2} \quad (60)$$

Удлинение тяги:

$$\Delta l_i = -l_i + Z_0 \quad (61)$$

Компоненты реакции в тяге:

$$R_{ix} = k \cdot \Delta l_i \cdot \frac{r_{ix}}{l_i} \quad (62)$$

$$R_{iy} = k \cdot \Delta l_i \cdot \frac{r_{iy}}{l_i} \quad (63)$$

$$R_{iz} = k \cdot \Delta l_i \cdot \frac{r_{iz}}{l_i} \quad (64)$$

Сумма реакций, возникающих во всех тягах относительно центра масс C :

$$\vec{R}_C = \sum_{i=1}^n \vec{R}_i; R_x = \sum_{i=1}^n R_{ix}; R_y = \sum_{i=1}^n R_{iy}; \quad (65)$$

$$R_z = \sum_{i=1}^n R_{iz};$$

Момент реакции в тяге относительно центра масс C :

$$\vec{M}_{iC} = \vec{r}_{BC} \times \vec{R}_i \quad (66)$$

Сумма моментов реакций всех тяг относительно центра масс C :

$$\vec{M}_C = \sum_{i=1}^n \vec{M}_{iC} \quad (67)$$

- Связь между уравнениями (37) и (45)

Система уравнений (45) являются обобщением уравнения (37). Покажем это.

Пусть тяги не деформируемы. Рассмотрим свободные колебания твердого тела на

маятниковых тягах. Для простоты выкладок будем считать, что пластические демпферы и вязкое демпфирование отсутствуют.

Если тяги не деформируются, то $\Delta l_i = 0$. Из геометрических соображений:

$$w = \sqrt{l_0^2 - u^2} \quad (68)$$

Продифференцировав (68) два раза, получим:

$$\ddot{w} = -\frac{u\ddot{u}}{\sqrt{l_0^2 - u^2}} - \frac{l_0^2 \dot{u}^2}{(l_0^2 - u^2)^{3/2}} \quad (69)$$

Подставляя (69) в уравнение (45), находим R:

$$R = -ml_0 \left(\frac{u\ddot{u}}{\sqrt{l_0^2 - u^2}} + \frac{l_0^2 \dot{u}^2}{(l_0^2 - u^2)^2} \right) - \frac{mgl}{\sqrt{l_0^2 - u^2}} \quad (70)$$

При сделанных допущениях уравнение (45) имеет вид:

$$m\ddot{u} = R \frac{u}{l_0} \quad (71)$$

Подставив в (71) формулу для R (70), после некоторых преобразований получим (37).

Следует отметить, что при $P=0$, $\alpha = 0$, $\dot{x} = 0$, $\dot{z} = 0$ переход в (37) к полярным координатам $u = l_0 \sin \varphi$ преобразует это уравнение к обычной форме уравнения математического маятника $\ddot{\varphi} + \frac{g}{l} \varphi = 0$.

Однако для описания вынужденных колебаний и учета пластических демпферов удобнее применять декартовы координаты.

Данная модель имеет следующие допущения:

1. В силу большой жёсткости на кручение относительно горизонтальных осей соответствующими углами поворота можно пренебречь;
2. Вертикальной компонентой реакции пластического демпфера пренебрегаем;

3. Ускорениями Кориолиса в силу малости величин угловых скоростей земной коры при землетрясении пренебрегаем;

4. При нагружении опоры одновременно по двум направлениям, на силовой диаграмме точка усилия должна двигаться по эллипсу (из-за наличия в опоре пластических демпферов) и описывать поверхность текучести. Данным эффектом мы пренебрегаем, т.к. согласно исследованиям [167], если не учитывать взаимодействие компонент пластических реакций, то можно использовать поправочный коэффициент.

Принимая данные допущения в модели, система дифференциальных уравнений, описывающая поведение изолированного сооружения маятниковыми опорами, будет иметь следующий вид:

$$\begin{cases} \ddot{x} + 2\xi\omega\dot{x} + \frac{P_x(x, \dot{x})}{m} - \frac{R_x}{m} = -\ddot{x}_0(t) \\ \ddot{y} + 2\xi\omega\dot{y} + \frac{P_y(y, \dot{y})}{m} - \frac{R_y}{m} = -\ddot{y}_0(t) \\ \ddot{z} + 2\xi\omega\dot{z} - g - R_z/m = -\ddot{z}_0(t) \\ \ddot{\varphi}_z + 2\xi\omega_\varphi\dot{\varphi}_z + \frac{M}{I_z} = -\ddot{\varphi}_o(t) \end{cases} \quad (72)$$

Начальные условия: $\dot{x}(0) = \dot{y}(0) = \dot{z}(0) = 0; x(0) = y(0) = 0; z = \frac{mg}{nk};$

$\dot{\varphi}_z(0) = 0; \varphi_z(0) = 0.$

Таким образом, мы получили модель, которая позволяет провести анализ здания, расположенного на произвольном количестве маятниковых опор с произвольными координатами в плане и учесть кручение.

2.2.4 Силовая характеристика пластических демпферов

Кинематическая опора маятникового типа также оснащена пластическими демпферами. Принцип работы пластических демпферов заключается в том, что

входная кинетическая энергия сейсмического воздействия рассеивается за счёт гистерезисных петель, возникающих в процессе пластического деформирования сердечника. Таким образом получается, что демпфирование в данной опоре складывается из вязкого демпфирования и гистерезисного демпфирования. Приведём из работы [131] реальные гистерезисные характеристики пластически деформируемых демпфирующих элементов, полученные из серии экспериментов, моделирующих циклическое нагружение (Рисунок 43).

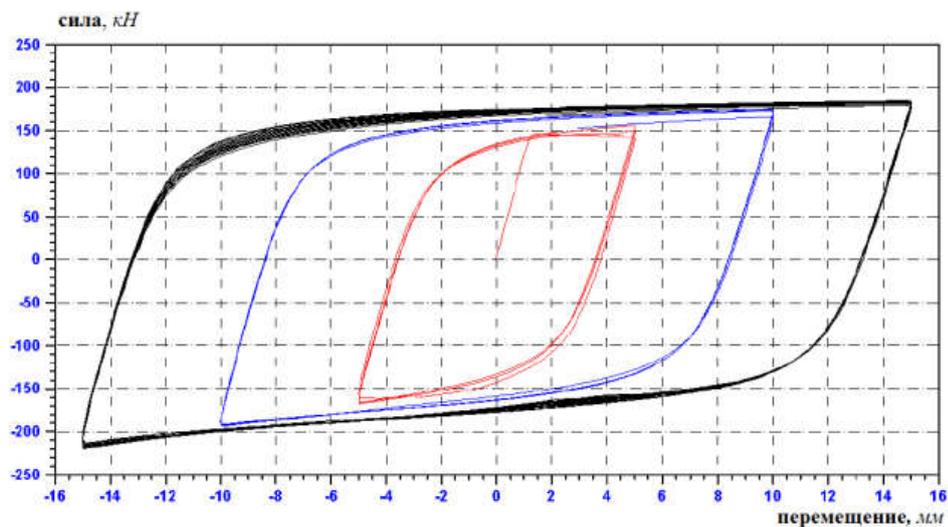


Рисунок 43. Гистерезисные характеристики пластически деформируемых демпфирующих элементов

По данной характеристике наглядно видно, что характер графика имеет не только линейные участки, но и кривые. Кривые можно заменить линейными функциями. Также необходимо выполнить условие разгрузки по линейному упругому закону (принцип Мазинга) [132]. Приведём билинейную диаграмму для данного вида демпферов (Рисунок 57).

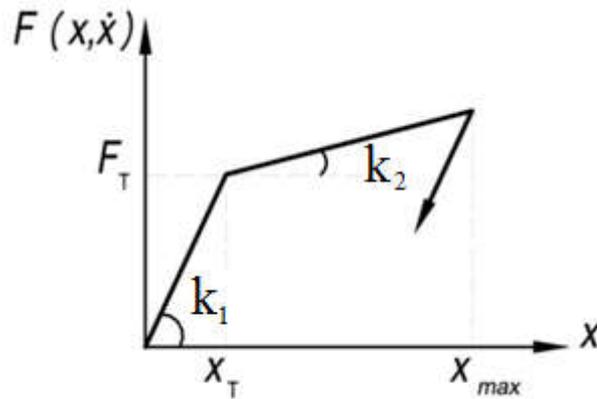


Рисунок 44. Билинейная диаграмма с упругой разгрузкой

На диаграмме k_1 соответствует жёсткости до пластического срабатывания, k_2 соответствует второму участку жёсткости, так называемому *упрочнению*. F_T соответствует предельной горизонтальной силе, при которой заканчивается первый упругий участок. x_{max} соответствует предельному горизонтальному перемещению демпферов.

2.3 Математическая модель, учитывающая кручение объекта, изолированного резинометаллическими опорами

2.3.1 Описание конструкции резинометаллических сейсмоизолирующих опор

Распространёнными системами сейсмоизоляции являются резинометаллические опоры (РМО). Данные опоры обладают низкой жёсткостью в горизонтальном направлении, но высокой в вертикальном.

Различают РМО с высоким (со свинцовым сердечником) и низким (без сердечника) демпфированием. РМО состоят из стальных листов, чередующихся с резиной, и соединительных пластин (Рисунок 45).

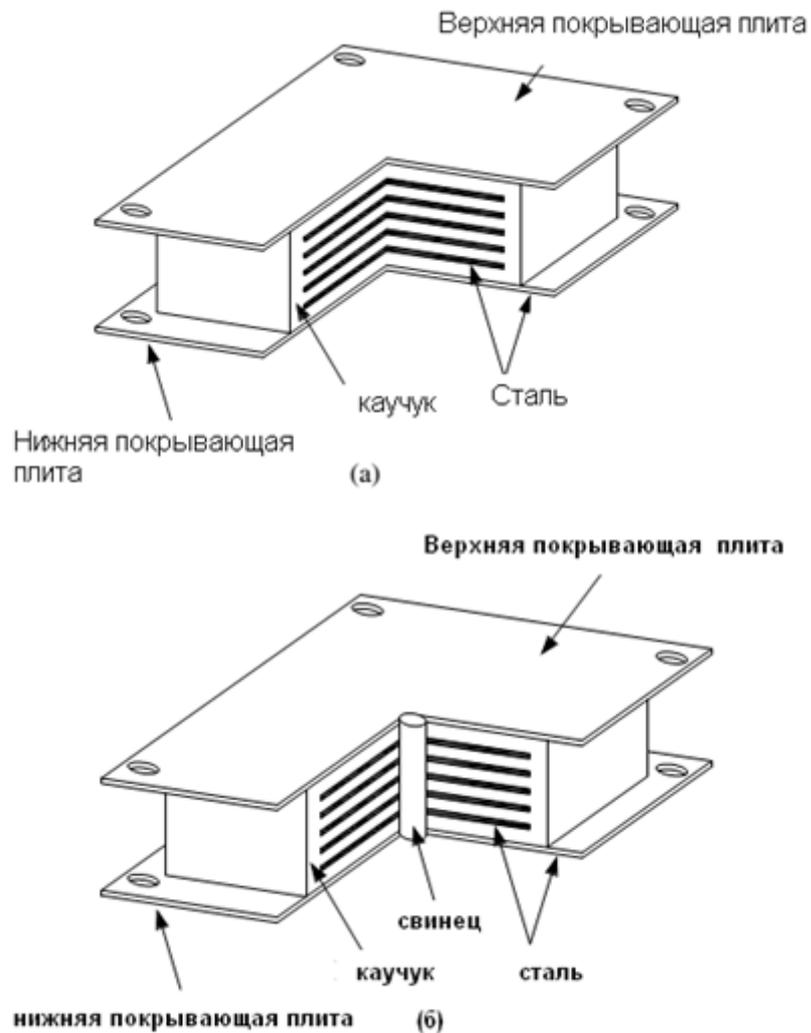


Рисунок 45. Конструкция а) РМО без сердечника; б) РМО со свинцовым сердечником

Данный вид опор широко используется за рубежом: в США, Англии, в Новой Зеландии и других западных странах [129, 130]. Основным недостатком данного вида опор является их высокая деформативность.

2.3.2 Силовая характеристика резинометаллических опор

Резинометаллические опоры бывают с низким демпфированием и высоким демпфированием. РМО с низким демпфированием, как правило, выполняют без свинцового сердечника и идеализированная силовая диаграмма, принимаемая в расчётах, при циклическом нагружении принимает вид прямой (Рисунок 60). То есть данные опоры работают упруго. В силу своей податливости они меняют основной тон здания и рассеивают энергию за счёт трения в материале – вязкого демпфирования.

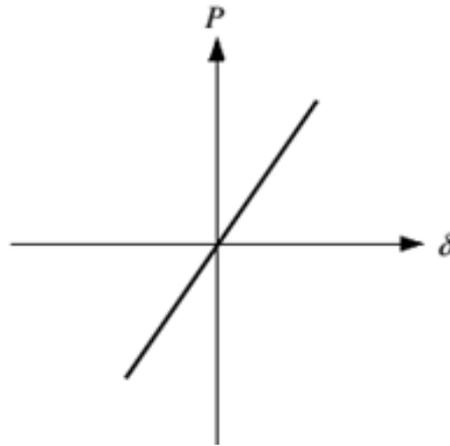


Рисунок 46. Идеализированная силовая диаграмма «нагрузка – перемещение» для РМО без свинцового сердечника

Также существуют и обладают большой популярностью резинометаллические опоры со свинцовым сердечником. Данный вид опоры можно считать комбинированным, так как свинцовый сердечник внутри работает как пластический демпфер, а за счёт трения в материале опоры (резины и свинца) также присутствует компонента вязкого демпфирования. Таким образом получается, что демпфирование в данной опоры складывается из вязкого демпфирования и гистерезисного демпфирования (Рисунок 47).

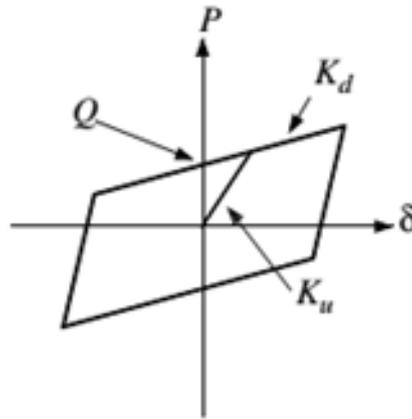


Рисунок 47. Идеализированная силовая диаграмма «нагрузка – перемещение» для РМО со свинцовым сердечником

2.3.3 Математическая модель, описывающая горизонтальные колебания изолированного объекта, расположенного на резинометаллических опорах

Для анализа зданий, изолированных с помощью резинометаллических опор подходит нелинейная модель с одной степенью свободы (в иностранной литературе обозначается как SDOF model – single degree of freedom model):

$$m\ddot{x} + \alpha\dot{x} + F(x, \dot{x}) = -m\ddot{y}_g(t) \quad (73)$$

где α – коэффициент вязкого сопротивления;

m – масса суперструктуры;

$F(x, \dot{x})$ – восстанавливающая сила, возникающая в опоре;

$\ddot{y}_g(t)$ – ускорение основания системы (акселерограмма сейсмического воздействия);

В стандартной форме это уравнение имеет вид:

$$\ddot{x} + 2\xi\omega\dot{x} + f(x, \dot{x}) = -\ddot{y}_g(t) \quad (74)$$

где ξ – коэффициент демпфирования;

ω – собственная частота, соответствующая первому линейному участку диаграмму;

$f(x, \dot{x}) = \frac{F(x, \dot{x})}{m}$ – приведенное к единичной массе усилие сопротивления опоры.

Решением уравнения (74) являются относительные: перемещения, скорость и ускорения изолируемой массы m , а также изменение усилия в изоляторе в каждый момент времени.

Оценить сейсмоизолирующий эффект можно, найдя максимум абсолютных ускорений изолируемой массы, и сравнить с максимальным пиковым ускорением грунта.

Следует отметить, что данная модель может описывать поведение сейсмоизолированного сооружения с помощью резинометаллических (эластомерных) опор как с низким демпфированием, так и с высоким демпфированием (гистерезисным). Моделирование здания с опорами с низким демпфированием (которые работают упруго согласно рисунку 46) будет лишь частным случаем уравнения (73) и (74), где силовая диаграмма вырождается лишь в один линейной участок.

Для анализа поведения конструкций в условиях упругопластического деформирования также используется эта модель с одной степенью свободы. Отличие лишь в том, что F_I в этом случае соответствует предельной горизонтальной силе, при которой происходит пластическое срабатывание всей системы, которая может быть найдена из решения задачи предельного равновесия. Данная модель широко используется как отечественными, так и зарубежными специалистами по сейсмостойкости [133-135].

Подводя промежуточный итог следует сказать, что данная модель хорошо себя зарекомендовала для расчёта зданий с учётом сейсмоизолирующих эластомерных опор при поступательном движении грунта, но данная модель не учитывает кручение здания в плане. О важности и необходимости учёта кручения было достаточно сказано в первой главе настоящей работы.

2.3.4 Математическая модель, учитывающая крутильные колебания изолированного объекта, расположенного на резинометаллических опорах

С целью совершенствования модели с одной степенью свободы для учёта кручения изолированной массы была разработана математическая модель, описывающая поведение изолированной суперструктуры, расположенной на n резинометаллических опорах с заданными координатами (Рисунок 63). Следует отметить, что модель, учитывающую кручение здания на РМО легко получить из модели, учитывающей кручение здания, расположенного на маятниковых опорах. Отличием будет то, что в данном типе сейсмоизоляции будет присутствовать только сила сопротивления пластических демпферов. Также следует пренебречь вертикальной степенью свободы, так как данные опоры перемещаются по вертикали только за счёт упругих деформаций, которыми можно пренебречь, в отличие от маятниковых опор, перемещения которых по вертикали являются кинематическими.

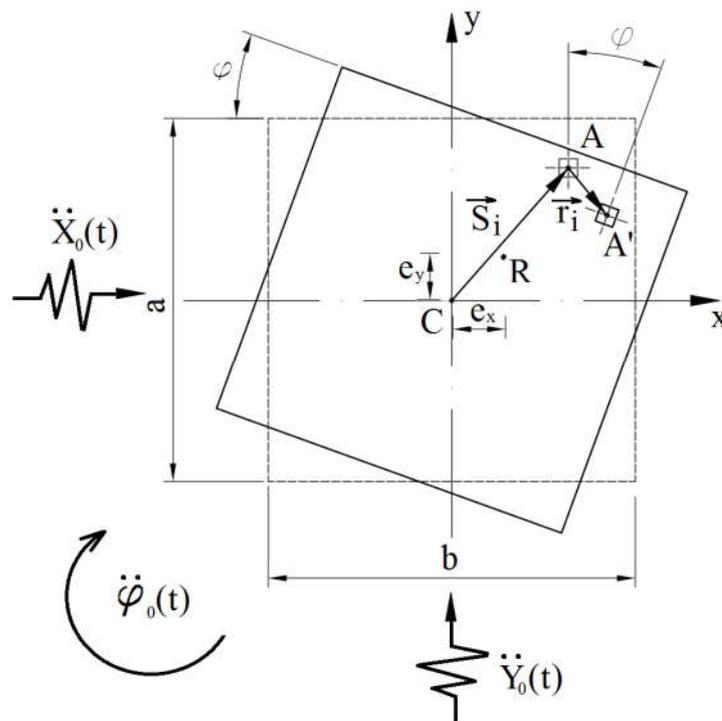


Рисунок 48. Математическая модель для массы, расположенной на резинометаллических опорах, работающих по билинейной силовой диаграмме

Таким образом, данная модель имеет три степени свободы: перемещение по осям X , Y и угол поворота φ . Уравнения движения будут иметь следующий вид:

$$\begin{cases} m\ddot{u}_c = 2m\dot{v}\omega - P_x - \psi_{1x} - ma_x(t) \\ m\ddot{v}_c = -2m\dot{u}\omega - P_y - \psi_{1y} - ma_y(t) \\ I_z\ddot{\phi}_z = -M_z - M_t - \psi_{2z} - I_z\dot{\omega}_z(t) \end{cases} \quad (75)$$

где P_x и P_y – суммарные усилия в опорах, M_z – суммарный момент от усилий в опорах, $\psi_{1x(y)}$, ψ_{2z} – суммарные усилия и момент, возникающие вследствие вязкого демпфирования, M_t – сумма крутящих моментов каждой опоры.

Начальные условия: $\dot{u}_c(0) = \dot{v}_c(0) = 0$; $u_c(0) = v_c(0) = 0$; $\phi_z(0) = 0$; $\dot{\phi}_z(0) = 0$

Обозначения, принятые в модели:

a – длина здания, b – ширина здания. Пунктиром показан контур здания в плане в момент времени $t=0$. Точка A – месторасположение в плане i -ого изолятора в момент времени $t=0$. Точка A' – месторасположение в плане i -ого изолятора в момент времени $t \neq 0$. Точка C – центр масс здания. Точка R – центр жёсткости системы изоляции. φ – угол поворота здания, $\ddot{X}_o(t)$, $\ddot{Y}_o(t)$, $\ddot{\phi}_o(t)$ – ускорение грунта по направлениям X и Y соответственно и ротационная компонента сейсмического воздействия относительно оси Z . n – количество изоляторов.

Координаты изолятора при $t=0$: $A (X_i, Y_i)$;

Координаты центра масс при $t=0$: $C (0, 0)$;

Координаты центра масс при $t \neq 0$: $C (X, Y)$;

Координаты изолятора при $t \neq 0$: $A (X+X_i \cdot \cos\varphi + Y_i \cdot \sin\varphi, Y - X_i \cdot \sin\varphi + Y_i \cdot \cos\varphi)$;

\vec{r}_i – вектор перемещений изолятора; \vec{S}_i – радиус-вектор;

Координаты вектора $\vec{r}_i \{r_{ix}, r_{iy}\}$ и $\vec{S}_i \{S_{ix}, S_{iy}\}$

$$r_{ix} = X + X_i \cdot \cos\varphi + Y_i \cdot \sin\varphi - X_i; \quad r_{iy} = Y - X_i \cdot \sin\varphi + Y_i \cdot \cos\varphi - Y_i; \quad (76)$$

$$S_{ix} = X_i \cdot \cos\varphi + Y_i \cdot \sin\varphi; \quad S_{iy} = -X_i \cdot \sin\varphi + Y_i \cdot \cos\varphi; \quad (77)$$

f_{ix}, f_{iy} – усилие в i -ом изоляторе по направлению x и y ;

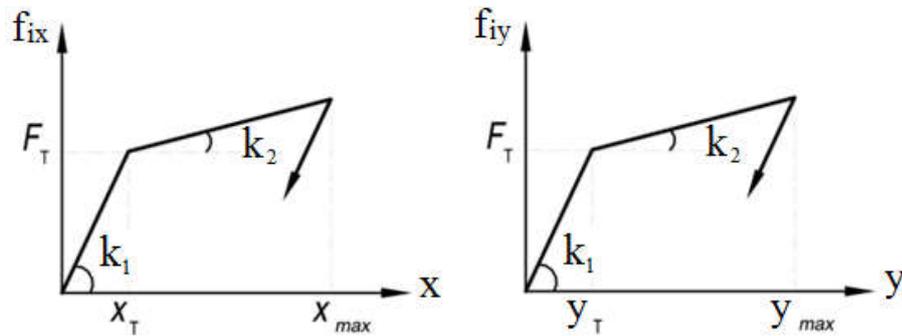


Рисунок 49. Билинейная силовая диаграмма i -ого изолятора по направлению x и y

Сумма реакций во всех n опорах:

$$R_x = \sum_{i=1}^n f_{ix}; \quad R_y = \sum_{i=1}^n f_{iy} \quad (78)$$

Момент, создаваемый усилием в i -ом изоляторе, относительно центра масс C :

$$\vec{M}_{iC} = \vec{S}_i \times \vec{f}_i \quad (79)$$

$$M_{iC} = -f_{ix} \cdot S_{iy} + f_{iy} \cdot S_{ix} \quad (80)$$

$$M_{iC} = -f_{ix} \cdot (-X_i \cdot \sin\varphi + Y_i \cdot \cos\varphi) + f_{iy} \cdot (X_i \cdot \cos\varphi + Y_i \cdot \sin\varphi) \quad (81)$$

Сумма моментов всех усилий в каждом i -ом изоляторе относительно центра масс C :

$$M = \sum_{i=1}^n M_{iC} \quad (82)$$

I_z – момент инерции суперструктуры относительно вертикальной оси z :

$$I_z = \frac{m(a^2 + b^2)}{12} \quad (83)$$

где m – масса суперструктуры;

Сумма жёсткостей всех n опор по направлению x , y и на кручение относительно оси z :

$$K_x = \sum_{i=1}^n k_{1ix}; K_y = \sum_{i=1}^n k_{1iy} \quad (84)$$

$$K_\varphi = \sum_{i=1}^n k_{1ix} \cdot X_i^2 + \sum_{i=1}^n k_{1iy} \cdot Y_i^2 \quad (85)$$

где k_{1ix} – жёсткость i -ого изолятора для 1-ого участка диаграммы по направлению x ; k_{1iy} – жёсткость i -ого изолятора для 1-ого участка диаграммы по направлению y ;

ω_x, ω_y – собственные частоты, соответствующие первому линейному участку диаграммы, по горизонтальным осям;

$$\omega_x = \sqrt{\frac{K_x}{m}}; \omega_y = \sqrt{\frac{K_y}{m}} \quad (86)$$

ω_φ – частота крутильных колебаний системы;

$$\omega_\varphi = \sqrt{\frac{K_\varphi}{I_z}} \quad (87)$$

Таким образом, расставляя опоры по произвольным координатам, можно вычислить эксцентриситеты жёсткости сейсмоизоляции относительно осей x и y :

$$e_x = \frac{\sum_{i=1}^n k_{1iy} \cdot X_i}{\sum_{i=1}^n k_{1iy}} \quad (88)$$

$$e_y = \frac{\sum_{i=1}^n k_{1ix} \cdot Y_i}{\sum_{i=1}^n k_{1ix}} \quad (89)$$

Данная модель имеет следующие допущения:

1. В силу большой жёсткости опор в вертикальном направлении, вертикальной компонентой сейсмического воздействия можно пренебречь;
2. В силу большой жёсткости на кручение относительно горизонтальных осей соответствующими углами поворота также можно пренебречь;
3. Жёсткостью опор на кручение в силу их малости и малого вклада в конечный результат можно пренебречь;

4. Ускорениями Кориолиса в силу малости величин угловых скоростей земной коры при землетрясении можно пренебречь;

5. При нагружении изолятора одновременно по двум направлениям, на силовой диаграмме точка усилия должна двигаться по эллипсу и описывать поверхность текучести. Данным эффектом мы пренебрегаем, т.к. согласно исследованиям [167], если не учитывать взаимодействие компонент пластических реакций, то можно использовать поправочный коэффициент.

Принимая данные допущения в модели, система дифференциальных уравнений, описывающая динамику изолированного сооружения резинометаллическими опорами с учётом кручения, будет иметь следующий вид:

$$\begin{cases} \ddot{x} + 2\xi\omega_x\dot{x} + R_x(x, \dot{x})/m = -\ddot{x}_0(t) \\ \ddot{y} + 2\xi\omega_y\dot{y} + R_y(y, \dot{y})/m = -\ddot{y}_0(t) \\ \ddot{\varphi}_z + 2\xi\omega_\varphi\dot{\varphi}_z + \frac{M}{I_z} = -\ddot{\varphi}_o(t) \end{cases} \quad (90)$$

Начальные условия: $\dot{x}(0) = \dot{y}(0) = 0$; $x(0) = y(0) = 0$; $\dot{\varphi}_z(0) = 0$; $\varphi_z(0) = 0$;

Таким образом, мы получили модель, которая позволяет провести динамический анализ здания, расположенного на произвольном количестве резинометаллических опор с произвольными координатами в плане, вычислить эксцентриситет при произвольной расстановки опор или задать его самостоятельно в качестве исходных данных для последующего анализа.

2.4 Кручение сейсмоизолированного сооружения, вызванное наличием эксцентриситета между центром жёсткости системы сейсмоизоляции и центром масс объекта

Одна из важных причин кручения сейсмоизолированных зданий – это несовпадение центра жёсткостей (ЦЖ) системы сейсмоизоляции (ССИ) с центром

масс (ЦМ) изолируемого объекта. Как известно, маятниковая система сейсмоизоляции не подвержена данному эффекту кручения [123, 163], так как смещение центра масс приводит к равному смещению центра жесткости системы и, следовательно, не приводит к эксцентриситету. Поэтому не возникает момент, который приводит к закручиванию объекта.

Но в то же время резинометаллические опоры (РМО) подвержены данному эффекту кручению, так как при смещении ЦМ (или ЦЖ) возникает эксцентриситет, который и создаёт закручивающий момент.

2.4.1 Численные результаты решения математической модели, учитывающей кручение объекта, расположенного на РМО, вызванного наличием эксцентриситета между ЦЖ ССИ и ЦМ объекта

Модель с тремя степенями свободы, описанная в п.2.3.4, как было сказано, учитывает кручение. Данная математическая модель была реализована в программном комплексе «Mathcad», где система дифференциальных уравнений колебаний массы решаются методом Рунге-Кутты 4-го порядка. Программа предназначена для анализа здания, расположенного на n РМО с конкретными координатами по осям X и Y . Чтобы использовать метод Рунге-Кутты 4-го порядка в среде ПК Mathcad необходимо задать вектор начальных условий:

$$y = \begin{Bmatrix} x(0) \\ \dot{x}(0) \\ y(0) \\ \dot{y}(0) \\ \varphi(0) \\ \dot{\varphi}(0) \end{Bmatrix} \quad (91)$$

Далее необходимо сформировать вектор первых и вторых производных в явном виде:

$$D = \begin{cases} y_2 \\ -2\xi\omega_x y_2 - R_x(y_1, y_2)/m - \ddot{x}_0(t) \\ y_4 \\ -2\xi\omega_y y_4 - R_y(y_3, y_4)/m - \ddot{y}_0(t) \\ y_6 \\ -2\xi\omega_\varphi y_6 - \frac{M(y_1, y_3, y_5)}{I_z} \end{cases} \begin{cases} y_1 = x \\ y_2 = \dot{x} \\ y_3 = y \\ y_4 = \dot{y} \\ y_5 = \varphi \\ y_6 = \dot{\varphi} \end{cases} \quad (92)$$

Решением системы уравнений будет вектор Z , состоящий из столбцов неизвестных переменных.

| Типы сейсмоопор | W Проектная несущая способность при напряжении 15 МПа, кН | d Проектные перемещения, мм | Qd Горизонтальная сила в точке начала пластических деформаций, кН | Ku Начальная горизонтальная жесткость, кН/мм | Kd Касательная горизонтальная жесткость в пластической стадии, кН/мм | Keq Секущая жесткость при 100% перемещении, кН/мм |
|-----------------|--|--------------------------------|--|---|---|--|
| GZY300V5A | 1000 | 58 | 24 | 6.01 | 0.755 | 1.11 |
| GZY350V5A | 1400 | 68 | 24 | 6.775 | 0.845 | 1.135 |
| GZY500V5A | 2800 | 93 | 66.75 | 10.455 | 1.31 | 1.925 |

| Типы сейсмоопор | Ku-период сейсмоопоры в упругой стадии, сек | Kd- период сейсмоопоры в пластической стадии, сек | d – перемещения в точке начала пластических деформаций, см | CD- коэффициент демпфирования |
|-----------------|---|---|--|-------------------------------|
| GZY300V5A | 0.81 | 2.2867 | 0.399 | 0.1 (или 10%) |
| GZY350V5A | 0.9 | 2.557 | 0.354 | |
| GZY500V5A | 1.028 | 2.905 | 0.638 | |

Рисунок 50. Характеристики резинометаллических опор, принятых в анализе

Используем для анализа фактор крутильной чувствительности Ω , который был использован у зарубежных исследователей сейсмостойкости [30, 52, 71, 72, 75, 117, 118]. Данный параметр равен отношению собственных частот крутильных и поступательных колебаний системы. С помощью вышеупомянутой модели было исследовано 3 типа зданий: гибкое $\Omega = 0,7$, жёсткое $\Omega = 1,25$ и с $\Omega = 1$. Резинометаллические опоры были подобраны в зависимости от грузоподъёмности

опор по каталогу (Рисунок 50). *Жёсткий* сейсмоизолированный объект имеет следующие характеристики (Рисунок 68):

- $A=B=25.5$ метров;
- $M=11800$ т;
- $I_z=1275000$ т·м²;
- $T_{x,y}=0,816$ секунд;
- $T_\varphi=0,666$ секунд;
- $n=116$;
- $\Omega = 1.25$;
- Опоры типа GZY300V5A (Рисунок 50).

где A, B – размеры защищаемого объекта (ЗО) в плане, l – длина маятниковой тяги, M – масса ЗО, I_z – момент инерции ЗО, $T_{x,y}$ – период собственных поступательных колебаний, T_φ – период собственных крутильных колебаний, n – число резинометаллических опор, $\Omega = \frac{\omega_\theta}{\omega_x}$.

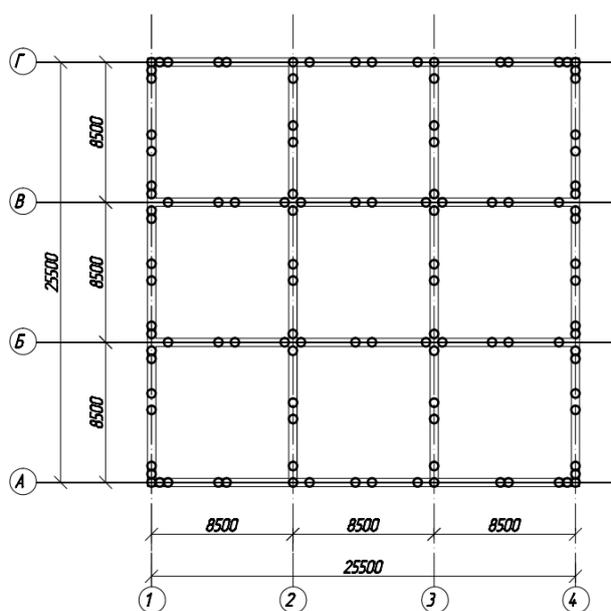


Рисунок 51. Схема расположения изоляторов. 116 опор

Сейсмоизолированный объект с $\Omega = 1.0$ (Рисунок 52):

- $A=B=25.5$ метров;
- $M=11800$ т;
- $I_z=1275000$ т·м²;
- $T_{x,y}=0,831$ секунд;
- $T_\varphi=0,692$ секунд;
- $n=100$;
- $\Omega = 1.0$;
- Опоры типа GZY350V5A (Рисунок 50).

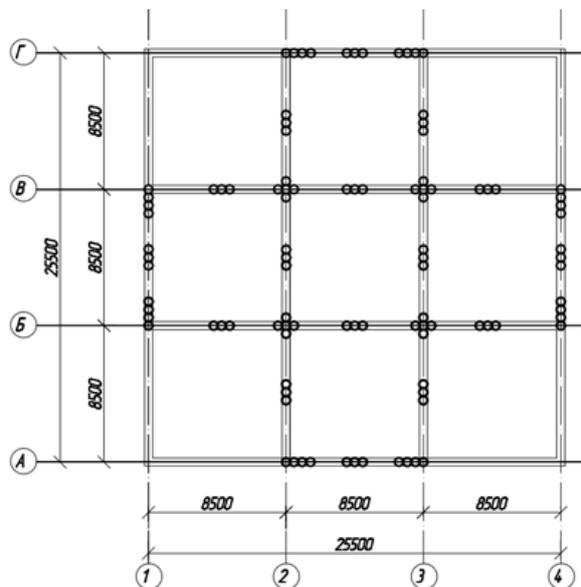


Рисунок 52. Изолированный объект. 100 опор

Гибкий сейсмоизолированный объект со следующими характеристиками (Рисунок 53):

- $A=B=25.5$ метров;
- $M=11800$ т;

- $I_z=1275000 \text{ Т}\cdot\text{м}^2$;
- $T_{x,y}=0,891 \text{ секунд}$;
- $T_\varphi=1,013 \text{ секунд}$;
- $n=56$;
- $\Omega = 0,7$;
- Опоры типа GZY500V5A (Рисунок 50).

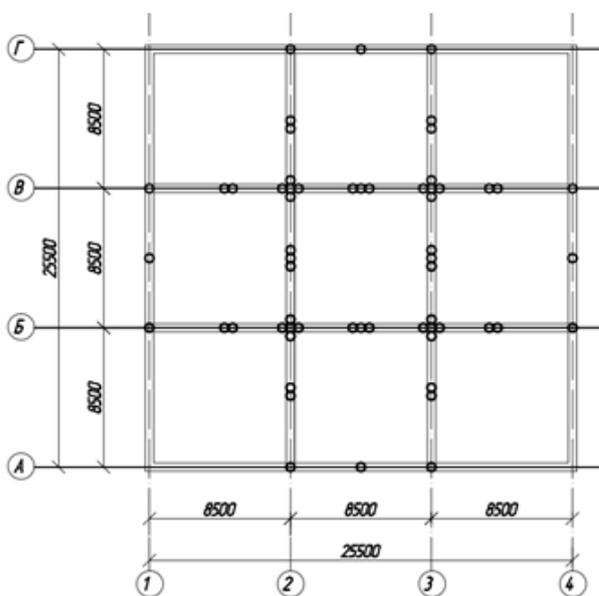


Рисунок 53. Изолированный объект. 56 опор

В данном анализе эксцентриситет относительно двух осей x и y создавался путём смещения всех опор относительно данных осей. Варьируя случайным эксцентриситетом e_x и e_y в диапазоне от 0 до $0,2A$ с шагом $0,05A$, для различных акселерограмм землетрясений были получены зависимости от данного параметра следующих величин: $\ddot{x}(t), \ddot{y}(t)$ – относительные ускорения центра масс здания по направлениям X и Y , $\ddot{x}_{abc}(t), \ddot{y}_{abc}(t)$ – абсолютные ускорения центра масс здания по направлениям X и Y , $\ddot{u}_{CM}(t)$ – полное абсолютное ускорение центра масс здания (ЦМ), $\ddot{x}_{c1,2}(t), \ddot{y}_{c1,2}(t)$ – относительные ускорения угловой точки здания по направлениям X и Y , $\ddot{x}_{c1,2}^{abc}(t), \ddot{y}_{c1,2}^{abc}(t)$ – абсолютные ускорения угловой точки по направлениям X и Y , $\ddot{u}_{c1}(t)$ – полное абсолютное ускорение угловой точки здания

на гибком крае (ГК) (см. Рисунок 1 «Flexible edge»), $\ddot{u}_{c2}(t)$ – абсолютное ускорение угловой точки здания на жёстком крае (ЖК) (см. Рисунок 1 «Stiff edge»), $x(t), y(t)$ – перемещения центра масс здания по направлениям X и Y , $u_{c1}(t)$ – перемещение углового изолятора на гибком крае (ГК), $u_{c2}(t)$ – перемещение углового изолятора на жёстком крае (ЖК). $Q(t)$ – суммарная реакция во всех опорах в горизонтальном направлении, $M(t)$ – сумма моментов реакции каждого изолятора, $\ddot{\varphi}(t)$ – относительное угловое ускорение изолируемого объекта, $\varphi(t)$ – угол закручивания объекта.

$$\ddot{x}_{abc}(t) = \ddot{x}_0(t) + \ddot{x}(t) \quad (93)$$

$$\ddot{y}_{abc}(t) = \ddot{y}_0(t) + \ddot{y}(t) \quad (94)$$

$$\ddot{u}_{CM}(t) = \sqrt{(\ddot{x}_{abc}(t))^2 + (\ddot{y}_{abc}(t))^2} \quad (95)$$

$$\ddot{x}_{c1,2}(t) = \ddot{x}(t) \pm \frac{A}{2} \ddot{\varphi}(t) \quad (96)$$

$$\ddot{y}_{c1,2}(t) = \ddot{y}(t) \pm \frac{B}{2} \ddot{\varphi}(t) \quad (97)$$

$$\ddot{x}_{c1,2}^{abc}(t) = \ddot{x}_0(t) + \ddot{x}_{c1,2}(t) \quad (98)$$

$$\ddot{y}_{c1,2}^{abc}(t) = \ddot{y}_0(t) + \ddot{y}_{c1,2}(t) \quad (99)$$

$$\ddot{u}_{c1,2}(t) = \sqrt{(\ddot{x}_{c1,2}^{abc}(t))^2 + (\ddot{y}_{c1,2}^{abc}(t))^2} \quad (100)$$

$$x_{c1,2}(t) = x(t) \pm \frac{A}{2} \varphi(t) \quad (101)$$

$$y_{c1,2}(t) = y(t) \pm \frac{B}{2} \varphi(t) \quad (102)$$

$$u_{c1,2}(t) = \sqrt{(x_{c1,2}(t))^2 + (y_{c1,2}(t))^2} \quad (103)$$

На графиках ниже представлены зависимости перечисленных величин в виде абсолютных и экстремальных значений от эксцентриситета.

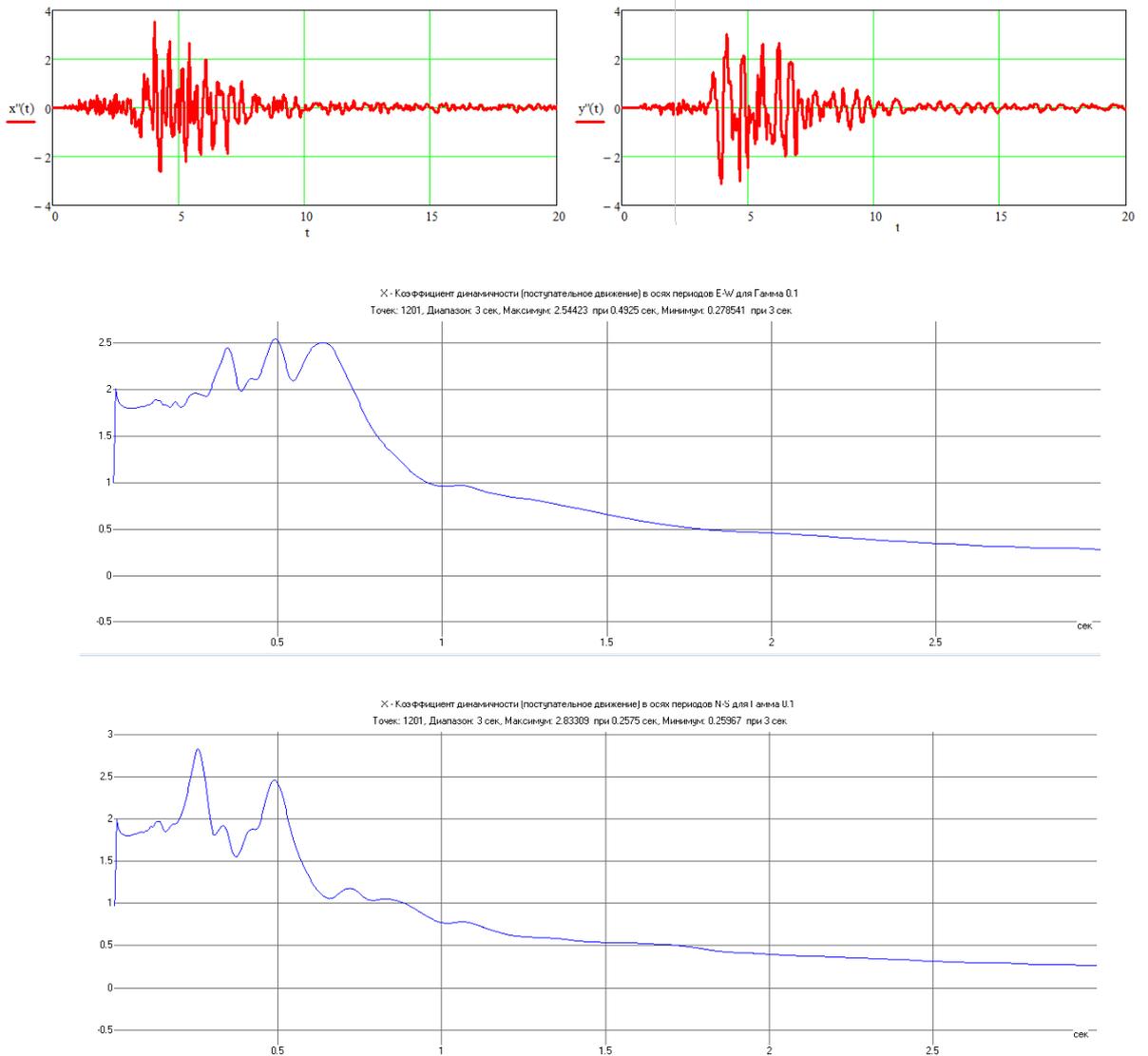


Рисунок 54. Компоненты воздействия X и Y соответствующие им графики коэффициентов динамичности: Фриули, Италия, 1976 г. $PGA=3.88 \text{ м/с}^2$.

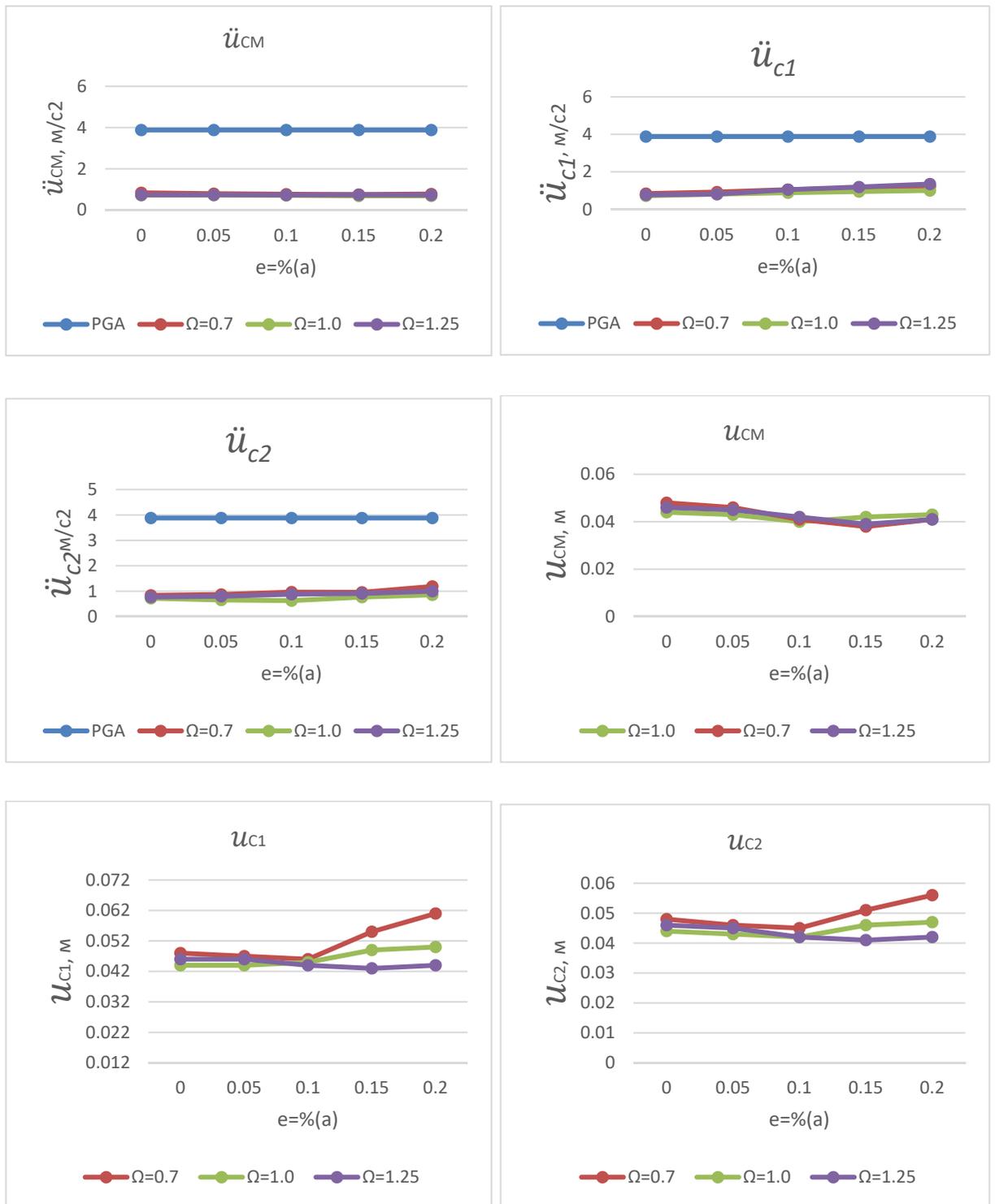


Рисунок 55. Графики зависимостей экстремальных величин: \ddot{u}_{CM} , \ddot{u}_{c1} , \ddot{u}_{c2} , u_{CM} , u_{c1} , u_{c2} от эксцентриситета e в двух направлениях для трёх типов зданий $\Omega = 0,7, \Omega = 1,0, \Omega = 1,25$. Воздействие: Фриули.

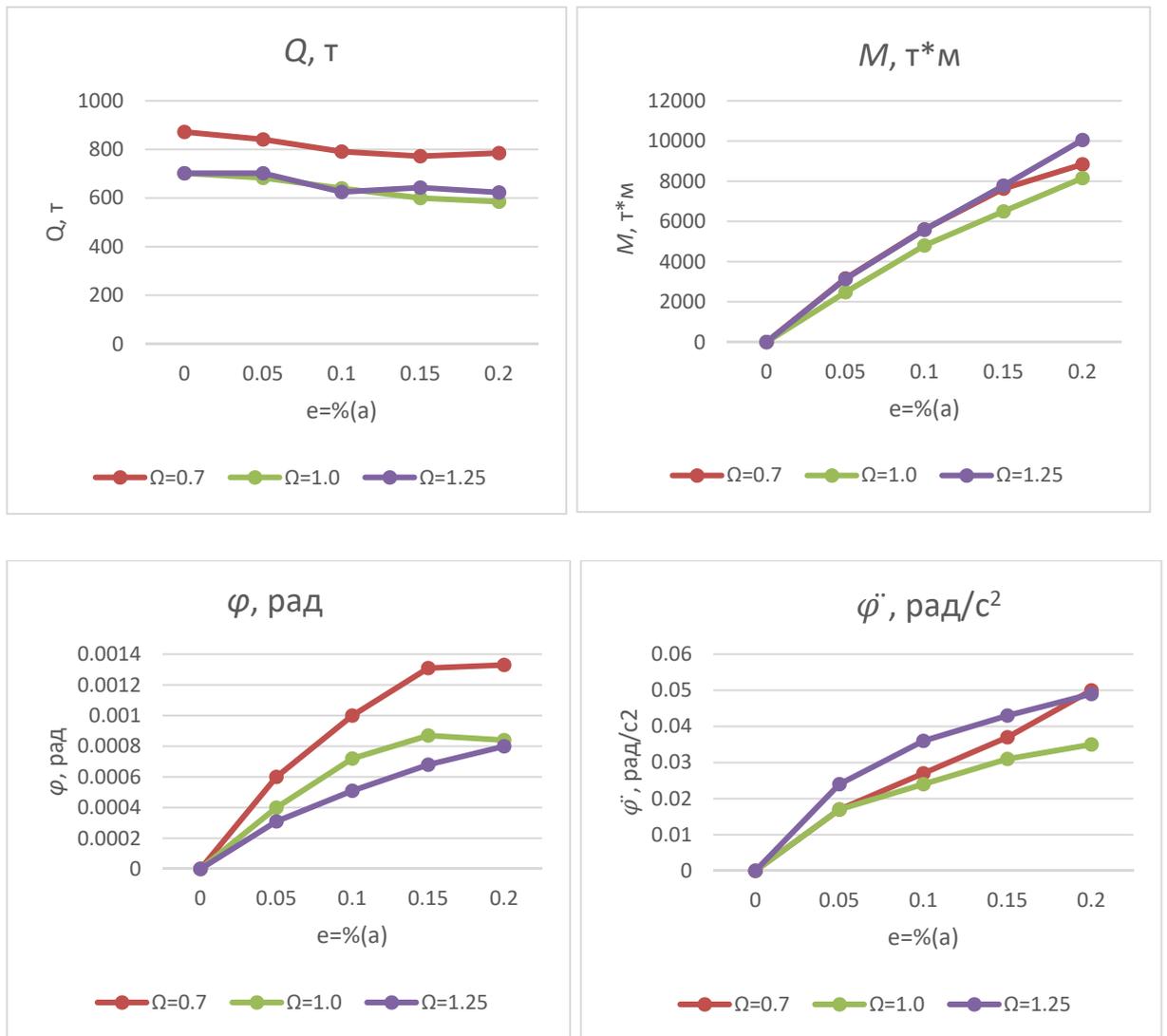


Рисунок 56. Графики зависимостей экстремальных величин: $Q, M, \ddot{\varphi}, \varphi$ от эксцентриситета e в двух направлениях для трёх типов зданий $\Omega = 0,7, \Omega = 1,0, \Omega = 1,25$. Воздействие: Фриули.

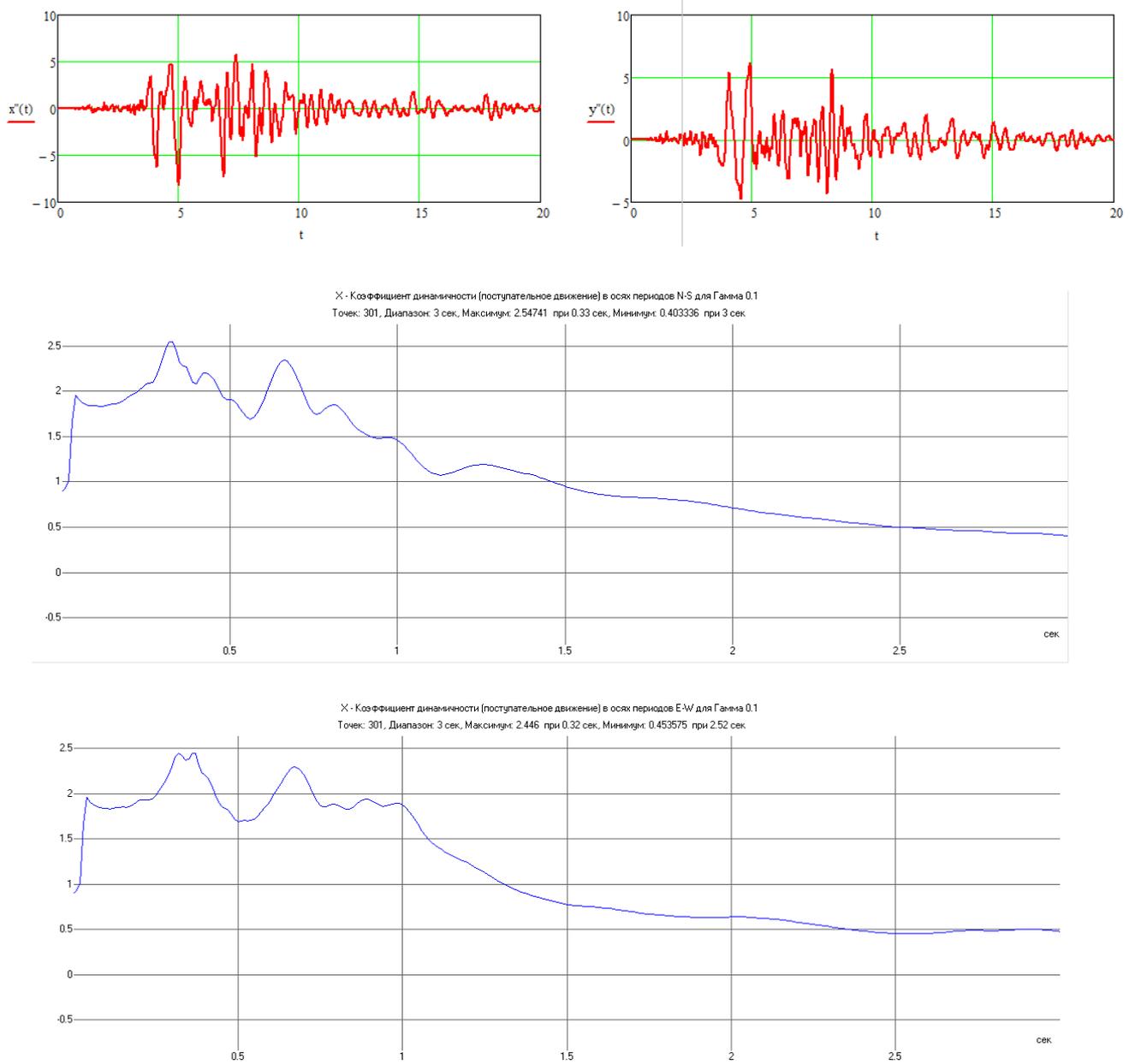


Рисунок 57. Компоненты воздействия X и Y и соответствующие им графики коэффициентов динамичности: Кобе, Япония, 1995 г. $PGA=8.46 \text{ м/с}^2$.

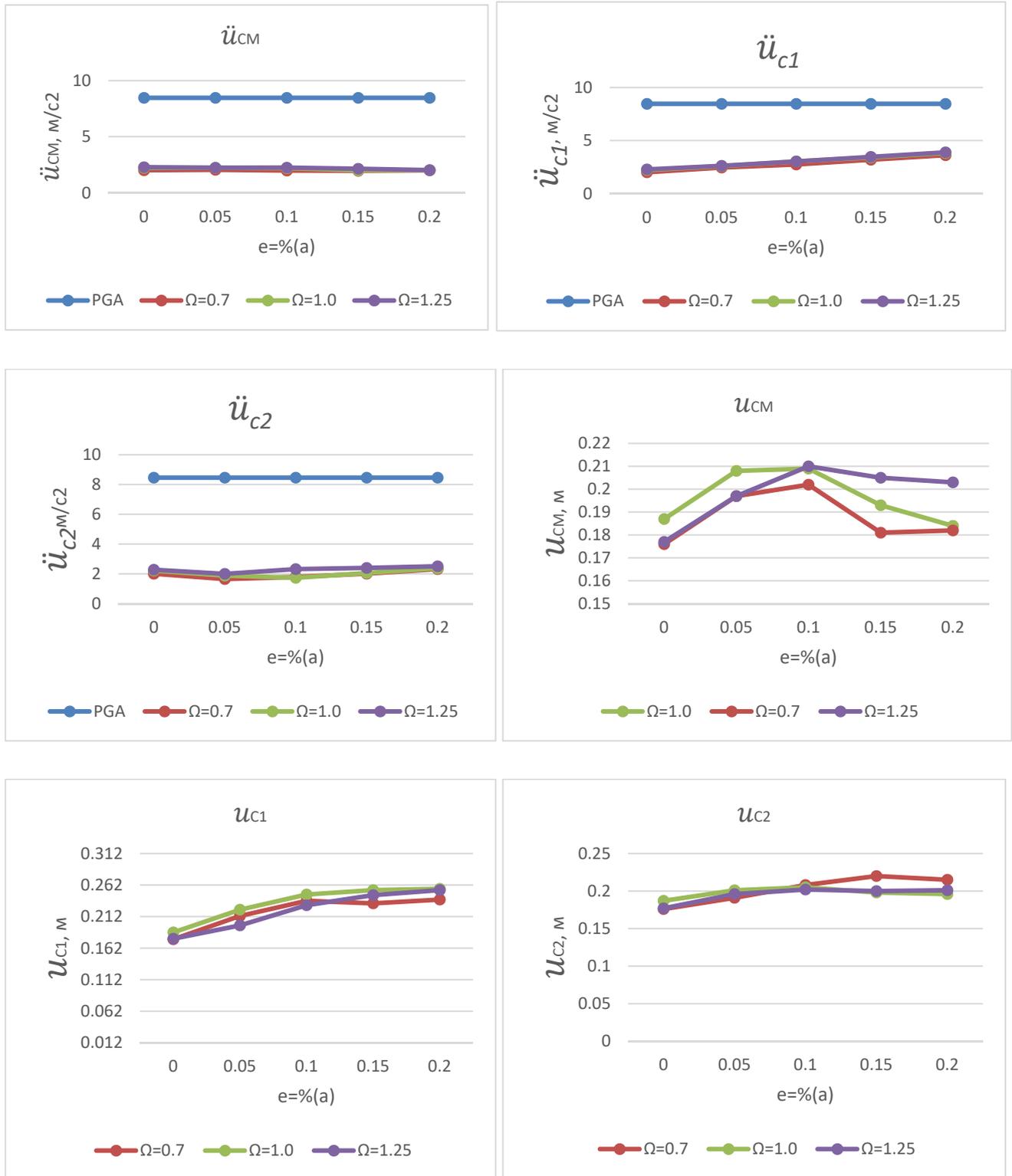


Рисунок 58. Графики зависимостей экстремальных величин: \ddot{u}_{CM} , \ddot{u}_{c1} , \ddot{u}_{c2} , u_{CM} , u_{c1} , u_{c2} от эксцентриситета e в двух направлениях для трёх типов зданий $\Omega = 0,7, \Omega = 1,0, \Omega = 1,25$. Воздействие: Кобе.

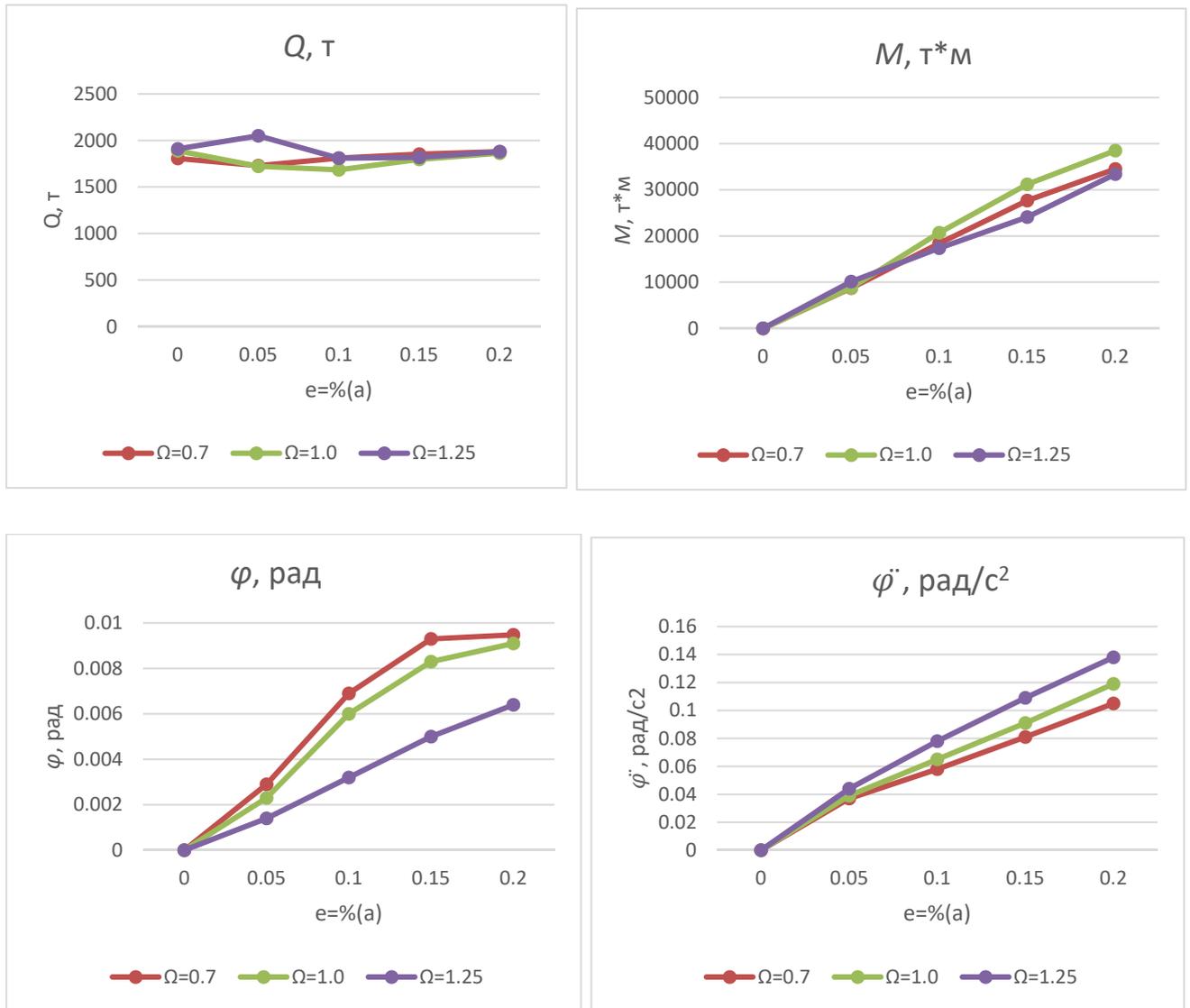


Рисунок 59. Графики зависимостей экстремальных величин: $Q, M, \ddot{\varphi}, \varphi$ от эксцентриситета e в двух направлениях для трёх типов зданий $\Omega = 0,7, \Omega = 1,0, \Omega = 1,25$. Воздействие: Кобе.

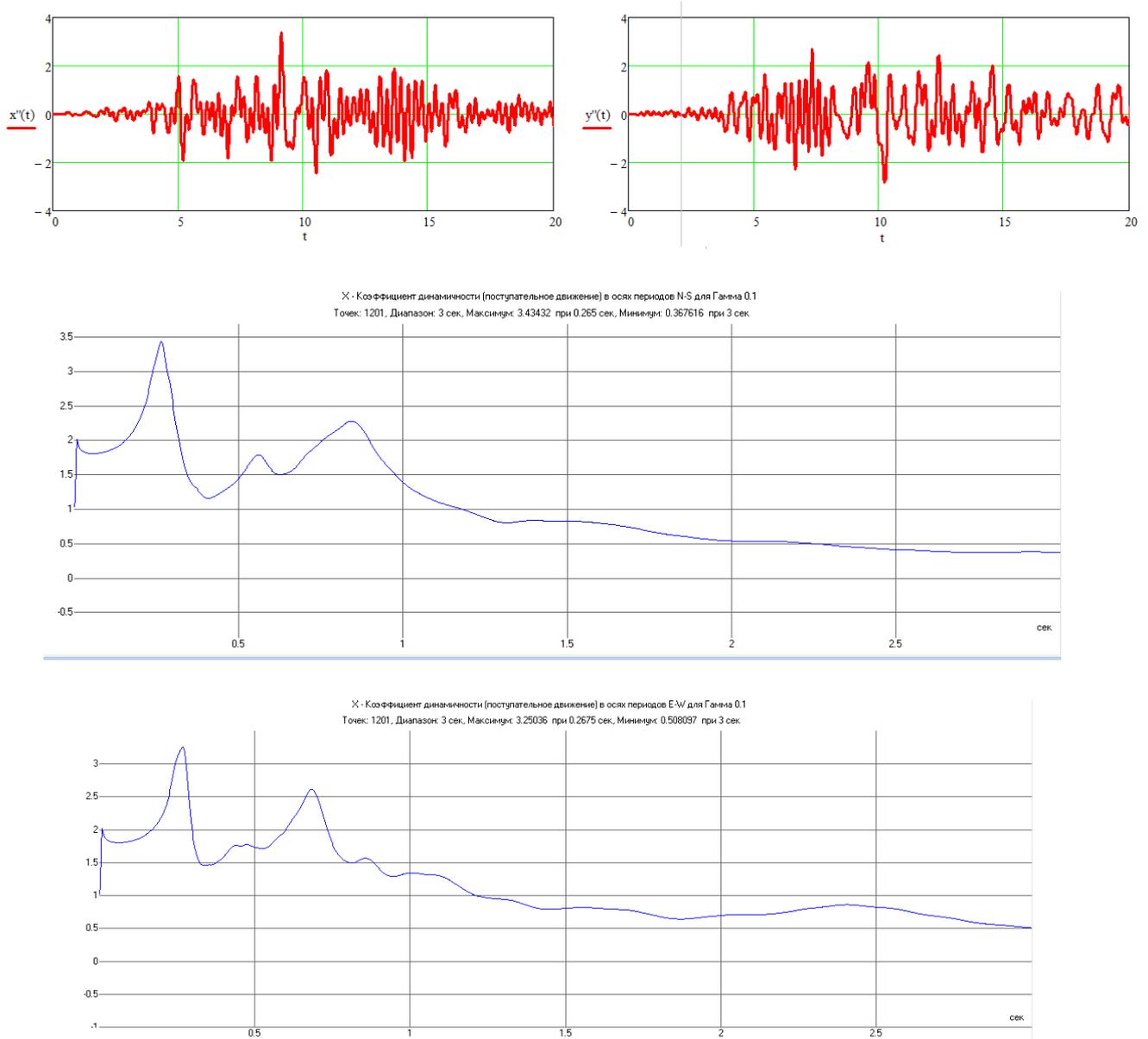


Рисунок 60. Компоненты воздействия X и Y и соответствующие им графики коэффициентов динамичности: Нортридж, США, 1994 г. $PGA=3.37 \text{ м/с}^2$.

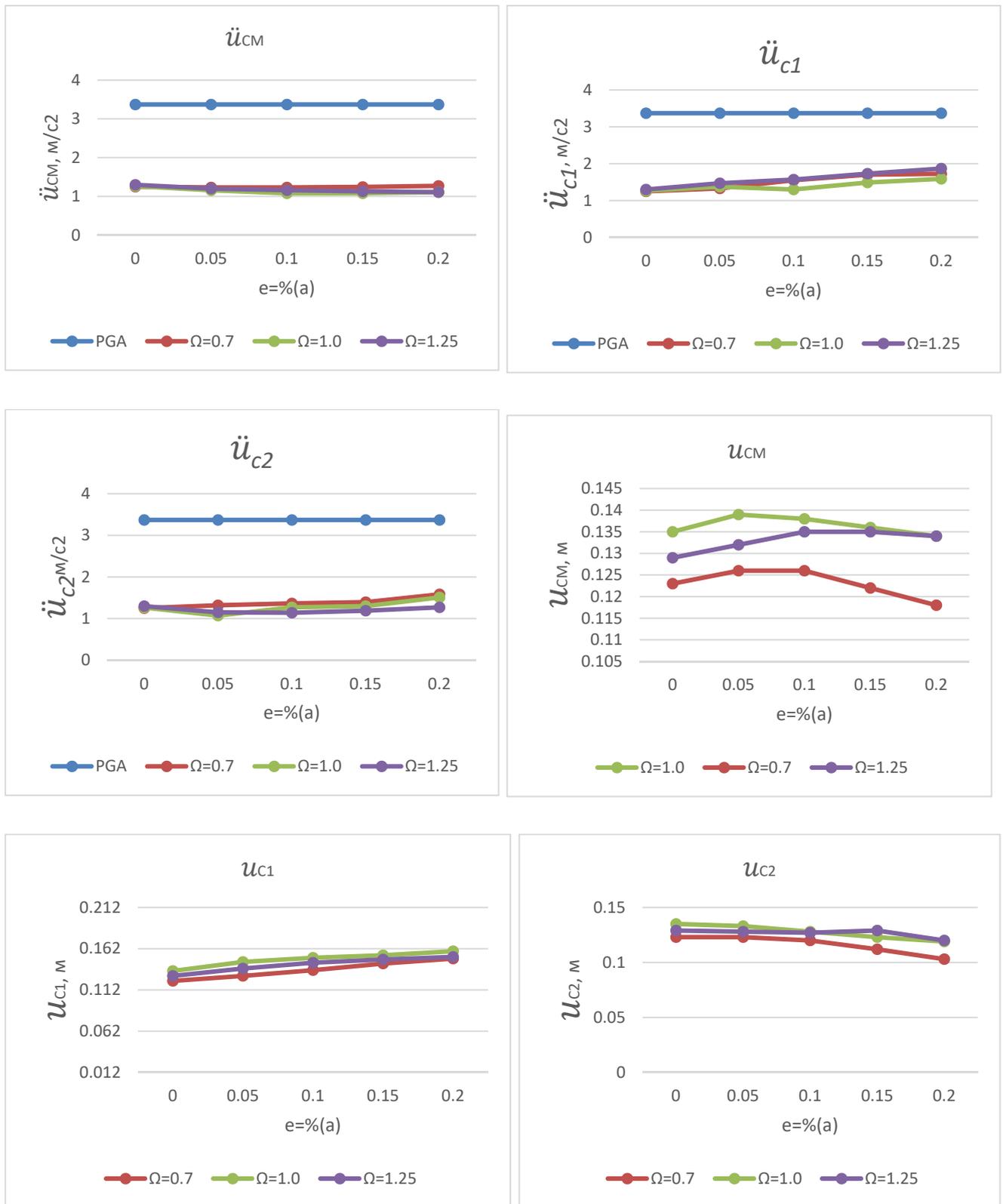


Рисунок 61. Графики зависимостей экстремальных величин: \ddot{u}_{CM} , \ddot{u}_{c1} , \ddot{u}_{c2} , u_{CM} , u_{c1} , u_{c2} от эксцентриситета e в двух направлениях для трёх типов зданий $\Omega = 0,7, \Omega = 1,0, \Omega = 1,25$. Воздействие: Нортридж.

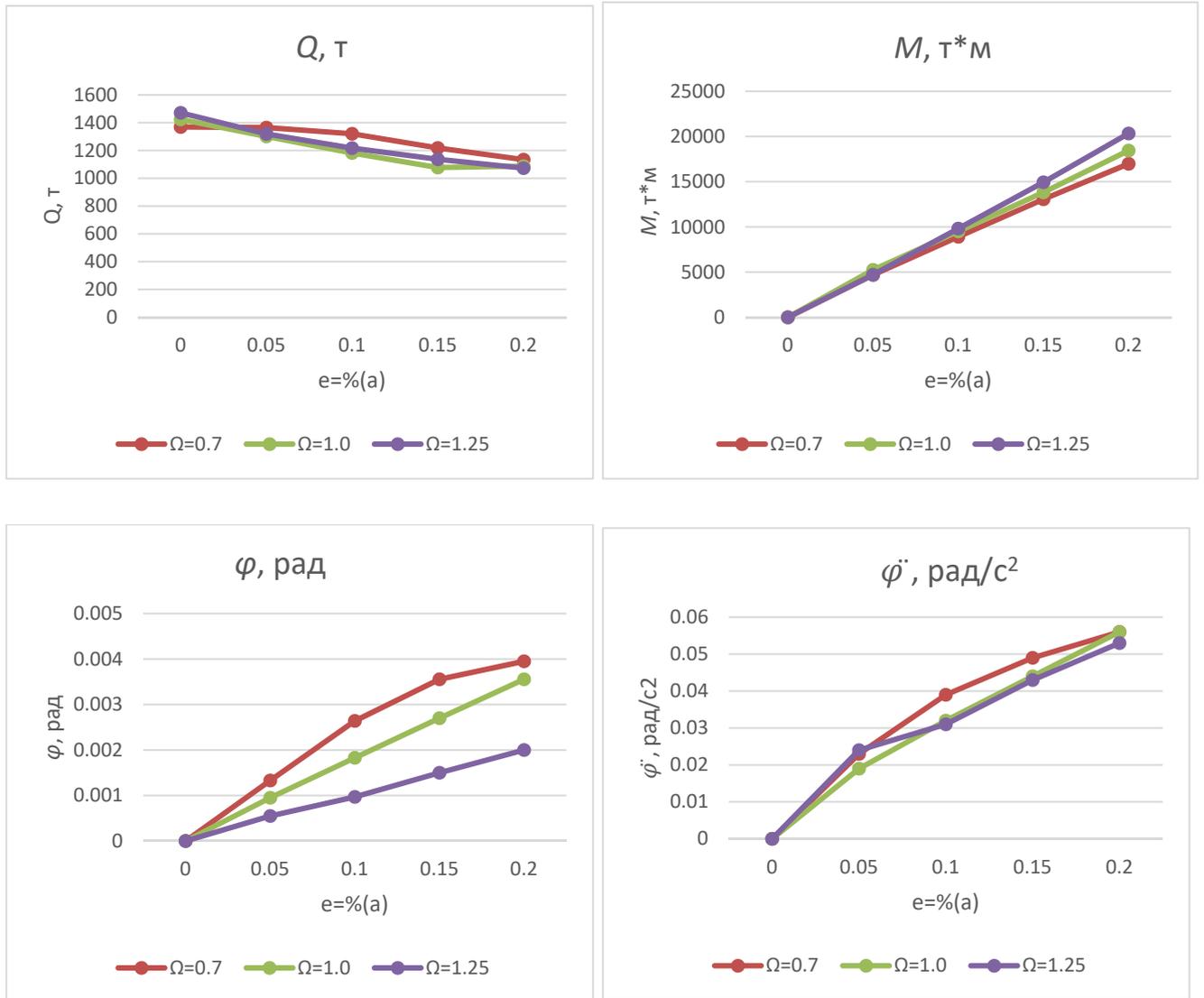


Рисунок 62. Графики зависимостей экстремальных величин: Q , M , $\ddot{\varphi}$, φ от эксцентриситета e в двух направлениях для трёх типов зданий $\Omega = 0,7$, $\Omega = 1,0$, $\Omega = 1,25$. Воздействие: Нортридж.

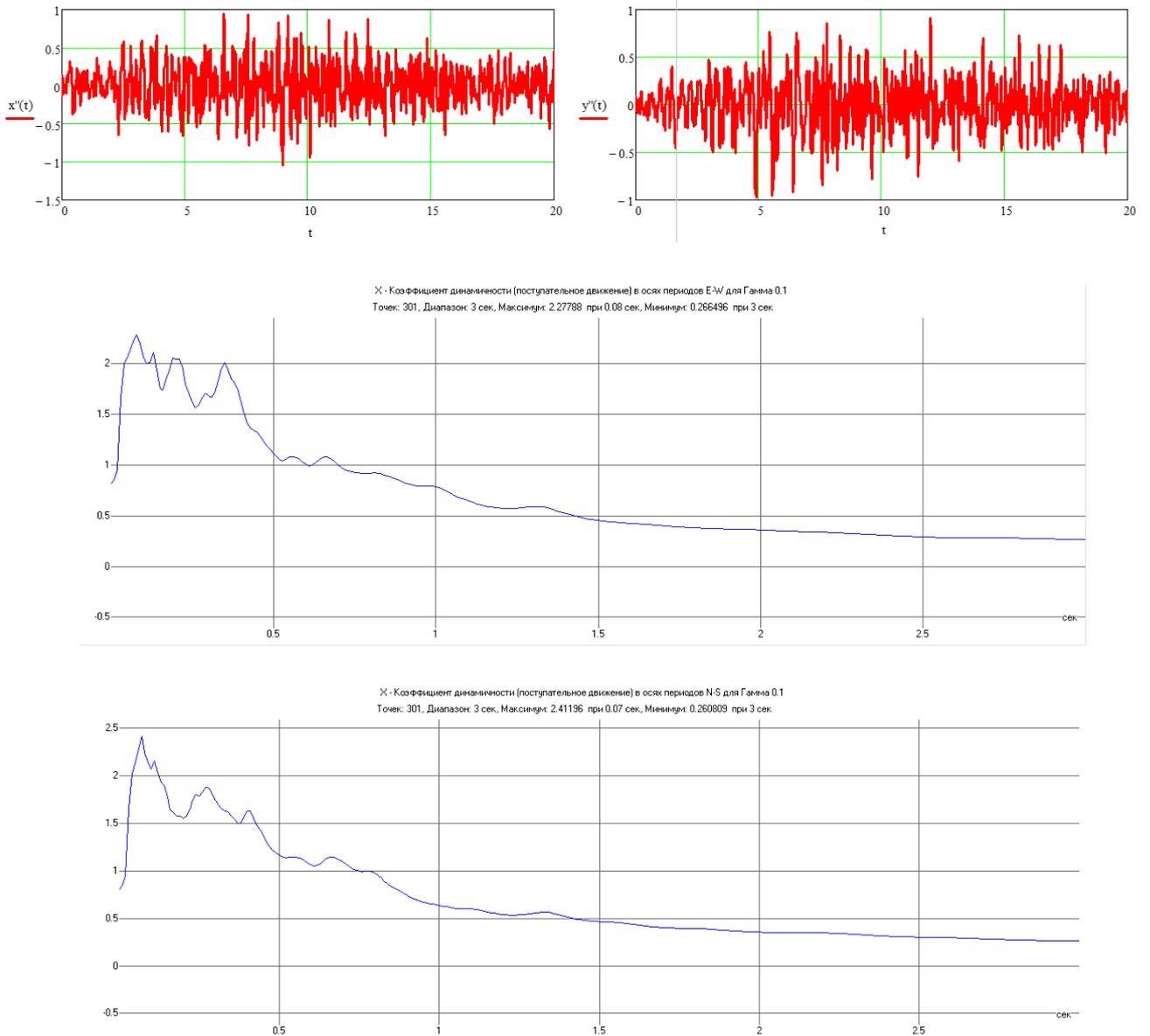


Рисунок 63. Компоненты воздействия X и Y и соответствующие им графики коэффициентов динамичности: Юнгай, Перу, 1994 г. $PGA=1.09 \text{ м/с}^2$.

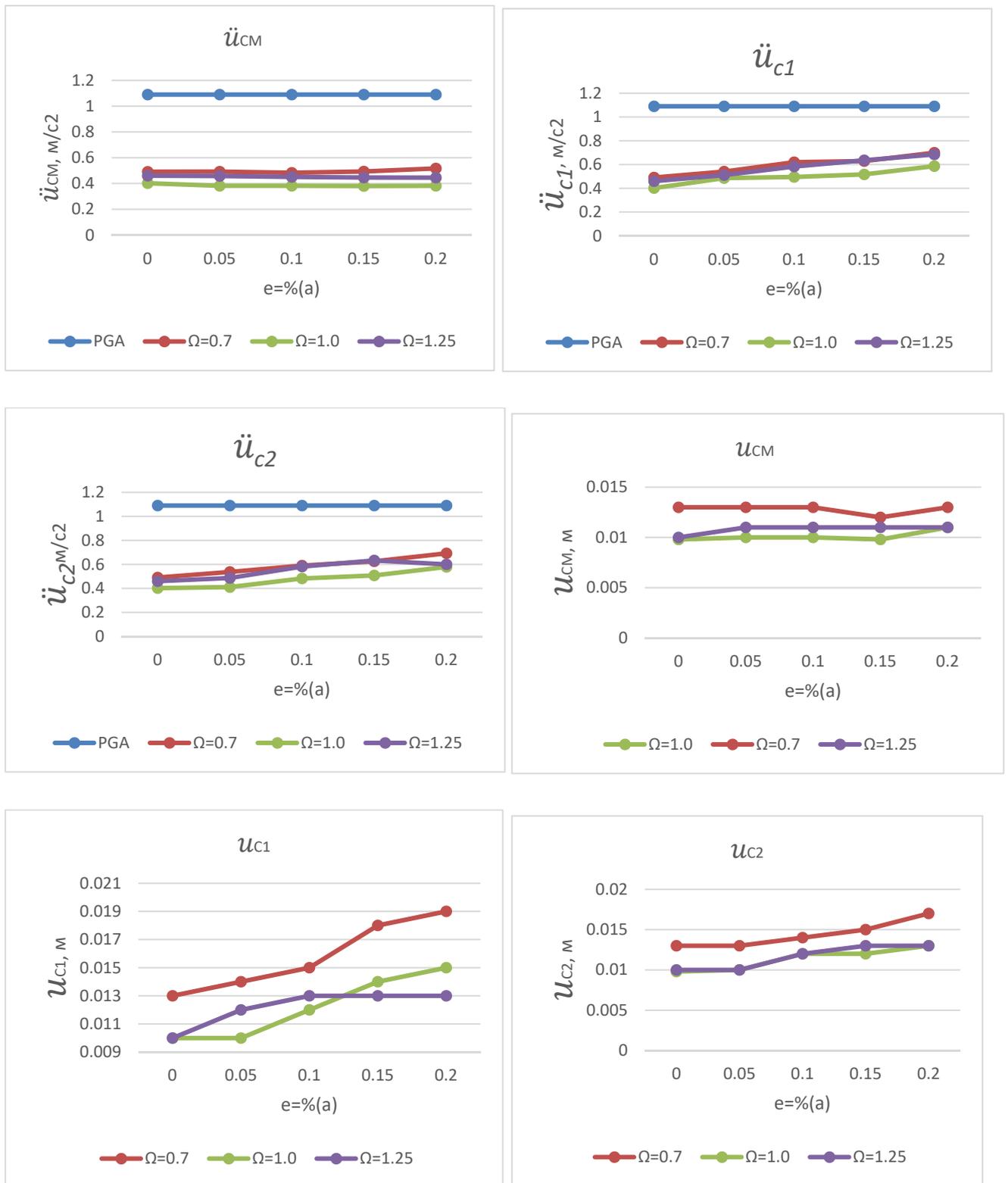


Рисунок 64. Графики зависимостей экстремальных величин: \ddot{u}_{CM} , \ddot{u}_{c1} , \ddot{u}_{c2} , u_{CM} , u_{c1} , u_{c2} от эксцентриситета e в двух направлениях для трёх типов зданий $\Omega = 0,7, \Omega = 1,0, \Omega = 1,25$. Воздействие: Перу.

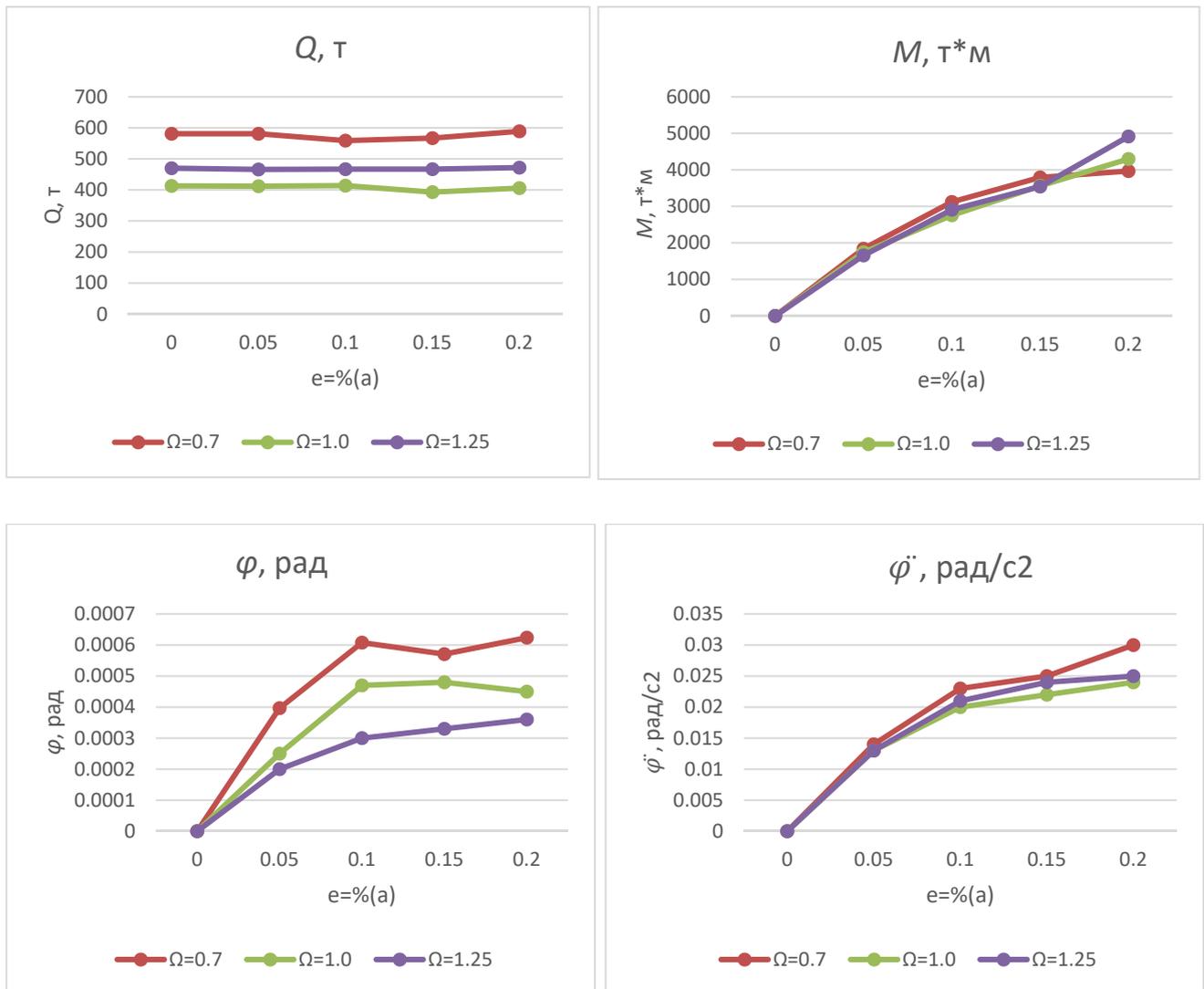


Рисунок 65. Графики зависимостей экстремальных величин: Q , M , $\dot{\varphi}$, φ от эксцентриситета e в двух направлениях для трёх типов зданий $\Omega = 0,7$, $\Omega = 1,0$, $\Omega = 1,25$. Воздействие: Перу.

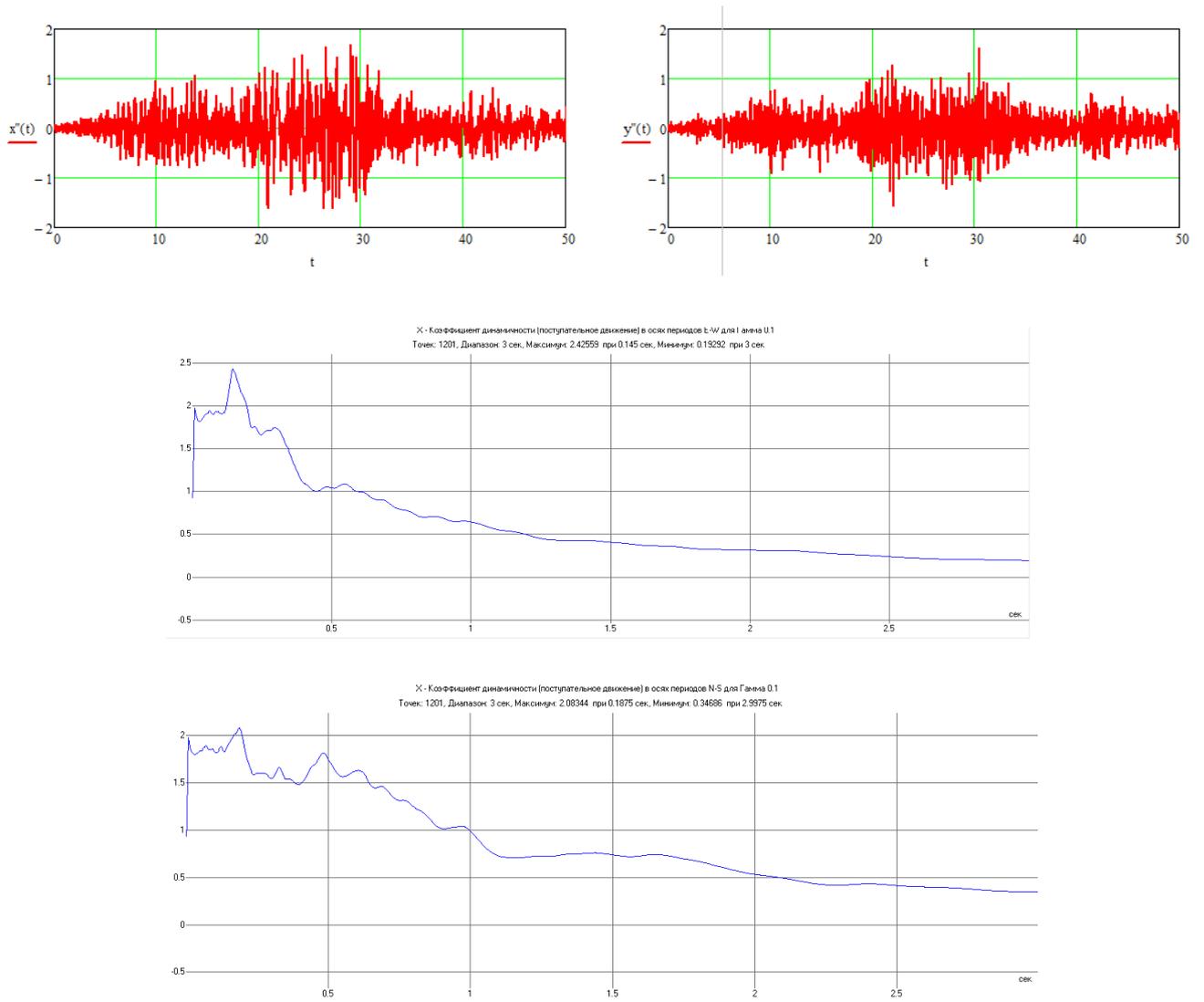


Рисунок 66. Компоненты воздействия X и Y и соответствующие им графики коэффициентов динамичности: Вальпараисо, Чили, 1985 г. $PGA=1.8 \text{ м/с}^2$.

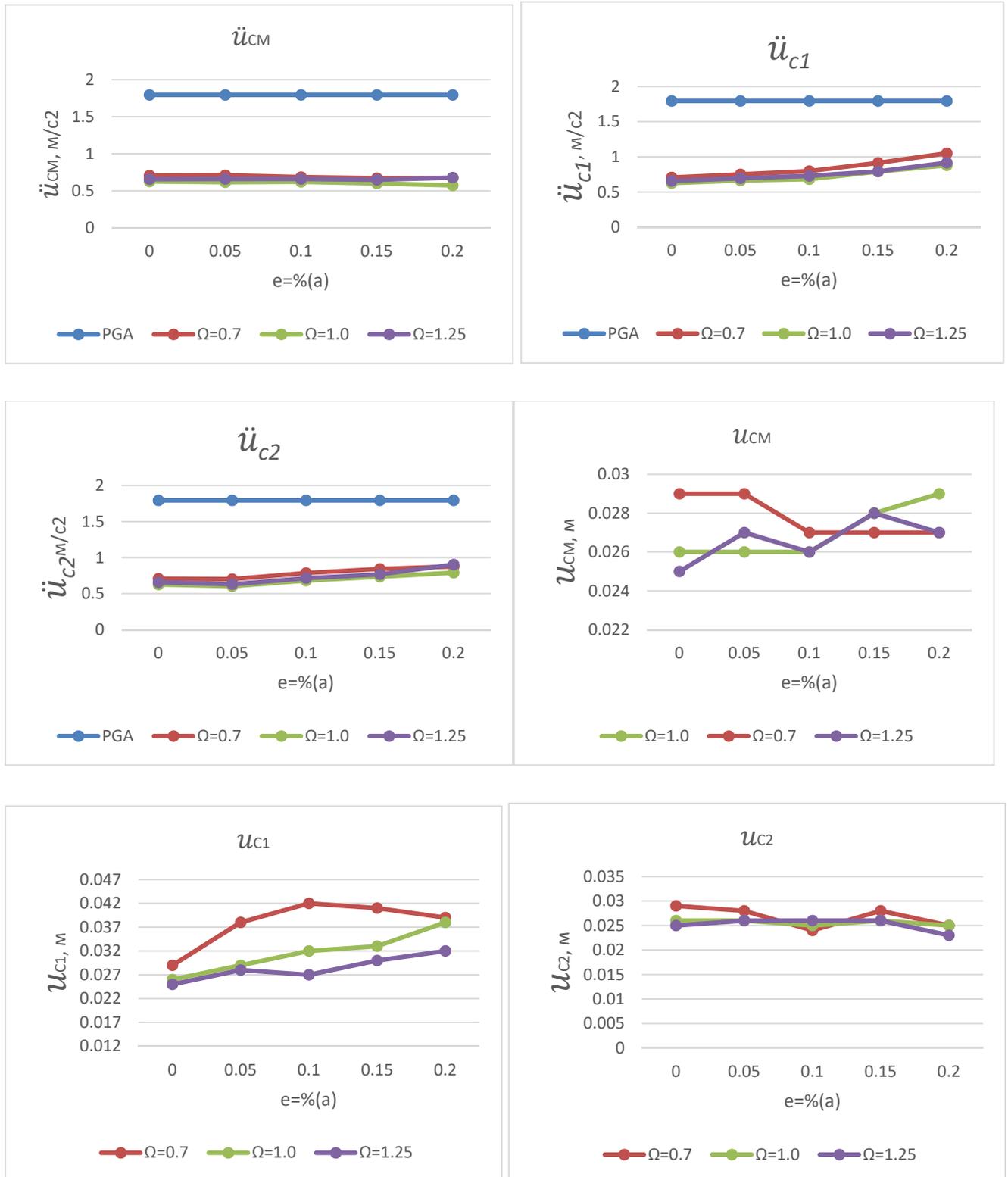


Рисунок 67. Графики зависимостей экстремальных величин: \ddot{u}_{CM} , \ddot{u}_{c1} , \ddot{u}_{c2} , u_{CM} , u_{c1} , u_{c2} от эксцентриситета e в двух направлениях для трёх типов зданий $\Omega = 0,7, \Omega = 1,0, \Omega = 1,25$. Воздействие: Вальпараисо.

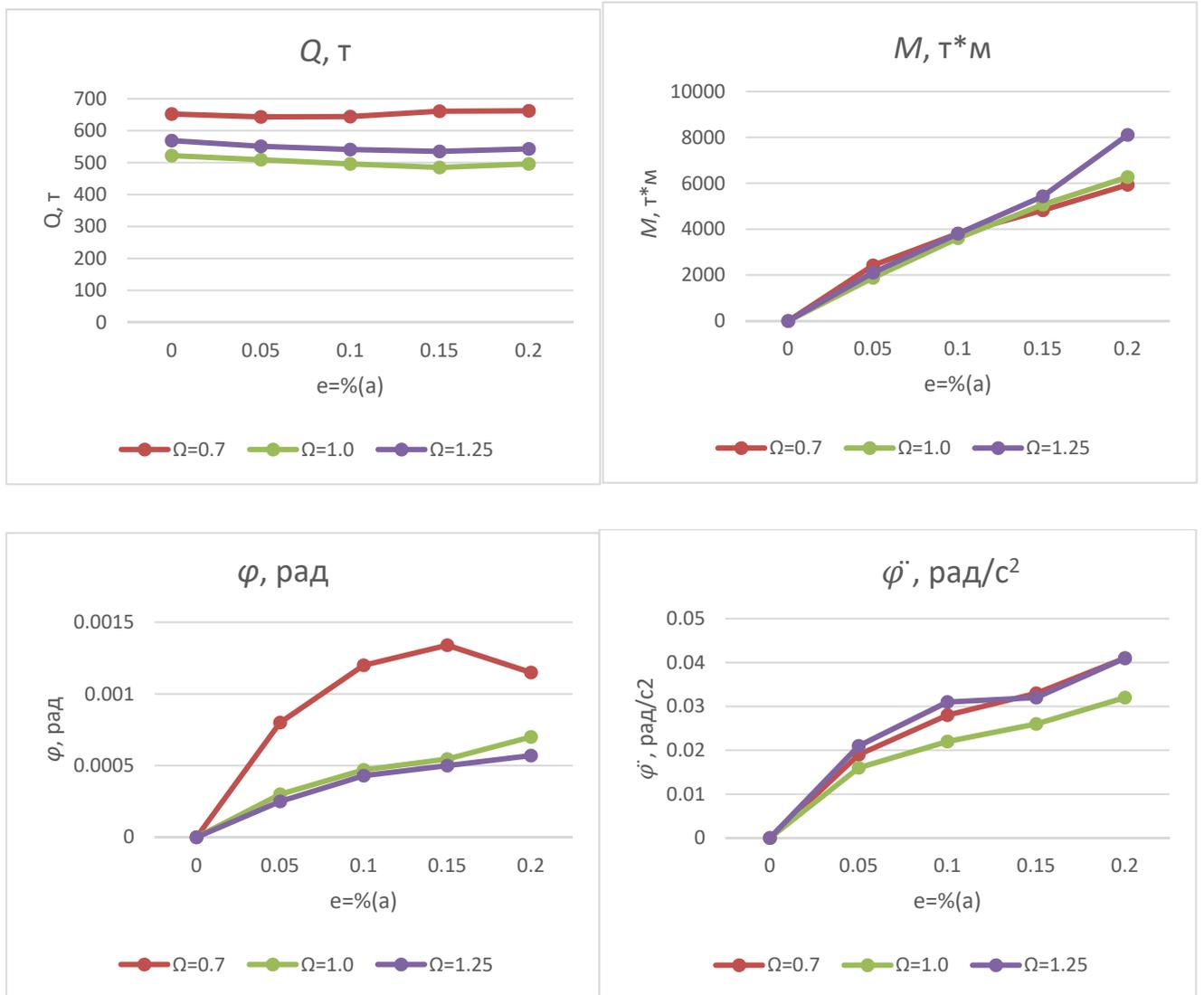


Рисунок 68. Графики зависимостей экстремальных величин: Q , M , $\ddot{\varphi}$, φ от эксцентриситета e в двух направлениях для трёх типов зданий $\Omega = 0,7, \Omega = 1,0, \Omega = 1,25$. Воздействие: Вальпараисо.

ВЫВОДЫ ПО ГЛАВЕ 2

1. Разработана математическая модель, учитывающая кручение сейсмоизолированного объекта, расположенного на маятниковой системе сейсмоизоляции;

2. Разработана математическая модель, учитывающая кручение сейсмоизолированного объекта, расположенного на резинометаллических опорах;

3. Маятниковая система сейсмоизоляции не подвержена эффекту кручения при несимметричной расстановке опор [123, 163];

4. Объекты, расположенные на резинометаллических опорах сильно подвержены кручению, вызванного наличием эксцентриситета между ЦМ и ЦЖ системы сейсмоизоляции (рисунки 54-68):

- С увеличением эксцентриситета усиливается кручение изолируемого объекта, что наглядно видно по увеличению таких параметров, как: \ddot{u}_{c1} , u_{c1} , M , $\dot{\varphi}$, φ ;

- При увеличении эксцентриситета значительно увеличиваются ускорения угловых точек здания. Наблюдаются увеличения ускорений на 80% по сравнению с ускорениями центра масс суперструктуры;

- Также значительно увеличиваются перемещения в изоляторах, которые расположены по углам. Наблюдаются увеличения перемещений до 50% в сравнении с перемещением ЦМ суперструктуры;

5. Крутильные эффекты в объектах, изолированных резинометаллическими опорами, можно редуцировать, минимизируя эксцентриситет, который можно вычислить по формулам (88-89). При проектировании необходимо стремиться к *симметричной* и *сбалансированной* системе [44].

ГЛАВА 3. КРУЧЕНИЕ СЕЙСМОИЗОЛИРОВАННЫХ ОБЪЕКТОВ, ВЫЗВАННОЕ ВОЛНОВЫМ ХАРАКТЕРОМ ЗЕМЛЕТРЯСЕНИЯ

Как было сказано в первой главе настоящего исследования, сейсмические ротации можно получить прямым и непрямым методами. Прямой метод – это инструментальный метод. Данный метод не даёт исчерпывающих и точных данных, а также данное оборудование для измерения достаточно громоздко и далеко не всегда доступно для сейсмологов, так как именно сейсмологи предоставляют исходные данные для инженеров-конструкторов в области сейсмостойкости. Поэтому огромный интерес для нас представляют именно не прямые методы, сутью которых является получение ротационных воздействий из поступательных.

Непрямые методы подразделяются на два типа: получение ротационных акселерограмм из данных со специальных полигонов, в которых анализируются поля сильных сейсмических движений с учётом их пространственных микрохарактеристик (в зарубежной литературе данный метод называется «процедура с несколькими станциями» - Multiple Station Procedure (MSP)), и получение ротационных воздействий из одной точки регистрации движения грунта (в зарубежной литературе данный метод называется «процедура с одной станцией» - Single Station Procedure (SSP)) [105].

MSP-метод требует данные с полигонов, то есть регистрацию движения грунта в нескольких точках. Данный метод обладает достаточной точностью для генерации ротационных полей, но по миру таких полигонов существуют единицы, поэтому данный метод существует только для исследовательских целей, а не для инженерно-прикладных. Здесь можно перечислить работы зарубежных исследователей [99, 101, 103, 104, 145, 146].

Для SSP-метода достаточно лишь данных с одной станции, а именно трёх поступательных акселерограмм относительно трёх главных осей координат. Как правило, SSP-метод является более распространенным выбором при получении

вращательных компонент, поскольку в большинстве стран мира доступность записей с полигонов ограничена. Вращательное движение грунта является пространственной производной от поступательного движения. В SSP-методе, ротационное движение, вызванное конкретным типом плоской волны, задается производной по времени поступательного движения, вызванного этой волной, и масштабировано величиной скорости этой волны. Основным принцип данного метода – это декомпозиция сложного сейсмического движения в волны типа P-SV-SH. Работы зарубежных авторов, которые развивали этот метод [51, 56, 62, 74, 147] и отечественных [88, 89, 90, 91, 112, 113, 114, 121].

Таким образом, главным выводом для нас является тот факт, что ротационные воздействия (угловые ускорения во времени) мы можем получить из трёх поступательных воздействий, записанных в одной точке регистрации.

3.1 Модели, описывающие волновой характер землетрясений

3.1.1 Типы сейсмических волн

Сейсмическое воздействие на здания и сооружения, как известно, – это воздействие сейсмических волн. Приведём ниже их описание для лучшего понимания природы ротаций.

Сейсмические волны подразделяются на три основных типа:

1. Продольные P-волны, или первичные. Имеют самую высокую скорость и проходят через твердые и жидкие среды, поэтому, распространяясь от очага землетрясения, первыми достигают поверхности земли. При движении продольной волны происходит последовательное объемное сжатие и разрежение вещества (Рисунок 69). Эти волны вызывают поступательные движения грунта.

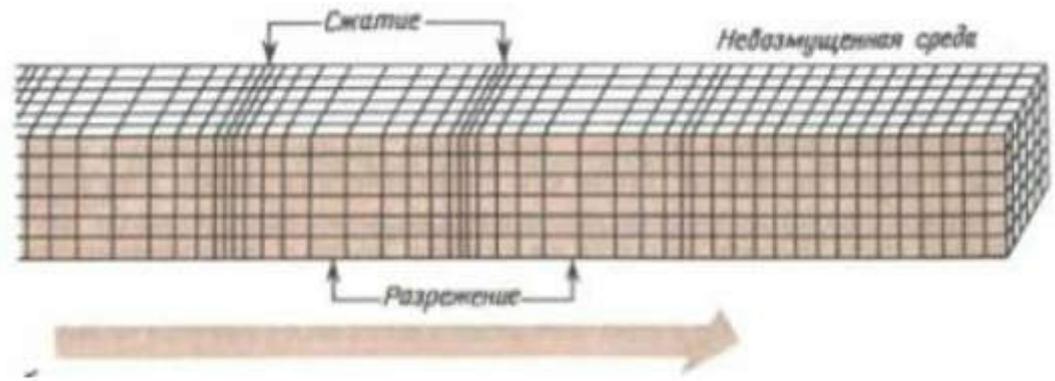


Рисунок 69. Прохождение продольной Р-волны (рисунок из [148])

2. Поперечные S-волны, или вторичные. Поперечные волны заставляют двигаться объем геологической породы в вертикальном направлении (SV-волны, Рисунок 70), или в горизонтальном направлении (SH-волны). Скорость этих волн всегда меньше, чем скорость Р-волн. S-волны вызывают только сдвиговые деформации, поэтому распространяются исключительно в твердых породах. Поперечные волны приводят к поворотам объемов грунта и являются причиной ротационных полей перемещений. Чем меньше скорость поперечных волн, тем больше проявляются ротации грунта.

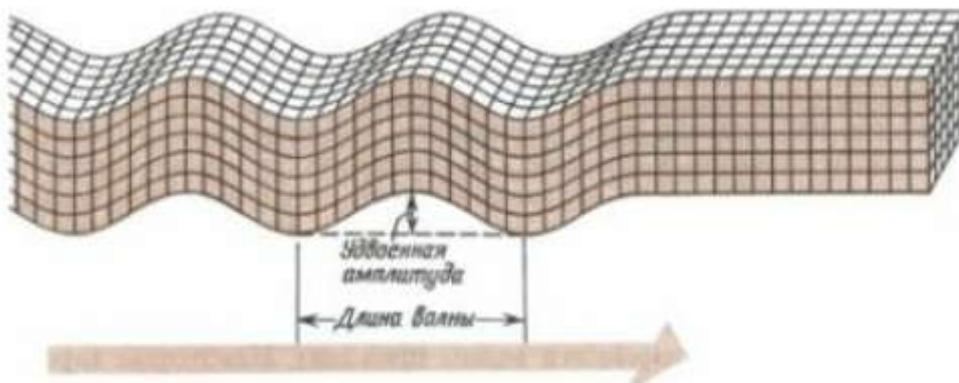


Рисунок 70. Поперечная SV-волна (рисунок из [148])

Объемные Р- и S-волны способны отражаться от поверхности земли и преломляться на границах сред. Отраженные и преломленные волны (обозначаются как *PP*, *PPP*, *SP*, *SS*, *SSS* и т.д.) также участвуют в волновом процессе.

3. Поверхностные L-волны (long waves). Поверхностные волны передаются по поверхности земли и быстро затухают с глубиной. Распространяются медленнее объемных волн (и продольных, и поперечных). Основные виды поверхностных волн – волны Лява и Релея (LQ- и LR-волны соответственно). Волны Лява – результат увеличения жесткости грунта с глубиной. Под действием волны Лява происходят только горизонтальные смещения частиц (Рисунок 71). Горизонтальное движение определяет повороты грунта относительно вертикальной оси и оси, совпадающей с направлением распространения волны Лява (то есть имеются только две ненулевые ротационные компоненты).

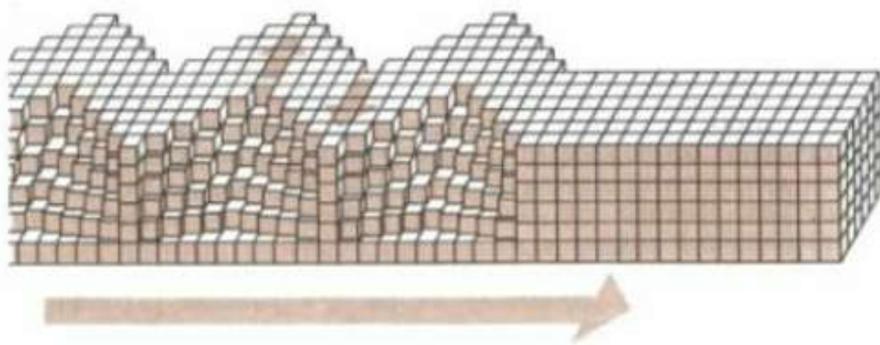


Рисунок 71. Поверхностная волна Лява (рисунок из [148])

Волны Релея вызывают, и горизонтальные, и вертикальные смещения (Рисунок 72). Траектория движения частицы показана эллипсом, расположенным в вертикальной плоскости, параллельной направлению распространения волны. Большая ось эллипса ориентирована вертикально, малая – горизонтально. По этой причине вращательное движение от волны Релея происходит только в плоскости этого эллипса, и ротационная компонента только одна (угол вращения относительно оси, перпендикулярной плоскости эллипса)

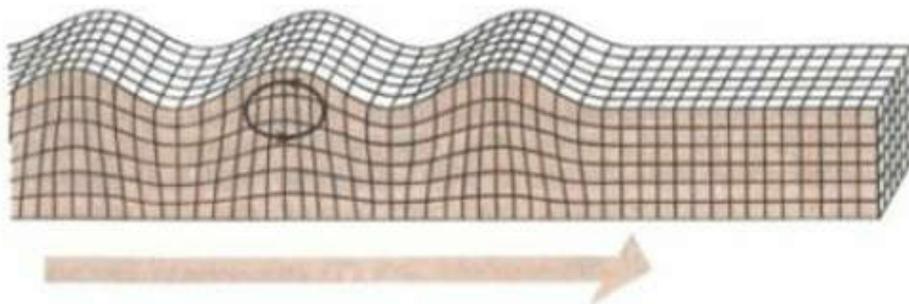


Рисунок 72. Поверхностная волна Релея (рисунок из [148])

Наиболее опасными для зданий и сооружений считаются S и L-волны, так как при их действии происходит поступательное и ротационное движение грунта. Выводы волновых уравнений и изложение теории распространения сейсмических волн см. работы [89, 149].

3.1.2 Обобщенная модель распространения объемных сейсмических волн

Ю.П. Назарова

Наиболее полную и обобщённую модель распространения волн предложил Ю.П. Назаров в работах [88, 89, 90, 91, 121]. Ю.П. Назаров продолжает направление мысли предшествующих учёных [111, 112, 114], а именно: рассматривать сейсмическое воздействие как волновое поле.

Ю.П. Назаров в работах [89, 90] рассматривает два принципиальных случая при формировании пространственных моделей сейсмического воздействия:

«1. Дифференцированное задание для каждой отдельной точки грунтового основания сооружения только трёх компонент поступательного движения (или соответствующего вектора), но при этом на компоненты поступательных перемещений каждой отдельной точки накладывается связь, определяющая соотношение между ними в виде функции, описывающей волновое поле, как это сделано, например, В.Т. Рассказовским.

В таком случае дивергенция поля сейсмических движений грунта в основании сооружения приобретает большие значения, а это значит, что такое поле определяется распространением коротких сейсмических волн, несущих высокочастотные колебания частиц грунта;

2. Интегральное определение параметров движения всего грунтового основания (или отдельных его частей) как некоторого объёма в виде трёх компонент поступательных движений и трёх компонент вращения.

В таком случае дивергенция поля сейсмических движений в основании сооружения имеет конечные значения. Такое поле определяет в основании

сооружения дилатационно-ротационные деформации массива грунта. В этом случае наряду с дилатационными деформациями растяжения-сжатия существенными являются деформации сдвига, приводящие к искажению объёма массива грунта и его ротации.»

Поэтому сейсмические ротации, действующие на здание, будут определяться преобладающими длинами волн в воздействии и их соотношением с длиной и шириной здания, а также типом фундамента сооружения.

При дифференцированной модели сейсмического воздействия необходимо в пределах здания прикладывать несколько «триад» акселерограмм, что кажется задачей очень сложной.

Поэтому, пользуясь терминологией Ю.П. Назарова, дальнейшие записи угловых ускорений во времени относительно трёх взаимно ортогональных осей будут получены по *интегральной модели сейсмического воздействия* через три акселерограммы в трёх ортогональных направлениях, измеренных в одной точке. Поэтому данный метод смело можно отнести в категорию SSP-метода, о котором было сказано в введении к данной главе.

Вывод формул, по которым возможно получение ротационных воздействий, наиболее подробно описано в труде Ю.П. Назарова [89]. Сжато и коротко в статье Ю.П. Назарова и Е.В. Позняк [91]. Принцип в интегральной модели Ю.П. Назарова следующий: в *линейно-упругом слоистом полупространстве* в направлении каждой из главных осей координат поступательное движение грунта вызвано не только перемещениями от Р-волны, но и поперечными от SH и SV-волны (Рисунок 73):

$$X_1 = u_1 + v_1 + w_1, X_2 = u_2 + v_2 + w_2, X_3 = u_3 + v_3 + w_3;$$

C_2 – скорость распространения поперечной волны под подошвой фундамента. Это один из главных параметров, определяющих ротацию здания.

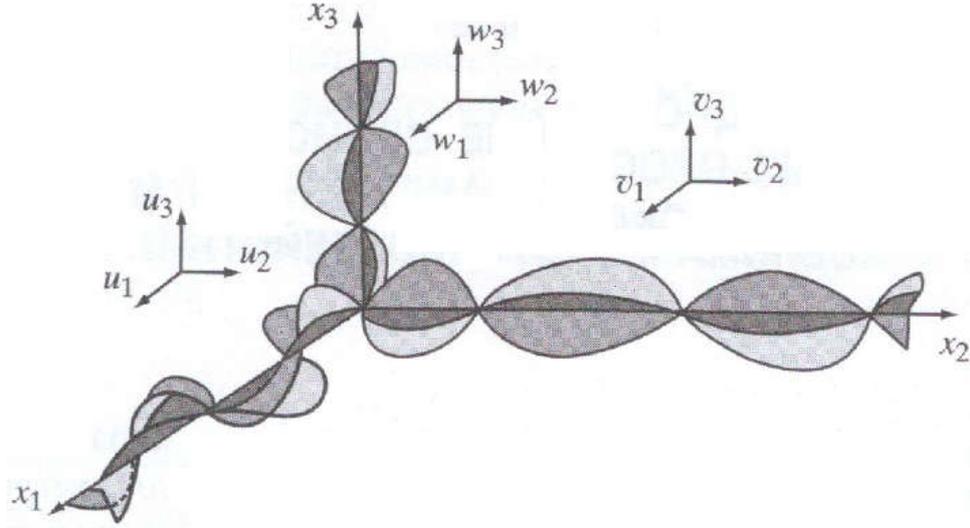


Рисунок 73. Условная локальная модель распространения продольных и поперечных сейсмических волн в трёх ортогональных направлениях (рисунок из [89])

$$\begin{aligned} \ddot{\alpha}_1 = & \frac{1}{2} [\bar{A}_{31}^{(2)} \ddot{u}_3 - \bar{A}_{21}^{(3)} \ddot{u}_2 + (\bar{A}_{32}^{(2)} + \frac{1}{c_2} \bar{A}_{32}^{(t)}) \ddot{v}_3 + \bar{A}_{22}^{(3)} \ddot{v}_2 + \bar{A}_{33}^{(2)} \ddot{w}_3 \\ & - (\bar{A}_{23}^{(3)} + \frac{1}{c_2} \bar{A}_{32}^{(t)}) \ddot{w}_2 + \frac{1}{c_2} (\frac{d\ddot{w}_2}{dt} - \frac{d\ddot{v}_3}{dt})] \end{aligned} \quad (104)$$

$$\begin{aligned} \ddot{\alpha}_2 = & \frac{1}{2} [\bar{A}_{11}^{(3)} \ddot{u}_1 + \bar{A}_{12}^{(3)} \ddot{v}_2 + (\bar{A}_{13}^{(3)} + \frac{1}{c_2} \bar{A}_{13}^{(t)}) \ddot{w}_1 - \bar{A}_{32}^{(1)} \ddot{v}_3 - \bar{A}_{33}^{(1)} \ddot{w}_3 \\ & - (\bar{A}_{31}^{(1)} + \frac{1}{c_2} \bar{A}_{31}^{(t)}) \ddot{u}_3 + \frac{1}{c_2} (\frac{d\ddot{u}_3}{dt} - \frac{d\ddot{w}_1}{dt})] \end{aligned} \quad (105)$$

$$\begin{aligned} \ddot{\alpha}_3 = & \frac{1}{2} [-\bar{A}_{11}^{(2)} \ddot{u}_1 + \bar{A}_{22}^{(1)} \ddot{v}_2 + (\bar{A}_{21}^{(1)} + \frac{1}{c_2} \bar{A}_{21}^{(t)}) \ddot{u}_2 + \bar{A}_{23}^{(1)} \ddot{w}_2 \\ & - \bar{A}_{13}^{(2)} \ddot{w}_1 - (\bar{A}_{12}^{(2)} + \frac{1}{c_2} \bar{A}_{12}^{(t)}) \ddot{v}_1 + \frac{1}{c_2} (\frac{d\ddot{v}_1}{dt} - \frac{d\ddot{u}_2}{dt})] \end{aligned} \quad (106)$$

Формулы (104)-(106) описывают сейсмические ротации относительно трёх взаимно перпендикулярных осей и являются наиболее общими в предположении распространении P-, SH- и SV-волн по каждой из трёх ортогональных осей, где $\bar{A}_{ij}^{(1)} = \frac{1}{A_{ij}} \frac{\partial A_{ij}}{\partial x_1}$, $\bar{A}_{ij}^{(2)} = \frac{1}{A_{ij}} \frac{\partial A_{ij}}{\partial x_2}$, $\bar{A}_{ij}^{(3)} = \frac{1}{A_{ij}} \frac{\partial A_{ij}}{\partial x_3}$, $\bar{A}_{ij}^{(t)} = \frac{1}{A_{ij}} \frac{\partial A_{ij}}{\partial t}$, а A_{ij} – амплитудные функции монохроматических волн.

Далее, согласно Ю.П. Назарову, следует два очень важных частных случая:

1. Если рассматриваемые P-, SH- и SV-волны имеют плоский фронт и гаснут с глубиной $A_{ij}(\dots)=F_{ij}(x_3)$, то уравнения (107)-(109) имеют следующий вид:

$$\ddot{\alpha}_1 = \frac{1}{2} \left[\frac{1}{c_2} \left(\frac{d^3 w_2}{dt^3} - \frac{d^3 v_3}{dt^3} \right) - \frac{F'_{21}}{F_{21}} \frac{d^2 u_2}{dt^2} - \frac{F'_{22}}{F_{22}} \frac{d^2 v_2}{dt^2} - \frac{F'_{23}}{F_{23}} \frac{d^2 w_2}{dt^2} \right] \quad (107)$$

$$\ddot{\alpha}_2 = \frac{1}{2} \left[\frac{1}{c_2} \left(\frac{d^3 v_1}{dt^3} - \frac{d^3 u_2}{dt^3} \right) - \frac{F'_{11}}{F_{11}} \frac{d^2 u_1}{dt^2} + \frac{F'_{12}}{F_{12}} \frac{d^2 v_1}{dt^2} + \frac{F'_{13}}{F_{13}} \frac{d^2 w_1}{dt^2} \right] \quad (108)$$

$$\ddot{\alpha}_3 = \frac{1}{2c_2} \left[\left(\frac{d^3 v_1}{dt^3} - \frac{d^3 u_2}{dt^3} \right) \right] \quad (109)$$

2. Монохроматические P-, SH- и SV-волны имеют плоский фронт, не изменяются по глубине, и их стационарные амплитудные функции в пределах рассматриваемой локальной модели можно считать константами, т.е. $A_{ij}(\dots)=C_{ij}=const$, то уравнения (107)-(109) имеют следующий вид:

$$\ddot{\alpha}_1 = \frac{1}{2c_2} \left(\frac{d^3 w_2}{dt^3} - \frac{d^3 v_3}{dt^3} \right) \quad (110)$$

$$\ddot{\alpha}_2 = \frac{1}{2c_2} \left(\frac{d^3 u_3}{dt^3} - \frac{d^3 w_1}{dt^3} \right) \quad (111)$$

$$\ddot{\alpha}_3 = \frac{1}{2c_2} \left(\frac{d^3 v_1}{dt^3} - \frac{d^3 u_2}{dt^3} \right) \quad (112)$$

А это и есть модель Ньюмарка, который предложил свои формулы ещё в 1969-ом году в работе [48]. Модель Рассказовского (формула (15)) также является частным случаем уравнений Ю.П. Назарова. Таким образом, модель Ю.П. Назарова даёт более общее описание сейсмических ротаций, принятых по интегральной модели сейсмического воздействия, и объясняет неустойчивость результатов, приведённых на рисунке 13 [89].

3.1.3 Предпосылки и допущения при применении в анализе ротационных акселерограмм по модели Ньюмарка

По модели Ньюмарка ротационные акселерограммы можно получить из трёх поступательных. Таким образом, уравнения (110)-(112) трансформируются в удобные нам:

$$\ddot{\phi}_x = \frac{1}{2c_2} \left(\frac{d\ddot{Z}_0(t)}{dt} - \frac{d\ddot{Y}_0(t)}{dt} \right) \quad (113)$$

$$\ddot{\phi}_y = \frac{1}{2c_2} \left(\frac{d\ddot{X}_0(t)}{dt} - \frac{d\ddot{Z}_0(t)}{dt} \right) \quad (114)$$

$$\ddot{\phi}_z = \frac{1}{2c_2} \left(\frac{d\ddot{Y}_0(t)}{dt} - \frac{d\ddot{X}_0(t)}{dt} \right) \quad (115)$$

Где $\ddot{X}_0(t), \ddot{Y}_0(t), \ddot{Z}_0(t)$ – акселерограммы поступательных компонент сейсмического воздействия, записанных в одной точке регистрации.

Следует акцентировать внимание на границах применимости ротационных акселерограмм, которые можно получить по интегральной модели Ю.П. Назарова. Нижеприведённые предпосылки и допущения приведены в работах [89, 90, 91, 121], суммарно приведём их здесь:

1. Данные акселерограммы получены для интегральной модели сейсмического воздействия, а именно: в данном предположении грунтовое основание в виде некоторого выделенного объёма имеет все 6 степеней свободы: 3 поступательных и 3 вращательных. Вопрос о применимости данной модели можно оценить по преобладающему количеству волн (с длинами соизмеримыми с габаритами фундамента) в воздействии. С помощью нормированной функции интенсивности $\chi(\lambda)$ [89, 150];

2. Приведённые формулы (104)-(106) определены в предположении линейного закона. То есть данные соотношения получены из решения теории упругости, а, значит, применимы только при ротациях, которые вызваны упругими деформациями грунта при прохождении сейсмической волны. Данные

ротационные воздействия соответствуют слабой и средней интенсивности движения грунта (7, 8 баллов). При большей интенсивности движений грунта появляются погрешности в (113)-(115). Такие искажения наблюдаются при интенсивности землетрясений 9 баллов в отдельные моменты времени. Иными словами, при сильных землетрясениях происходят пластические деформации грунта в отдельные моменты времени, а, значит, рассчитывая ротации по формулам, предполагающих их упругость, мы получим решение в запас в определённые моменты времени. [121];

3. Движение грунта на поверхности является *согласованным*. Такое движение означает, что в заданную точку сейсмического поля каждая составляющая спектра с линейной частотой доходит без изменения амплитуды и с соответствующим фазовым сдвигом (Рисунок 74 а). Данные формулы неприменимы при *несогласованном* движении для различных точек поля. Возникновение данной пространственной изменчивости сейсмических движений определяется рассеянием волн (scattering effect) из-за наличия неоднородностей среды, в которой распространяются волны (Рисунок 74 б) [90];

4. Монохроматические волны P-, SH- и SV-волны, из которых состоят поступательные воздействия вдоль каждой из трёх взаимно перпендикулярной оси имеют плоский фронт и не изменяются по глубине [90];

5. Фундамент здания, сейсмостойкость которого оценивается с помощью как поступательных, так и ротационных акселерограмм сейсмического воздействия, сплошной и жёсткий [91];

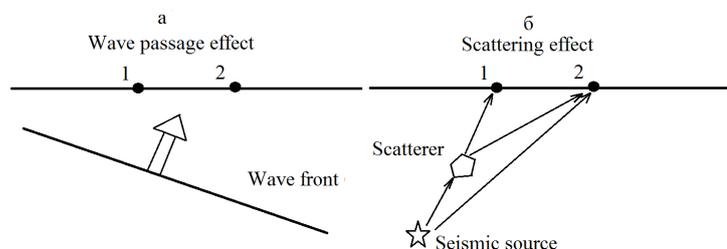


Рисунок 74. Схемы «согласованного» (wave passage effect) (а) и «несогласованного» (scattering effect) (б) сейсмического движения поля между точками 1 и 2 (рисунок из [90])

3.2 Кручение здания, расположенного на маятниковых опорах, при воздействии сейсмических ротаций

3.2.1 Постановка задачи

В данном разделе исследовался отклик трёх типов зданий, как в разделе 2.3 настоящей работы. Маятниковые опоры подбирались по грузоподъёмности [137-140]. Опоры имеют разные габариты в плане, но длину маятниковой тяги одинаковую, которая составляет 1,5 метра. Благодаря именно такой длине маятниковой тяги достигается основной период изолированной структуры равный $T=2,43$ секунды (период колебаний математического маятника). Также были подобраны пластические демпферы по оптимальным параметрам согласно работам [131, 169]. Ротационная компонента $\dot{\varphi}_0(t)$ была сгенерирована по формуле (115). Данная компонента является результатом упругой деформации массива грунта и, следовательно, чем мягче грунт, тем больше будут ротации. Данная компонента зависит от скорости поперечной волны под подошвой фундамента, поэтому при различных скоростях был получен ряд акселерограмм. Так как использовались записи наиболее сильных и разрушительных землетрясений то установить, на каких грунтах была получена та или иная акселерограмма воздействия, представляется сложным. Поэтому по данным акселерограммам поступательного воздействия по осям X и Y в зависимости от типа грунта акселерограмма ротаций генерировалась каждый раз в модуле «Одиссей 2.0» ПК «Старк» [162]. Исследовался диапазон ротационных акселерограмм от $v_s=10000$ м/с как грунта гипотетически очень жёсткого (скального) и до $v_s=250$ м/с как грунта мягкого (суглинок, глина). Данные скоростей, соответствующих тому или иному типу грунта, есть как в нормативных документах [86], так и в монографиях [160, 161]. Для данного исследовался брались данные скоростей из [161]. Приведём ниже таблицу скоростей распространения поперечных волн в мягких грунтах:

Скорость распространения поперечных волн в мягких грунтах

| Грунт | Скорость, м/с |
|-------------------------|---------------|
| Песок насыпной | 60-100 |
| Суглинок | 100-200 |
| Глина | 250 |
| Гравий с примесью песка | 300-400 |
| Влажный песок | 340 |
| Гравий | 600 |
| Третичные породы | >1000 |

Для анализа сейсмоизолированного сооружения, расположенного на маятниковых опорах, на воздействие сейсмических ротаций используем математическую модель, о которой говорилось в пункте 2.2 настоящей работы. Система дифференциальных уравнений (45) была решена методом Рунге-Кутты 4-ого порядка в ПК Matlab. Чтобы использовать метод Рунге-Кутты 4-го порядка в среде ПК Matlab необходимо задать вектор начальных условий:

$$y = \begin{Bmatrix} x(0) \\ \dot{x}(0) \\ y(0) \\ \dot{y}(0) \\ z(0) \\ \dot{z}(0) \\ \varphi(0) \\ \dot{\varphi}(0) \end{Bmatrix} \quad (116)$$

Далее необходимо сформировать вектор первых и вторых производных в явном виде:

$$D = \begin{cases} \frac{R_x}{m} - 2\xi\omega y_2 - \frac{P_x(y_1, y_2)}{m} - \ddot{x}_0(t) \\ y_4 \\ \frac{R_y}{m} - 2\xi\omega y_4 - P_y(y_3, y_4)/m - \ddot{y}_0(t) \\ y_6 \\ \frac{R_z}{m} - 2\xi\omega y_6 + g - \ddot{z}_0(t) \\ y_8 \\ -2\xi\omega_\varphi y_6 - \frac{M(y_1, y_3, y_7)}{I_z} - \ddot{\varphi}_0(t) \end{cases} \begin{cases} y_1 = x \\ y_2 = \dot{x} \\ y_3 = y \\ y_4 = \dot{y} \\ y_5 = z \\ y_6 = \dot{z} \\ y_7 = \varphi \\ y_8 = \dot{\varphi} \end{cases} \quad (117)$$

Решением системы уравнений будет вектор Z , состоящий из столбцов неизвестных переменных.

Данная математическая модель была реализована в программном комплексе «MathLab». Программа предназначена для анализа здания, расположенного на n опорах, с конкретными координатами по осям X и Y и длиной маятниковой тяги L . Длина маятниковой тяги, а также пластические демпферы с конкретной билинейной силовой характеристикой, будут являться определяющими исходными данными для задания опоры. Для модели использовались параметры пластических демпферов, подробно представленных в работе [131, 169].

3.2.2 Численные результаты решения математической модели, учитывающей кручение суперструктуры на маятниковых опорах

Были исследованы три типа здания с координатами опор, что и в предыдущих подглавах.

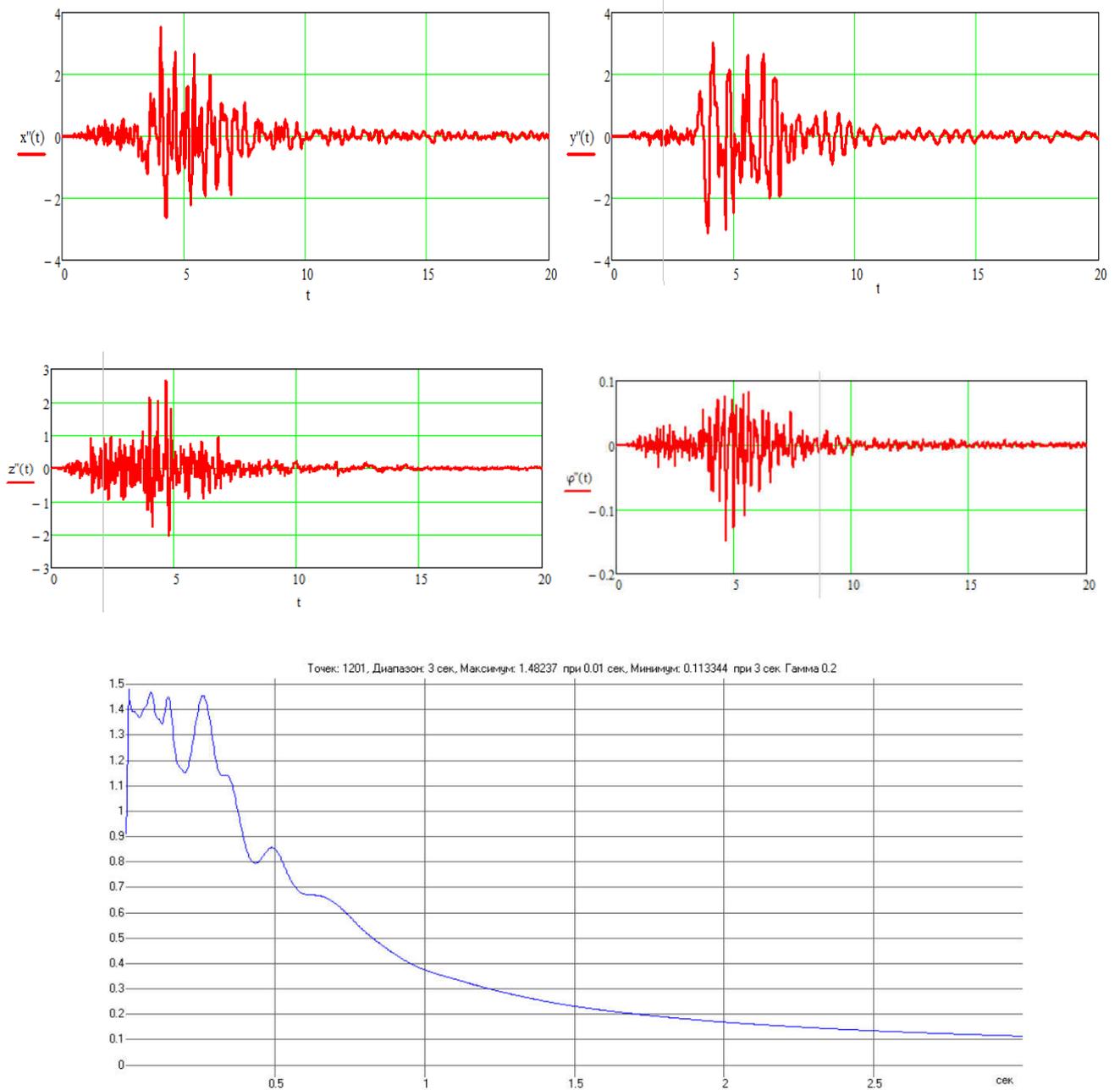


Рисунок 75. Компоненты воздействия X , Y , Z , $\ddot{\varphi}_z(t)$ и коэффициент динамичности ротационного воздействия в осях периодов: Фриули, Италия, 1976 г. PGA=3.88 м/с².

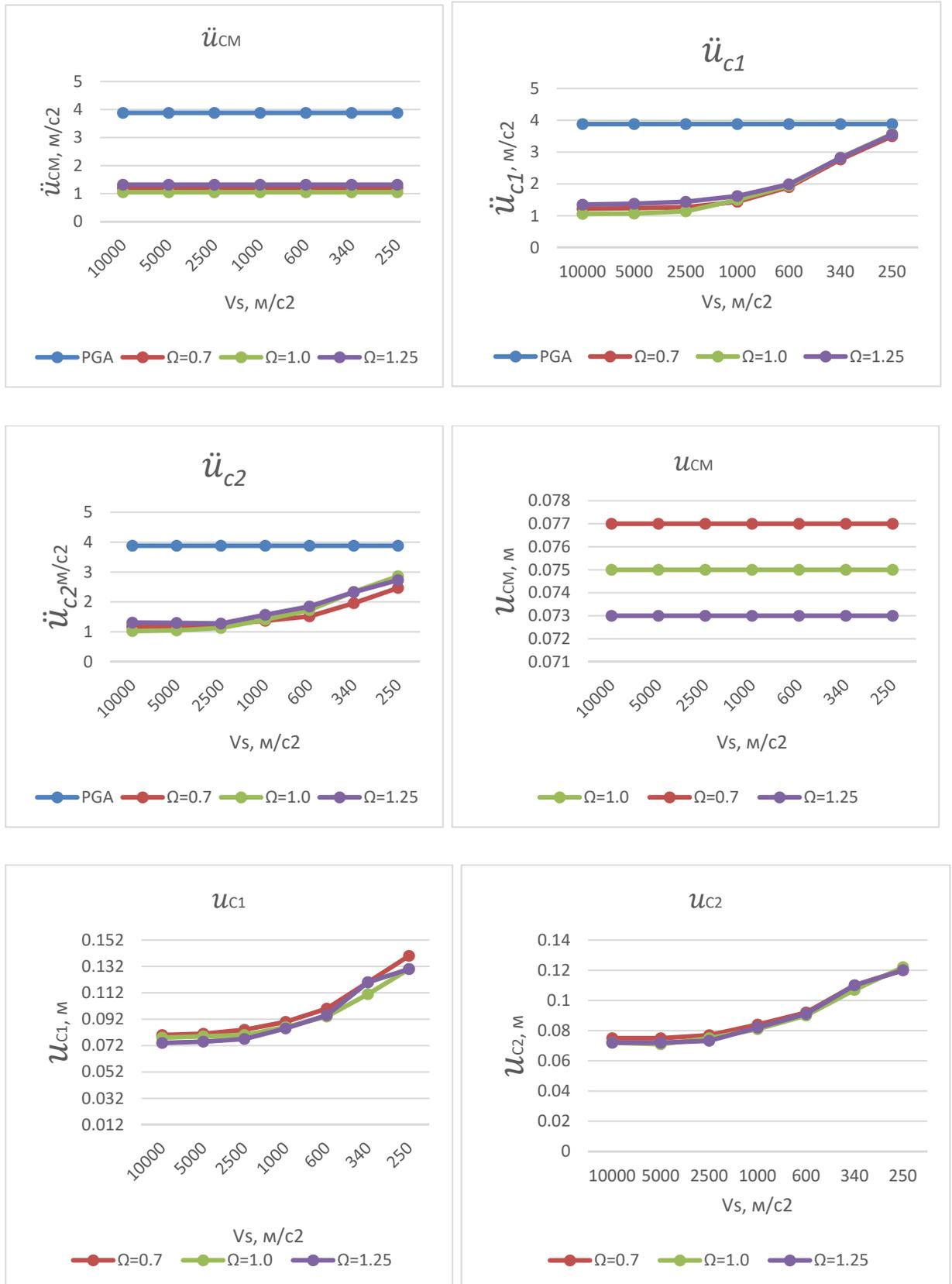


Рисунок 76. Графики зависимостей экстремальных величин: \ddot{u}_{CM} , \ddot{u}_{c1} , \ddot{u}_{c2} , u_{CM} , u_{c1} , u_{c2} от скорости поперечной волны под подошвой фундамента для трёх типов зданий $\Omega = 0,7, \Omega = 1,0, \Omega = 1,25$. Воздействие: Фриули.

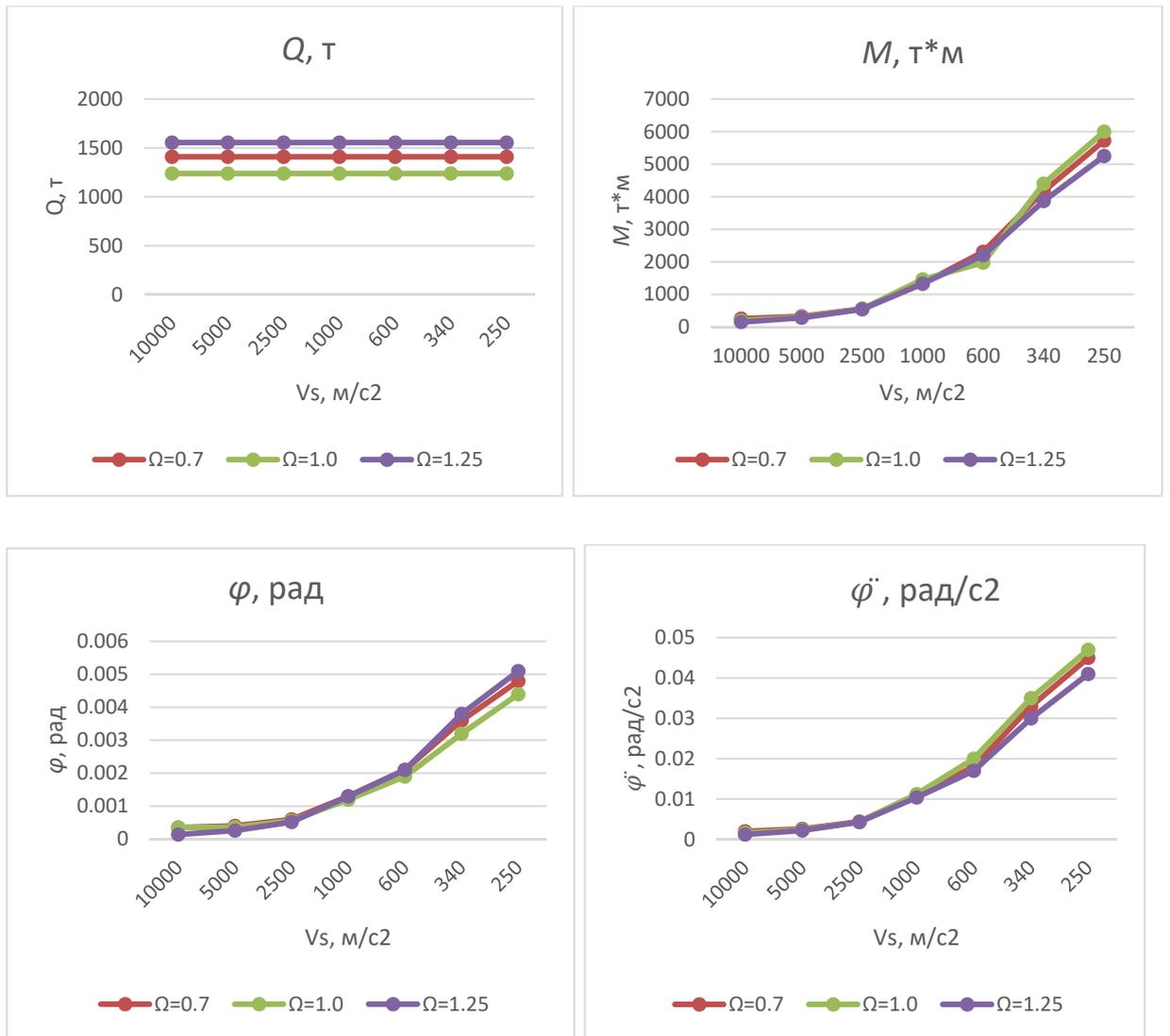


Рисунок 77. Графики зависимостей экстремальных величин: Q , M , $\ddot{\varphi}$, φ от скорости поперечной волны под подошвой фундамента для трёх типов зданий $\Omega = 0,7, \Omega = 1,0, \Omega = 1,25$. Воздействие: Фриули.

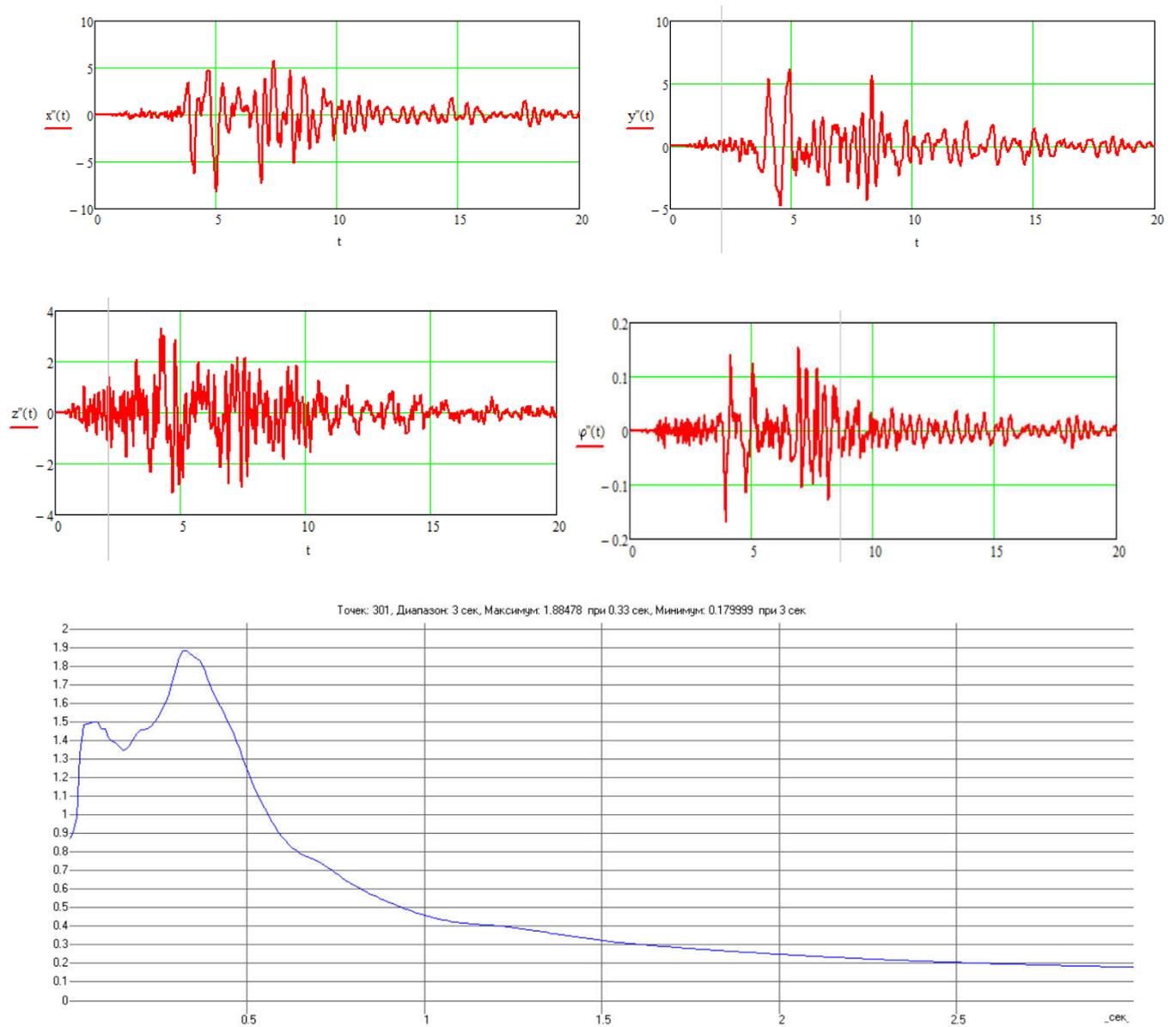


Рисунок 78. Компоненты воздействия X , Y , $\ddot{\varphi}_z(t)$ и коэффициент динамичности ротационного воздействия в осях периодов: Кобе, Япония, 1995 г. PGA=8.46 м/с².

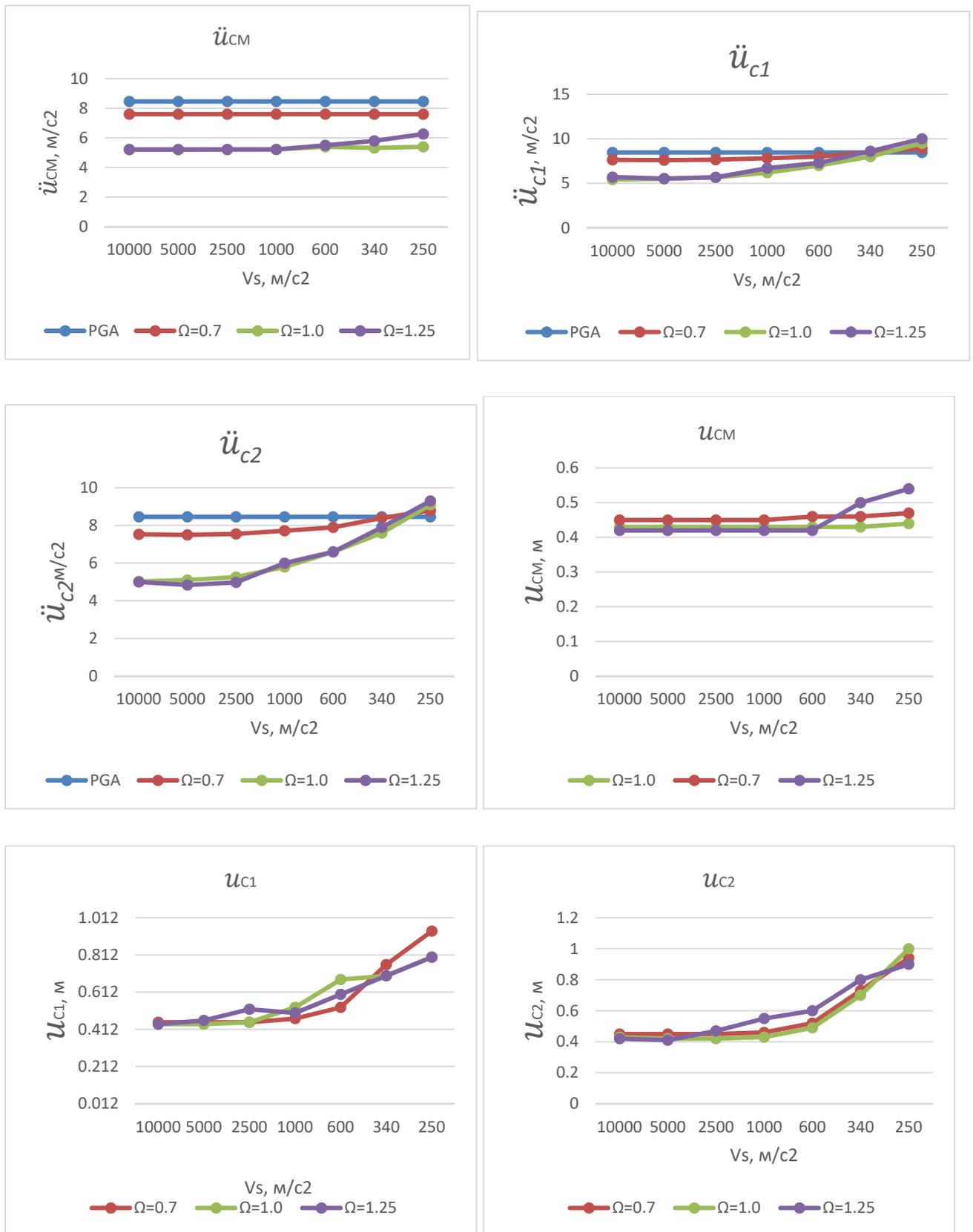


Рисунок 79. Графики зависимостей экстремальных величин: \ddot{u}_{CM} , \ddot{u}_{c1} , \ddot{u}_{c2} , u_{CM} , u_{c1} , u_{c2} от скорости поперечной волны под подошвой фундамента для трёх типов зданий $\Omega = 0,7, \Omega = 1,0, \Omega = 1,25$. Воздействие: Кобе.

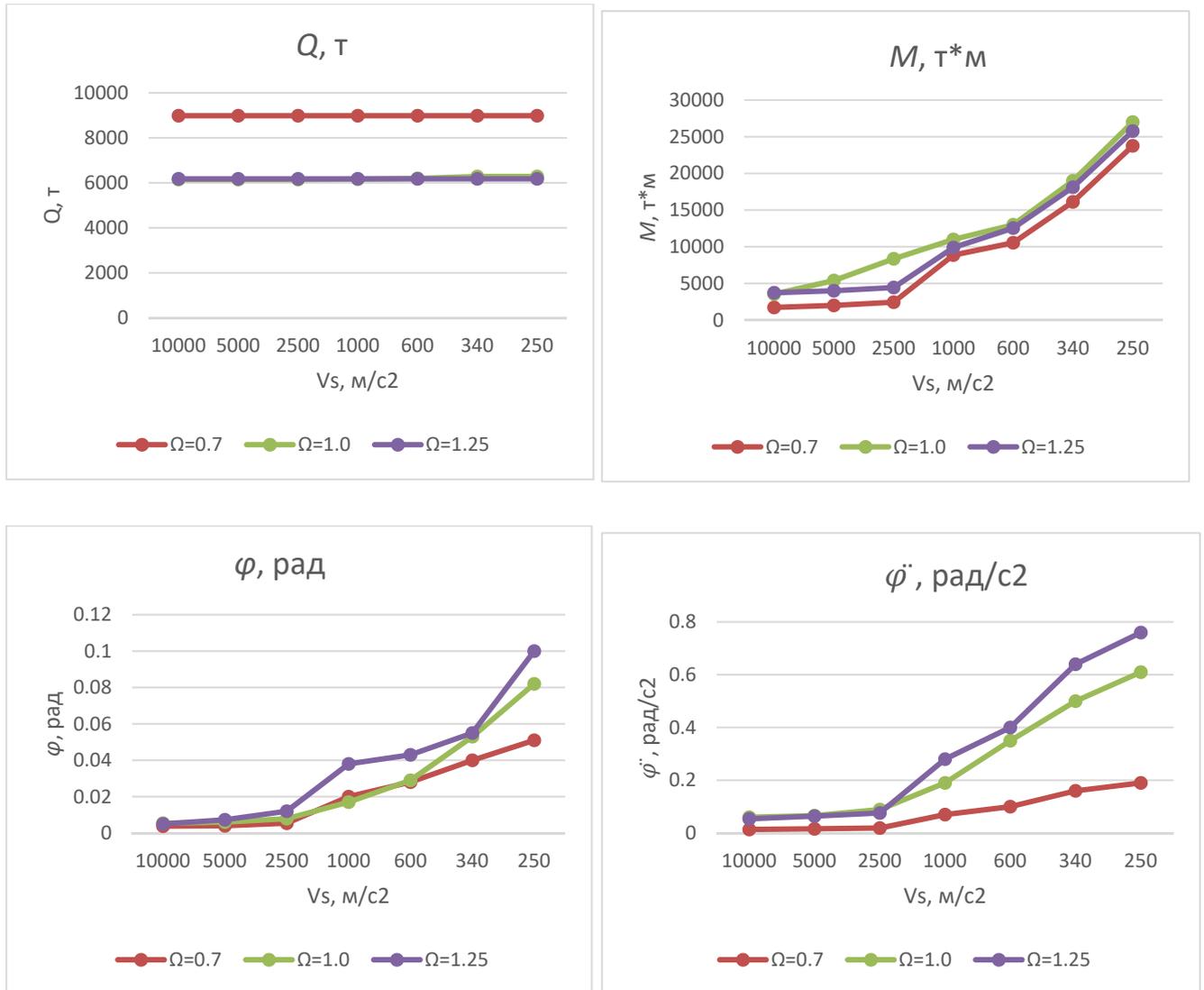


Рисунок 80. Графики зависимостей экстремальных величин: $Q, M, \ddot{\varphi}, \varphi$ от скорости поперечной волны под подошвой фундамента для трёх типов зданий $\Omega = 0,7, \Omega = 1,0, \Omega = 1,25$. Воздействие: Кобе.

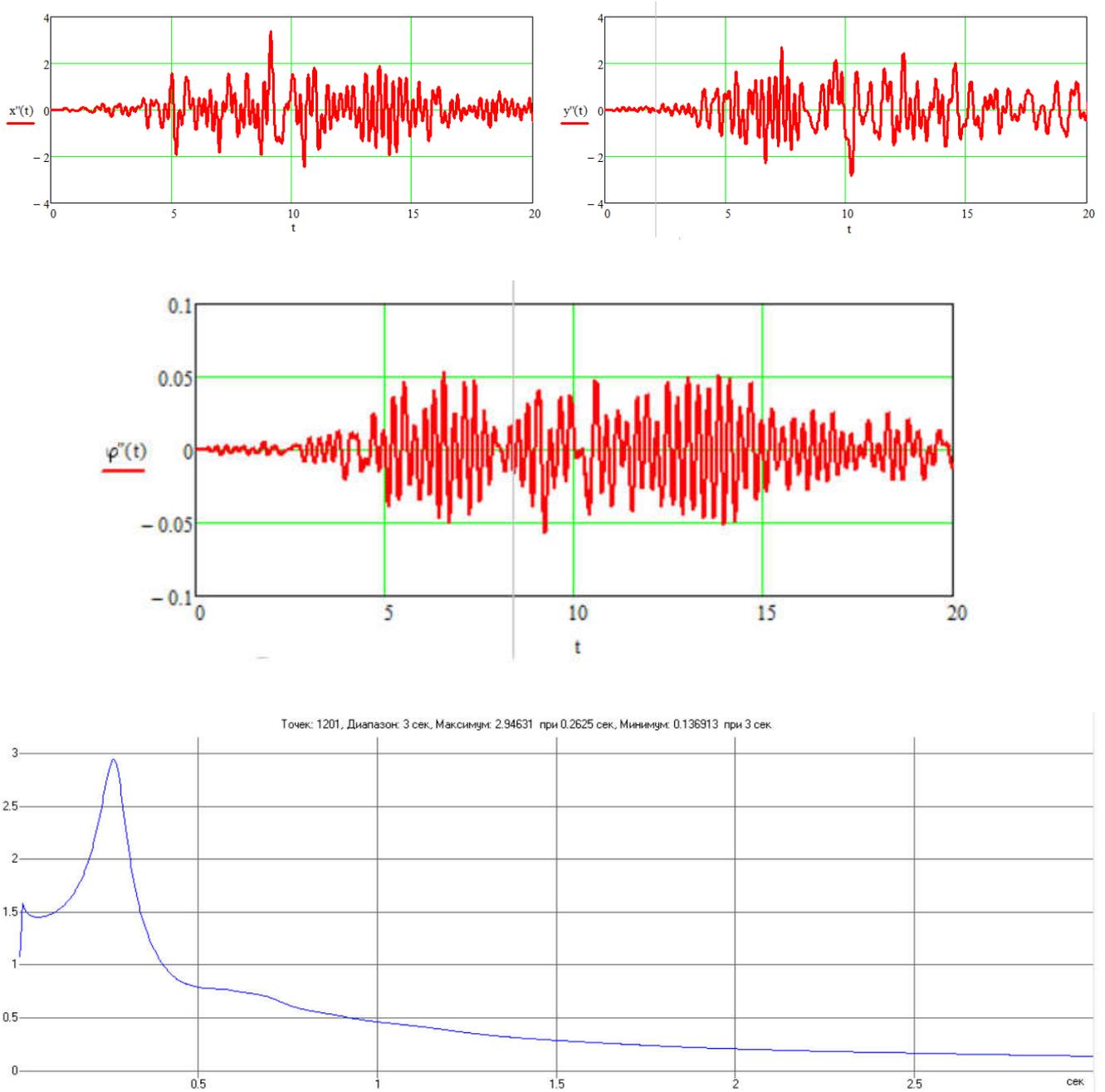


Рисунок 81. Компоненты воздействия X , Y , $\ddot{\varphi}_z(t)$ и коэффициент динамичности ротационного воздействия в осях периодов: Нортридж, США, 1994 г. $PGA=3.37$ m/c^2 .

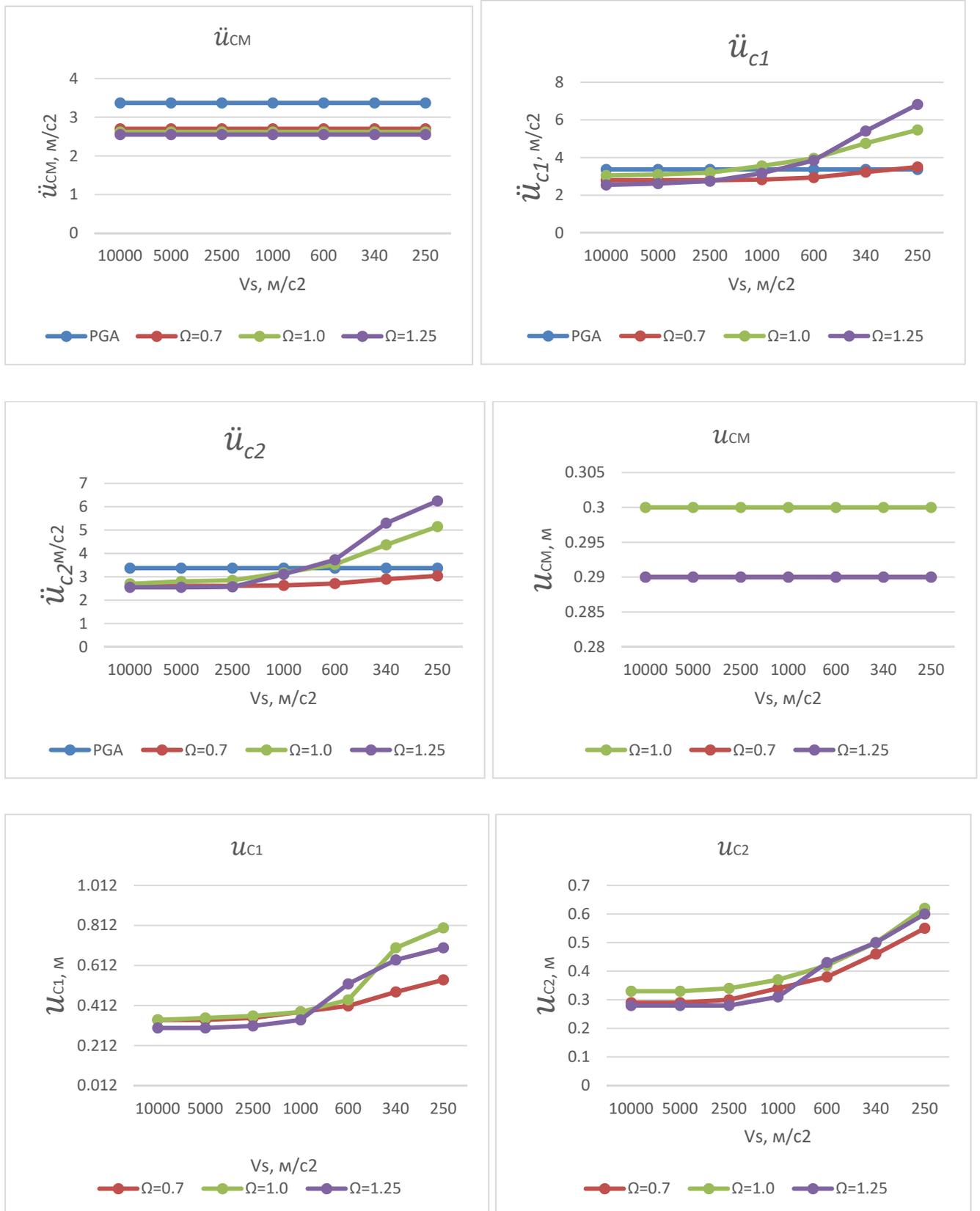


Рисунок 82. Графики зависимостей экстремальных величин: \ddot{u}_{CM} , \ddot{u}_{c1} , \ddot{u}_{c2} , u_{CM} , u_{c1} , u_{c2} от скорости поперечной волны под подошвой фундамента для трёх типов зданий $\Omega = 0,7, \Omega = 1,0, \Omega = 1,25$. Воздействие: Нортридж.

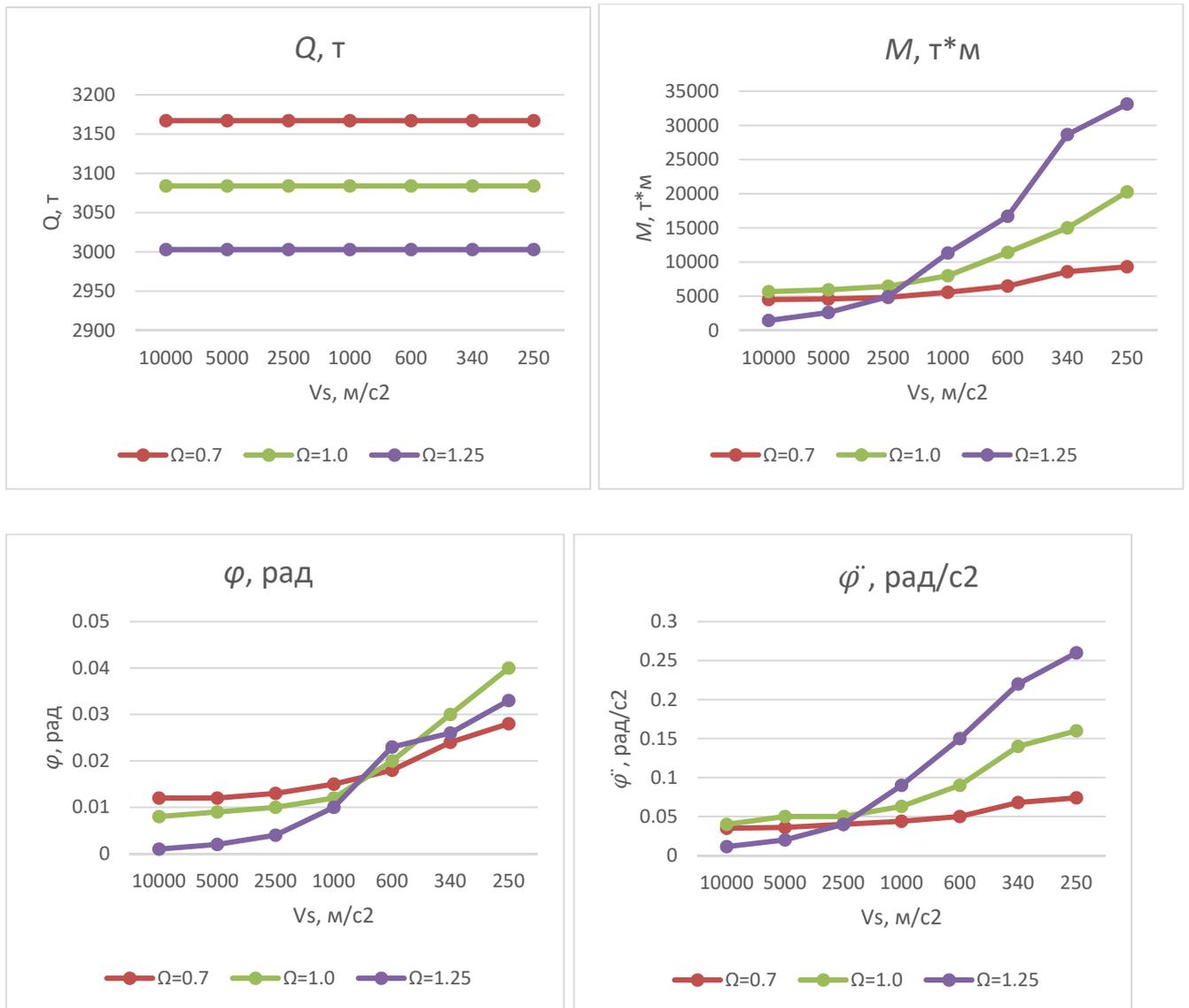


Рисунок 83. Графики зависимостей экстремальных величин: Q , M , $\ddot{\varphi}$, φ от скорости поперечной волны под подошвой фундамента для трёх типов зданий $\Omega = 0,7, \Omega = 1,0, \Omega = 1,25$. Воздействие: Нортридж.

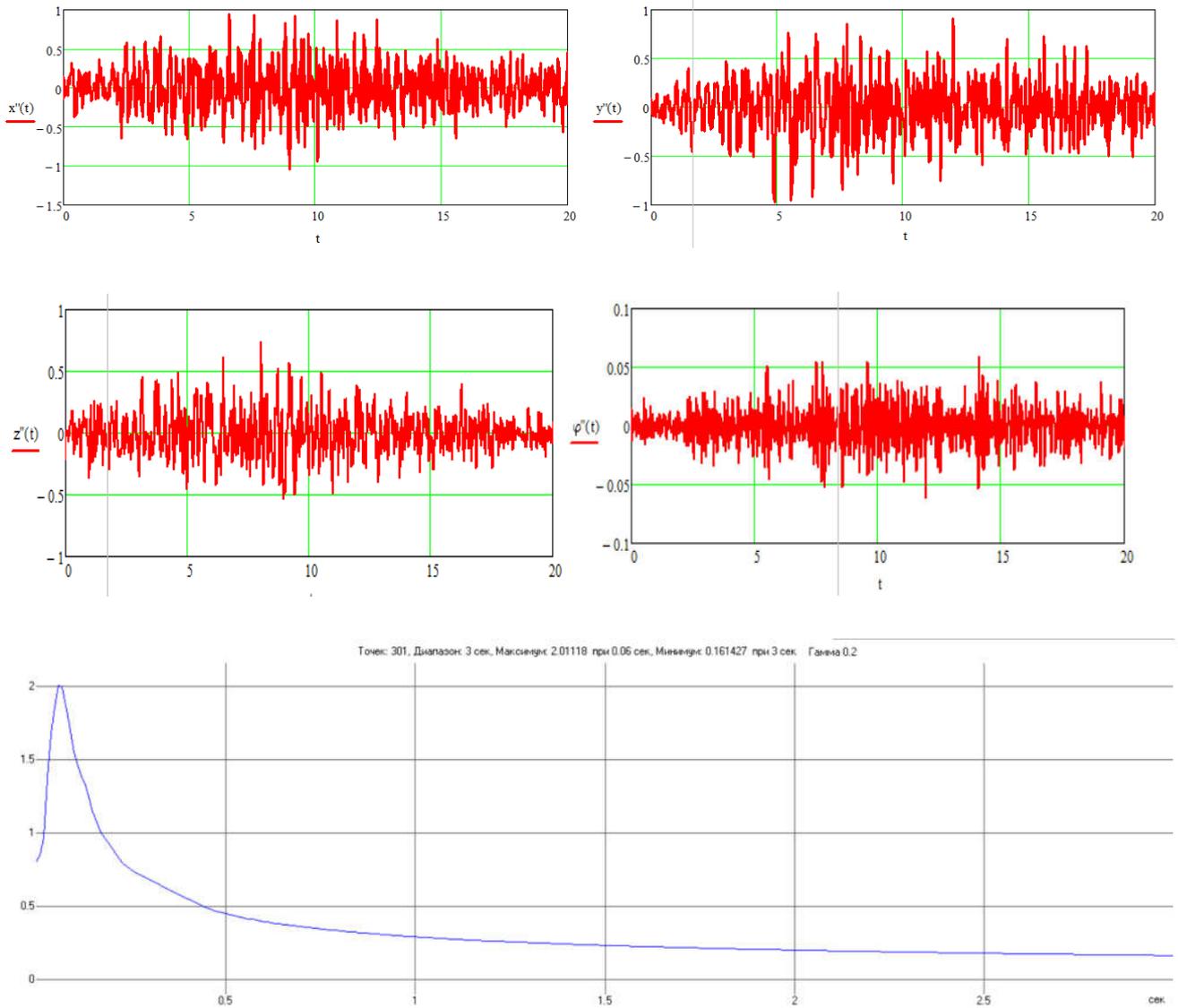


Рисунок 84. Компоненты воздействия X , Y , $\ddot{\varphi}_z(t)$ и коэффициент динамичности ротационного воздействия в осях периодов: Юнгай, Перу, 1994 г. PGA=1.09 м/с².

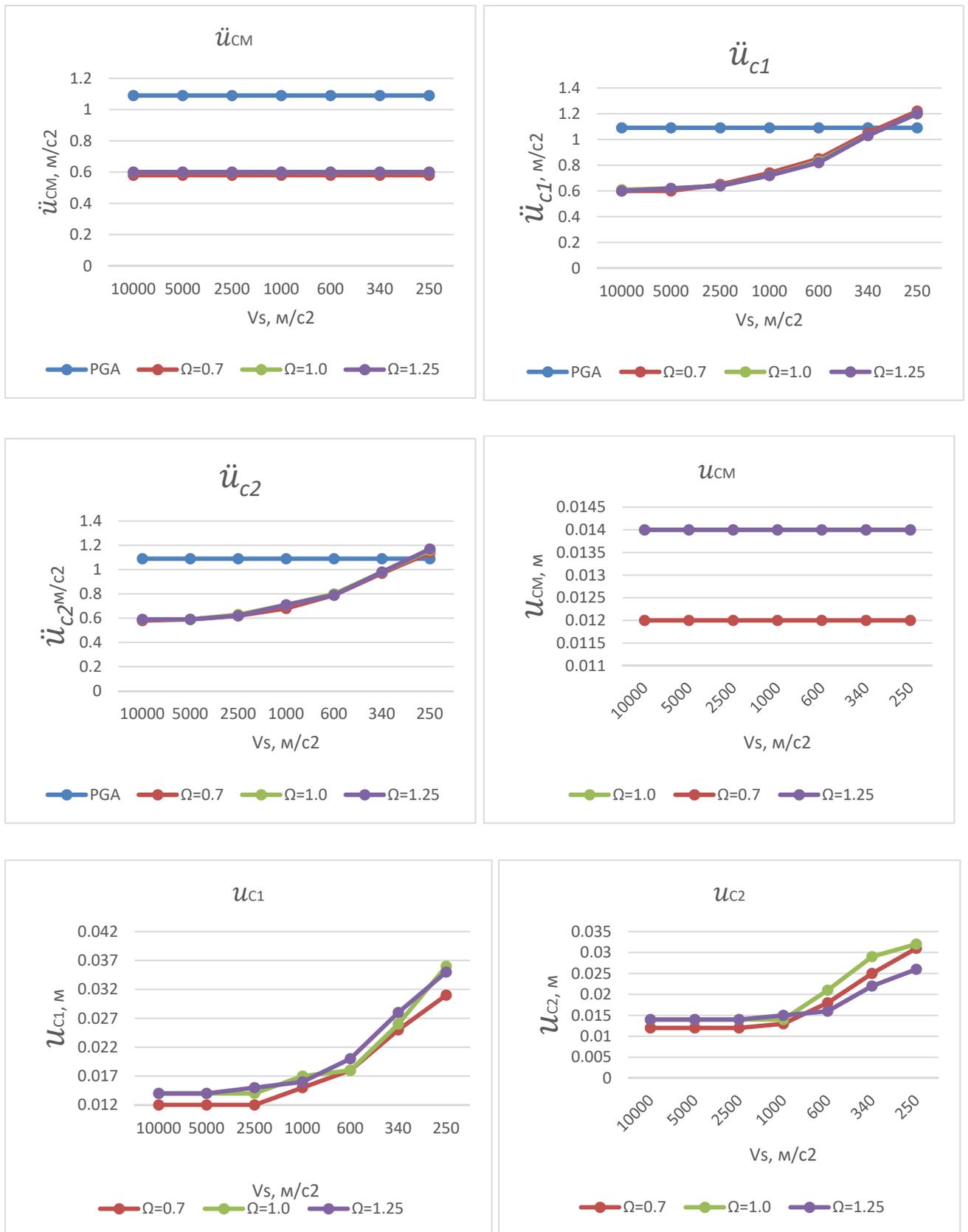


Рисунок 85. Графики зависимостей экстремальных величин: \ddot{u}_{CM} , \ddot{u}_{c1} , \ddot{u}_{c2} , u_{CM} , u_{c1} , u_{c2} от скорости поперечной волны под подошвой фундамента для трёх типов зданий $\Omega = 0,7, \Omega = 1,0, \Omega = 1,25$. Воздействие: Перу.

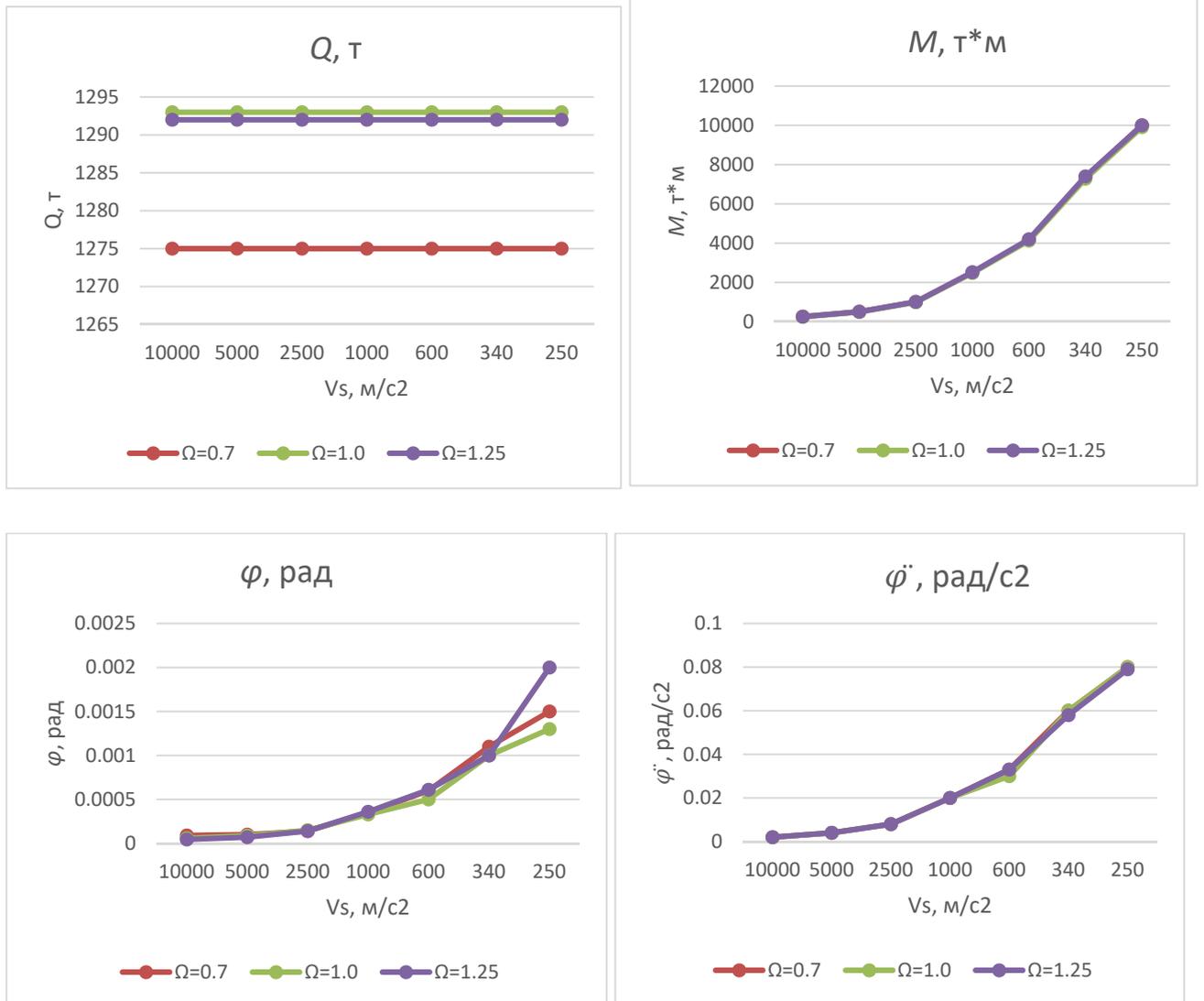


Рисунок 86. Графики зависимостей экстремальных величин: Q , M , $\ddot{\varphi}$, φ от скорости поперечной волны под подошвой фундамента для трёх типов зданий $\Omega = 0,7, \Omega = 1,0, \Omega = 1,25$. Воздействие: Перу.

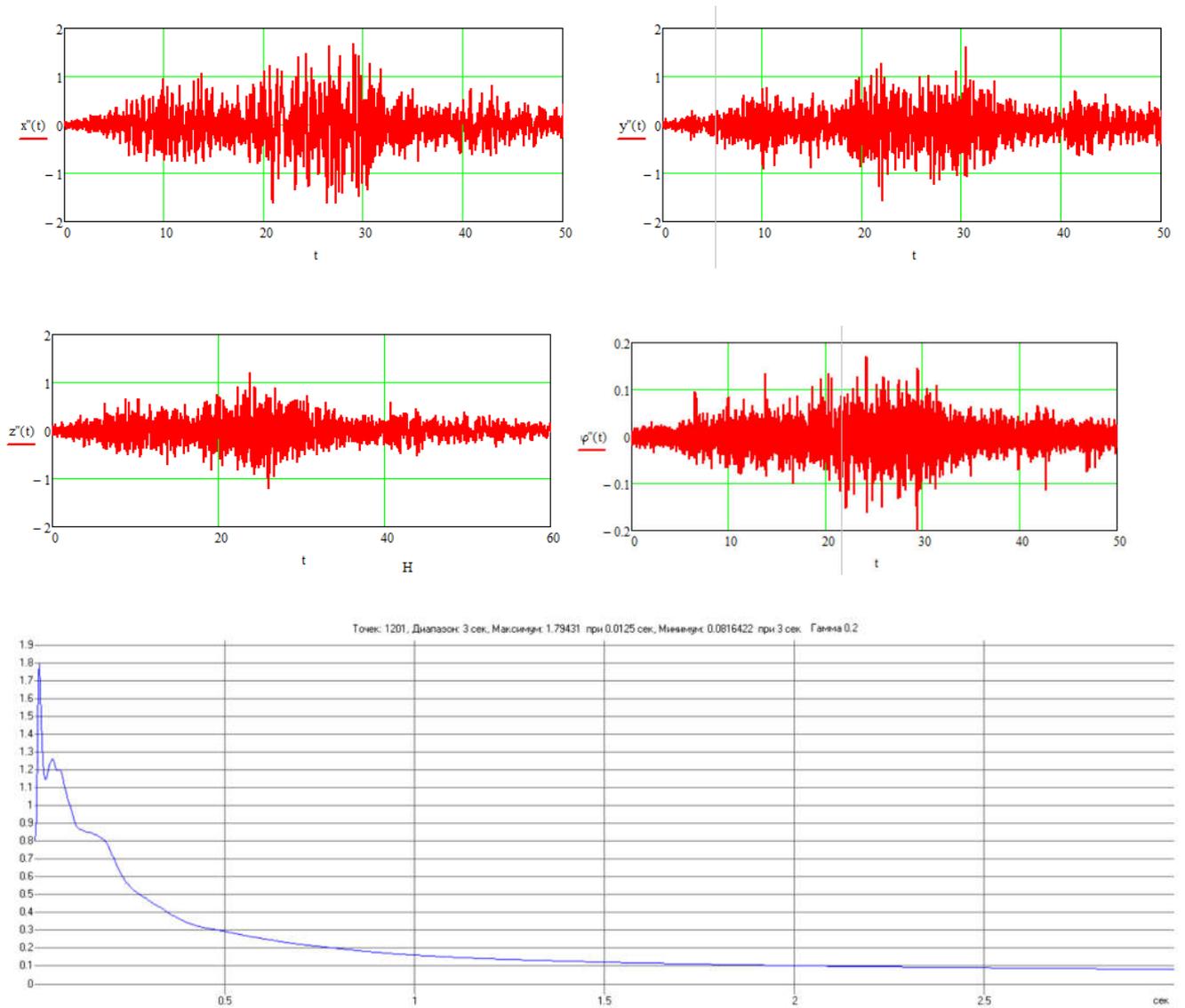


Рисунок 87. Компоненты воздействия X , Y , $\ddot{\varphi}_z(t)$ и коэффициент динамичности ротационного воздействия в осях периодов: Вальпараисо, Чили, 1985 г. PGA=1.8 m/s^2 .

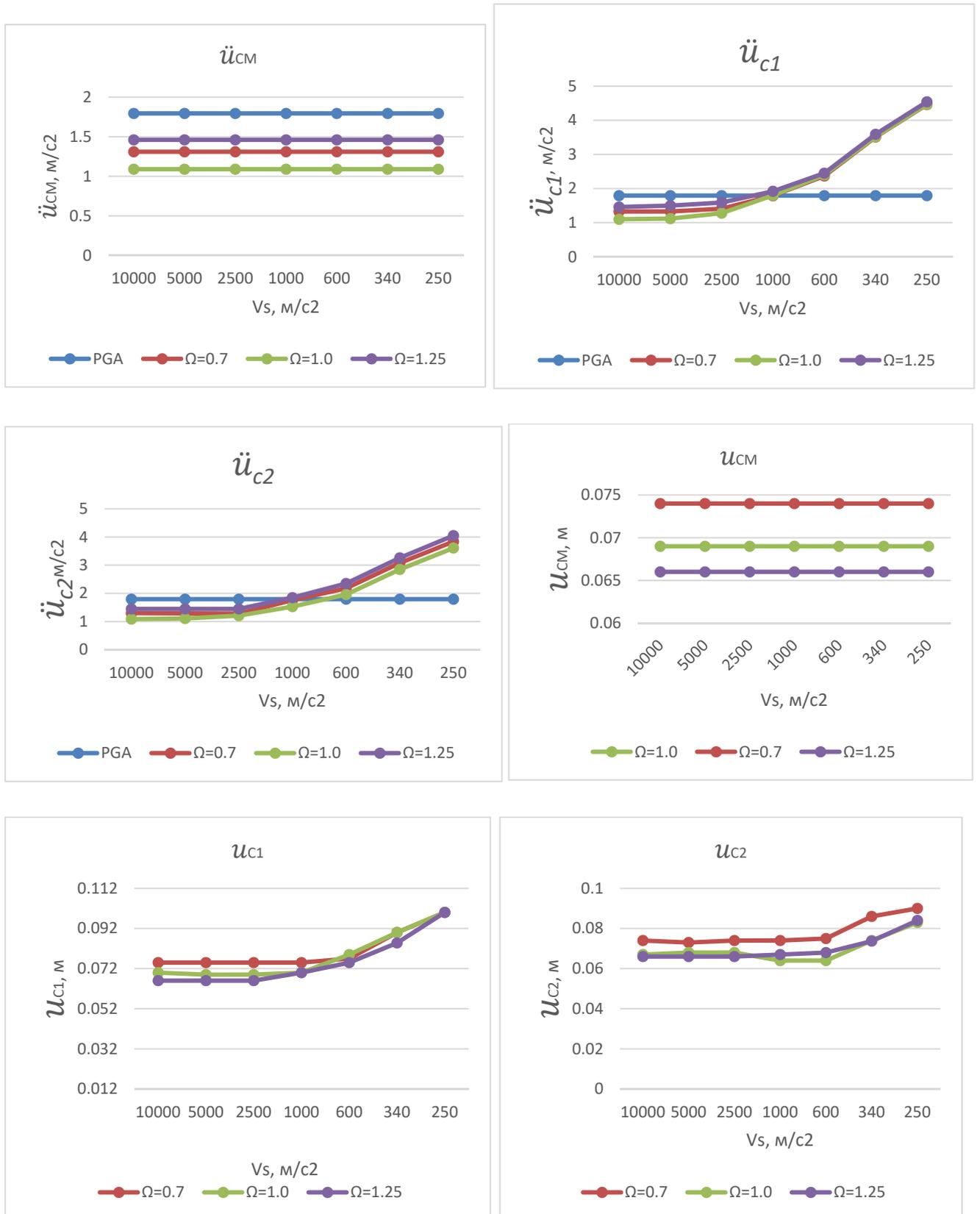


Рисунок 88. Графики зависимостей экстремальных величин: \ddot{u}_{CM} , \ddot{u}_{c1} , \ddot{u}_{c2} , u_{CM} , u_{c1} , u_{c2} от скорости поперечной волны под подошвой фундамента для трёх типов зданий $\Omega = 0,7, \Omega = 1,0, \Omega = 1,25$. Воздействие: Вальпараисо.

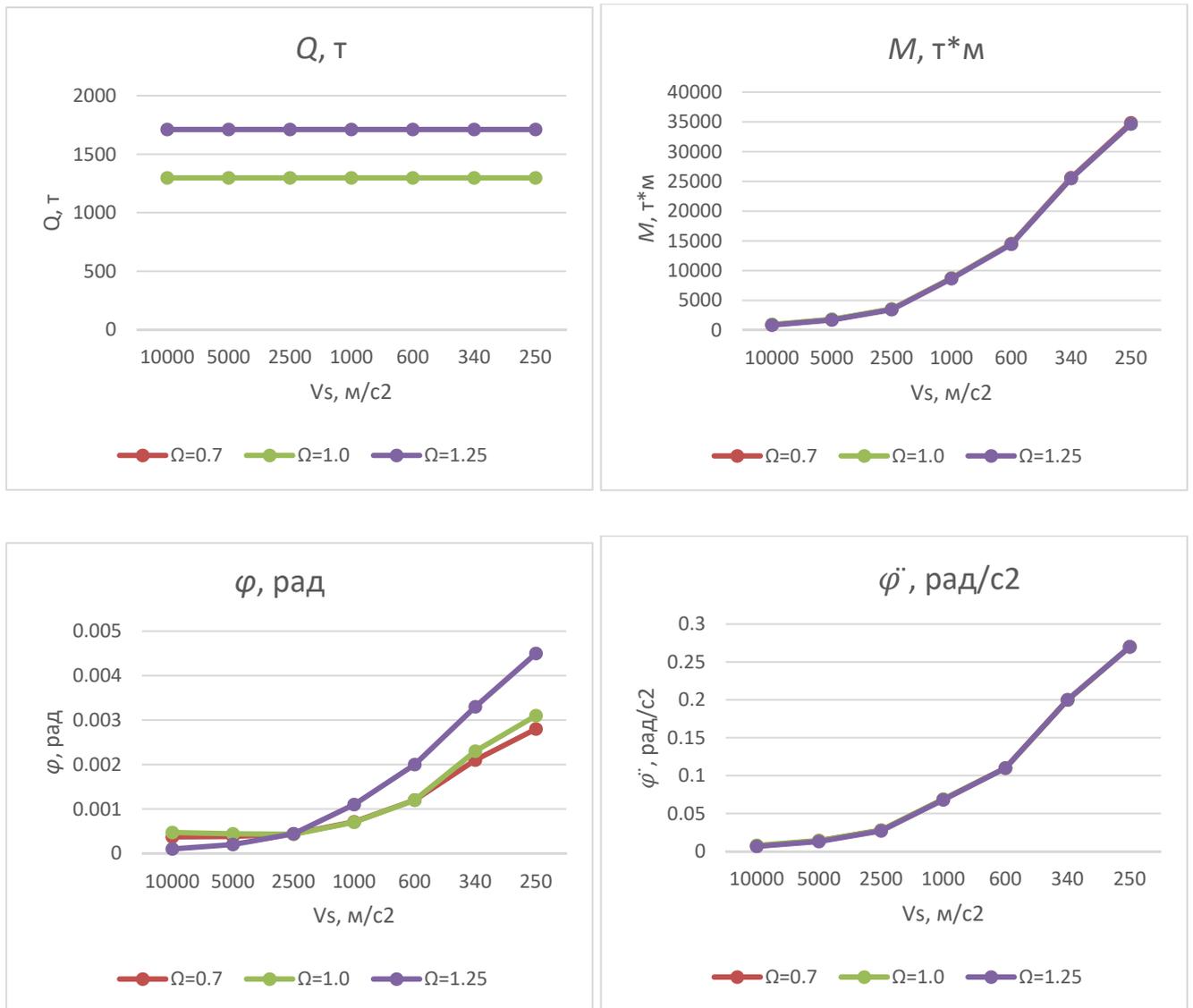


Рисунок 89. Графики зависимостей экстремальных величин: Q , M , $\ddot{\varphi}$, φ от скорости поперечной волны под подошвой фундамента для трёх типов зданий $\Omega = 0,7, \Omega = 1,0, \Omega = 1,25$. Воздействие: Вальпараисо.

3.3 Кручение здания, расположенного на резинометаллических опорах, при воздействии сейсмических ротаций

3.3.1 Численные результаты решения математической модели, учитывающей кручение суперструктуры на РМО

Модель с тремя степенями свободы, описанная в п. 2.3, учитывает кручение суперструктуры относительно вертикальной оси. В данном разделе система является *симметричной* и *сбалансированной*, то есть эксцентриситет между центром масс (ЦМ) и центром жёсткостей (ЦЖ) системы сейсмоизоляции (ССИ) равняется нулю, и кручение в данной системе вызвано ротационным движением грунта относительно вертикальной оси. Ротационная компонента $\dot{\varphi}_o(t)$ была сгенерирована по формуле (115). Данная математическая модель была реализована в программном комплексе «Mathcad», где система дифференциальных уравнений колебаний массы решаются методом Рунге-Кутты 4-го порядка. Программа предназначена для анализа здания, расположенного на n РМО с конкретными координатами по осям X и Y и ротационной акселерограммой $\dot{\varphi}_o(t)$. Чтобы использовать метод Рунге-Кутты 4-го порядка в среде ПК Mathcad необходимо задать вектор начальных условий:

$$y = \begin{Bmatrix} x(0) \\ \dot{x}(0) \\ y(0) \\ \dot{y}(0) \\ \varphi(0) \\ \dot{\varphi}(0) \end{Bmatrix} \quad (118)$$

Далее необходимо сформировать вектор первых и вторых производных в явном виде:

$$D = \begin{cases} y_2 \\ -2\xi\omega_x y_2 - R_x(y_1, y_2)/m - \ddot{x}_0(t) \\ y_4 \\ -2\xi\omega_y y_4 - R_y(y_3, y_4)/m - \ddot{y}_0(t) \\ y_6 \\ -2\xi\omega_\varphi y_6 - \frac{M(y_1, y_3, y_5)}{I_z} - \ddot{\varphi}_0(t) \end{cases} \begin{cases} y_1 = x \\ y_2 = \dot{x} \\ y_3 = y \\ y_4 = \dot{y} \\ y_5 = \varphi \\ y_6 = \dot{\varphi} \end{cases} \quad (119)$$

Решением системы уравнений будет вектор Z , состоящий из столбцов неизвестных переменных.

График коэффициента динамичностей в осях периодов для ротационного воздействия построены в модуле «Одиссей 2.0» ПК «Старк» [162].

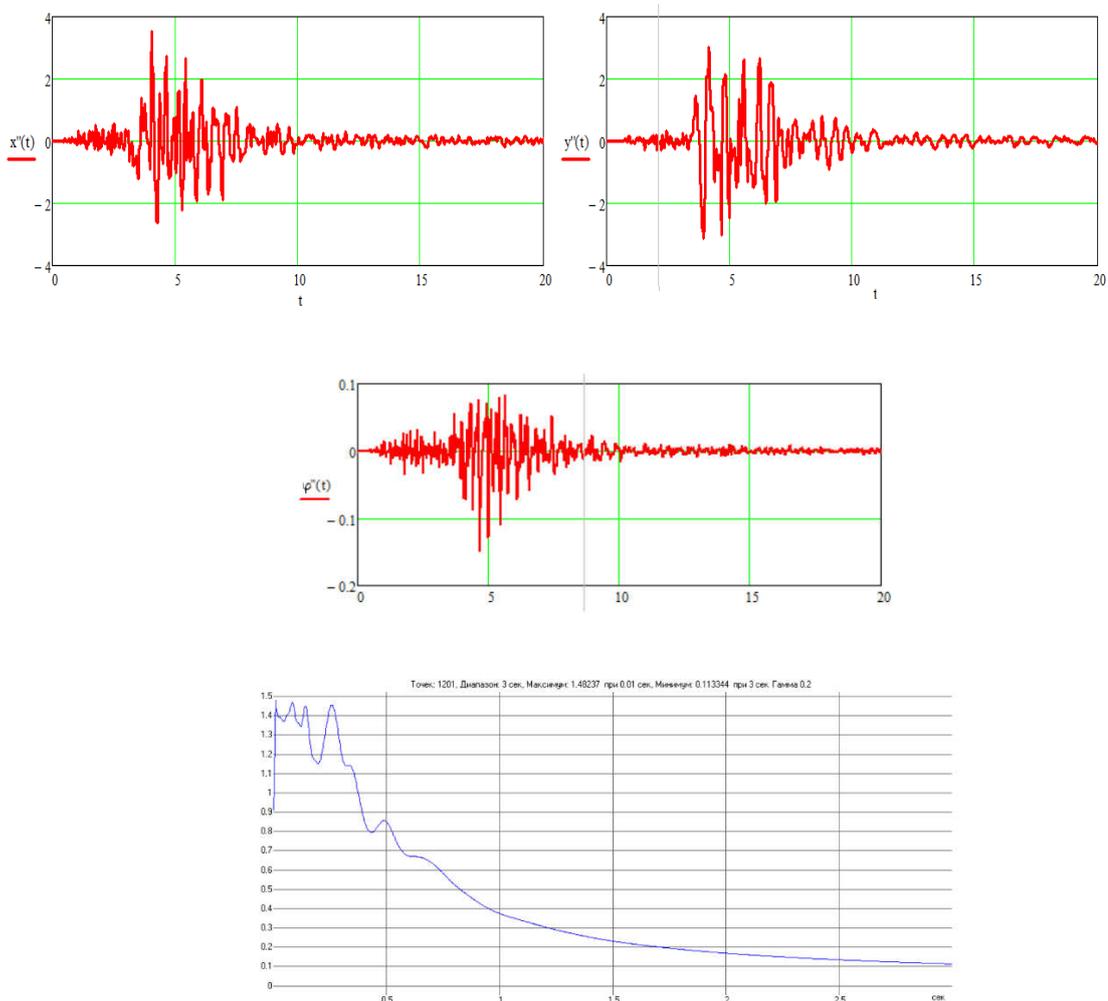


Рисунок 90. Компоненты воздействия X , Y , $\ddot{\varphi}_z(t)$ и коэффициент динамичности ротационного воздействия в осях периодов: Фриули, Италия, 1976 г. PGA=3.88 м/с²

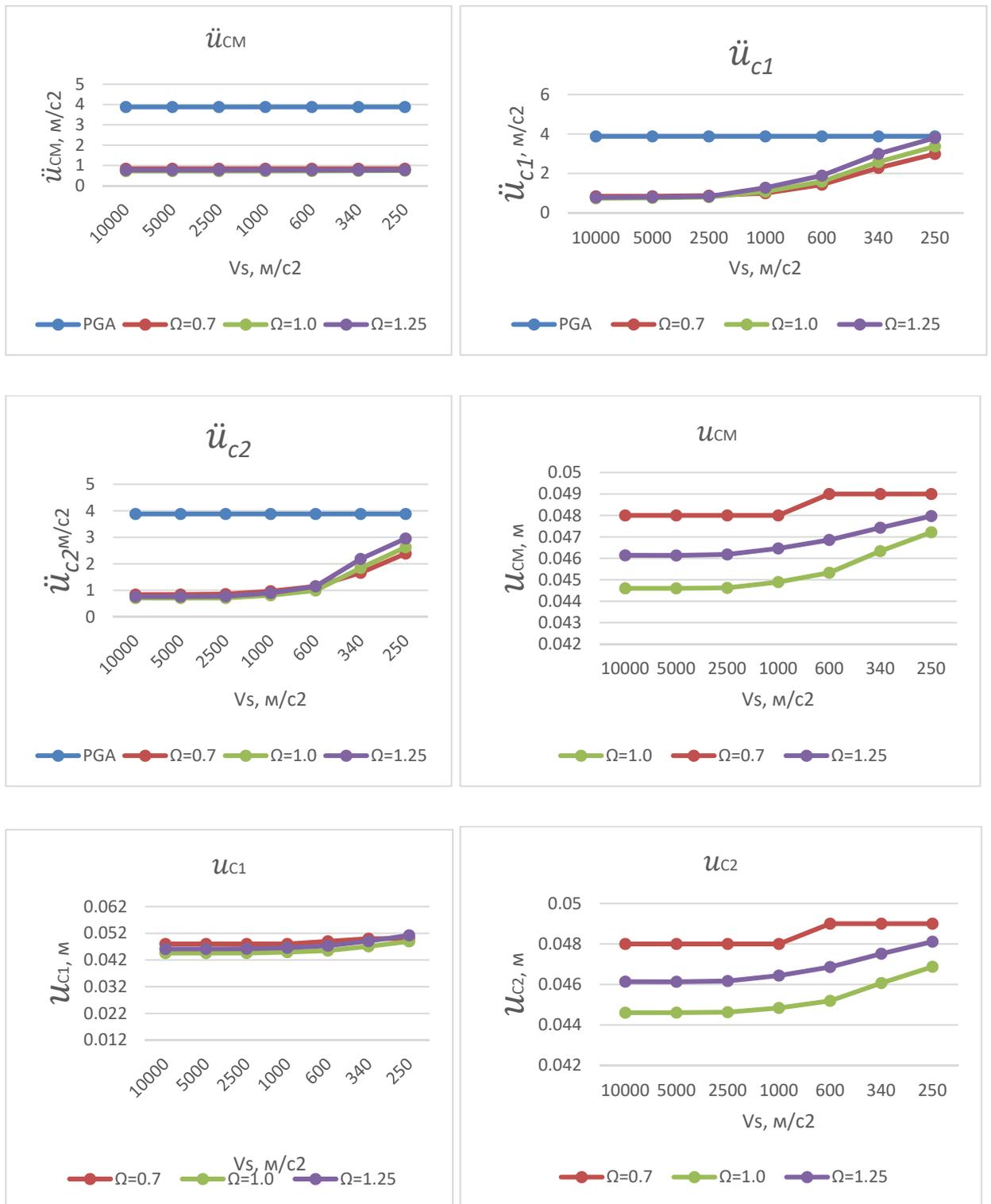


Рисунок 91. Графики зависимостей экстремальных величин: \ddot{u}_{CM} , \ddot{u}_{c1} , \ddot{u}_{c2} , u_{CM} , u_{c1} , u_{c2} от скорости поперечной волны под подошвой фундамента для трёх типов зданий $\Omega = 0,7, \Omega = 1,0, \Omega = 1,25$. Воздействие: Фриули.

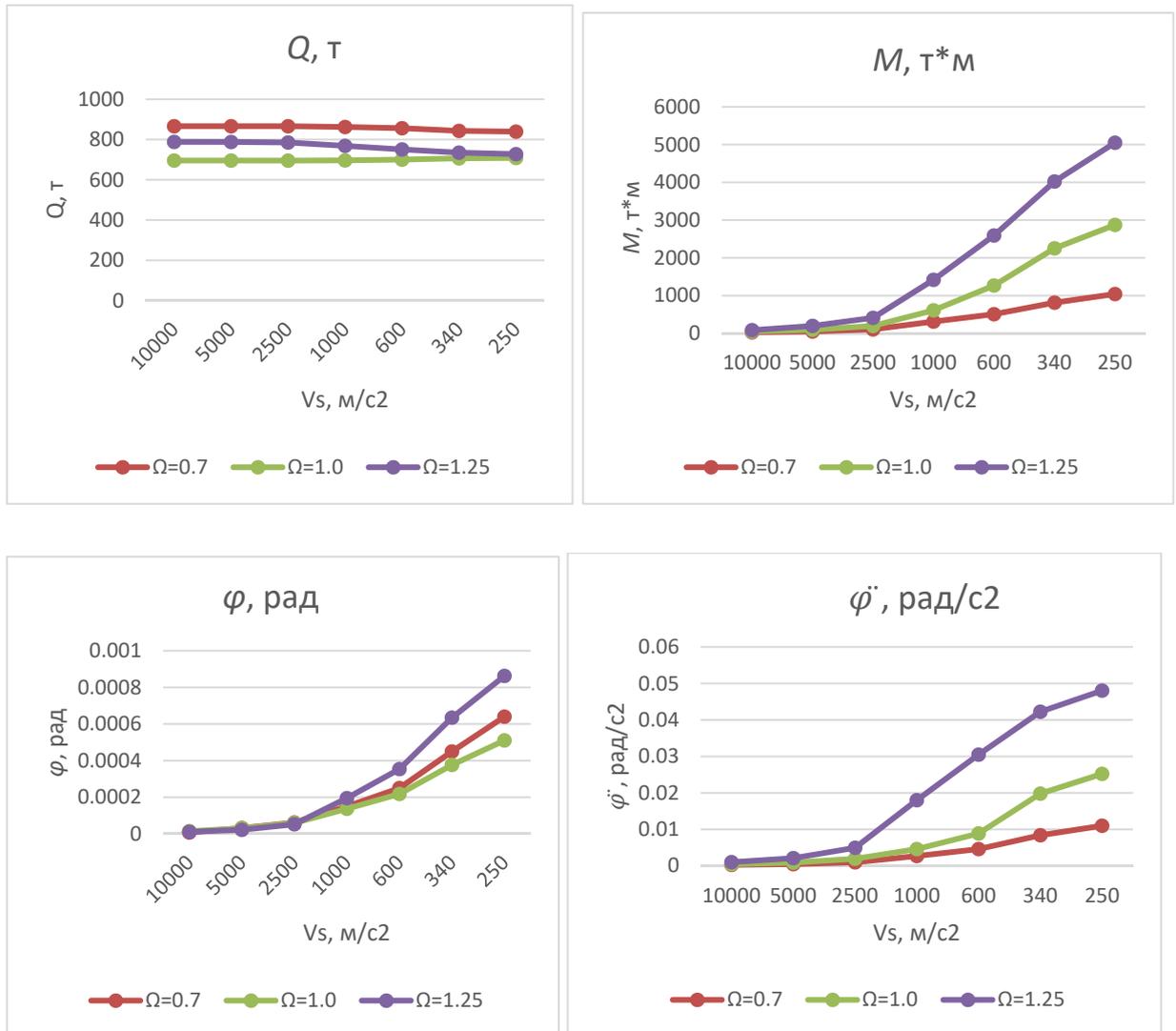


Рисунок 92. Графики зависимостей экстремальных величин: Q , M , $\ddot{\varphi}$, φ от скорости поперечной волны под подошвой фундамента для трёх типов зданий $\Omega = 0,7, \Omega = 1,0, \Omega = 1,25$. Воздействие: Фриули.

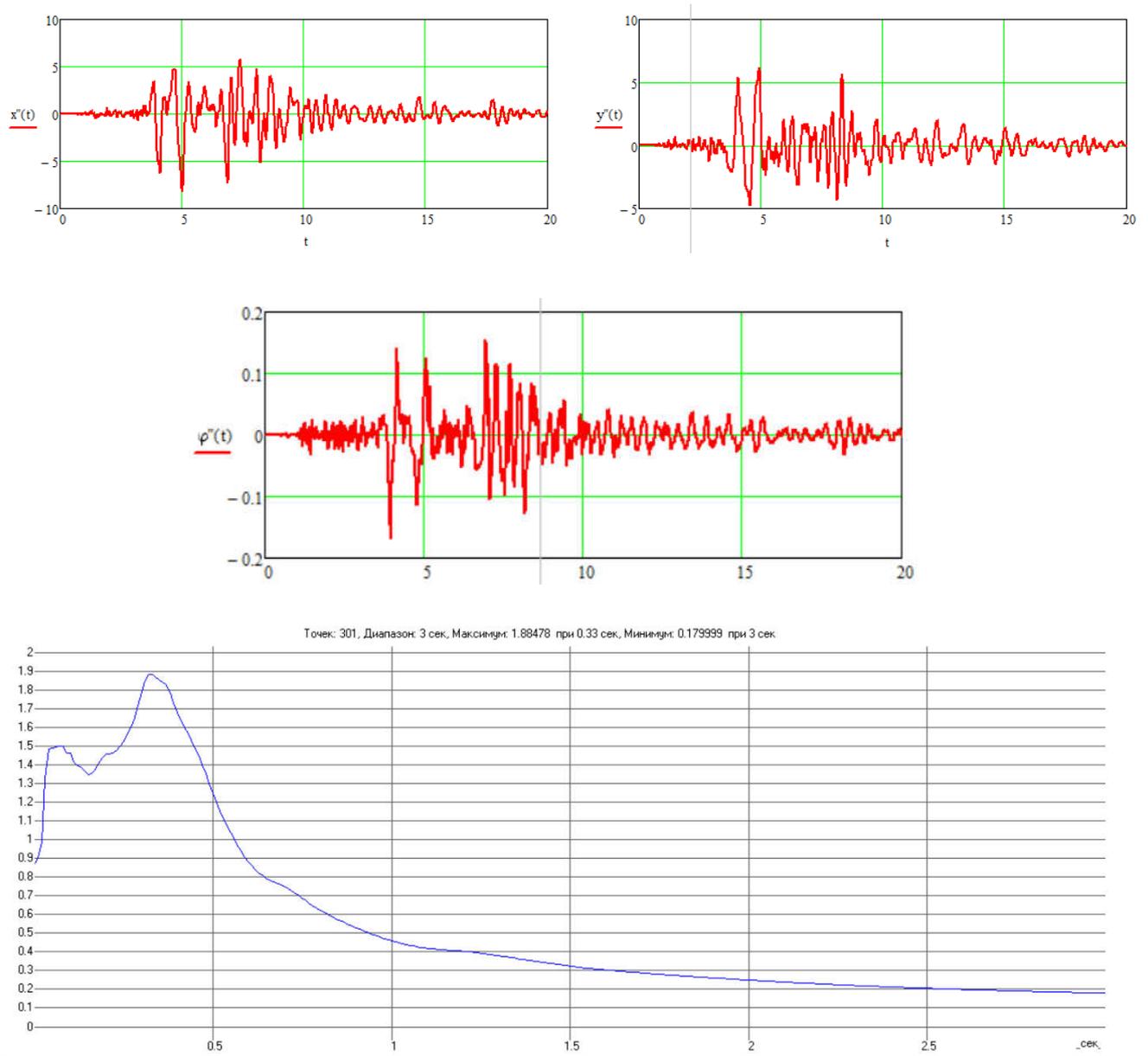


Рисунок 93. Компоненты воздействия X , Y , $\ddot{\varphi}_z(t)$ и коэффициент динамичности ротационного воздействия в осях периодов: Кобе, Япония, 1995 г. $PGA=8.46 \text{ м/с}^2$

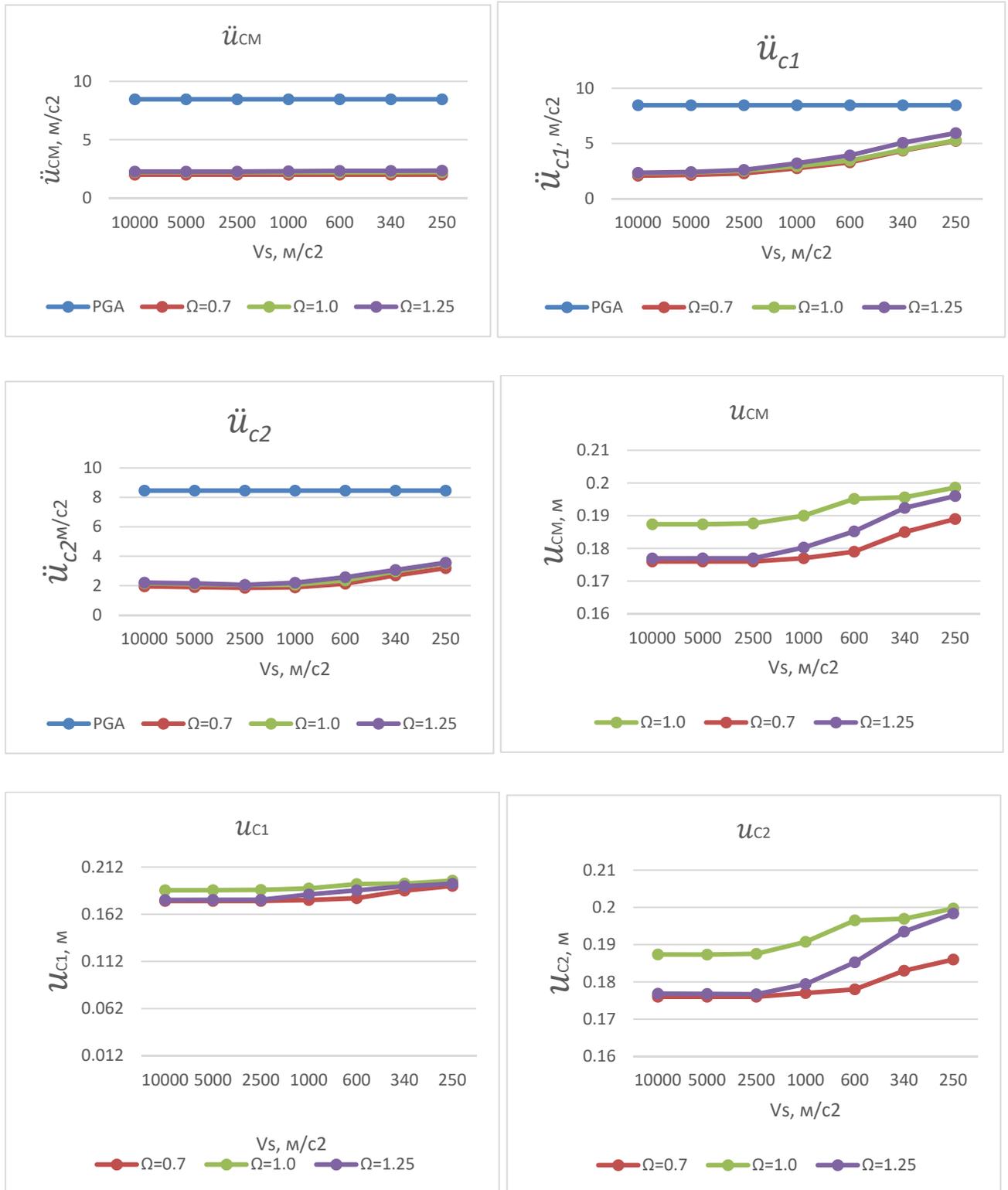


Рисунок 94. Графики зависимостей экстремальных величин: \ddot{u}_{CM} , \ddot{u}_{c1} , \ddot{u}_{c2} , u_{CM} , u_{c1} , u_{c2} от скорости поперечной волны под подошвой фундамента для трёх типов зданий $\Omega = 0,7, \Omega = 1,0, \Omega = 1,25$. Воздействие: Кобе.

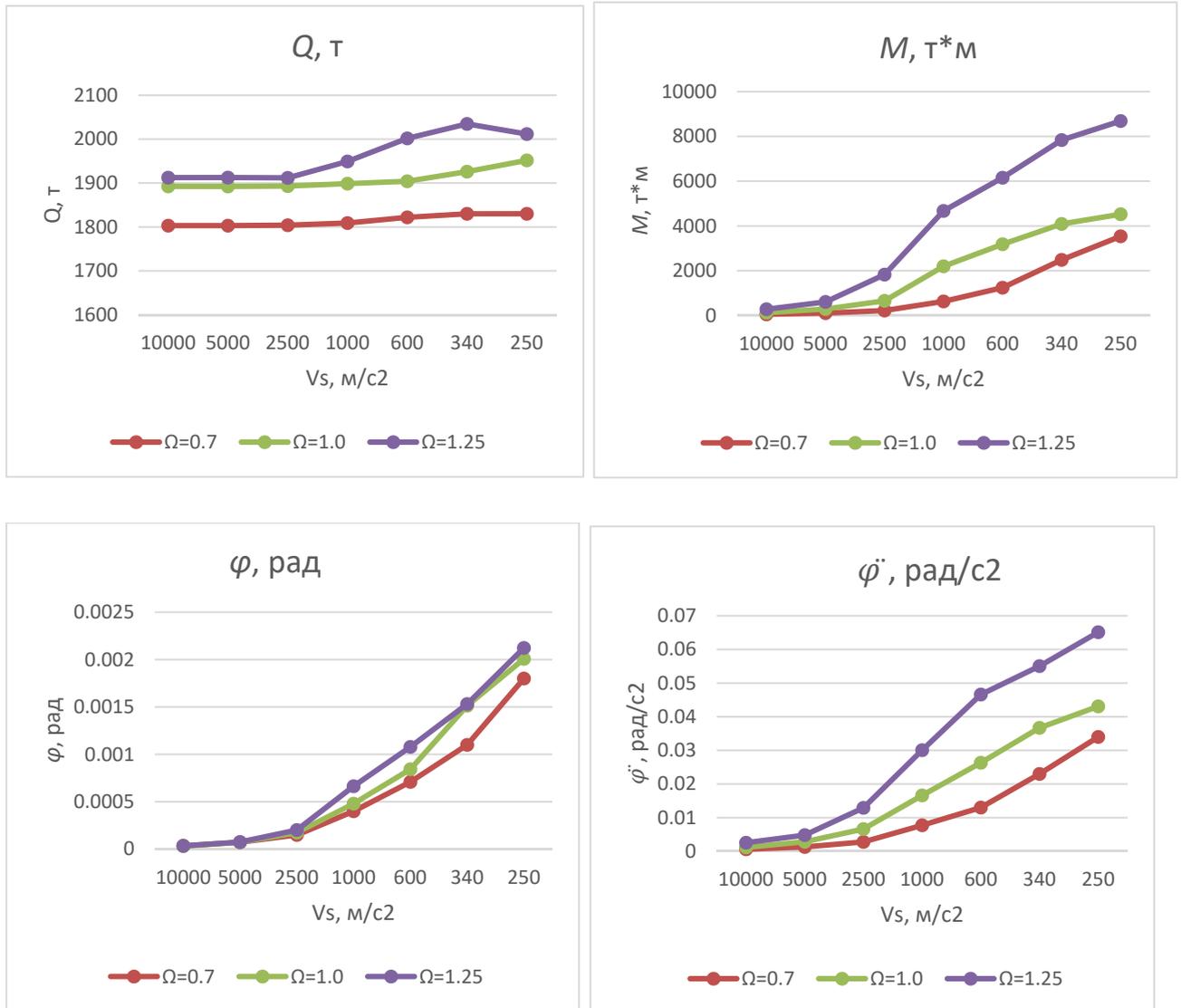


Рисунок 95. Графики зависимостей экстремальных величин: Q , M , $\ddot{\varphi}$, φ от скорости поперечной волны под подошвой фундамента для трёх типов зданий $\Omega = 0,7, \Omega = 1,0, \Omega = 1,25$. Воздействие: Кобе.

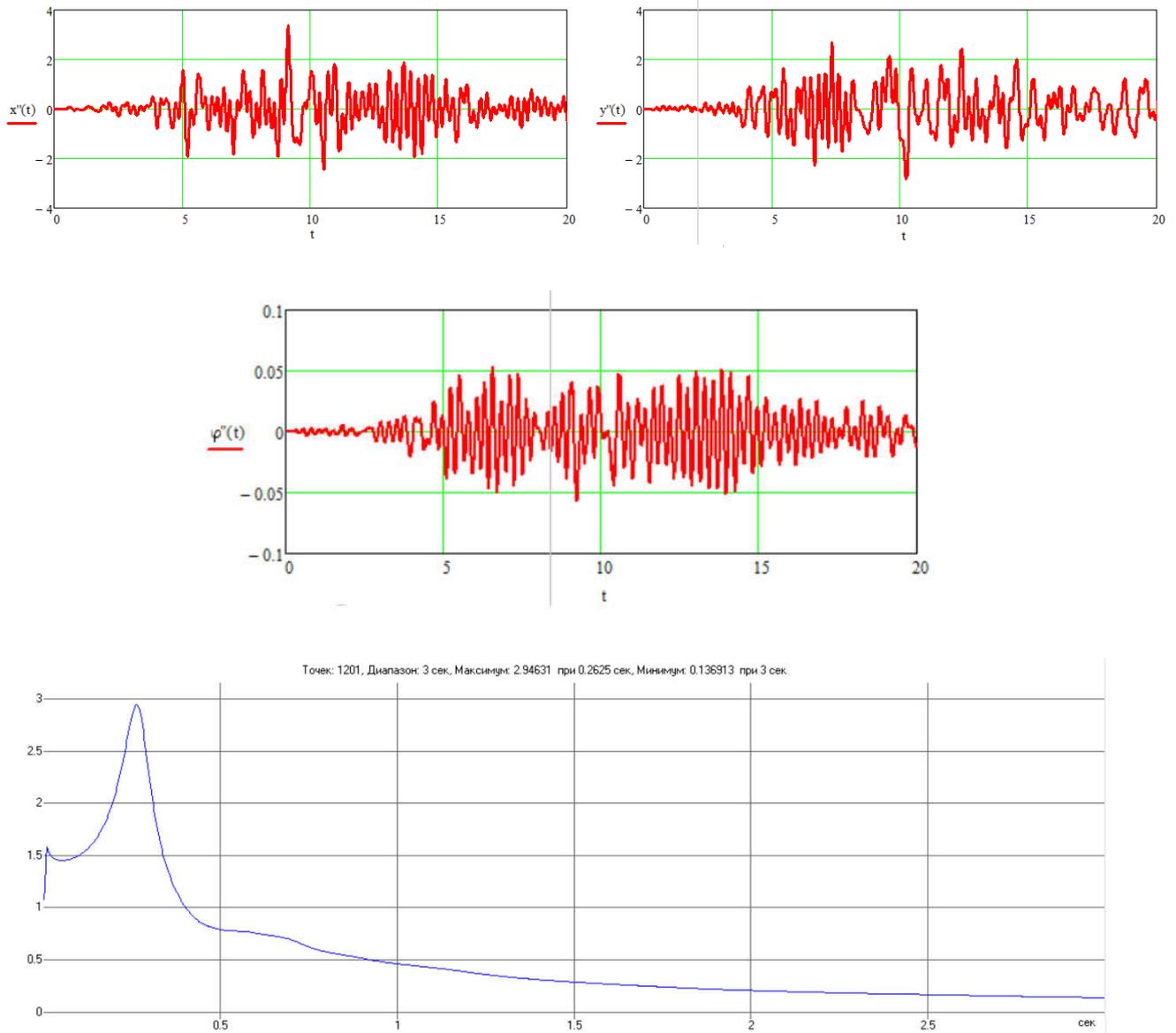


Рисунок 96. Компоненты воздействия X , Y , $\ddot{\varphi}_z(t)$ и коэффициент динамичности ротационного воздействия в осях периодов: Нортридж, США, 1994 г. PGA=3.37 m/s^2 .

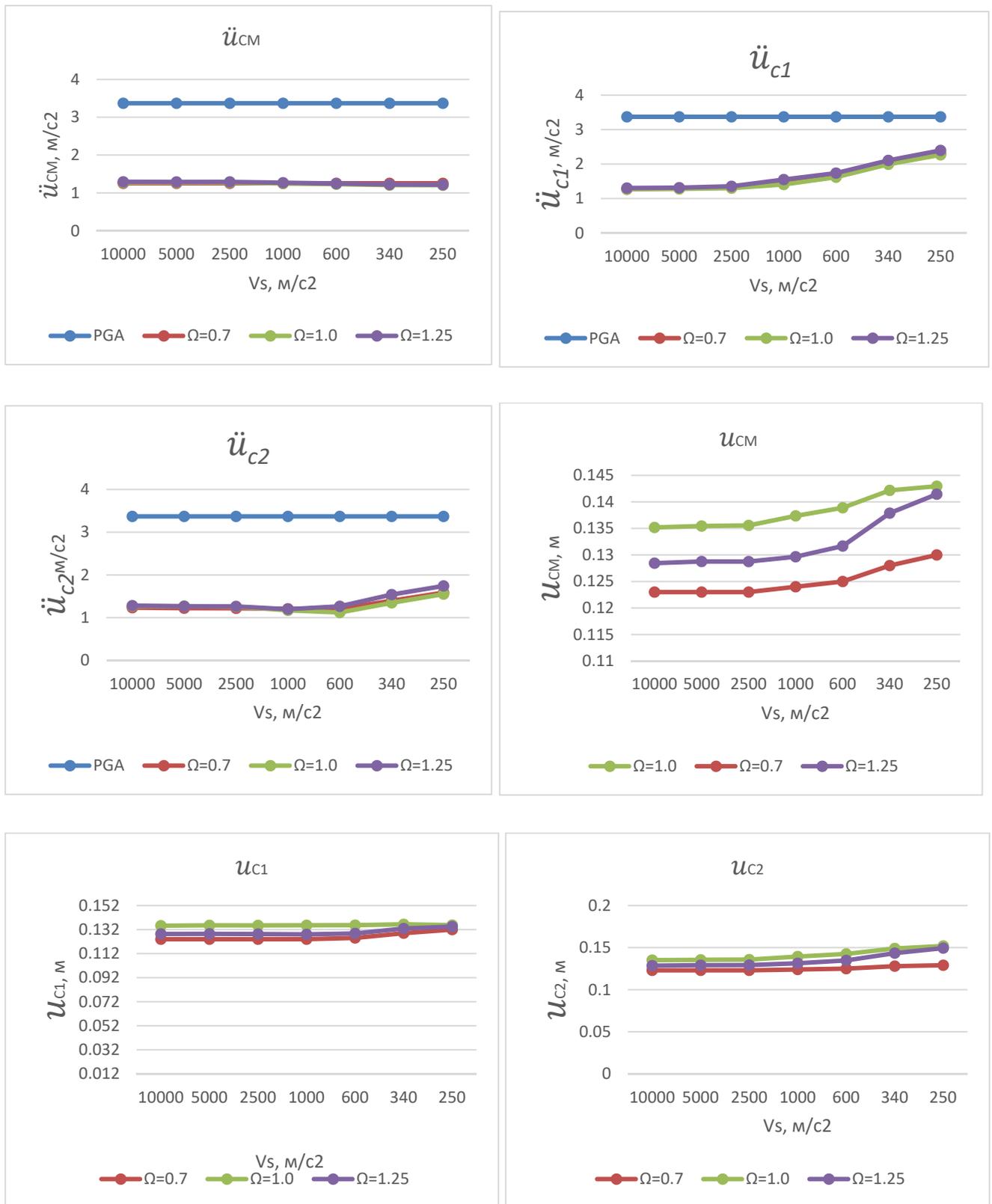


Рисунок 97. Графики зависимостей экстремальных величин: \ddot{u}_{CM} , \ddot{u}_{c1} , \ddot{u}_{c2} , u_{CM} , u_{c1} , u_{c2} от скорости поперечной волны под подошвой фундамента для трёх типов зданий $\Omega = 0,7, \Omega = 1,0, \Omega = 1,25$. Воздействие: Нортридж.

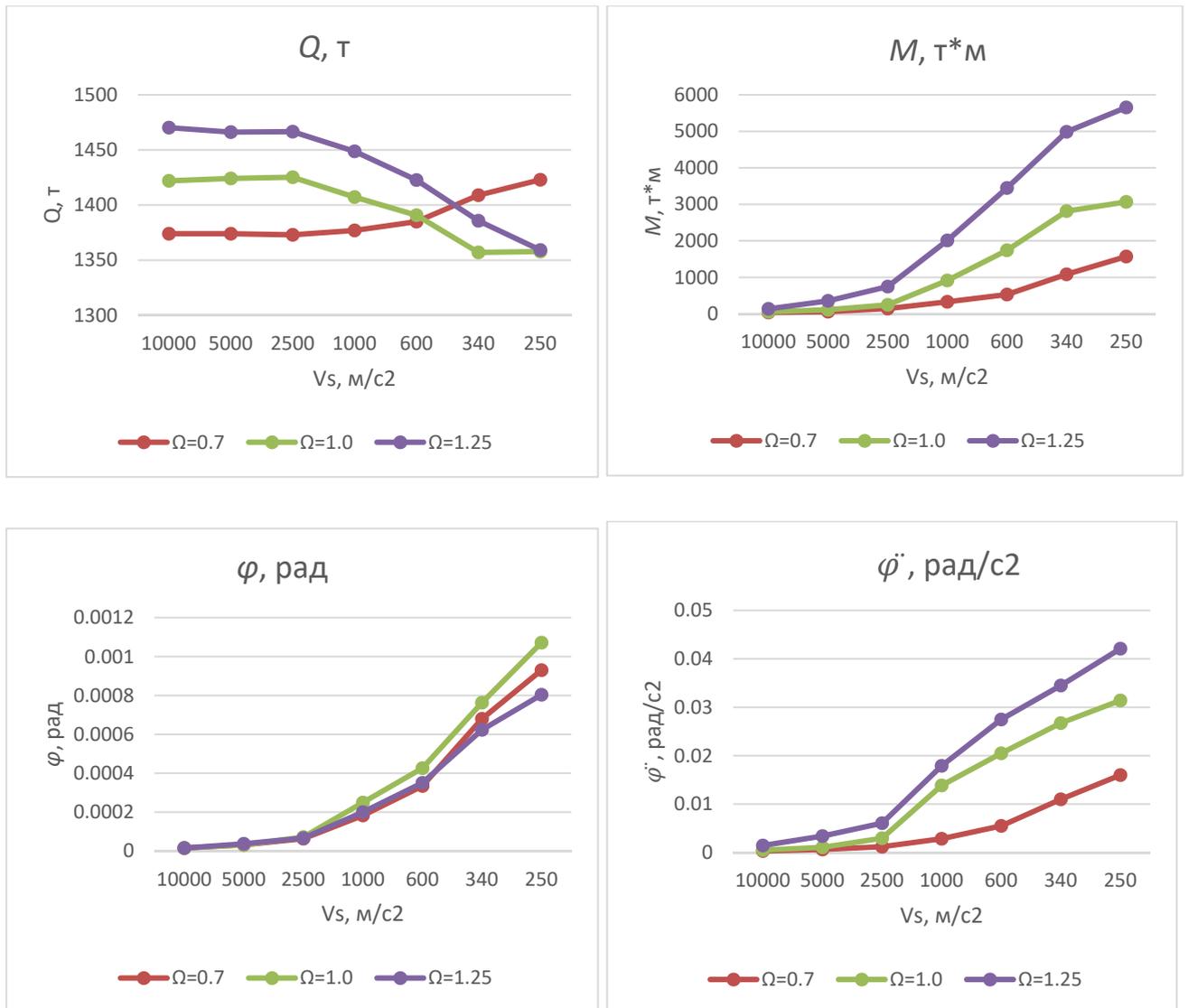


Рисунок 98. Графики зависимостей экстремальных величин: $Q, M, \ddot{\varphi}, \varphi$ от скорости поперечной волны под подошвой фундамента для трёх типов зданий $\Omega = 0,7, \Omega = 1,0, \Omega = 1,25$. Воздействие: Нортридж.

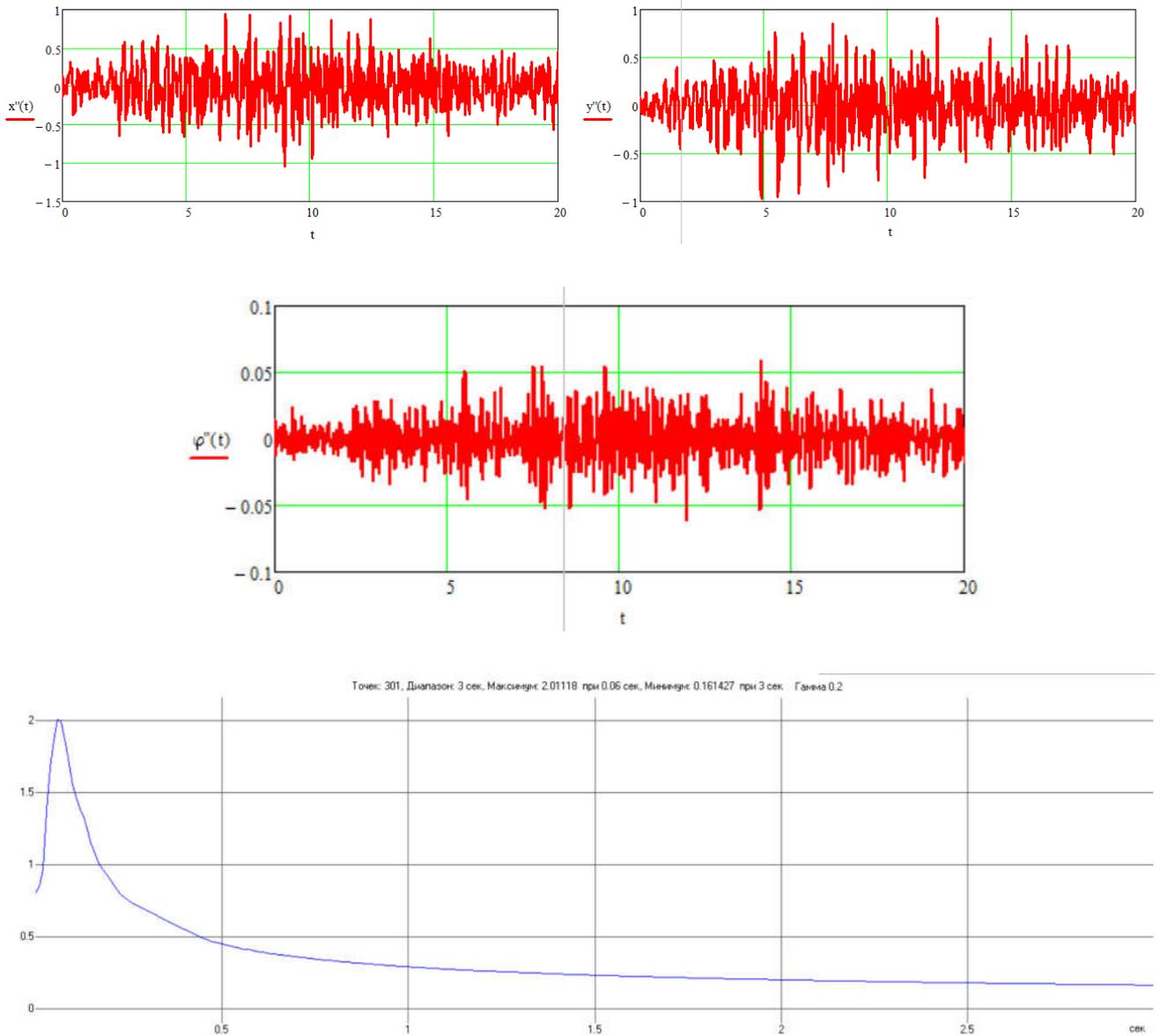


Рисунок 99. Компоненты воздействия X , Y , $\ddot{\varphi}_z(t)$ и коэффициент динамичности ротационного воздействия в осях периодов: Юнгай, Перу, 1994 г. PGA=1.09 m/s^2 .

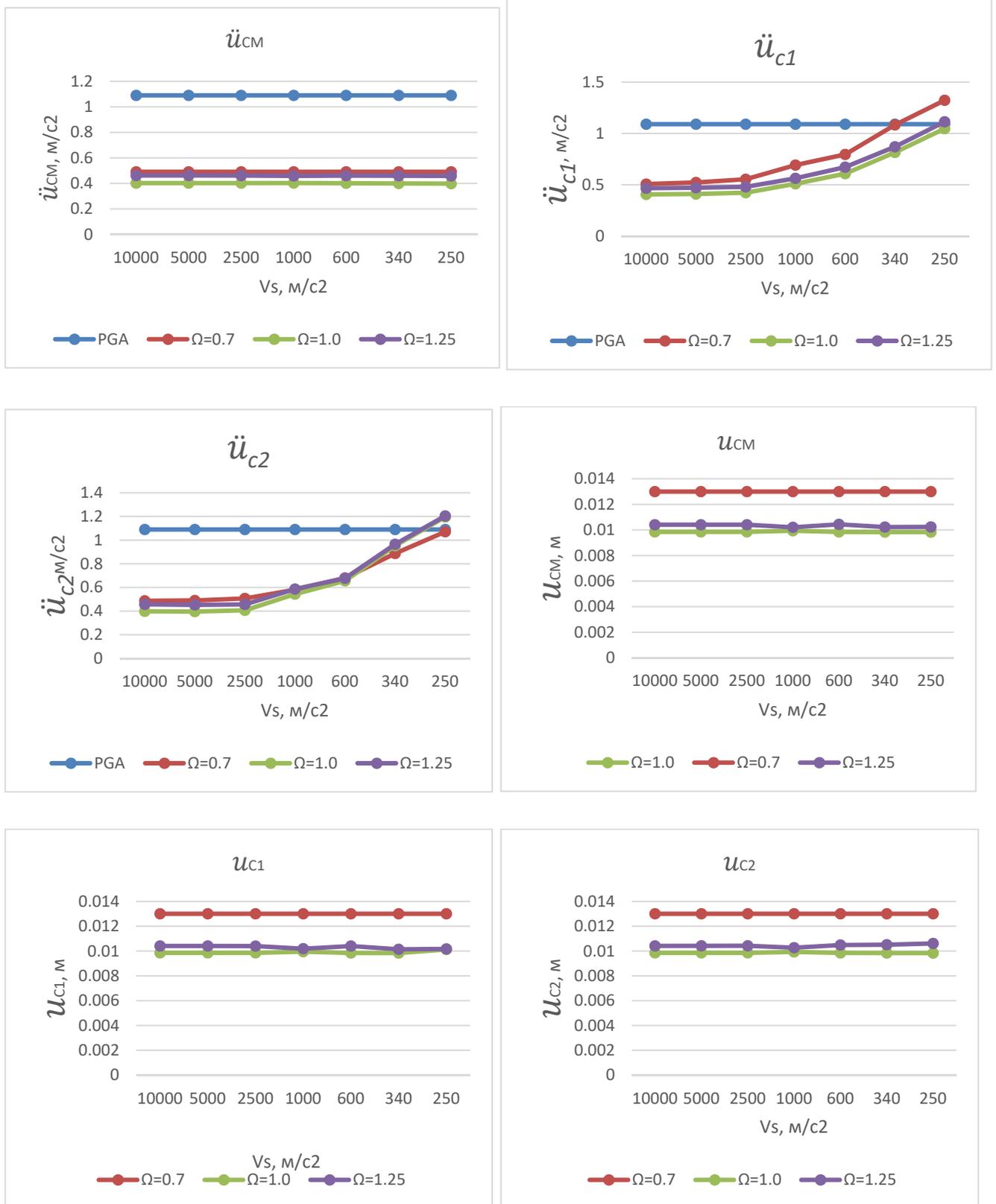


Рисунок 100. Графики зависимостей экстремальных величин: \ddot{u}_{CM} , \ddot{u}_{c1} , \ddot{u}_{c2} , u_{CM} , u_{c1} , u_{c2} от скорости поперечной волны под подошвой фундамента для трёх типов зданий $\Omega = 0,7, \Omega = 1,0, \Omega = 1,25$. Воздействие: Перу.

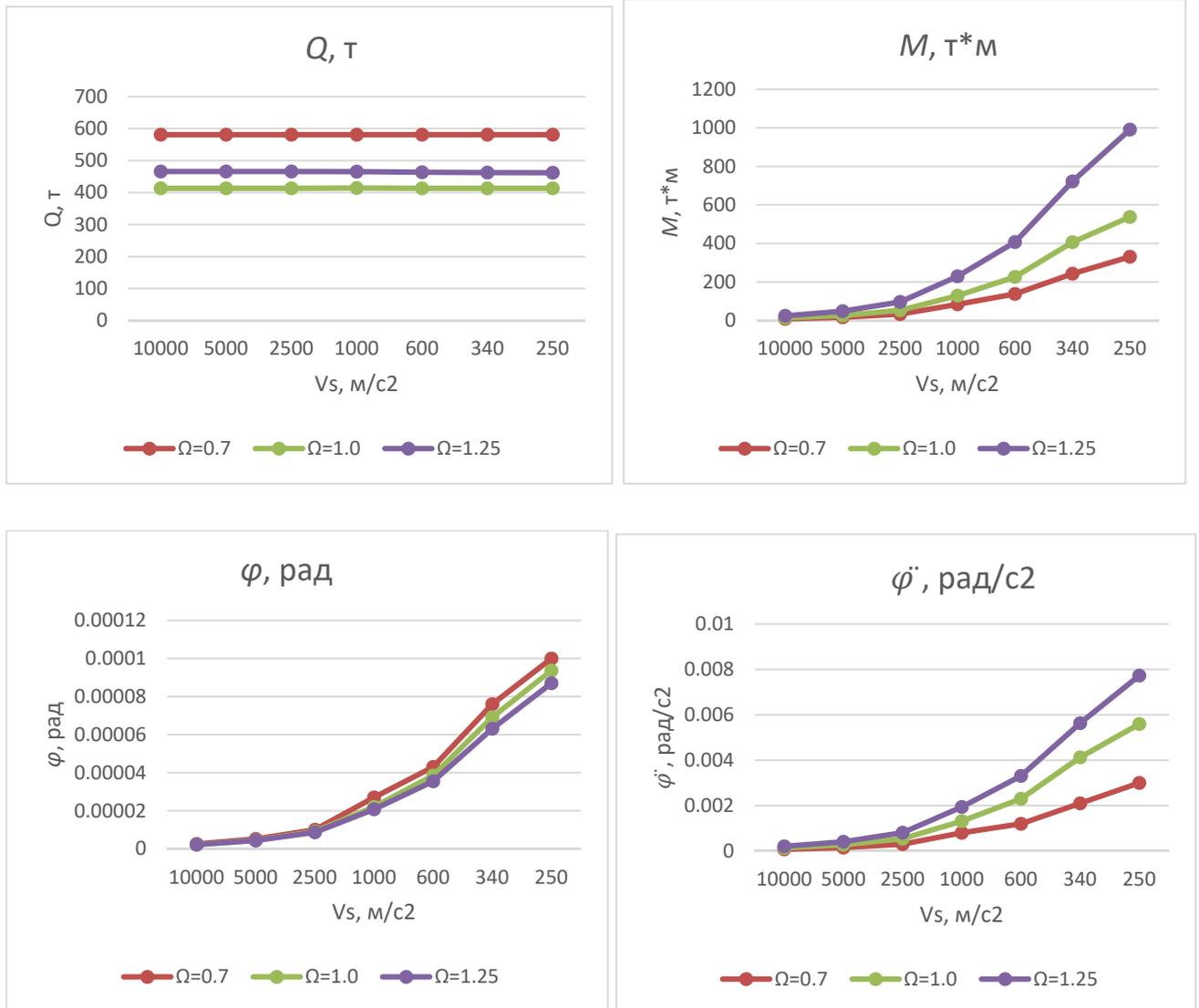


Рисунок 101. Графики зависимостей экстремальных величин: Q , M , $\ddot{\varphi}$, φ от скорости поперечной волны под подошвой фундамента для трёх типов зданий $\Omega = 0,7, \Omega = 1,0, \Omega = 1,25$. Воздействие: Перу.

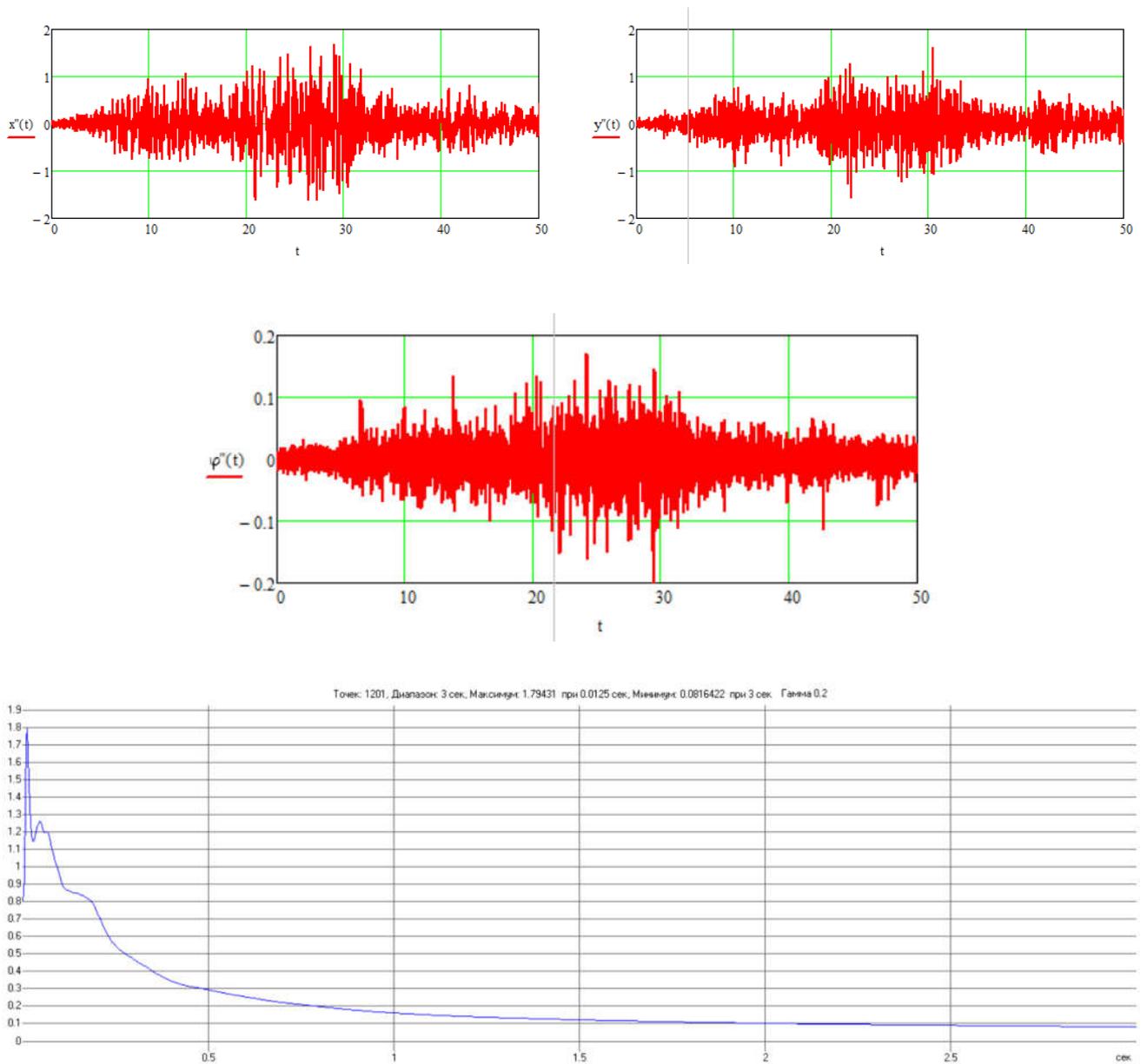


Рисунок 102. Компоненты воздействия X , Y , $\ddot{\varphi}_z(t)$ и коэффициент динамичности ротационного воздействия в осях периодов: Вальпараисо, Чили, 1985 г. $PGA=1.8$ m/s^2 .

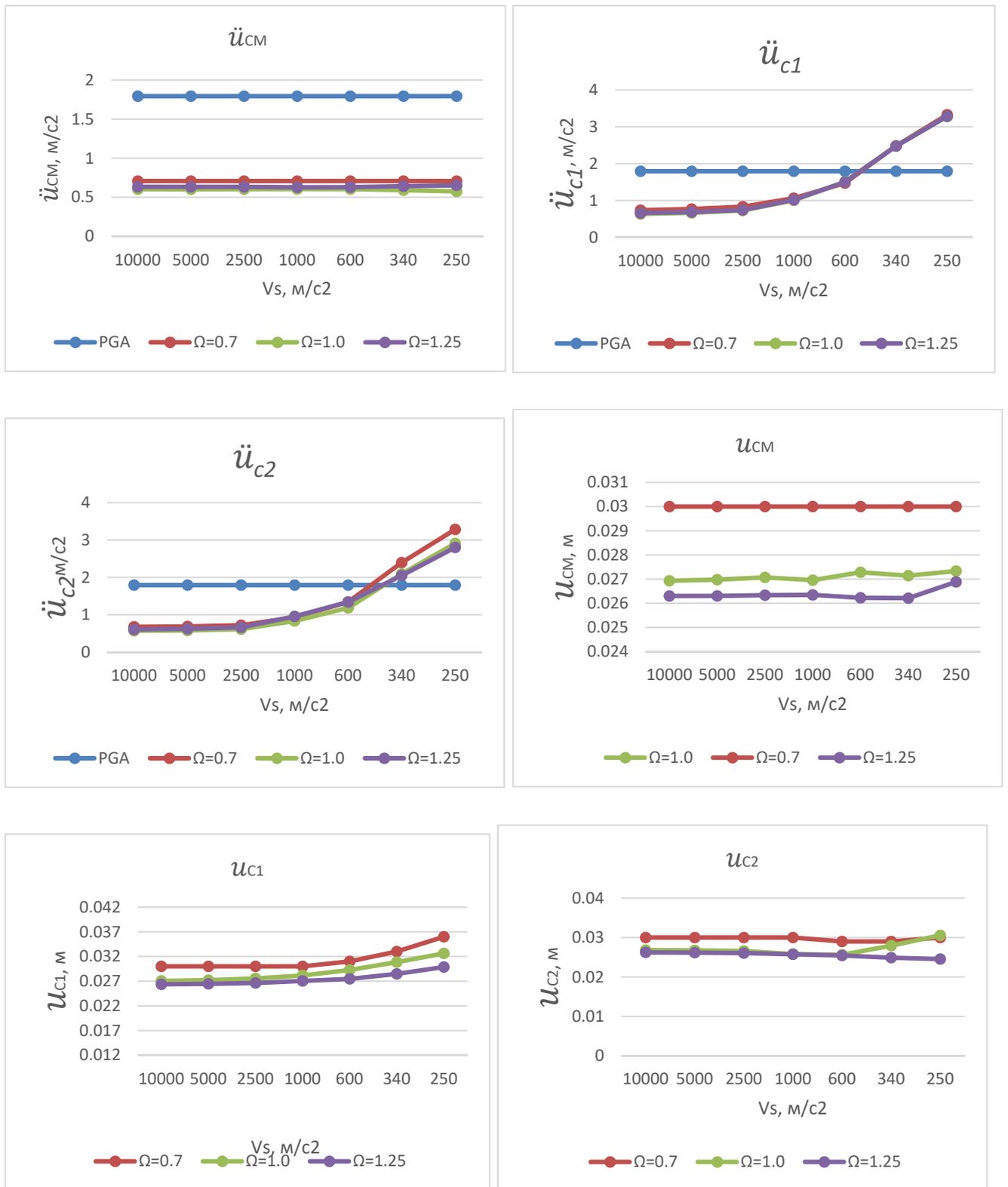


Рисунок 103. Графики зависимостей экстремальных величин: \ddot{u}_{CM} , \ddot{u}_{c1} , \ddot{u}_{c2} , u_{CM} , u_{c1} , u_{c2} от скорости поперечной волны под подошвой фундамента для трёх типов зданий $\Omega = 0,7$, $\Omega = 1,0$, $\Omega = 1,25$. Воздействие: Вальпараисо.

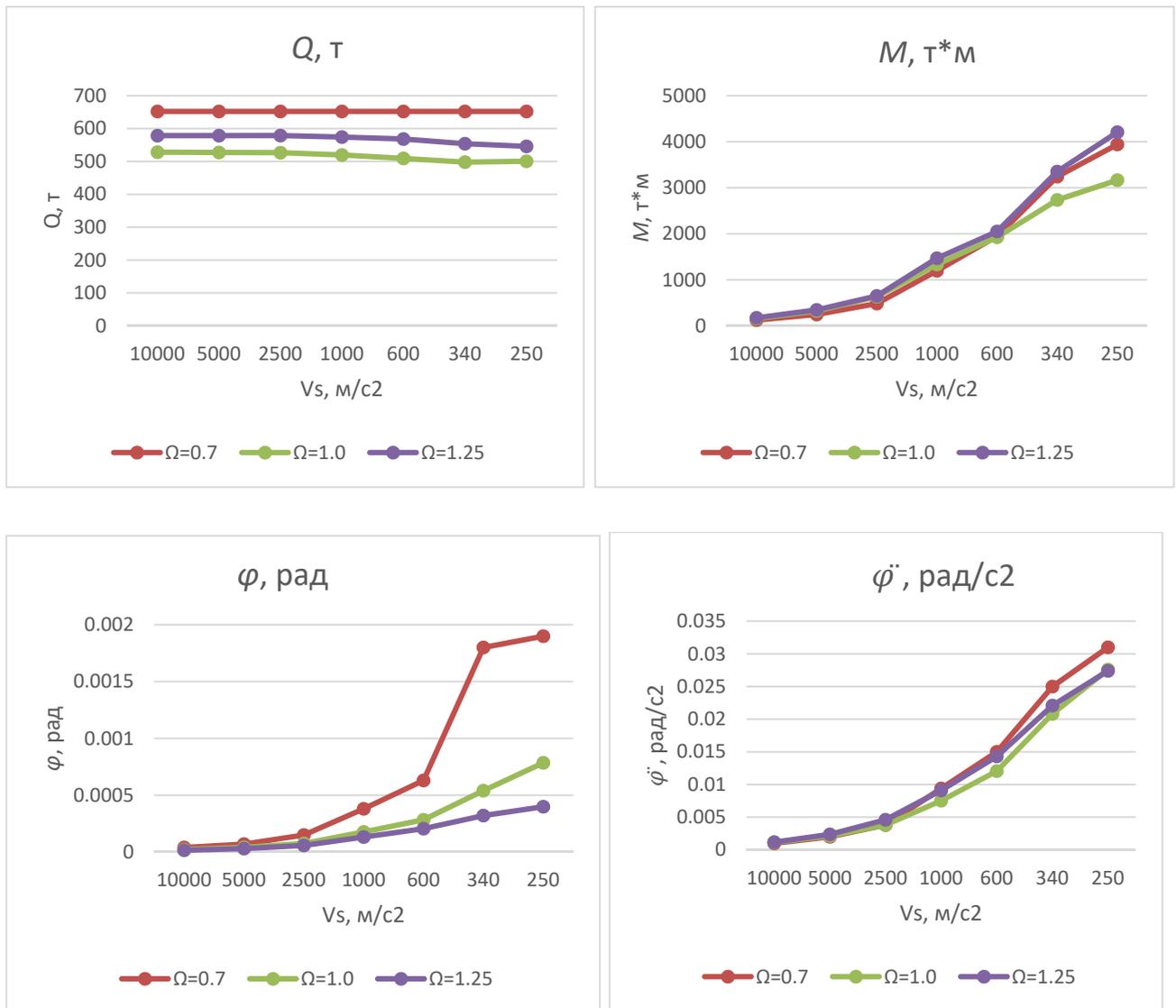


Рисунок 104. Графики зависимостей экстремальных величин: Q , M , $\ddot{\varphi}$, φ от скорости поперечной волны под подошвой фундамента для трёх типов зданий $\Omega = 0,7, \Omega = 1,0, \Omega = 1,25$. Воздействие: Вальпараисо.

ВЫВОДЫ ПО ГЛАВЕ 3

На основе численного анализа модели изолируемого здания, расположенного на маятниковых опорах и резинометаллических опорах (РМО) можно сделать выводы относительно кручения, вызванного ротационной компонентой сейсмического воздействия (рисунки 75-104):

1. На мягких грунтах усиливается кручение изолируемого объекта, что наглядно видно по увеличениям таких параметров, как: \ddot{u}_{c1} , M , $\dot{\varphi}$, φ ;
2. Значительно увеличиваются ускорения угловых точек здания. При отдельных воздействиях ускорения увеличиваются в 3,5 раза по отношению к ускорению центра масс (ЦМ) суперструктуры;
3. Перемещения в угловых изоляторах увеличиваются до 20% в сравнении с перемещениями ЦМ, и могут увеличиваться в два раза для маятниковых опор по отношению к перемещению ЦМ суперструктуры;
4. Сопоставляя графики, представленные на рисунках 54-68 и графики на рисунках 75-104, следует сделать вывод, что случайный эксцентриситет, который необходимо учитывать при анализе в нормах многих стран, не учитывает вклад волнового характера сейсмического воздействия в динамический отклик здания. Анализируя приведённые графики можно сказать, что сейсмические ротации на мягких грунтах вызывают большие угловые ускорения, чем при случайном эксцентриситете равном $0,1 \cdot L_i$ согласно российским нормам;
5. При реальном проектировании необходимо получить сейсмоакустические данные для площадки, на которой будет осуществлено строительство объекта, а также записи ускорений поступательного воздействия грунта. По этим данным, учитывая допущения, о которых было сказано в п. 3.1.3., можно генерировать ротационные воздействия по модели Ньюмарка, которые необходимо будет учитывать при анализе и при отсутствии данных о волновом составе воздействия (процент содержания SH- и SV-волн для учёта весовых коэффициентов для генерации по обобщённой модели Ю.П. Назарова). Соответственно, при наличии таких данных, необходимо корректно ввести весовые коэффициенты, и такая сгенерированная ротационная акселерограмма будет точнее отображать динамику движения грунтового массива по интегральной модели сейсмического воздействия.

ГЛАВА 4. ОЦЕНКА ПРОЧНОСТИ СЕЙСМОИЗОЛИРОВАННОГО СООРУЖЕНИЯ ПРИ КРУЧЕНИИ, ВЫЗВАННОГО ВОЛНОВЫМ ХАРАКТЕРОМ ЗЕМЛЕТРЯСЕНИЯ

В данном разделе выполнен прочностной расчёт здания, расположенного на системе сейсмоизоляции и подверженного сейсмическим ротациям. Если в предыдущих главах данной работы была исследована динамика изолированной структуры, то есть были оценены перемещения и ускорения, а также был сделан принципиальный вывод о наличии значительной величины кручения, то в данной главе мы переходим к вопросам влияния ротационной компоненты воздействия на внутренние усилия элементов сооружения и, как результат, прочность сооружения.

4.1 Адекватность разработанных математических моделей

Адекватность математической модели, разработанной в п. 2.3, учитывающей кручение изолированного здания, расположенного на резинометаллических опорах (РМО), была выполнена в ПК STARK. Данный программный комплекс реализует численное решение метода конечных элементов.

Математическая модель, реализованная в ПК MathCad (п.2.3), сравнивалась с решением, полученным в ПК STARK. В ПК STARK решение выполнялось динамическим физически нелинейным анализом. Подробно о данной упрощённой методике данного программного комплекса [165].

В ПК STARK была создана конечно-элементная модель, эквивалентная модели в MathCad (Рисунок 105). Оценивалось перемещение и ускорение центра масс (ЦМ), а также перемещение и ускорение угловой точки здания. Конечно-элементная модель представляет собой модель здания из 12 этажей, созданной из конечных элементов типа «оболочка», опирающегося на 116 стержневых

элементов, работающих по билинейной диаграмме, моделирующих работу РМО (опоры типа GZY300V5A с грузоподъемностью 100 т каждая). Так как в ПК STARK реализован метод разложения динамической реакции по формам колебаний, то удерживались только три формы колебаний: поступательная по X , поступательная по Y и крутильная относительно Z . В таблице 2 представлены характеристики моделей и их различие. В таблице 3 представлены результаты сравнения перемещений и относительных ускорений точек здания на уровне *верха* изолируемой части здания (ускорения и перемещения в таблице представлены экстремальные, индекс CM – центр масс, cI – угловая точка). Ротационная акселерограмма выбиралась для самого мягкого грунта, у которого скорость поперечной волны под подошвой фундамента 250 м/с. На рисунке 106 изображены графики, показывающие сходимость результатов.

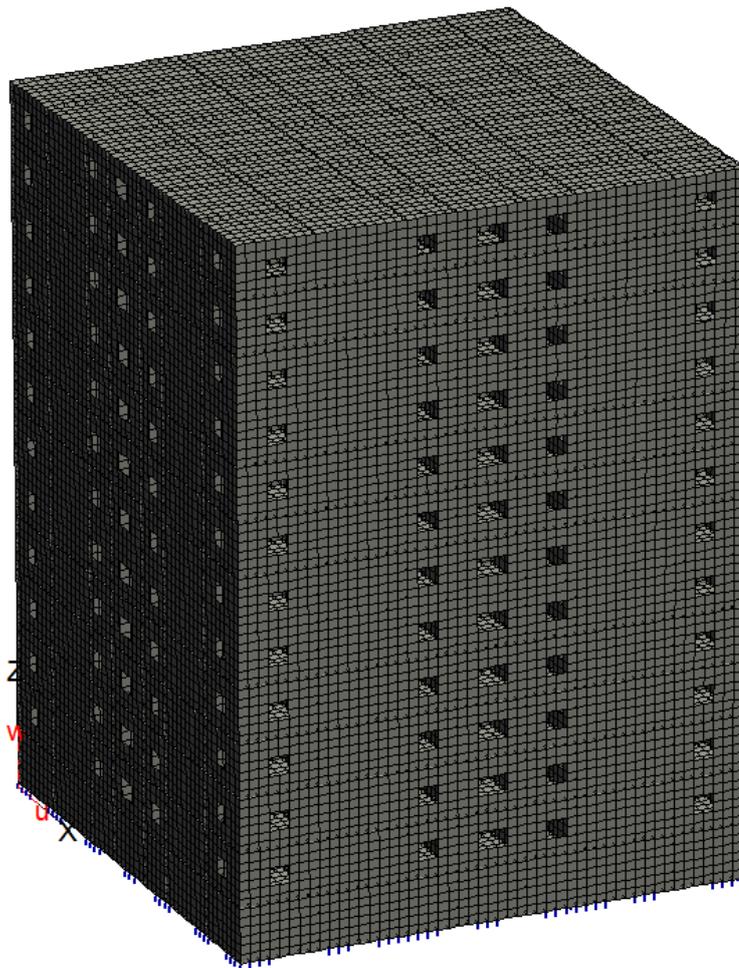


Рисунок 105. Конечно-элементная модель, созданная в ПК STARK

| | $T_x, \text{с}$ | $T_y, \text{с}$ | $T_\varphi, \text{с}$ | Масса $m, \text{т}$ |
|--------------------------|-----------------|-----------------|-----------------------|---------------------|
| MathCad | 0.816 | 0.816 | 0.666 | 11766.5 |
| ПК STARK | 0.827 | 0.826 | 0.656 | 11465.1 |
| Погрешность $\xi, \%$ | 1.5 | 1.4 | 1.7 | 2.6 |

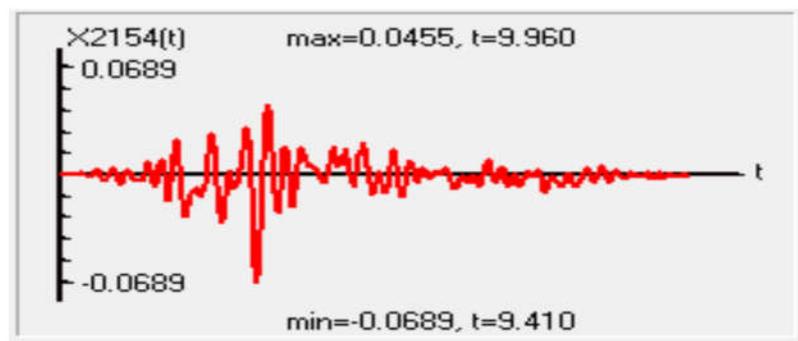
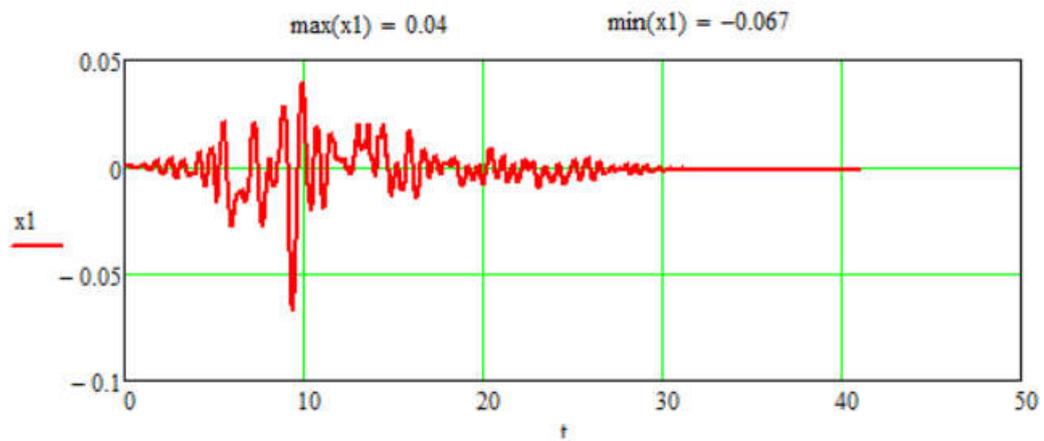


Рисунок 106. Результаты изменения во времени перемещения центра масс здания, полученные в MathCad (сверху) и ПК STARK (снизу)

| воздействие | MathCad | | | | STARK | | | |
|-------------|-----------------|-----------------|----------|----------|-----------------|-----------------|----------|----------|
| | \ddot{x}_{CM} | \ddot{x}_{c1} | x_{CM} | x_{c1} | \ddot{x}_{CM} | \ddot{x}_{c1} | x_{CM} | x_{c1} |
| Friuli | 2.90 | 3.98 | 0.033 | 0.042 | 3.17 | 4.05 | 0.035 | 0.041 |
| Kobe | 8.88 | 11.08 | 0.155 | 0.188 | 9.96 | 10.2 | 0.192 | 0.198 |
| Northridge | 2.58 | 3.3 | 0.067 | 0.071 | 3.3 | 3.75 | 0.071 | 0.073 |
| Peru | 1.23 | 1.57 | 0.0075 | 0.008 | 1.34 | 1.71 | 0.0074 | 0.0078 |
| Valparaiso | 2.11 | 3.02 | 0.021 | 0.024 | 2.3 | 3.58 | 0.023 | 0.025 |

По приведённым результатам можно сделать вывод, что результаты математической и конечно-элементной моделей отличаются до 15%, что уместно в инженерной практике, а, значит, математическую модель можно считать адекватной для анализа. Исключение составляет лишь воздействие Northridge, где погрешность доходит до 25%. А также для данного 12-ти этажного здания, судя по результатам, можно подтвердить гипотезу о том, что здание совершает колебания как твёрдое тело, и оно удовлетворяет следующим условиям, описанных в исследованиях [171, 172]:

1. Точность разработанной одноэтажной математической модели объясняется тем, что изолированное здание при расчете на сейсмическое воздействие ведет себя как твердое тело [171];

2. Этажность здания составляет 12-15 этажей и имеет жёсткую конструктивную схему. Влияние высших форм колебаний незначительно, и здание совершает колебание как единое целое [171];

3. Изолируемая часть здания имеет основной тон колебаний больше 3 Гц (для системы, приведённой на рисунке 90, в предположении жёсткого защемления, основной тон равен 5,13 Гц) [172];

4.2 Расчёт сейсмоизолированного здания на ротационное воздействие прямым динамическим методом

Для исследования динамики сейсмоизолированного сооружения служит прямой динамический метод, то есть метод, реализующий пошаговое интегрирование уравнений движения изолируемого объекта. Результатом расчёта является следующий набор данных: набор усилий для каждого элемента и в каждый момент времени, перемещение, скорость и ускорение каждого узла конечно-элементной модели. Для конечно-элементной модели, изображённой на рисунке 105, нелинейным динамическим методом, реализованном в ПК STARK [165], определим изменение во времени внутренних усилий и напряжений периферийного элемента модели при воздействии трёх поступательных акселерограмм воздействия как при наличии ротационной относительно оси Z , так и без неё.

Так как в ПК STARK реализован метод разложения динамической реакции по формам колебаний, то в данном расчёте удерживалось 7 форм колебаний. Ротационное воздействие принималось для мягкого грунта, у которого скорость поперечной волны под подошвой фундамента 250 м/с. Для анализа будем использовать воздействие Valparaiso.

На рисунке 107 изображён периферийный элемент модели, внутренние усилия в котором исследовались.

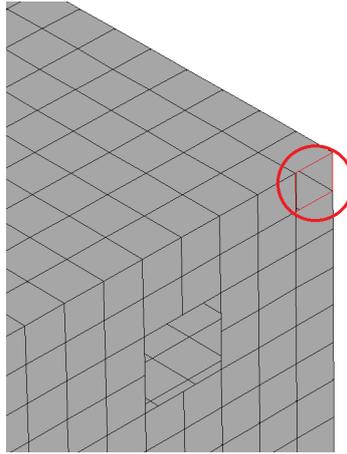
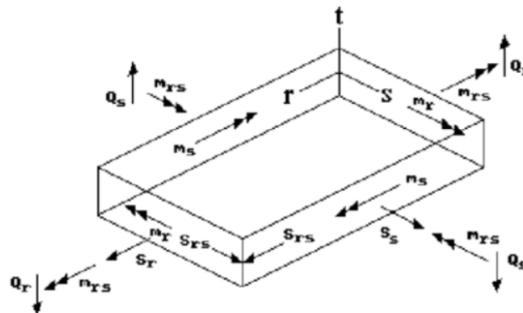


Рисунок 107. Периферийный угловой элемент, выбранный для анализа. Фрагмент конечно-элементной модели

Тип выбранного конечного элемента – «оболочка», поэтому следует отметить, что в ПК STARK выбрано следующее обозначения внутренних усилий и напряжений в элементе (Рисунок 108):



Оболочка

S_r – мембранное напряжение в "r"-направлении;
 S_s – мембранное напряжение в "s"-направлении;
 S_{rs} – мембранное сдвиговое напряжение;
 M_r – изгибающий момент M_r (создает напряжения в "r"-направлении);
 M_s – изгибающий момент M_s (создает напряжения в "s"-направлении);
 M_{rs} – крутящий момент;
 Q_r – поперечная сила на площадке, перпендикулярной оси -r;
 Q_s – поперечная сила на площадке, перпендикулярной оси -s;

Рисунок 108. Обозначение внутренних усилий для конечного элемента типа «оболочка» в ПК STARK (изображение заимствовано из справочных материалов ПК STARK)

Усилия выводятся в местной элементной системе координат r-s-t. Положительные значения S_r и S_s соответствуют растяжению, отрицательные –

сжатию. Положительный момент M_r вызывает на нижней стороне оболочки растягивающие усилия в направлении оси $-r$. Положительный момент M_s вызывает на нижней стороне оболочки растягивающие усилия в направлении оси $-s$. Нижняя сторона оболочки находится по отрицательному направлению оси $-t$.

После проведённого динамического анализа получаем изменение внутренних усилий и напряжений в оболочке во времени при расчёте на акселерограммы сейсмического воздействия. На рисунках 109-116 представлены результаты решения прямого динамического метода как с учётом ротационной акселерограммы сейсмического воздействия относительно оси Z , так и без неё. В таблице 4 сведены экстремальные значения напряжений и усилий.

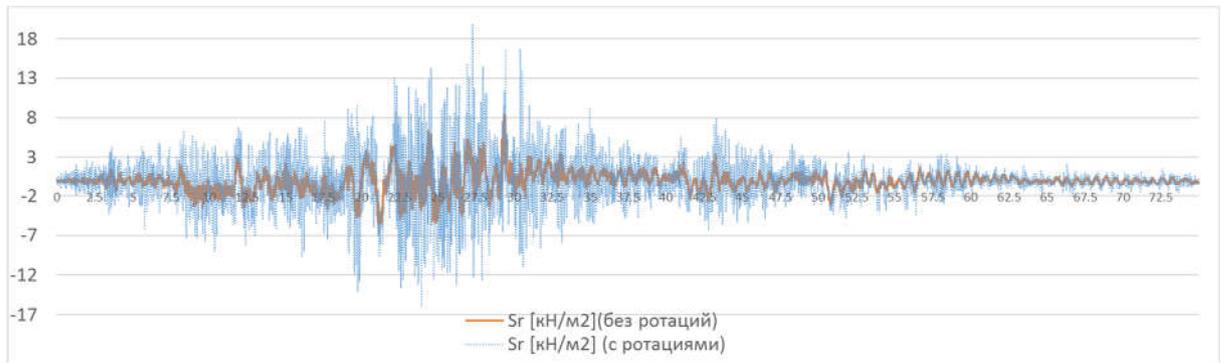


Рисунок 109. Изменение мембранного напряжения S_r во времени с учётом и без учёта сейсмических ротаций

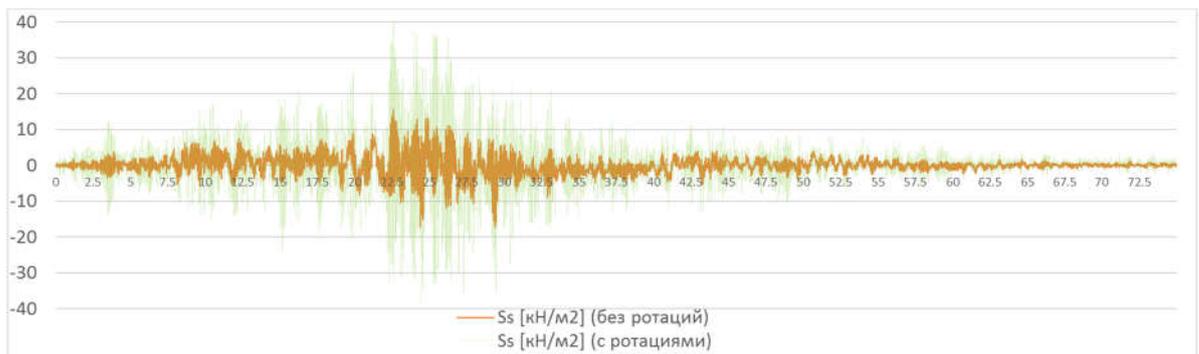


Рисунок 110. Изменение мембранного напряжения S_s во времени с учётом и без учёта сейсмических ротаций

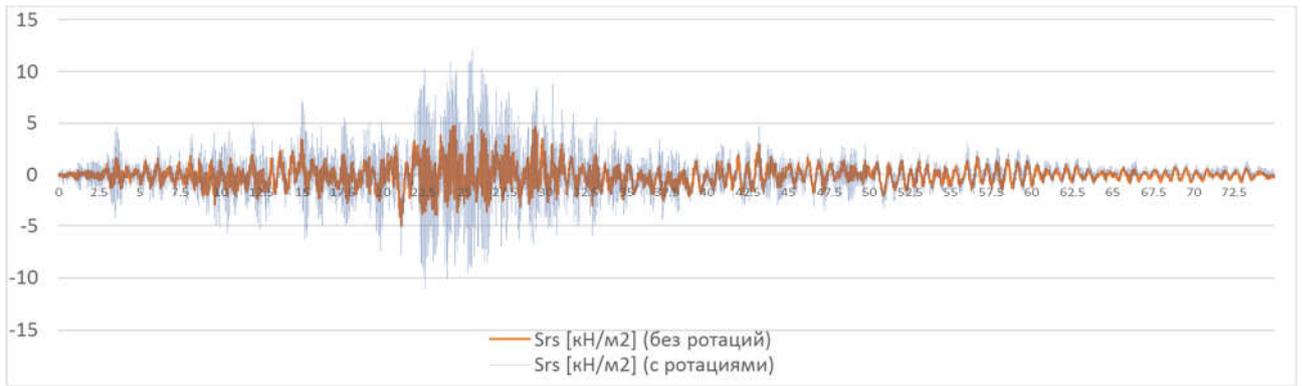


Рисунок 111. Изменение мембранного сдвигового напряжения S_{rs} во времени с учётом и без учёта сейсмических ротаций

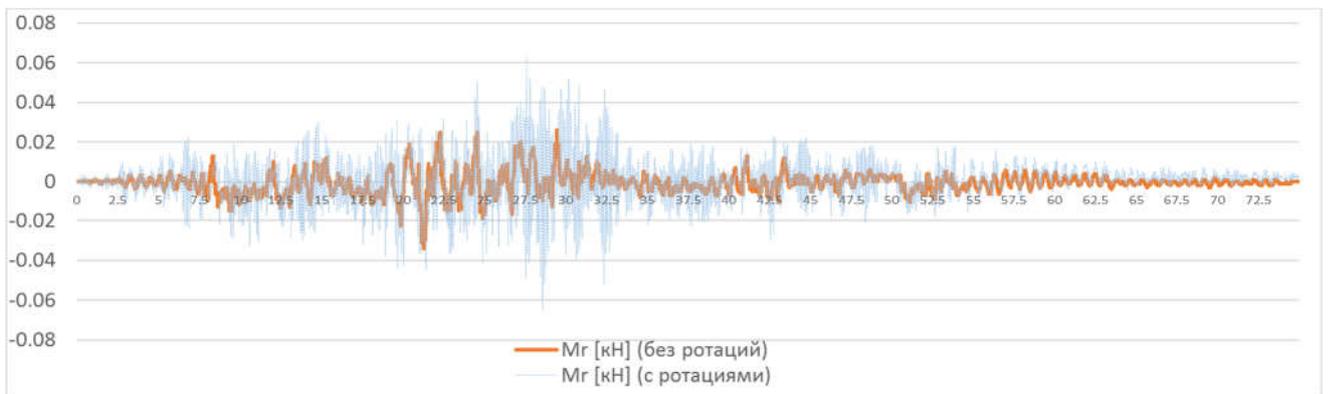


Рисунок 112. Изменение изгибающего момента M_r во времени с учётом и без учёта сейсмических ротаций

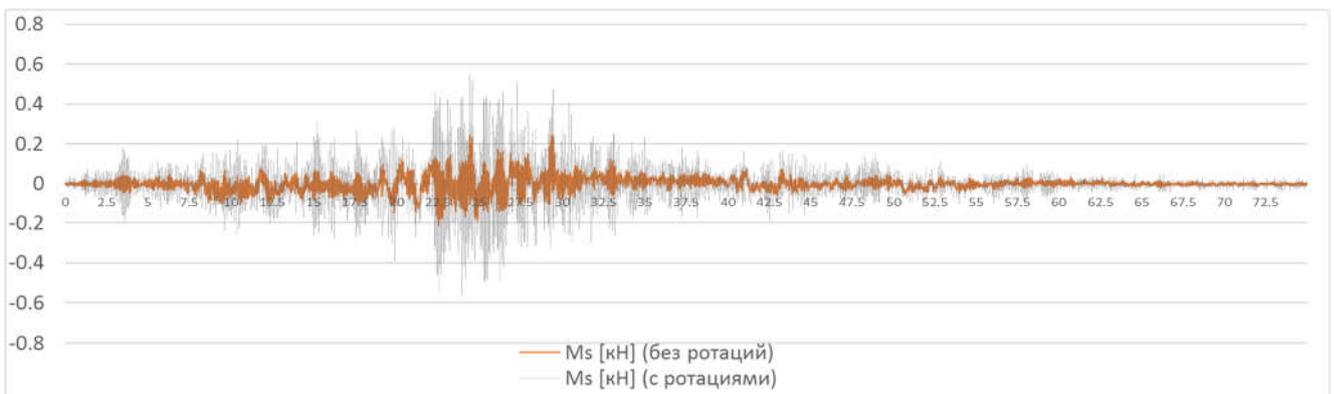


Рисунок 113. Изменение изгибающего момента M_s во времени с учётом и без учёта сейсмических ротаций

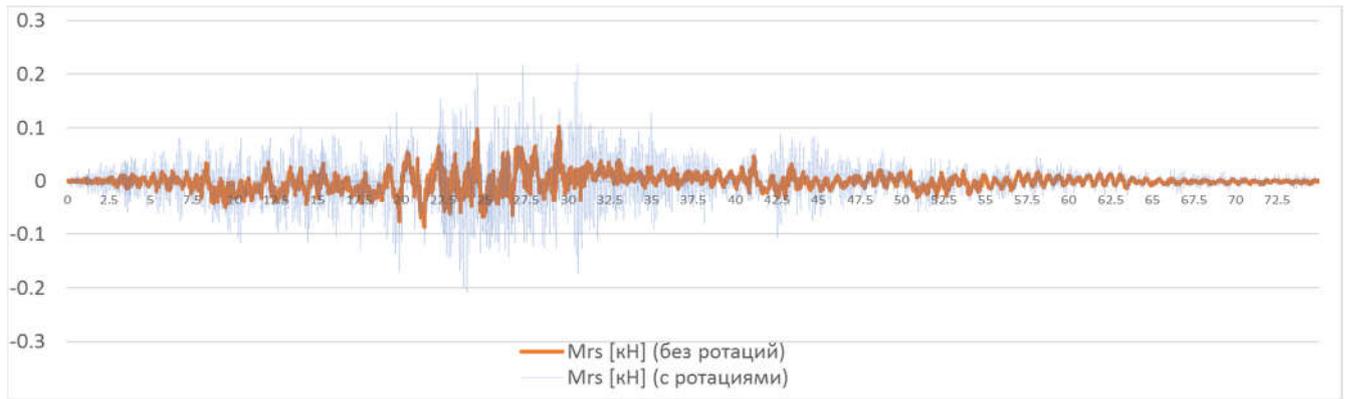


Рисунок 114. Изменение крутящего момента M_{rs} во времени с учётом и без учёта сейсмических ротаций

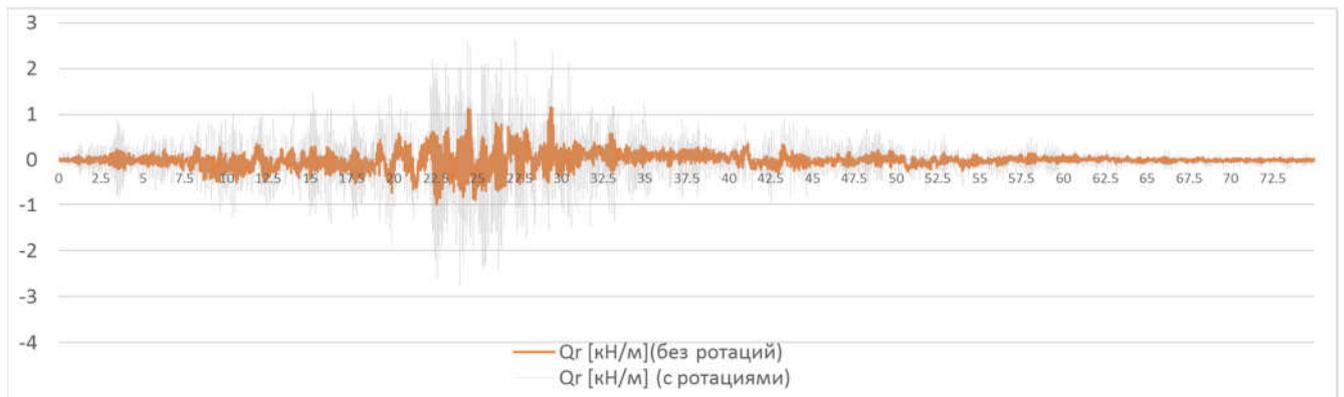


Рисунок 115. Изменение поперечной силы Q_r во времени с учётом и без учёта сейсмических ротаций

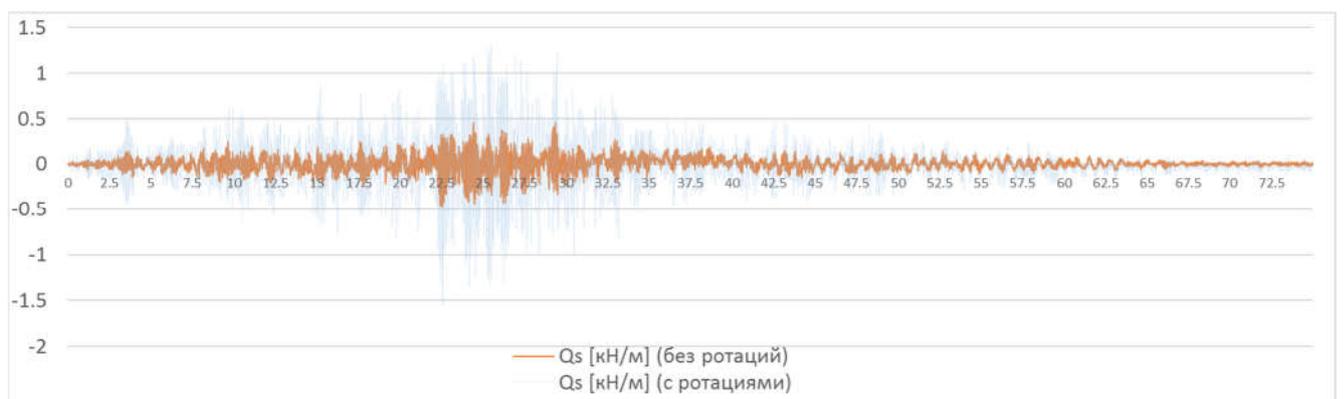


Рисунок 116. Изменение поперечной силы Q_s во времени с учётом и без учёта сейсмических ротаций

| Напряжение/ усилие | Без учёта ротаций | | С учётом ротаций | |
|--------------------------|-------------------|---------|------------------|---------|
| | max | min | max | min |
| Sr [кН/м ²] | 8.265 | -6.645 | 19.875 | -15.994 |
| Ss [кН/м ²] | 15.549 | -17.329 | 41.691 | -39.244 |
| Srs [кН/м ²] | 4.706 | -5.009 | 12.011 | -11.043 |
| Mr [кН] | 0.026 | -0.034 | 0.063 | -0.065 |
| Ms [кН] | 0.243 | -0.215 | 0.554 | -0.560 |
| Mrs [кН] | 0.102 | -0.087 | 0.219 | -0.209 |
| Qr [кН/м] | 1.152 | -0.997 | 2.647 | -2.752 |
| Qs [кН/м] | 0.456 | -0.465 | 1.310 | -1.548 |

4.3 Расчёт сейсмоизолированного здания на ротационное воздействие по линейно-спектральной методике

4.3.1 Выбор объекта для анализа прочности при кручении

В данном разделе мы переходим непосредственно к вопросу прочности сейсмоизолированного сооружения при наличии ротационной компоненты в сейсмическом воздействии относительно вертикальной оси Z .

Руководствуясь результатами, которые были приведены в третьей главе настоящего исследования (рисунки 75-104), наибольший интерес для анализа прочности представляет сооружение, которое обладает следующими параметрами:

1. Сейсмическое воздействие имеет интенсивность 7 или 8 баллов (при использовании землетрясения интенсивностью 9 и больше баллов есть риск получить завышенный результат в отдельные моменты времени, см. п. 3.1.3);

В данном случае, это землетрясение, произошедшее в Вальпараисо.

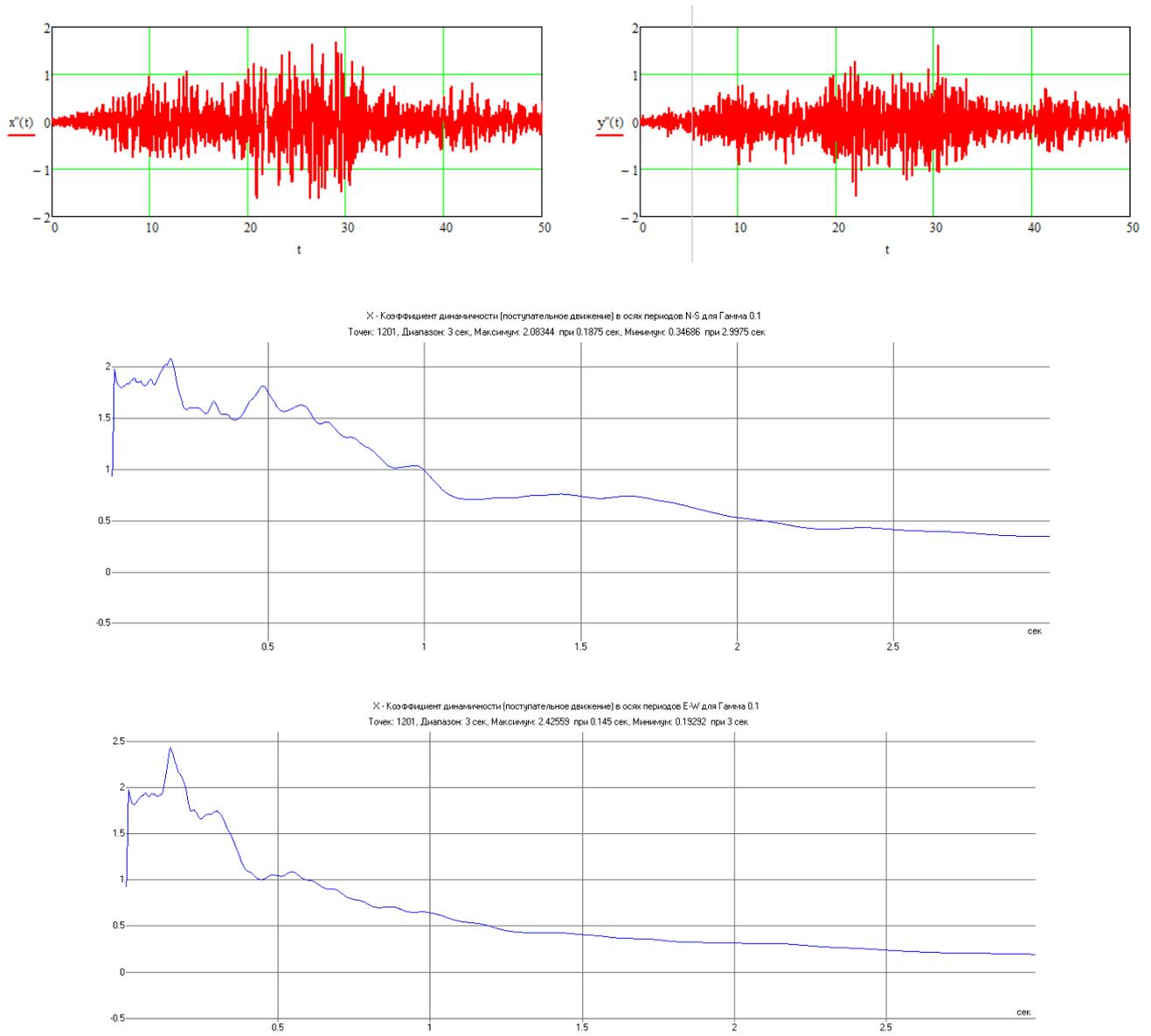


Рисунок 117. Компоненты воздействия X , Y , график коэффициентов динамичности поступательных компонент. Воздействие: Вальпараисо, Чили, 1985 г. $PGA=1.8 \text{ м/с}^2$.

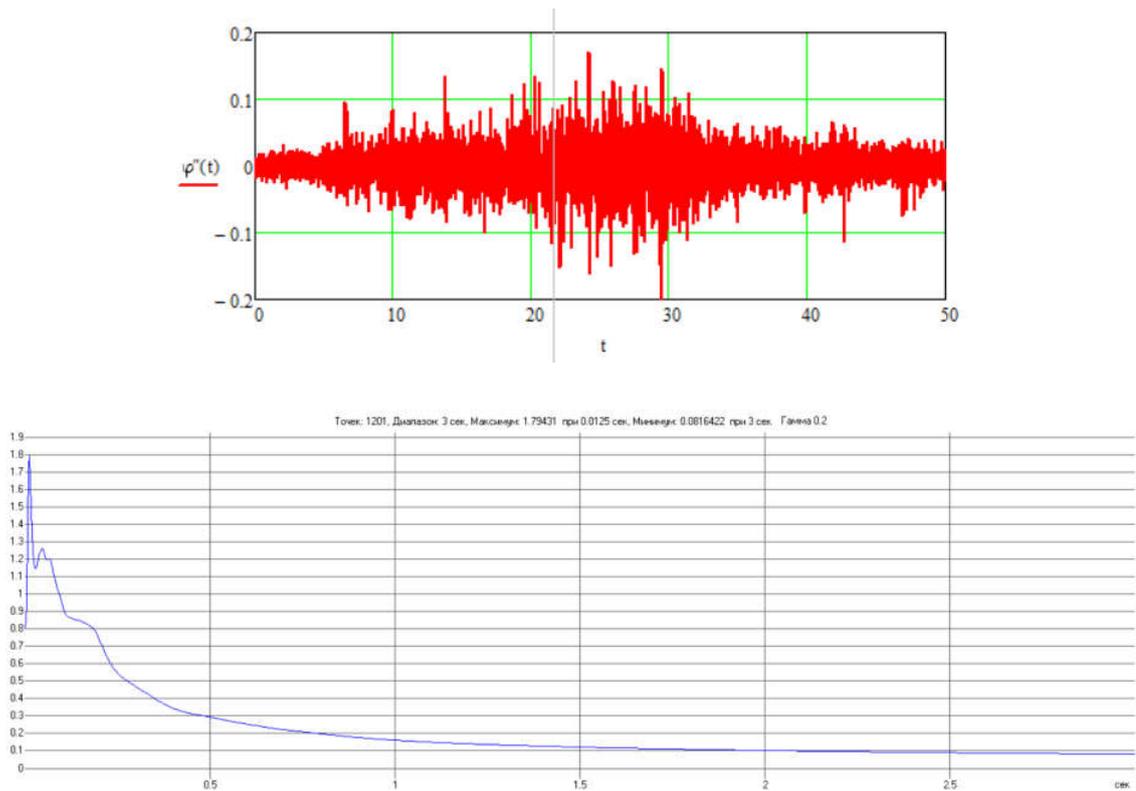


Рисунок 118. Компонента воздействия $\ddot{\varphi}_z$ для грунта с $v_s=250$ м/с², график коэффициентов динамичности ротационного воздействия в осях периодов.

Воздействие: Вальпараисо, Чили, 1985 г. PGA=1.8 м/с².

2. Сооружение, расположенное на сейсмоизоляции, обладает наибольшим сейсмоизолирующим эффектом при поступательном сейсмическом воздействии;

В нашем случае это «жёсткое» здание с параметром $\Omega=1.25$, расположенное на 116 резинометаллических опорах (Рисунок 103). Графики результирующих абсолютных ускорений (Рисунок 119):

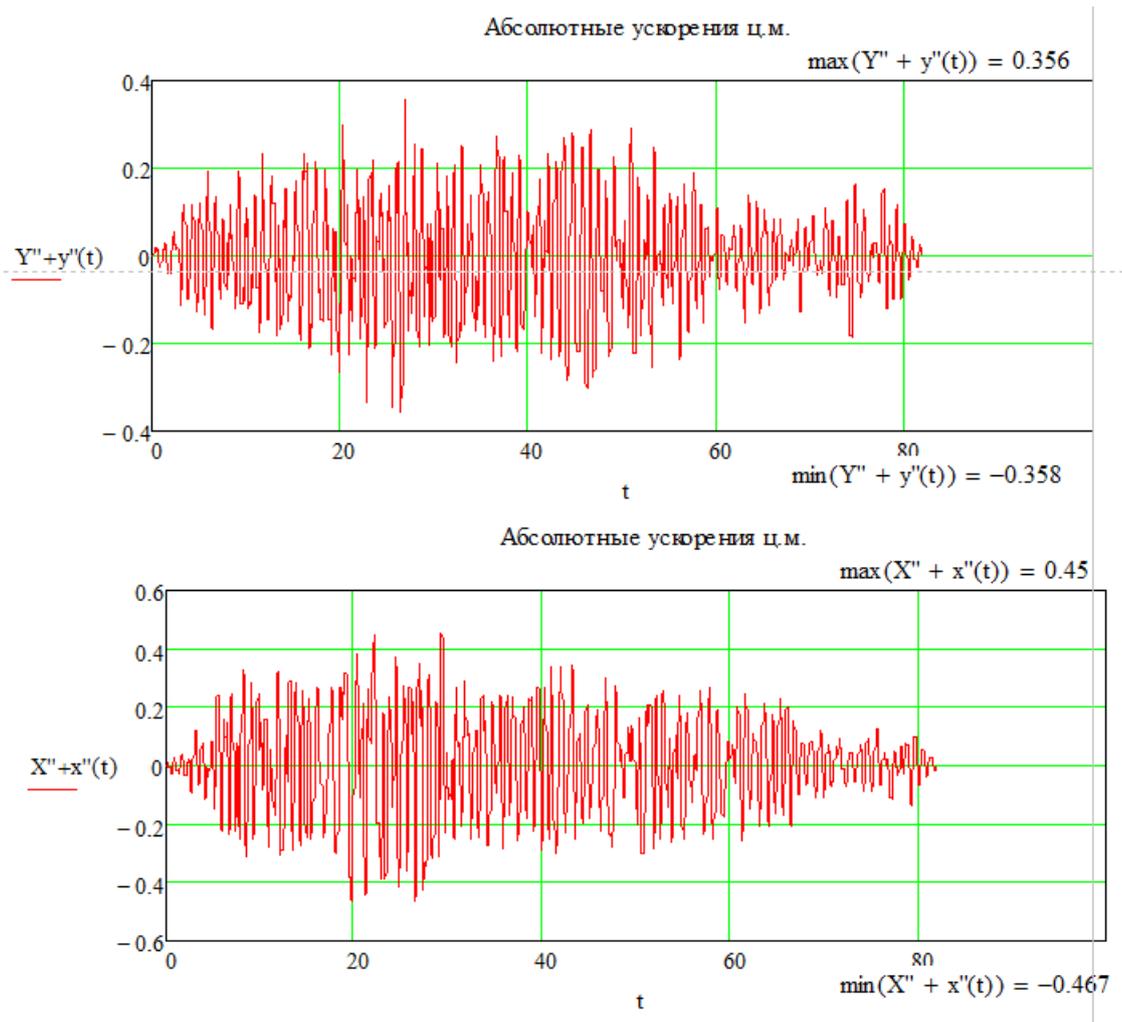


Рисунок 119. Графики абсолютных ускорений центра масс здания, расположенного на системе сейсмоизоляции, по направлениям X и Y .

Мы видим снижение ускорений в изолируемой части более, чем в два с половиной раза.

3. Сооружение, расположенное на сейсмоизоляции, обладает наилучшим сейсмоизолирующим эффектом на кручение при участии ротационной компоненты сейсмического воздействия;

В нашем случае по результатам динамического анализа ускорение угловой точки здания увеличивается более чем в три раза по отношению к ускорению центра масс здания.

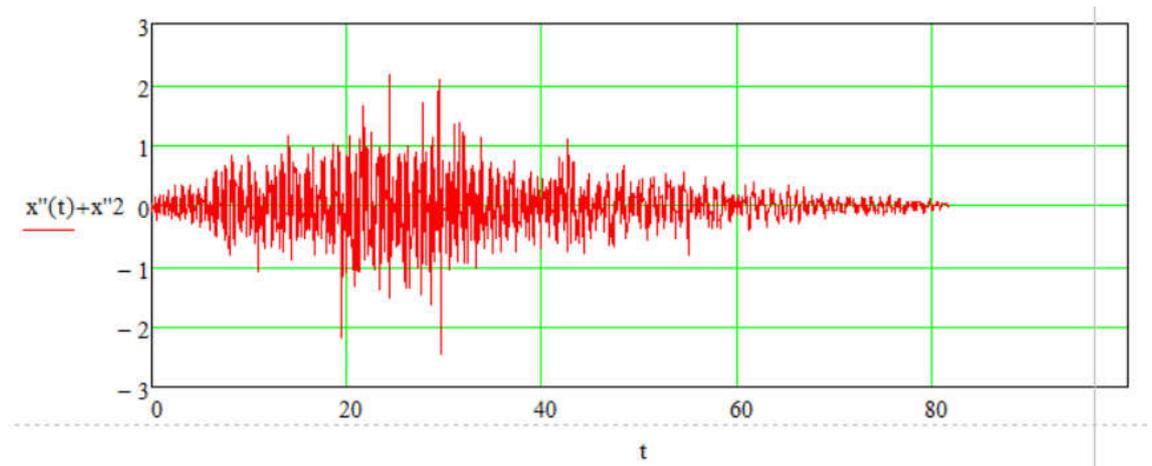


Рисунок 120. График абсолютных ускорений угловой точки здания.

4.3.2 Расчёт сейсмоизолированного здания на ротационное воздействие по линейно-спектральной методике

Наиболее популярным в настоящее время средством для расчёта зданий и сооружений на сейсмостойкость является линейно-спектральный метод. Главным недостатком данного метода является то, что все элементы рассчитываемого здания должны работать линейно. Таким образом, расчёт здания с элементами сейсмоизоляции, которые имеют нелинейную силовую характеристику, неприемлем. Альтернативой этому методу служит прямой динамический метод, то есть пошаговое интегрирование уравнений движения изолируемого объекта, но в случае большого количества элементов (а в конечно-элементных моделях их тысячи) инженер имеет дело с огромным набором данных: набор усилий для каждого элемента и в каждый момент времени. Безусловно, данный метод будет более точным, чем линейно-спектральный, но в условиях инженерного проектирования такой подход малопригоден. Результаты данного метода анализа представлены в главе 4.2.

В статье [166] авторы предлагают методику оценки сейсмостойкости сейсмоизолированных сооружений с помощью идеи поэтажных спектров, где используются данные, полученные из функций движения кинематического

фундамента (КФ). Иными словами, сначала решается дифференциальное уравнение колебания нелинейного осциллятора с билинейной силовой диаграммой (нелинейная модель с одной степенью свободы), соответствующей диаграмме сейсмоизоляторов (уравнение (74)). Затем определяются абсолютные ускорения массы осциллятора, и по данному ускорению (ускорению кинематического фундамента) строится расчётный спектр и проводится расчёт здания уже без сейсмоопор на данный расчётный пониженный спектр. Таким образом, внешними воздействиями на здание являются движения кинематического фундамента, то в соответствии с нормативными документами [86] для расчёта на сейсмостойкость нужно определить собственные частоты здания, только при этом закрепить в уровне основания жёстко [166]. Данный метод следует считать несовершенным в том смысле, что он учитывает только поступательные колебания вдоль одной из горизонтальных осей. Данную методику следует усовершенствовать таким образом, чтобы можно было учесть также и крутильные формы в расчёте сейсмоизолированных зданий по линейно-спектральной методике.

Таким образом, для учёта крутильных частот мы можем использовать разработанную математическую модель для кручения, которая была представлена в п. 2.1. Только наряду с абсолютными поступательными ускорениями нам необходимо получить и абсолютные вращательные ускорения КФ относительно оси Z (Рисунок 121).

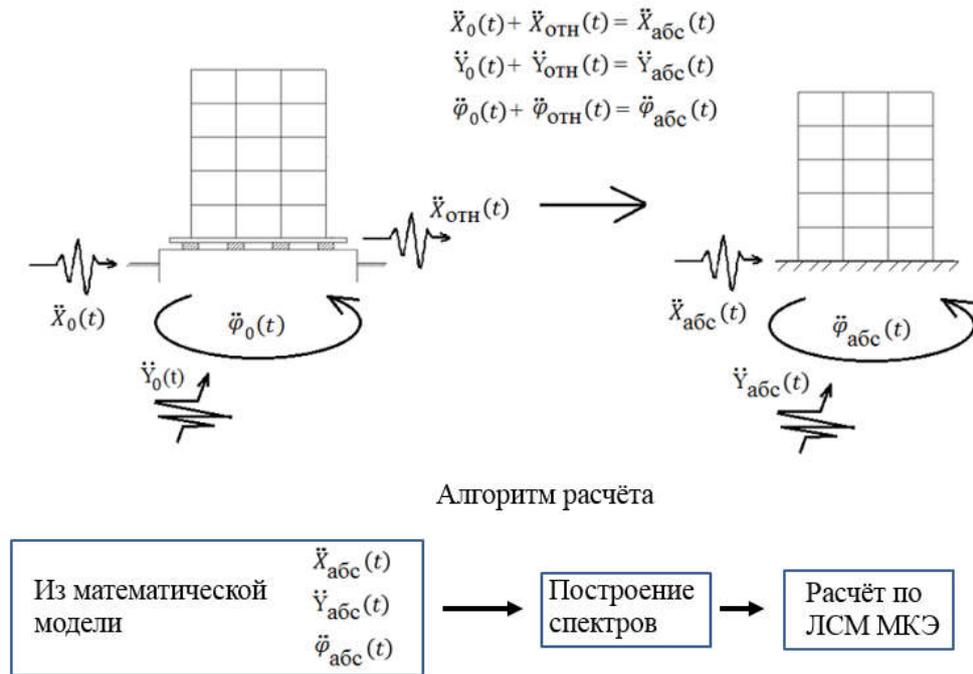


Рисунок 121. Алгоритм выполнения прочностного расчёта

Затем необходимо построить ротационный спектр и с его помощью учесть крутильные частоты здания по линейно-спектральной теории. На рисунке представлены абсолютные угловые ускорения относительно Z (Рисунок 122):

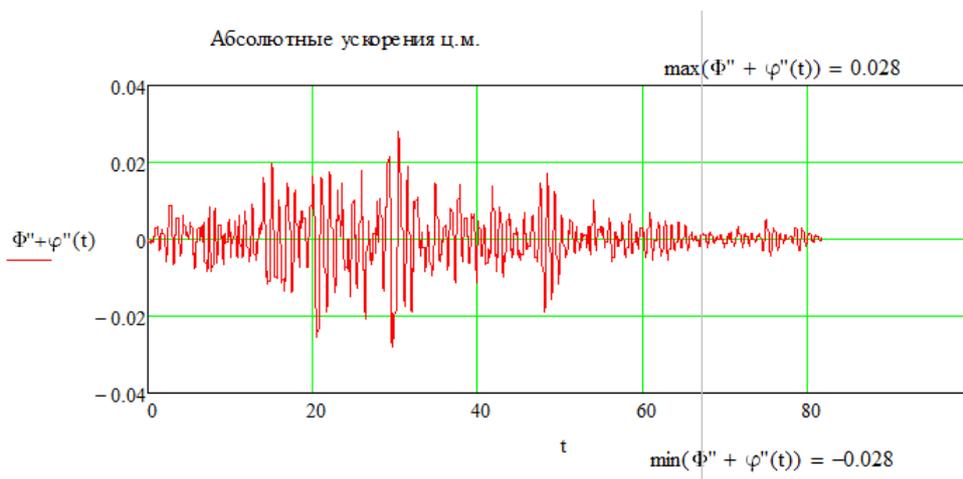


Рисунок 122. Абсолютные угловые ускорения изолируемой части здания.

Далее мы строим три графика коэффициентов динамичности, соответствующих движению кинематического фундамента, по направлениям X и Y и ротациям относительно Z :

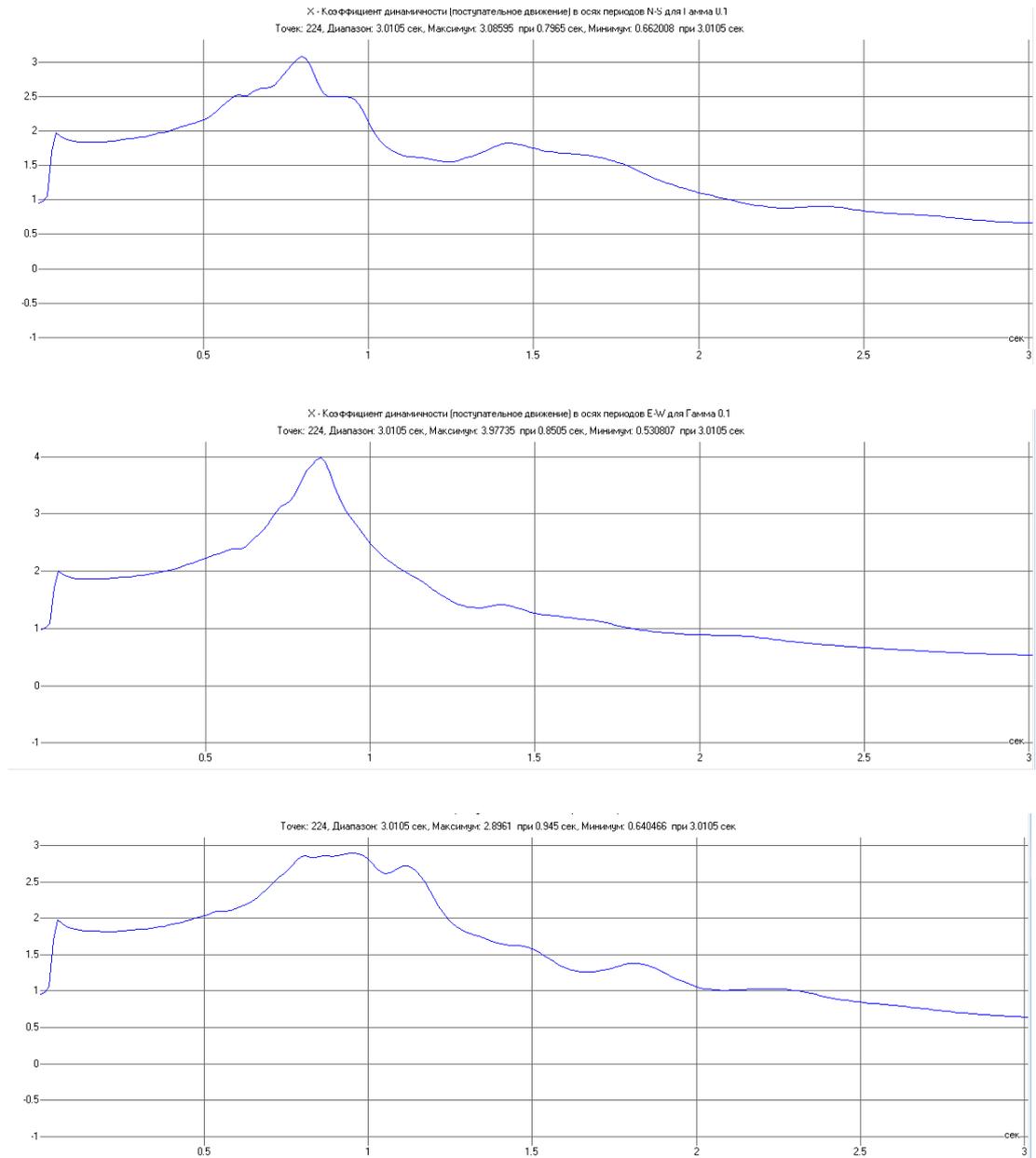


Рисунок 123. Коэффициенты динамичности, соответствующие движению кинематического фундамента (сверху вниз: X, Y, рот. Z)

Для иллюстрации влияния ротационной компоненты на динамику сейсмоизолированного сооружения при расчёте была использована конечно-элементная модель, изображённая на рисунке 124:

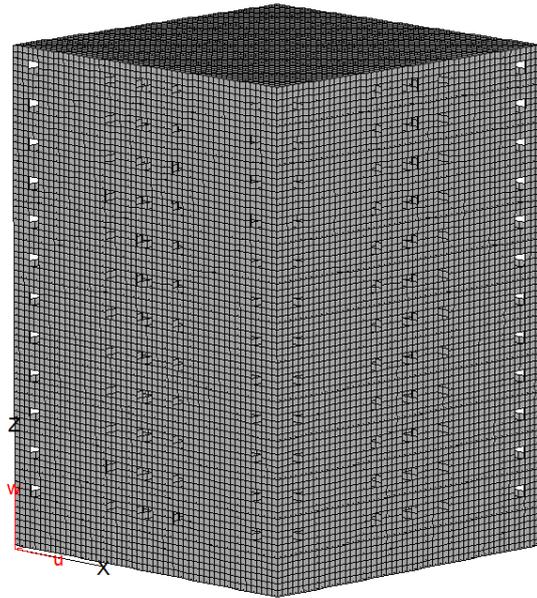
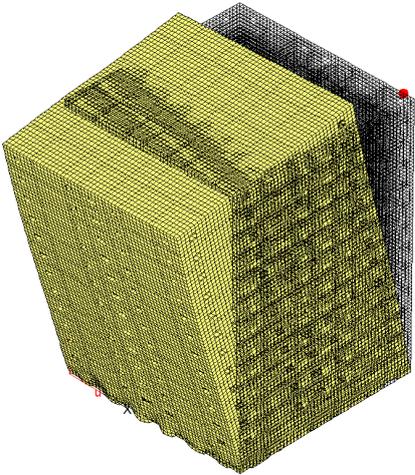
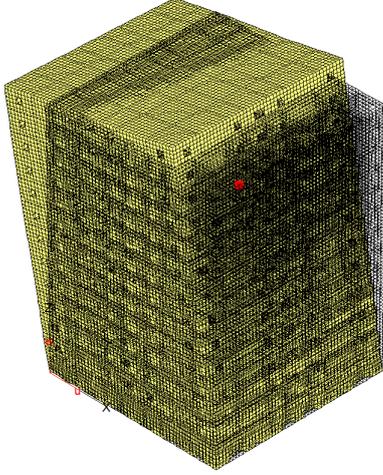
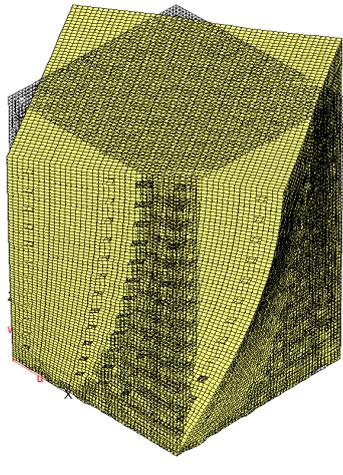


Рисунок 124. Конечно-элементная модель, созданная в ПК STARK для прочностного расчёта

Для того, чтобы проиллюстрировать вклад ротационных сейсмических сил расчёт выполнялся согласно нормативному документу «СП 14.13330.2018 Строительство в сейсмических районах» [86]. Модель полностью состоит из оболочек. После расчёта на собственные колебания были определены формы и частоты колебаний. Учитывались сейсмические силы только от горизонтальных и крутильных форм колебаний. Вертикальная форма колебаний не учитывалась. Для данного здания наибольший вклад в суммарную реакцию имеют первая, вторая и третья (крутильная) форма. Согласно пункту 5.9 вышеупомянутого СП [86] сумма эффективных модальных масс системы, учтённых в расчёте, должна составлять не менее 90% общей массы системы, возбуждаемой по горизонтальному направлению и не менее 75% для вертикального воздействия. Данный пункт был учтён, но в нормативном документе не сказано по поводу необходимого процента вклада модальных масс в крутильную форму. Поэтому автором в качестве исследования был поставлен минимальный порог в 90%.

| Формы колебаний | | |
|---|--|---|
|  |  |  |
| 1 форма. $T_x=0.195$ с | 2 форма. $T_y=0.194$ с | 3 форма. $T_\phi=0.125$ с |

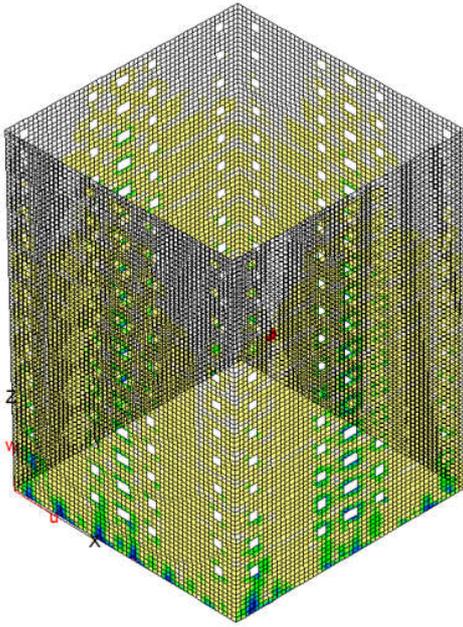
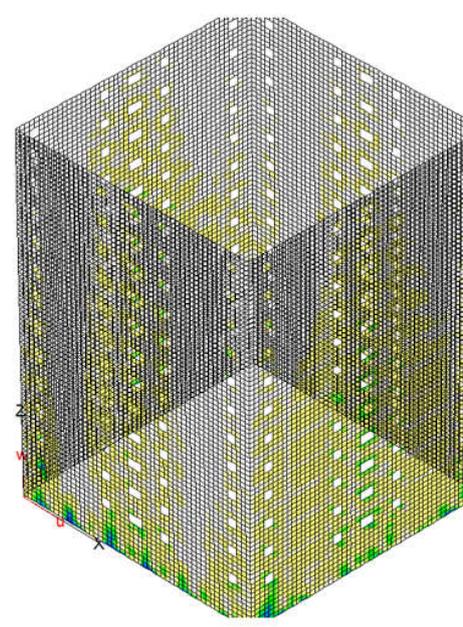
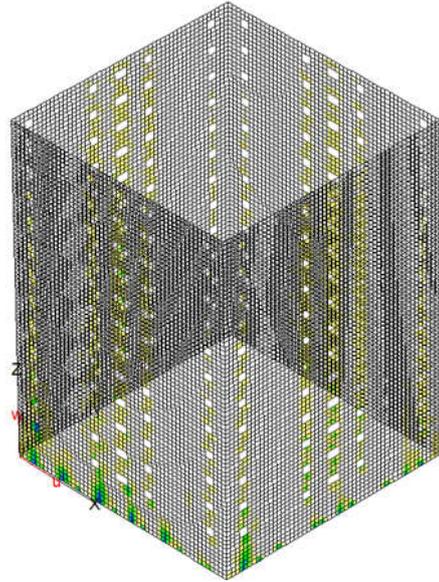
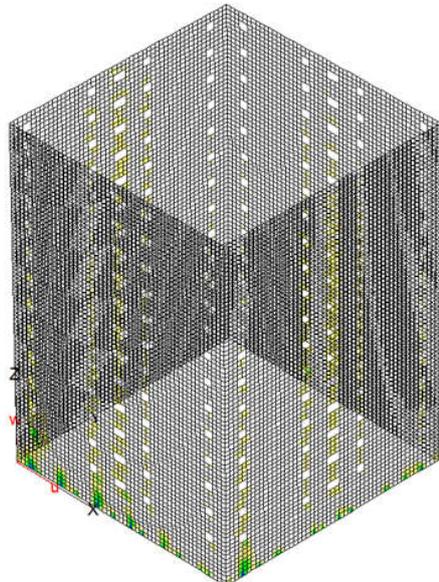
Также в СП [86] в пункте 5.3 сказано, что сейсмические горизонтальные воздействия в направлении продольных и поперечных осей здания допускается учитывать отдельно. Таким образом, сейсмические нагрузки, сформированные по направлениям X и Y , были установлены как несочетаемые. В пункте 5.4 [86] сказано, что вертикальную сейсмическую нагрузку необходимо учитывать совместно с горизонтальными при определённых условиях, но про учёт нагрузок от крутильных форм не сказано. Следует полагать, что крутильное воздействие при прохождении волн в горизонтальной плоскости действует одновременно с поступательным. Поэтому для иллюстрации необходимого армирования наружных стен здания представлены результаты с учётом вклада крутильной формы и соответствующему ей коэффициенту динамичности и без учёта последней. При подборе необходимой арматуры в ПК STARK были сформированы расчётные сочетания усилий (PCY). Согласно пункту 5.11 свода правил [86] расчётные значения усилий и напряжений суммируются по формуле Розенблюма. В данной формуле предполагается, что модальные максимумы статистически независимы:

$$N_p = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^n N_i^2} \quad (120)$$

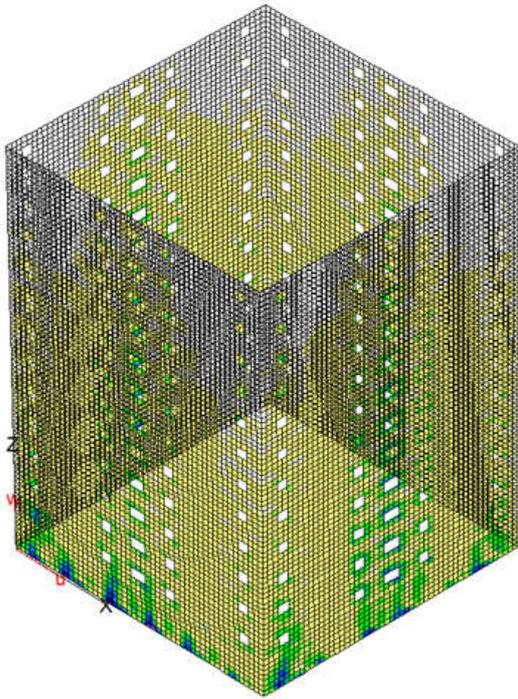
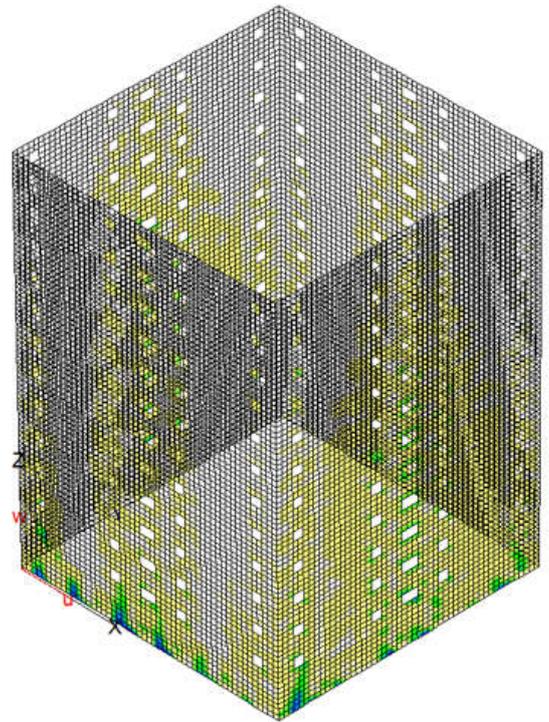
где N_p - расчетные значения какого-либо фактора (напряжения, усилия, перемещения) в конструкциях от сейсмической нагрузки при условии статического действия ее на сооружение. N_i – значения какого-либо фактора (напряжения, усилия, перемещения), вызываемого сейсмическими нагрузками, соответствующими i -й форме колебаний.

Ниже представлены результаты армирования наружных стен здания с помощью изополей (Таблица 6). Цветовым индикатором показаны зоны, которые необходимо армировать соответствующей арматурой и соответствующим шагом для удовлетворения условий прочности железобетонных конструкций.

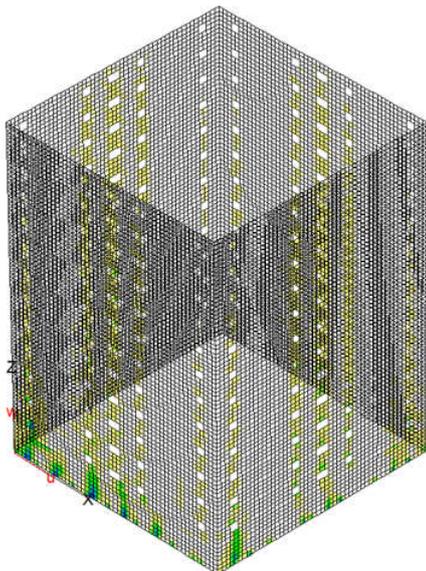
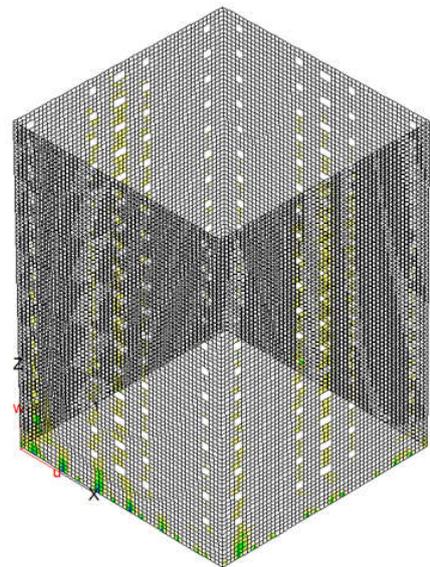
Таблица 6

| С учётом кручения | Без учёта кручения | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|--|--|--------------|--------------|--------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|--|--|--|--|--|--|--|--|--|
| Горизонтальная арматура наружной грани стены | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|  <p data-bbox="343 1064 678 1120">$\max A_{Sro} = 9.06 \text{ см}^2/\text{м}$</p> |  <p data-bbox="1013 1064 1348 1120">$\max A_{Sro} = 7.81 \text{ см}^2/\text{м}$</p> | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Вертикальная арматура наружной грани стены | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|  <p data-bbox="343 1870 678 1926">$\max A_{Sru} = 8.43 \text{ см}^2/\text{м}$</p> |  <p data-bbox="1013 1892 1348 1948">$\max A_{Sru} = 8.11 \text{ см}^2/\text{м}$</p> | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| <table border="1" style="width: 100%; text-align: center;"> <tr> <td style="width: 10%;">0.500 6-570</td> <td style="width: 10%; background-color: yellow;">2.510 8-200</td> <td style="width: 10%; background-color: green;">3.990 10-200</td> <td style="width: 10%; background-color: cyan;">5.650 12-200</td> <td style="width: 10%; background-color: blue;">7.700 14-200</td> <td style="width: 10%; background-color: magenta;">10.050 16-200</td> <td style="width: 10%; background-color: orange;">11.310 12-100</td> <td style="width: 10%; background-color: red;">20.110 16-100</td> <td style="width: 10%; background-color: brown;">25.450 18-100</td> <td style="width: 10%; background-color: darkred;">31.420 20-100</td> </tr> <tr> <td style="background-color: black;">80.420 32-100</td> <td colspan="9"></td> </tr> </table> | | 0.500 6-570 | 2.510 8-200 | 3.990 10-200 | 5.650 12-200 | 7.700 14-200 | 10.050 16-200 | 11.310 12-100 | 20.110 16-100 | 25.450 18-100 | 31.420 20-100 | 80.420 32-100 | | | | | | | | | |
| 0.500 6-570 | 2.510 8-200 | 3.990 10-200 | 5.650 12-200 | 7.700 14-200 | 10.050 16-200 | 11.310 12-100 | 20.110 16-100 | 25.450 18-100 | 31.420 20-100 | | | | | | | | | | | | |
| 80.420 32-100 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |

Горизонтальная арматура внутренней грани стены


 $\max A_{Sru} = 9.9 \text{ см}^2/\text{м}$

 $\max A_{Sru} = 8.9 \text{ см}^2/\text{м}$

Вертикальная арматура внутренней грани стены


 $\max A_{Ssu} = 8.65 \text{ см}^2/\text{м}$

 $\max A_{Ssu} = 8.29 \text{ см}^2/\text{м}$

0.500|6-570
80.420|32-100

2.510|8-200

3.930|10-200

5.660|12-200

7.700|14-200

10.050|16-200

11.310|12-100

20.110|16-100

25.450|18-100

31.420|20-100

ВЫВОДЫ ПО ГЛАВЕ 4

Результатом данной главы являются следующие положения:

1. Проверена адекватность разработанных моделей для РМО и маятниковых опор. Расхождения составляют от 5 до 15% по сравнению с нелинейным упрощённым анализом, реализованным в ПК STARK;
2. При расчёте сейсмоизолированного объекта прямым динамическим методом обнаружено, что сейсмические ротации увеличивают внутренние усилия и напряжения в периферийном элементе более, чем в два раза по сравнению с расчётом без учёта ротаций (таблица 4);
3. Разработана методика для расчёта сейсмоизолированного здания по линейно-спектральной методике с учётом кручения. Проведен прочностной расчёт методом конечных элементов с учётом сейсмических сил, вызываемых крутильной формой колебаний;
4. Требуемое армирование в торцевых стенах из-за кручения значительно увеличилось, что наглядно видно по изополям требуемой арматуры (таблица 6);
5. В актуальном на сегодняшний день своде правил [86] не указана необходимость и не представлена методика расчёта конструкций на вращательное сейсмическое воздействие.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

В ходе выполнения диссертационного исследования получены следующие результаты:

1. Разработана математическая модель с четырьмя степенями свободы, учитывающая кручение сейсмоизолированного сооружения, расположенного на маятниковых опорах, имеющих пластические демпферы и работающих по билинейной силовой диаграмме;

2. Разработана математическая модель с тремя степенями свободы, учитывающая кручение сейсмоизолированного сооружения, расположенного на резинометаллических опорах, работающих по билинейной силовой диаграмме;

3. Сделан принципиальный вывод о важности и значительности кручения, возникаемого при несовпадении центра жёсткости системы сейсмоизоляции с центром масс сооружения для зданий, опирающихся на РМО. С помощью предложенных моделей возможна оценка эксцентриситета для произвольного расположения и произвольного количества сейсмоопор в плане для последующего его редуцирования;

4. Результаты анализа разработанных моделей позволили выявить эффект кручения суперструктуры при участии ротационных компонент в землетрясении. Сейсмические ротации значительно влияют на динамику сейсмоизолированного сооружения, расположенного на мягких грунтах;

5. Согласно сравнительным результатам, полученных в современном сертифицированном конечно-элементном комплексе, и результатам, полученных в разработанных математических моделях, можно сделать вывод о том, что разработанные математические модели адекватны;

6. Случайный эксцентриситет, который необходимо учитывать при анализе в нормах многих стран для учёта волнового характера сейсмического воздействия, недооценён согласно приведённым результатам расчётов. Можно сказать, что сейсмические ротации на мягких грунтах вызывают большие угловые ускорения, чем при случайном эксцентриситете равном $0,1 \cdot L_i$ согласно российским нормам;

7. Для практических расчётов сейсмоизолированных сооружений на сейсмическое воздействие с учётом сейсмических ротаций предложен метод учёта крутильных форм сейсмоизолированных сооружений по линейно-спектральной методике с помощью ротационного спектра, который можно получить из разработанных математических моделей, учитывающих кручение;

8. Выполнен прочностной расчёт для иллюстрации необходимости учёта крутильных частот при расчёте сейсмоизолированных зданий по линейно-спектральной методике на ротационные воздействия.

Подводя итог проделанной работе, в заключение следует сказать, что пока приборы, регистрирующие вращательное движение грунта, не будут распространены и легко доступны в инженерной практике, данный метод генерации ротационных акселерограмм будет оставаться актуальным. А значит, необходимы редуцирующие коэффициенты для уменьшения пиков ротационных акселерограмм для сильных землетрясений.

Маятниковые сейсмоопоры, как известно, не подвержены кручению из-за наличия эксцентриситета между центром жёсткости и центром масс сооружения, так как при смещении центра масс сооружения происходит смещение центра жёсткостей системы и, таким образом, центр жёсткостей всегда совпадает с центром масс сооружения. Данное утверждение в идеальном случае справедливо для маятников, у которых отсутствуют пластические демпферы. Но при наличии демпфирования в системе сейсмоизоляции и неравномерной расстановке опор в плане эксцентриситет всё же будет существовать. Силы сопротивления в демпферах будут создавать крутящий момент относительно центра жёсткостей,

который может влиять на крутильный отклик изолированной части объекта. Согласно зарубежным исследованиям данным эффектом кручения можно пренебречь, но в случае сильно демпфированных систем есть риск получить большой крутильный отклик изолированного сооружения.

Дальнейшая разработка темы должна быть направлена на анализ высотных сооружений, расположенных на системе сейсмоизоляции, так как для них принципиально будет иметь значение сейсмические ротации относительно горизонтальных осей. Если эксцентриситет между центром жёсткости и центром масс здания всегда является контролируемым параметром на стадии проектирования, то эффект от сейсмических ротаций зависит от природы и волнового состава землетрясения, поэтому необходимо направить исследования на учёт в динамическом анализе ротационных компонент сейсмического воздействия и дополнить современные нормативные документы соответствующими положениями, которые будут предписывать учёт вращательных сейсмических воздействий.

СПИСОК СОКРАЩЕНИЙ И УСЛОВНЫХ ОБОЗНАЧЕНИЙ

ЗО – защищаемый объект

КФ – кинематический фундамент

ПД – пластические демпферы

ПК – программный комплекс

РМО – резинометаллические опоры

ССИ – система сейсмоизоляции

СП – свод правил

ЦЖ – центр жёсткостей

ЦМ – центр масс

ЦП – центр пластичности

PGA – peak ground acceleration (пиковое ускорение грунта)

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Поляков С. В. Последствия сильных землетрясений. М.: Стройиздат, 1978. 311 с.
2. Hart, G. C. et al. 1975. Torsional response of high rise buildings. Journal of structural division ASCE, 101. pp. 397-416.
3. Rosenblueth, E. and Meli, R. 1986. The 1985 earthquake: causes and effects in Mexico City. Concrete Institute, 8, pp. 23-34.
4. Esteva L. 1987. Earthquake engineering research and practice in Mexico after 1985 earthquake. Bulletin of New Zealand National society for Earthquake Engineering, 20 pp. 159-200.
5. Mitchell, D., Tinawi, R. and Redwood, R. G. 1990. Damage to buildings due to 1989 Loma Prieta earthquake - a Canadian code perspective. Canadian Journal of Civil Engineering, 17 (5), pp. 813-834.
6. Booth, E. D., Chandler, A. M., Wong, P. and Coburn, A. W. 1991. The central Luzon, Philippines earthquake of 16th July 1990. Report of the earthquake engineering field investigation team, Institute of Structural Engineers, London, U.K., 1991.
7. Mitchell, D., DeVall, R. H., Saatcioglu, M., Simpson, R., Tinawi, R. and Tremblay, R. 1995. Damage to concrete structures due to the 1994 Northridge Earthquake. Canadian Journal of Civil Engineering, 22, pp. 364.
8. Mitchell, D., DeVall, R. H., Kobayashi, K., Tinawi, R. and Tso, W. K. 1996. Damage to concrete structures due to the Jan 17, 1995 Hyogo-ken Nanbu (Kobe) Earthquake. Canadian Journal of Civil Engineering, 23, pp. 764.
9. Saglamer G., Barka A., Saglamer A. et al. Kocaeli depremi Istanbul Teknik unidersitesi on Degerlendirme Raporu//Yari. 1999. N214. p. 29-35.
10. Anagnostopoulos S.A., Kyrkos M.T., Stathopoulos K.G. Earthquake induced torsion in buildings: Critical review and state of the art // Earthq. Struct. 2015. Vol. 8, № 2. P. 305–377.

11. Ayre, R.S. 1938, "Interconnection of translational and torsional vibration in structures", *Bul. Seism. Soc. Am.*, 28, 89-130.
12. Praveen Kumar. Torsional response of building during earthquake. The Doctor of Philosophy program in Civil and Environmental Engineering. University of Ottawa, Ottawa-Carleton Institute for Civil Engineering, November 1998, 355 p.
13. Tso, W.K. and Asmis, K. G.1971. Torsional vibration of symmetric structures. *Proceedings, first Canadian Conference on Earthquake Engineering, Vancouver*, pp. 178-186.
14. Stathopoulos, K.G. and Anagnostopoulos, S.A. (2005a), "Inelastic torsion of multistorey buildings under earthquake excitations", *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, 34(12), 1449-1465.
15. Makarios, T. and Anastasiadis, K. (1998a), "Real and fictitious elastic axes of multi-storey buildings: theory", *Struct. Des. Tall Build.*, 7(1), 33-55
16. Housner, G.W. and Outinen, H. (1958), "The effect of torsional oscillations on earthquake stresses", *Bul. Seism. Soc. Amer.*, 48, 221-229.
17. Newmark, N.M. *Earthquake Spectra and Design* / N. M. Newmark and J. F. Hall. - Berkeley, California: Earthquake Engineering Research Institute, 1982. – 103p.
18. Bustamante, J.I. and Rosenblueth, E. (1960), "Building code provisions on torsional oscillation", *Proceedings of the 2nd World Conference, Earthq. Eng.*
19. Симборт С. Э.Х. Определение коэффициента редукции с учетом динамических характеристик сейсмических воздействий: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.17. - Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет, Санкт-Петербург, 2012 - 168 с.
20. ASCE 7-10 (2010), *Minimum design loads for buildings and other structures*.
21. *Uniform Building Code (UBC) 1997*
22. *International Building Code (IBC) (2012)*, International Code Council Inst., USA.
23. МОС-2008, *Manual of Civil Structures*, Mexico.
24. *National Building Code of Canada (NBCC) (2010)*, National Research Council of Canada, volume 1, 2.

25. N.Z.S. 1170.5 (2004), Structural design actions, Part 5: Earthquake actions, New Zealand.
26. Lee, D.M. (1980), "Base isolation for torsion reduction in asymmetric structures under earthquake loading", *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, 8(3), 349-59.
27. Rutenberg, A. and Eisenberger, M. (1984), "Seismic response of base isolated asymmetric shear buildings", *Proceedings of the 8th World Conference, Earthq. Eng.*
28. Pan, T.C., Kelly, J.M. (1984), "Coupled lateral-torsional response of base-isolated structures", *Proceedings of the 8th World Conference, Earthq. Eng.*
29. Nagarajaiah, S., Reinhorn, A.M. and Constantinou, M.C. (1993), "Torsion in base-isolated structures with elastomeric isolation systems", *J. Struct. Eng.*, 119(10), 2932-2951.
30. Jangid, R.S. and Kelly J.M. (2000), "Torsional displacements in base-isolated buildings", *Earthq. Spectra*, 16(2), 443-454.
31. Hwang J.S., Hsu T.Y. (2000), "Experimental study of isolated building under triaxial ground excitations", *J. Struct. Eng., ASCE*, 126, 879-886.
32. Tena-Colunga, A. and Gomez-Soberon, L. (2002), "Torsional response of base-isolated structures due to asymmetries in the superstructure", *Eng. Struct.*, 24, 1587-1599.
33. Tena-Colunga, A. and Escamilla_Cruz, J.L. (2007), "Torsional amplifications in asymmetric base-isolated structures", *Eng. Struct.*, 29, 237-247.
34. Tena-Colunga, A. and Escamilla-Cruz, J.L. (2008), "Dynamic amplifications of torsionally unbalanced baseisolated structures", *Proceedings of the 14th World Conference, Earthq. Eng.*
35. Nakamura, T., Suzuki, T., Okada, H. and Takeda. T. (1988), "Study on base isolation for torsional response reduction in asymmetric structures under earthquake motions", *Proceedings of the 9th World Conference, Earthq. Eng.*
36. Nagrajaiah, S., Reinhorn, A. M. and Constantinou, M. C. 1993a. Torsional coupling in sliding base isolated structures. *Journal of structural division ASCE*, 119 (1), pp. 130-149.
37. Richter, C. F. (1958) *Elementary Seismology*, W. H. Freeman and Company, San Francisco.

38. Shakib, H. and Fuladgar, A. (2003), “Effect of vertical component of earthquake on the response of pure friction base-isolated asymmetric buildings”, *Eng. Struct.*, 25, 1841-1850.

39. Almazan, J.L. and De La Llera, J.C. (2003), “Accidental torsion due to overturning in nominally symmetric structures isolated with FPS”, *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, 32(6), 919-948.

40. Toyama, J., Shinozaki, Y., Inoue, T., Maseki, R., Nagashima, I., Takagi, M. and Kitagawa, Y. (2004), “An advanced base-isolation system for irregular building design”, *Proceedings of the 13th World Conference, Earthq. Eng.*

41. Ryan, K.L. and Chopra, A.K. (2004), “Estimation of seismic demands on isolators in asymmetric buildings using non-linear analysis”, *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, 33(3), 395-418.

42. Ryan, K.L. and Chopra, A.K. (2006), “Estimating bearing response in symmetric and asymmetric-plan isolated buildings with rocking and torsion”, *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, 35(8), 1009-1036.

43. International Code Council, Falls Church, VA. *International Building Code*, 2000.

44. Seguin, C.E., De La Llera, J.C. and Almazan, J.L. (2008), “Base-structure interaction of linearly isolated structures with lateral-torsional coupling”, *Eng. Struct.*, 30, 110-125.

45. Seguin, C.E., Almazan, J.L. and De La Llera, J.C. (2013), “Torsional balance of seismically isolated asymmetric structures”, *Eng. Struct.*, 46, 703-717.

43. Kilar, V. and Koren, D. (2008), “Usage of simplified N2 method for analysis of base isolated structures”, *Proceedings of the 14th World Conference, Earthq. Eng.*

44. Kilar, V. and Koren, D. (2009), “Seismic behaviour of asymmetric base isolated structures with various distributions of isolators”, *Eng. Struct.*, 31, 910-921.

45. Koren, D. and Kilar, V. (2011), “The applicability of the N2 method to the estimation of torsional effects in asymmetric base-isolated buildings”, *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, 40(8), 867-886.

46. Shimazaki, K. (2012), "Evaluation of seismic torsional response of base isolated buildings", Proceedings of the 15th World Conference, Earthq. Eng.
47. Fajfar, P. and Gašperšič, P. (1996). The N2 method for the seismic damage analysis of RC buildings. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 25:1, 31-46.
48. Newmark, N.M. (1969), "Torsion in symmetrical buildings", Proceedings of the 4th World Conference, Earthq. Eng. ASCE.
49. Luco, J.E. (1976), "Torsional response of structures to obliquely incident seismic SH waves", *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, 4(3), 207-219.
50. Alexander, N.A. (2007), "The role of phase difference components of ground motions in the torsional response of asymmetric buildings", *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, 36(10), 1385-1406.
51. Castellani, A. and Boffi, G. (1986), "Rotational components of the surface ground motion during an earthquake", *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, 14, 751-767.
52. De La Llera, J.C. and Chopra, A.K. (1994d), "Accidental torsion in buildings due to base rotational excitation", *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, 23(9), 1003-1022.
53. Hahn, G.D. and Liu, X. (1994), "Torsional response of unisymmetric buildings to incoherent ground motions", *J. Struct. Eng.*, 120(4), 1158-1181.
54. Hao, H. and Duan, X.N. (1995), "Seismic response of asymmetric structures to multiple ground motions", *J. Struct. Eng.*, 121(11), 1557-1564.
55. Hao, H. and Duan, X. (1996), "Multiple excitation effects on response of symmetric buildings", *Eng. Struct.*, 18(9), 732-740.
56. Hao, H. (1996), "Characteristics of torsional ground motions", *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, 25(6), 599-610.
57. Hao, H. (1997), "Torsional response of building structures to spatial random ground excitations", *Eng. Struct.*, 19(2), 105-112.
58. Hao, H. (1998), "Response of two-way eccentric building to nonuniform base excitations", *Eng. Struct.*, 20(8), 677-684.
59. Heredia-Zanovi, E. and Leyva, A. (2003), "Torsional response of symmetric buildings to incoherent and phase-delayed earthquake ground motions", *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, 32(7), 1021-1038.

60. Inoue, Y. and Shima, H. (1988), "Earthquake response of torsionally excited soil-structure systems", Proceedings of the 9th World Conference, Earthq. Eng.
61. Juarez, M. and Aviles, J. (2008), "Effective eccentricity due to the effects of structural asymmetry and wave passage", Eng. Struct., 30, 831-844.
62. Lee, V.W. and Trifunac, M.D. (1985), "Torsional accelerograms", Soil. Dyn. Earthq. Eng. 4(3), 132-139. Struct. Dyn., 4(3), 207-219.
63. Nathan, N.D. and MacKenzie, J.R. (1975), "Rotational components of earthquake motion". Canadian J. Civ. Eng., 2(4), 430-436. Earthq. Eng. ASCE.
64. Rigato, A.B. and Medina, R.A. (2007), "Influence of angle incidence on seismic demands for inelastic single-storey structures subjected to bi-directional ground motions", Eng. Struct., 29, 2593-2601.
65. Rutenberg, A. and Heidebrecht, A.C. (1985), "Response spectra for torsion, rocking and rigid foundation", Earthq. Eng. Struct. Dyn., 13(4), 543-557.
66. Shakib, H. and Datta, T.K. (1993), "Inelastic response of torsionally coupled system to an ensemble of nonstationary random ground motion", Eng. Struct., 15(1), 13-20.
67. Shakib, H. and Tohidi, R.Z. (2002), "Evaluation of accidental eccentricity in buildings due to rotational component of earthquake", J. Earthq. Eng., 6(4), 431-445.
68. Smerzini, C., Paolucci, R. and Stupazzini, M. (2009), "Experimental and numerical results on earthquakeinduced rotational ground motions", J. Earthq. Eng., 13(S1), 66-82.
69. Tso, W.K. and Hsu, T.I. (1978), "Torsional spectrum for earthquake motions", Earthq. Eng. Struct. Dyn., 6(4), 375-382.
70. Vasquez, J. and Riddell, R. (1988), "An equivalent torsional component of ground motion for earthquake design of buildings", Proceedings of the 9th World Conference, Earthq. Eng., Japan Association for Earthquake Disaster Prevention.
71. Wu, S.T. and Leyendecker, E.V. (1984), "Dynamic eccentricity of structures subjected to S-H waves", Earthq. Eng. Struct. Dyn., 12, 619-628.

72. Yeh, C.S., Loh, C. H. and Su, G.W. (1992), “Results of observation of torsional ground motions and response analysis”, Proceeding of the 10th World Conference, Earthq. Eng.

73. Репников, Л. Н. Расчет балок на упругом основании, объединяющем деформационные свойства основания Винклера и линейно деформируемой среды / Л. Н. Репников // Основания, фундаменты и механика грунтов. 1967. № 6. С. 91.

74. Castellani, A. and Zembaty, Z. (1996), “Comparison between earthquake rotation spectra obtained by different experimental sources”, Eng. Struct., vol. 18, is. 8, 597-603.

75. Pan, T.C., Kelly, J.M. (1983), “Seismic response of torsionally coupled base-isolated structures”, Earthq. Eng. and Struct. Dyn., 11, 1983.

76. Kelly, J.M. (1993), “Earthquake-Resistant Design with Rubber”, Alden Press, Oxford, 133 pp.

77. Eisenberger M., Rutenberg A. Seismic base isolation of asymmetric shear buildings // Eng. Struct. 1986. Vol. 8, № 1. P. 2–8.

78. Назаров А.Г. Метод инженерного анализа сейсмических сил. Ереван: Изд-во АН АрмССР, 1959. 286 с.

79. Paula Y, T., “Some Design Principles Relevant to Torsional Phenomena in Ductile Buildings”, Journal of Earthquake Engineering, 5(3), 2000, pp. 273-308.

80. EN 1998-1 (2004), Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings.

81. EN 1998-1 (2004), Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. Part 2: Bridges.

82. EN 1998-1 (2004), Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. Part 3: Assessment and retrofitting of buildings.

83. EN 1998-1 (2004), Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. Part 4: Silos, tanks and pipelines.

84. EN 1998-1 (2004), Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. Part 5: Foundations, retaining structures and geotechnical aspects.

85. EN 1998-1 (2004), Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. Part 6: Towers, masts and chimneys.
86. СП 14.13330.2018 Строительство в сейсмических районах. Актуализированная редакция СНиП II-7-81* – М.: Минстрой России, 2018. – 116 с.
87. Свод правил «Здания сейсмостойкие и сейсмоизолированные. Правила проектирования». ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко. Издание официальное. М. 2013. 46 с.
88. Назаров Ю.П. Аналитические основы расчёта сооружений на сейсмические воздействия. - М.: Наука, 2010. - 468 с.
89. Назаров Ю.П. Расчётные модели сейсмических воздействий. - М.: Наука, 2012. - 414 с.
90. Назаров Ю.П. Расчётные параметры волновых полей сейсмических движений грунта. - М.: Наука, 2015. - 376 с.
91. Назаров Ю.П., Позняк Е.В. Оценка ротационных компонент сейсмического движения грунта//Сейсмостойкое строительство, ОФМГ, №6-2015, с. 32-36.
92. Кузьмина Н.В., Лунев А.А., Токмаков В.А. Об измерении угловых колебаний зданий башенного типа//Колебания грунта и сейсмический эффект при землетрясениях. М.: Наука, 1982. (Вопр. Инж. Сейсмологии; Вып. 23). С. 148-156.
93. Негматуллаев С.Х. Имитация сейсмического воздействия с целью испытания зданий и сооружений на сейсмостойкость. Душанбе: Дониш, 1986. 215 с.
94. Токмаков В.А., Харин Д.А. Об измерениях поворотных колебаний сейсмическими приборами//Сейсмические приборы. М.: Наука, 1979. Вып. 12, С. 52-59.
95. Халчанский С.А. Проблема регистрации вращательного движения при землетрясении: дис. ... канд. техн. наук: 25.00.10. - Институт физики Земли им. О. Ю. Шмидта, Москва, 2001 - 155 с.
96. Lefevre, H. (1993) The Fibre Optic Gyroscope, Artech, Norwood.

97. Nigbor, R. L. (1994) "Six-degree of freedom ground motion measurement", *Bulletin of the Seismological Society of America* 84(4), 1665–1669.
98. Stedman, G. E. (1997) "Ring laser tests of fundamental physics and geophysics", *Reports on Progress in Physics* 60, 615–688.
99. Niazi, M. (1986) "Inferred displacements, velocities and rotations of a long rigid foundation located at El-Centro differential array site during the 1979 Imperial Valley, California, earthquake", *Earthquake Engineering and Structural Dynamic* 14, 531–542.
100. Oliveira, C. S. and Bolt, B. A. (1989) "Rotational components of surface strong ground motion", *Earthquake Engineering and Structural Dynamic* 18, 517–526.
101. Singh, S. K., Santoyo, M., Bodin, P., and Gomberg, J. (1997) "Dynamic deformations of shallow sediments in the valley of Mexico, Part II: single-station estimates", *Bulletin of the Seismological Society of America* 87, 540–550.
102. Huang, B. S. (2003) "Ground rotational motions of the 1991 Chi-Chi, Taiwan earthquake as inferred from dense array observations", *Geophysical Research Letters* 30(6), 1307–1310.
103. Ghayamghamian, M. R. and Nouri, G.R. (2007) "On the characteristics of ground motion rotational components using Chiba dense array data", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 36(10), 1407–1429.
104. Spudich P. and Fletcher J. B. (2008) "Observation and prediction of dynamic ground strains, tilts and torsions caused by the M6.0 2004 Parkfield, California, earthquake and aftershocks derived from UPSAR array observations", *Bulletin of the Seismological Society of America* 98(4), 1898–1914.
105. Krishna Rodda G.K., Basu D. (2019) "On Conditional Simulation of Spatially Varying Rotational Ground Motion", *Journal of Earthquake Engineering*, 1-36.
106. Шивуа А.Д. Энергетический метод расчета сейсмостойкости зданий и сооружений: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.17. - Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет, Санкт-Петербург, 2016 - 118 с.

107. Sbaa, S., Hollender, F., Perron, V., Imtiaz, A., Bard, P. Y., Mariscal, A. ... Dujardin, A. (2017) "Analysis of rotation sensor data from the SINAPS@ Kefalonia (Greece) post-seismic experiment —link to surface geology and wavefield characteristics," *Earth Planets and Space* 69(1), 124.
108. Liu, C. C., Huang, B. S., Lee, W. H. and Lin, C. J. (2009) "Observing rotational and translational ground motions at the HGSD station in Taiwan from 2007 to 2008," *Bulletin of the Seismological Society of America* 99(2B), 1228–1236.
109. Takeo, M. (1998) "Ground rotational motions recorded in near-source region of earthquakes," *Geophysical Research Letter* 25, 789–792.
110. Yin, J., Nigbor, R. L., Chen, Q. and Steidl, J. (2016) "Engineering analysis of measured rotational ground motions at GVDA," *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 87, 125–137.
111. Ringler, A. T., Anthony, R. E., Holland, A. A., Wilson, D. C. and Lin, C. J. (2018) "Observations of rotational motions from local earthquakes using two temporary portable sensors in Waynoka, Oklahoma," *Bulletin of the Seismological Society of America* 108(6), 3562–3575.
112. Кривелев В.А. Волновые процессы в конструкциях зданий при сейсмических воздействиях. М.: Наука, 1987. 160 с.
113. Хачиян Э.Е. Прикладная сейсмология. Ереван: Гитутюн НАН РА, 2008. 491 с.
114. Рассказовский В.Т. Локальная модель сейсмического поля и угловые перемещения сооружений//Бюл. Инж. Сейсмологии (МСССС при АН СССР). 1989. №13. С. 5-13.
115. Корчинский И. Л. Сейсмостойкое строительство зданий: Учебное пособие для вузов / И. Л. Корчинский. – М.: Высш. Школа, 1971. – 320 с.
116. Kan C. L. and Chopra A. K. 1976. Coupled lateral torsional response of buildings to ground shaking. Report No 76-13, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, California.

117. Dempsey, K. M. and Irvine, H. M. 1979. Envelopes of maximum response for a partially symmetric single storey building model. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 7, pp. 161-180.

118. Tso, W.K. and Dempsey, K. M. 1980. Seismic torsional provisions for dynamic eccentricity. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 8, pp. 275-289.

119. Dempsey, K. M. and Tso, W. K. 1982. An alternative path to seismic torsional provisions. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 1(1), pp. 3-10.

120. Tso, W.K. 1983. A proposal to improve the static torsional provisions for the National Building Code of Canada. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 10, pp. 561-565.

121. Николаенко Н.А., Назаров Ю.П. Динамика и сейсмостойкость сооружений. - М.: Стройиздат, 1988. - 308 с.

122. Tai-Chieh Wu, Design of Base isolation system for buildings. M.sc thesis, Chung-Yuan Christian University, Chung-Li, Taiwan 2001.

123. Becker T.C., E.S. Keldrauk, M.W. Mieler & S.A. Mahin, Effect of Mass Offset on the Torsional Response in Friction Pendulum Isolated Structures, 15th World Conference on Earthquake Engineering (15WCEE), Lisbon, Portugal, September 24-28, 2012.

124. Семенова Д.М., Сулина Е.В. Классификация методов сейсмозащиты жилых зданий, Нижегородский государственный архитектурно-строительный университет, Нижний Новгород, Россия, 2018. – 9 с.

125. Омаров Х.М. Оптимальные параметры систем активной сейсмозащиты сооружений с резинометаллическими опорами: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.17. - Дагестанский государственный технический университет, Махачкала, 2015 - 210 с.

126. Смирнов, В.И. Сейсмоизоляция для вновь проектируемых и усиления существующих зданий / В.И. Смирнов // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. – 2004. – № 4. – С. 49-54.

127. Черепинский, Ю.Д. Сейсмоизоляция зданий. Строительство на кинематических фундаментах / Ю.Д. Черепинский. – М.: Изд-во «Blue Apple», 2009. – 47 с.

128. Черепинский, Ю. Д. Проблемы сейсмостойкости зданий с использованием сейсмоизолирующих конструктивных решений / Ю. Д. Черепинский, М. Н. Гусев // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. – 2006. – №5. – С. 53-55.

129. Юсупов, А.К. Проектирование сейсмостойких зданий на кинематических опорах / А.К. Юсупов // Махачкала: Лотос, 2006. - С.423.

130. Michael, D. Symans. Deismic Pritective systems: Seismic isolation. Instructional material complementing FEMA 451, Design Examples. Seismic isolation 15-7-1.

131. Островская Н.В. Метод расчета и оптимизации параметров пластических демпферов в системах сейсмоизоляции: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.17. - Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет, Санкт-Петербург, 2015 - 127 с.

132. Москвитин, В.В. Пластичность при переменных нагрузениях / В.В. Москвитин. – М.: Изд-во Моск. Ун-та, 1965. – 263 с.

133. 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.

134. Chopra A. K. Dynamic of structures. Theory and Applications to Earthquake Engineering. / Anil K.Chopra. New Jersey.: Prentice-Hall, 2006. 794 pp.

135. Iwan W. D. The Distributed-Element Concept of Hysteretic Modeling and its Application to Transient Response Problems. IV World Conference on Earthquake Engineering / W. D. Iwan. Chile. – 1969. Vol. II. – A-4 (45–57).

136. Рутман, Ю.Л. Маятниковые сейсмоизолирующие опоры. Конструкция. Расчет. Эксперимент / Ю.Л. Рутман // Инженерно-строительный журнал. – 2012. – № 1(27). – С. 37-43.

137. Пат. 2367744 Российская Федерация, МПК: E 02 D 27 34. Устройство для защиты сооружения от сейсмического воздействия / В.Д. Гуськов, В.Г. Долбенков, Б.И. Зайцев, Ю.Л. Рутман, В.И. Смирнов, К.Б. Ходасевич; заявитель и патентообладатель ОАО «КБСМ». – № 2008116891/03; зарегистр. 28.04.08. – 3 с.

138. Пат. 2369693 Российская Федерация, МПК: Е 02 D 27 34. Опора сейсмостойкого сооружения / А.М. Амелин, В.В. Грунин, В.Д. Гуськов, Б.И. Зайцев, Ю.Л. Рутман, К.Б. Ходасевич; заявитель и патентообладатель ОАО «КБСМ». – № 2008116899/03; зарегистр. 28.04.08. – 4 с.

139. Пат. 2405096 Российская Федерация, МПК: Е 04 Н 9 02, Е 02 D 27 34. Опора сейсмостойкого сооружения / А.М. Амелин, В.Д. Гуськов, В.Г. Долбенков, Б.И. Зайцев, Ю.Л. Рутман, А.Н. Сивков, К.Б. Ходасевич; заявитель и патентообладатель ОАО «КБСМ». – № 2009131277/03; зарегистр. 17.08.09. – 8 с.

140. Пат. 2427693 Российская Федерация, МПК Е 04 Н 9 02, Е 02 D 27 34. Опора сейсмостойкого сооружения / А.М. Амелин, В.Д. Гуськов, В.Г. Долбенков, Б.И. Зайцев, Ю.Л. Рутман, А.Н. Сивков, В.И. Смирнов, К.Б. Ходасевич; заявитель и патентообладатель ОАО «КБСМ». – № 2010105453/03; дата регистрации 15.02.10. – 8 с.

141. Гуськов, В.Д. Новые виды маятниковых и опорных систем сейсмоизоляции зданий, промышленных объектов и их оборудования / В.Д. Гуськов, Ю.Л. Рутман, К.Б. Ходасевич // Вестник ИНЖЕКОНА. – 2008. – № 8(27). – С. 61-63.

142. Рутман Ю.Л., Симборт Э., Бондарев Д.Е. Анализ динамики сейсмоизолированного сооружения с учётом его крутильных колебаний// Вестник гражданских инженеров. - 2017. -№ 2(61). - С. 112-118.

143. Лойцянский Л. Г., Лурье А. И. Курс теоретической механики: в 2 т. Статика и кинематика. М.: Наука, 1982. Т. I. 352 с.

144. Лойцянский Л. Г., Лурье А. И. Курс теоретической механики: В 2 т. Т. II. Динамика. М.: Наука, 1983. 640 с.

145. Basu, D., Whittaker, A. S. and Constantinou, M. C. [2013] “Extracting rotational components of earthquake ground motion using data recorded at multiple stations.,” *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 42(3), 451–468.

146. Basu, D., Whittaker, A. S. and Constantinou, M. C. [2015] “Characterizing rotational components of earthquake ground motion using a surface distribution method and response of sample structures,” *Engineering Structures* 99, 685–707.

147. Basu, D., Whittaker, A. S. and Constantinou, M. C. [2012] “Estimating rotational components of ground motion using data recorded at a single station,” *Journal of Engineering Mechanics*, ASCE 138(9), 1141–1156.
148. Болт Б. Землетрясения. Общедоступный очерк. -М.: Мир, 1981.
149. Саваренский Е.Ф. Сейсмические волны. -М.: Недра, 1972.
150. Назаров Ю.П., Позняк Е.В. Анализ вида волновой модели и получение расчетных параметров сейсмического воздействия для высотного здания // *Промышленное и гражданское строительство, ОФМГ, №5-2014*, с. 40-45.
160. Бирбраер А. Н. Расчет конструкций на сейсмостойкость. – СПб.: Наука, 1998. – 255 с.
161. Гаскин В.В., Снитко А.Н., Соболев В.И. Динамика и сейсмостойкость зданий и сооружений. - Иркутск: Изд-во Иркутск. ун-та, 1992.
162. Позняк Е.В. О расчётах на сейсмостойкость с программным обеспечением "Еврософт Одиссей" // Приложение к журналу "Справочник. Инженерный журнал". 2013, №5. С. 22-24.
163. Gulhane, P.S., Shingare, A. P., Jaiswal N. P., Singh H. [2015] “Friction pendulum bearing for building base isolation,” *International journal for engineering applications and technology friction pendulum bearing for building base isolation*, AGNIPANKH-15, ISSN: 2321-8134.
164. *Engineering Aspects of the September 19, 1985 Mexico Earthquake*// National Bureau of Standards Building Science Series 165 Natl. Bur. Stand. (U.S.), Bldg. Sci. Ser. 165, 215 pages (May 1987).
165. Симбиркин В.Н., Панасенко Ю.В. Упрощённый нелинейный динамический расчёт сооружений при сейсмических воздействиях // *Строительная механика и расчет сооружений, №5-2017*, с. 32-36.
166. Рутман Ю.Л., Чылбак А.А. Оценка сейсмостойкости сооружения, расположенного на системе сейсмоизоляции // *Вестник гражданских инженеров, №1-2009*, с. 30-33.
167. Рутман Ю.Л., Островская Н.В., Кобелев Е.А. Динамика сооружения при сейсмическом нагружении как жесткопластической системы с двумя степенями

свободы // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений., №6-2018, с. 33-38.

168. Шивуа А.Д. Энергетический метод расчета сейсмостойкости зданий и сооружений: Автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.17. - Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет, Санкт-Петербург, 2016 - 22 с.

169. Островская Н.В. Метод расчета и оптимизации параметров пластических демпферов в системах сейсмоизоляции: Автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.17. - Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет, Санкт-Петербург, 2016 - 22 с.

170. Нестерова О. П. Подбор параметров и оценка эффективности динамических гасителей колебаний (ДГК) сильно демпфированных систем: Автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.17. - Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет, Санкт-Петербург, 2019 - 24 с.

171. Чылбак А.А. Расчетные модели для сейсмоизолированных сооружений// Вестник Тувинского государственного университета. №3 (22) - 2014, с. 54-57.

172. Чылбак А.А. Влияние высших форм собственных колебаний сейсмоизолированных зданий// Вестник Тувинского государственного университета. №3 (10) - 2011, с. 28-31.

173. Аптикаев Ф.Ф., Гаипов Б.Н., Гарагозов Дж. Региональная шкала сейсмической интенсивности Туркменистана. Материалы Международной научно-практической конференции, посвященной 50-летию Ашхабадского землетрясения. Туркменистан, Ашхабад с. 96-103, 1999.