СОДЕРЖАНИЕ

ВВЕДЕНИЕ....4

Цель и задачи работы....6

Структура и объем работы....7

Обзор работы....7

Полученные результаты:....8

ОПРЕДЕЛЕНИЯ, ОБОЗНАЧЕНИЯ И СОКРАЩЕНИЯ....9

ГЛАВА I. ОЦЕНКА СЕЙСМИЧЕСКИХ ВОЗДЕЙСТВИЙ ДЛЯ ПЛОЩАДКИ СТРОИТЕЛЬСТВА....13

1.1.Структура оценки сейсмических воздействий....13

1.2.Инструментальные исследования....16

1.3.Расчетные методы....18

1.3.1.Детерминистский и вероятностный подходы. Дезагрегация результатов анализа....18

1.3.2.Генерирование модели расчетного сейсмического движения грунта....19

1.3.3.Расчет искусственных акселерограмм....22

ГЛАВА II. СЕЙСМОСТОЙКОСТЬ КАРКАСНЫХ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ....25

2.1.Анализ повреждений многоэтажных каркасных зданий при землетрясениях....25

2.2.Обзор активных способов сейсмической защиты....32

2.2.1.Предварительно напряженные металлические конструкции....34

2.2.1.1.Системы с гасителями колебаний....35

2.2.1.2.Системы с повышенным демпфированием....37

2.2.1.2.1.Системы с вязкими демпферами....37

2.2.1.2.2.Системы с демпферами сухого трения....39

2.2.1.3.Системы с элементами повышенной пластической деформации....41

2.3.Использование упругопластической работы стали для повышения сейсмостойкости каркасных зданий....42

2.4.Эффективность использования неупругой работы конструктивных элементов каркасов для повышения сейсмостойкости....44

2.5.Энергопоглотители....47

ГЛАВА III. ОЦЕНКА ПОВЕДЕНИЯ ЗДАНИЯ В УСЛОВИЯХ СЕЙСМИЧЕСКОГО ВОЗДЕЙСТВИЯ.....56
3.1.Описание площадки строительства.....56
3.2.Краткое описание здания.....58
3.3.Нагрузки и воздействия.....59
3.3.1.Исходная сейсмичность и инженерно-геологические условия площадки строительства 60
3.3.2.Моделирование акселерограмм сейсмического воздействия.....63
3.3.2.1.Представление акселерограммы в виде нестационарного случайного процесса.....64
3.3.2.2.Параметры сейсмического воздействия.....65
3.3.2.3.Методика моделирования расчетных акселерограмм.....66
3.4.Расчет здания на синтезирующую акселерограмму.....73
ГЛАВА IV. АНАЛИЗ ПОВЕДЕНИЯ МОДЕЛИ ЗДАНИЯ В УСЛОВИЯХ СЕЙСМИЧЕСКОГО ВОЗДЕЙСТВИЯ С ПРИМЕНЕНИЕМ ЭНЕРГОПОГЛОТИТЕЛЕЙ.....78
4.1.Расчет модели здания в условиях сейсмического воздействия с применением энергопоглотителей.....78
4.2.Расчет энергопоглотителей для рассматриваемого объекта.....83
4.3.Расчет болтового соединения в узле крепления энергопоглотителей к строительным конструкциям.....87
ЗАКЛЮЧЕНИЕ.....89
БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК.....90

ВВЕДЕНИЕ

Значительная доля территории России и евразийских государств находится в зонах с повышенной сейсмической активностью. Целый ряд сильных землетрясений, произошедших в последнее время (Армения 1988 г.: Спитакское землетрясение. Магнитуда – 7,2. Разрушены город и множество посёлков; погибли по меньшей мере 25 тыс. человек, 514 тысяч остались без крова. Япония 1995 г.: землетрясение в Кобе. Магнитуда – 7,3. Погибли 6434 человека. Сахалин 1996 г.: землетрясение в Нефтегорске. Магнитуда – 7,5. 2040 человек погибли. Иран 2003 г.: землетрясение в г. Бам. Магнитуда – 6,3. Погибло 50-60 тыс. человек. Китай 2008 г.: Сычуаньское землетрясение. Магнитуда – 8. Погибли около 90 тыс. человек) [26, 31] явился жестоким напоминанием того, что недостаточный учет сейсмических воздействий при проектировании и строительстве зданий и сооружений может привести к катастрофическим разрушениям, влекущим за собой человеческие жертвы и значительный материальный ущерб.

Потребность освоения сейсмоактивных районов Дальнего Востока, Восточной Сибири и Забайкалья, а также повышение плотности застройки в уже освоенных районах Северного Кавказа, Закавказья предопределяет необходимость разработки новых конструктивных форм зданий и сооружений, отличающихся повышенной сейсмостойкостью.

Это касается и многоэтажных зданий каркасной конструктивной системы, которая широко используется при возведении большинства объектов промышленного и общественного назначения. Опыт эксплуатации таких зданий в районах с повышенной сейсмической опасностью в целом свидетельствует об их достаточно высокой сейсмостойкости. Тем не менее, анализ последствий ряда сильных землетрясений показывает, что каркасные здания не всегда удовлетворительно, переносят сейсмические воздействия [22, 60, 93, 115] и получают разного рода повреждения и даже разрушения. Поэтому исследования, связанные с проблемой повышения их сейсмостойкости,

являются актуальными и имеют большое народнохозяйственное значение.

Основные повреждения многоэтажных каркасных зданий связаны как правило с ошибками при выборе объемно-планировочного и конструктивного решений; недостаточной способностью элементов и их соединений к безопасному развитию неупругих деформаций. В этой связи необходимо отметить, что применение металлических конструкций дает более широкие возможности по использованию резервов неупругой работы материала и тем самым позволяет повысить надежность каркасов.

К настоящему времени в строительной практике сформировалось два основных подхода к сейсмозащите зданий: пассивный, связанный с увеличением сечений элементов и использованием более высокопрочных материалов, и активный, реализующий мероприятия по снижению сейсмических нагрузок. С экономической точки зрения активный подход является более предпочтительным, так как позволяет снизить объем антисейсмических мероприятий.

Снижение сейсмических нагрузок может быть достигнуто за счет регулирования динамических характеристик каркасных зданий как колебательных систем. К настоящему времени предложено большое число способов активной сейсмозащиты, реализующих различные конструктивные принципы: сейсмоизоляции, адаптации, повышенного демпфирования, применения гасителей колебаний. Благодаря использованию активных сейсмозащитных мероприятий удается снизить значения расчетных сейсмических нагрузок в 0.5 - 2 раза.

При пластическом деформировании некоторых металлов и сплавов (малоуглеродистая и низколегированная сталь, свинец и др.) происходит весьма интенсивное поглощение части механической энергии с превращением ее в тепло. На основании этого свойства созданы активные сейсмозащитные устройства, называемые энергопоглотителями.

Если говорить о сейсмических воздействиях, то необходимо отметить, что в России оценку сейсмических воздействий для площадок строительства

традиционно разделяют на три этапа: общее сейсмическое районирование (ОСР), детальное сейсмическое районирование (ДСР) и сейсмическое микрорайонирование (СМР).

Для инженерных расчетов в рамках СМР, т.е. для анализа влияния локальных условий на сейсмические воздействия, необходимы записи движений грунта. В некоторых случаях исследователи располагают реальными экспериментальными записями сильных движений на рассматриваемой площадке либо в других местах, где локальные и региональные геологические и тектонические условия схожи. Однако в подавляющем большинстве случаев это не так, и поэтому возникает необходимость в расчете искусственных акселерограмм. В настоящее время существует множество различных подходов к расчетам временных рядов движений грунта.

Учитывая вышеизложенное, задача обеспечения (повышения) сейсмостойкости зданий и сооружений при помощи систем активной сейсмозащиты (САС) с применением синтезированных акселерограмм для конкретной площадки строительства является актуальной научной проблемой.

Цель и задачи работы

Целью данного исследования является оценка влияния сейсмического воздействия на основе построенной синтезированной акселелограммы на высотное здание со стальным каркасом, относящееся к повышенному уровню ответственности, и исследования упругопластической работы конструктивных элементов зданий при сейсмических нагрузках. Здание входит в состав комплекса сооружений для производства полимеров комплекса нефтеперерабатывающих и нефтехимических производств ЗАО «Восточная нефтехимическая компания» (комплекса ВНХК), расположенного на юге Приморского края, в 5 км к северо-западу от г. Находки, в районе мыса Елизарова залива Восток, территории Партизанского муниципального района (центр – с. Владимиро-Александровское).

Для достижения поставленной цели необходимо решить **следующие**

задачи:

- выполнить обзор литературы по задаче исследования;
- сгенерировать расчетное сейсмическое воздействие для площадки строительства (получить синтезированную акселерограмму);
- замоделировать здание и выполнить расчет на сейсмическое воздействие;
- на основе выполненного расчета подобрать тип энергопоглотителей для объекта;
- провести оценку влияния синтезированного сейсмического воздействия на модель здания с применением энергопоглотителей и без них;
- определить степень снижения сейсмической нагрузки, учитывая энергопоглощающую способность конструкций;
- выполнить расчет параметров энергопоглотителей;
- на основе проведенного анализа результатов исследований подготовить заключение по применению САС для зданий металлокаркасного типа в привязке к региону строительства.

Структура и объем работы

Данная работа состоит из введения, четырех глав, заключения и списка литературы. Объем работы составляет 88 страницы, объем библиографии – 119 источников.

Обзор работы

В введении приводится обоснование актуальности выбранной темы и постановка задачи исследования.

В первой главе приведен краткий обзор методов оценки сейсмических воздействий для конкретной площадки строительства.

Во второй главе проведен анализ повреждений многоэтажных металлокаркасных зданий при землетрясениях. Выполнен краткий обзор существующих систем активной сейсмозащиты зданий и сооружений, дается

характеристика основным видам энергопоглотителей. Показана эффективность использования упругопластической работы стали для повышения сейсмостойкости здания.

В третьей главе выполнено моделирование синтезированной акселерограммы для конкретной площадки строительства. Произведен расчет здания на синтезированное сейсмическое воздействие. Произведена оценка поведения здания при сейсмическом воздействии.

Четвертая глава посвящена вычислительным экспериментам, оценивающим поведение рассматриваемого здания на синтезированное сейсмическое воздействие с использованием энергопоглотителей. На основании результатов вычислительного эксперимента выполнен расчет параметров энергопоглотителей для рассматриваемого объекта.

В заключении приводятся основные выводы, сделанные в результате анализа полученных результатов.

Полученные результаты

В процессе работы был проведен обзор литературы; сгенерирована синтезированная акселерограмма, прогнозирующая максимальный сейсмический эффект на площадке строительства; проведен расчет здания на сейсмику; на основе выполненного расчета для здания подобраны энергопоглотители, определены необходимые параметры для его работы. Выполнено сравнение результатов воздействия синтезированной акселерограммы на здание с учетом применения энергопоглотителей и без них; подготовлено заключение по применению САС для зданий металлокаркасного типа в привязке к региону строительства.

ОПРЕДЕЛЕНИЯ, ОБОЗНАЧЕНИЯ И СОКРАЩЕНИЯ

GSN – Global Seismological Network

ВАСО – вероятностный анализ сейсмической опасности

ВОЗ – возможный очаг землетрясений

ДАСО – детерминистский анализ сейсмической опасности

ДСР – детальное сейсмическое районирование

ДСТ – демпферы сухого трения

ЛДФ-модель – линеаментно-доменно-фокальная модель

МРЗ – максимальное расчетное землетрясение

ОСР – общее сейсмическое районирование

ПЗ – проектное землетрясение

ПНМК – предварительно напряженные металлические конструкции

САС – система активной сейсмозащиты

СГС – сейсмогенерирующие структуры

СМР – сейсмическое микрорайонирование

СП – свод правил

СТУ – специальные технические условия

УЗИ – уточнение модели затухания интенсивности.

УИС – уточнение модели исходной сейсмичности

УОСР – уточнение общего сейсмического районирования

УСО – уточнение сейсмической опасности

ЭПТ – энергопоглотители торсионного типа

α – угол наклона раскоса связи (относительно горизонтали);

β_i - коэффициент динамичности, соответствующий *i*-му тону собственных колебаний сооружения;

$\gamma_\tau R_y$ – расчетная величина предела текучести стали стенки;

$\sigma(\varpi_j)$ — среднеквадратичное значение ускорения;

σ_T - предел текучести материала болта;

η_{jik} - коэффициент, зависящий от формы деформирования здания при его собственных колебаниях по *i*-му тону для *j*-го направления и от места расположения масс Q_k;

ρ – плотность грунта;

λ – поправочный коэффициент, который равен λ = 0.85, если $T_1 < 2T_c$ и здание;

ϖ_j — несущая частота, приближенно равная доминантной частоте *j*-го процесса;

$\varphi(t,\varpi_j)$ — нормируемый (единичный) стационарный гауссовский процесс, характеризуемый косинус-экспоненциальной корреляционной функцией $K(\tau)$;

a(t) – нестационарный случайный процесс;

a_w - ширина стенки энергопоглотителя;

A – значение ускорения в уровне основания;

$a_{\min}$ – меньший размер стенки;

A_0 – параметр, характеризующий максимальные ускорения;

A_f - площадь сечения обрамляющих стенку энергопоглотителя пластин;

A_w - площадь сечения стенки энергопоглотителя;

A(t) – функция времени, параметрически зависящая от интегральных признаков;

$A(t,\varpi_j)$ — нормированная огибающая функция, задаваемая при фиксированных значениях ϖ_j в виде импульса Берлаге;

C - матрица демпфирования;

d_1 – диаметр болта;

i - число плоскостей среза;

F – продольное усилие в раскосе связи при учете сейсмического воздействия;

F(t) - вектор узловых сил, характеризующий внешнее динамическое воздействие;

F_b – горизонтальная сила в основании сооружения;

F_i – горизонтальная сила, действующая на i этаж;

f_0 - доминирующая частота процесса;

f_1 - параметр, характеризующий ширину спектра;

f_c - коэффициент трения в области сдвига;

G – модуль сдвига стали;

h_w - высота стенки энергопоглотителя;

$H_{эт}$ - высота этажа;

H – мощность слоя;

K - матрица жесткости системы;

K_0 – коэффициент, определяемый назначением здания;

K_1 – коэффициент, учитывающий допускаемые повреждения зданий и сооружений при расчетном сейсмическом воздействии;

K_ψ – коэффициент, учитывающий способность сооружения к рассеиванию энергии колебаний;

m – общая масса здания выше фундамента или выше уровня жесткого основания;

m_i, m_j – массы этажей;

M - матрица масс;

M_f – дискретное множество нестационарных гауссовских мультипликативных процессов;

N – продольное усилие в раскосе связи при учете сейсмического воздействия;

Q_k - вес сооружения, отнесенный к точке *k* конструктивной системы, определяемый с учетом нагрузок на конструкции;

Q_i – поперечная сейсмическая нагрузка в уровне *i*-го этажа;

R_y – расчетное сопротивление стали сжатию/растяжению;

S(f) – функция спектральной плотности мощности;

$S_{0\,jik}$ - значение сейсмической нагрузки для i-го тона собственных колебаний здания, определяемое в предположении линейно-упругого деформирования конструкций;

S_{jik} - поступательная сейсмическая нагрузка, приложенная в точке k, и соответствующая *i*-му тону собственных колебаний сооружения в выбранном направлении *j* (j=1,2,3);

$S_d(T_1)$ – ордината расчетного спектра соответствующая периоду T_1;

S_i, S_j – перемещения масс m_i, m_j основной формы колебания;

t_w - толщина стенки энергопоглотителя;

t_0 – параметр, характеризующий продолжительность интенсивной фазы;

T_1 – основной период собственных колебаний здания в горизонтальном направлении;

t_{end} – конец активной фазы;

tmax – значение времени от начала записи акселерограммы, соответствующее максимальному значению ускорения;

tstart - время от начала записи до начала активной фазы;

U(t) - вектор перемещений;

v_s – скорость поперечной волны;

$W_{'эп}$ - поглощаемая за один полуцикл энергия сейсмических воздействий;

y(t) – стационарный случайный процесс;

Y_i – перемещение в пределах *i*-го этажа от этой нагрузки.

ГЛАВА I. ОЦЕНКА СЕЙСМИЧЕСКИХ ВОЗДЕЙСТВИЙ ДЛЯ ПЛОЩАДКИ СТРОИТЕЛЬСТВА

1.1.Структура оценки сейсмических воздействий

В России оценку сейсмических воздействий для площадок строительства традиционно разделяют на три этапа: общее сейсмическое районирование (ОСР), детальное сейсмическое районирование (ДСР) и сейсмическое микрорайонирование (СМР).

Карты ОСР охватывают всю территорию страны. ОСР свойственна генерализация, рассматриваются крупные сейсмоактивные зоны, геолого-геофизические явления, определяющие сейсмичность крупных районов [55]. ОСР-97 представляет собой комплект карт, отражающих 10%-ую (A), 5%-ую (B) и 1%-ую (C) и 0,5%-ую (D) вероятность возникновения и возможного превышения расчетной интенсивности в 50-летние интервалы времени [69]. В основе карт ОСР-97 лежит методология вероятностного анализа сейсмической опасности, получившей широкое распространение благодаря публикации К.А. Корнелла [102]. Исследования по составлению карт общего сейсмического районирования не остановились на ОСР-97. Постоянно ведутся работы по актуализации карт и разработке концепции общего сейсмического районирования следующего поколения [85]. В декабре 2015 года утверждена обновленная ОСР-2015.

ДСР служит для уточнения оценок сейсмической опасности и определения возможных сейсмических воздействий на проектируемые сооружения. Карты ДСР имеют более крупный масштаб по сравнению с картами ОСР. ДСР призвано исследовать геолого-геофизическое строение и геодинамику конкретных районов и площадей, сейсмогенерирующие структуры (СГС), параметры сильных движений грунта [82].

ДСР является самым плохо регламентированным этапом оценки сейсмической опасности площадок строительства. У ДСР до сих пор отсутствует даже официальный статус. Не существует полного свода правил,

нормативных документов, порядка утверждения и т.д. [82].

Задачей СМР является уточнение параметров сейсмических воздействий на площадке строительства в зависимости от местных условий – грунтовых, геоморфологических, гидрологических и геофизических [3].

Оценку влияния грунта и рельефа на параметры воздействия нельзя проводить в отрыве от характеристик очаговых воздействий, т.к. влияние местных условий может быть различным в зависимости от углов подхода волн, частотного состава, их интенсивности и т.д. [55, 92].

Отдельного рассмотрения требуют случаи, когда площадку СМР пересекают тектонические разрывы, когда наблюдается нелинейное поведение грунтов, усиление интенсивности воздействий за счет фокусировки сейсмической энергии из-за особенностей рельефа скального основания, подстилающего массив рыхлых грунтов, дифракционные эффекты, сейсмогравитационные эффекты (оползни, обвалы и т.д.), виброползучесть грунтов и т.д. [3].

В СП 151.13330.2012 [75] используется такое понятие, как уточнение общего сейсмического районирования (УОСР), более детальное, по сравнению с ОСР, исследование сейсмичности территорий, результатом которого должно быть уточнение сейсмической опасности (УСО). УСО основано на уточнении модели исходной сейсмичности (УИС) и модели затухания интенсивности (УЗИ) с расстоянием. УИС представляет собой уточнение разломно-блоковой линеаментно-доменно-фокальной (ЛДФ) модели зон возможных очагов землетрясений (ВОЗ) на основе более детальных исследований. УСО разделяется на УСО-1 (для отдельных пунктов) и УСО-2 (для ограниченных территорий). УСО-2 представляет собой аналог ДСР в вероятностном представлении [84].

На рисунке 1.1 изображена обобщенная универсальная блок-схема работ по оценке сейсмических воздействий для площадок строительства. При этом используются как инструментальные наблюдения, так и различные расчетные методы.

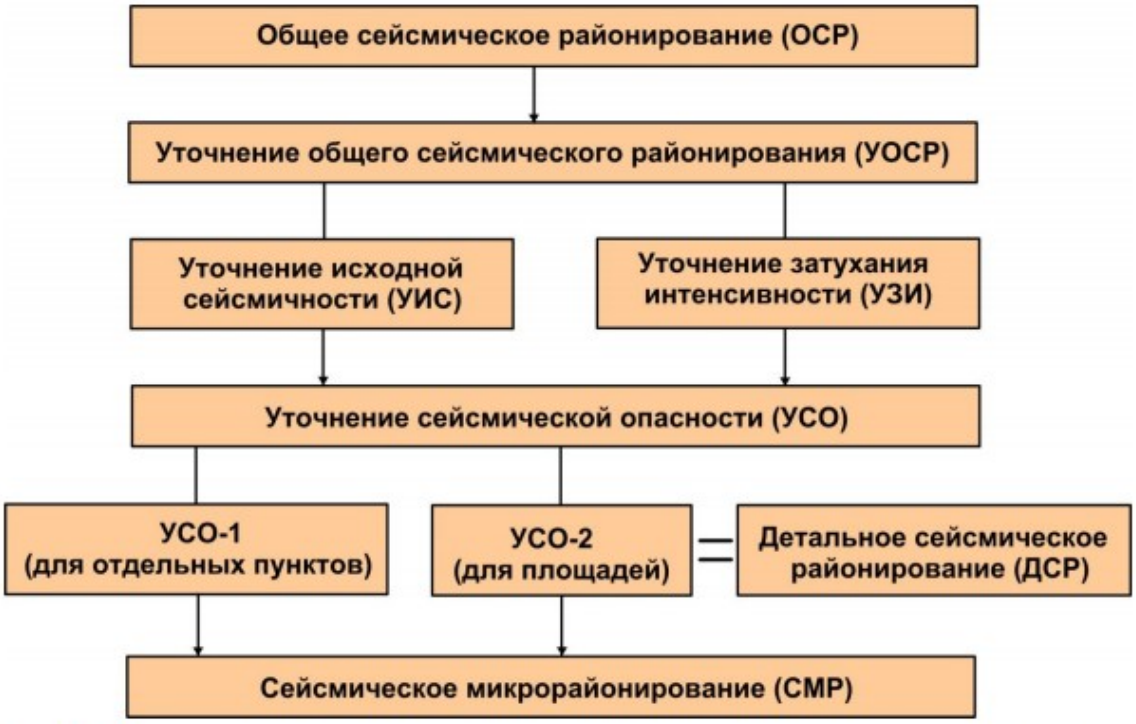


Рисунок 1.1 - Блок-схема основных этапов оценки сейсмических воздействий для площадок строительства (согласно [84])

1.2.Инструментальные исследования

Исходную информацию о сейсмичности территории либо акватории строительства представляют карты ОСР. Однако масштаб этих карт слишком мелок для учета региональных и местных особенностей, важных для оценки ожидаемых сейсмических воздействий на конкретной площадке. Поэтому на первом этапе проводится уточнение сейсмической опасности (УСО), а затем сейсмическое микрорайонирование (СМР).

Зачастую исследуемый район (особенно, если рассматривать Россию) характеризуется недостатком данных о произошедших там землетрясениях, доступна лишь информация о сейсмических событиях, зарегистрированных глобальными сетями сейсмографов, таких как Global Seismological Network (GSN) [104], либо сетей Геофизической службы РАН [72] и филиалов.

Для уточнения сейсмической опасности и сейсмического микрорайонирования необходимо проведение специальных инструментальных сейсмологических наблюдений [66, 67, 68, 34]. Такие исследования проводятся с помощью локальных сетей временных сейсмологических станций.

В рамках УСО инструментальные инженерно-сейсмологические исследования проводятся с целью уточнения расположения и активности сейсмогенерирующих структур (СГС), особенностей сейсмического режима, уточнения графика повторяемости и каталога местных землетрясений, изучения действия среды на распространение сейсмических волн (на региональном уровне), выявления сейсмически активных разломов и блоков земной коры [55].

При СМР инструментальные исследования должны обеспечить оценку изменения величины приращения сейсмической интенсивности и спектрального состава сейсмических волн по отношению к эталонному грунту за счет верхней части грунтового разреза, анализ возможных сейсмических эффектов в пределах оползневых, обвальных участков, оценку влияния местных тектонических нарушений на сейсмичность площадки, оценку влияния рельефа на различные участки изучаемой площадки, определение некоторых

других исходных данных для теоретических расчетов (например, скорости распространения поперечной сейсмической волны) [16, 67, 3].

1.3.Расчетные методы

1.3.1.Детерминистский и вероятностный подходы. Дезагрегация результатов анализа

В рамках детерминистского анализа сейсмической опасности (ДАСО) оценивается, какой силы будет сотрясение грунта в результате прихода сейсмической волны от землетрясения заданной магнитуды, которое может произойти на близко расположенном разломе. [58]. Детерминистские оценки сейсмического эффекта являются консервативными, они нередко существенно завышают величину сейсмической интенсивности, получаемую вероятностными методами [84].

При вероятностном анализе сейсмической опасности (ВАСО) рассматриваются альтернативные модели сейсмических очагов, периодов повторяемости землетрясений, затухания сейсмического эффекта [84]. Вероятностные алгоритмы в настоящее время лежат в основе большинства современных карт сейсмического районирования [85]. Получил распространение ряд реализующих ВАСО программ: SEISRISK I, II, III [97]. Главный недостаток ВАСО – невозможность расчета временных зависимостей движений грунта [112].

Моделирование искусственных акселерограмм необходимо для инженерных расчетов при строительстве ответственных сооружений в сейсмоопасных районах. Методы «дезагрегации», разработанные на протяжении последних десятилетий являются попытками решить данную проблему. Дезагрегация является процедурой определения основных параметров (магнитуда и расстояние до источника) таких сейсмических событий, которые вносят наибольший вклад в рассчитанные с помощью ВАСО уровни сейсмических воздействий для исследуемой площадки [112, 96].

1.3.2.Генерирование модели расчетного сейсмического движения грунта

Любая строительная система проектируется таким образом, чтобы ее антисейсмическая несущая способность превышала расчетные сейсмические воздействия. Несущая способность – это комплексная функция прочности, жесткости и деформативности, определяемая исходя из объемно-планировочного решения и характеристик материалов фундаментов, сейсмоизоляционной системы и надземной части сооружения. В свою очередь, для конкретного сейсмоизолированного сооружения модель расчетного сейсмического движения грунта может быть задана в виде:

- формулы распределения статической поперечной силы в основании и горизонтальных сил по высоте сооружения;
- набора расчетных спектров реакции землетрясений;
- подходящих для места строительства записей землетрясений во времени.

В соответствии с нормами (СП 14.13330.2015, Eurocod 8) модель расчетного движения грунта может быть принята в своей простейшей форме при помощи уравнений определения расчетной поперечной силы в основании (1.1) и формул распределения статических горизонтальных сил (1.2). Сейсмическая горизонтальная сила в каждом горизонтальном направлении определяется с помощью следующего выражения

$$F_b = S_d(T_1) m \lambda, \quad (1.1)$$

где $S_d(T_1)$ — ордината расчетного спектра соответствующая периоду T_1; T_1 - основной период собственных колебаний здания в горизонтальном направлении; m — общая масса здания выше фундамента или выше уровня жесткого основания; λ — поправочный коэффициент, который равен $\lambda = 0.85$, если $T_1 < 2T_c$ и здание более 2 этажей; иначе $\lambda = 1.0$.

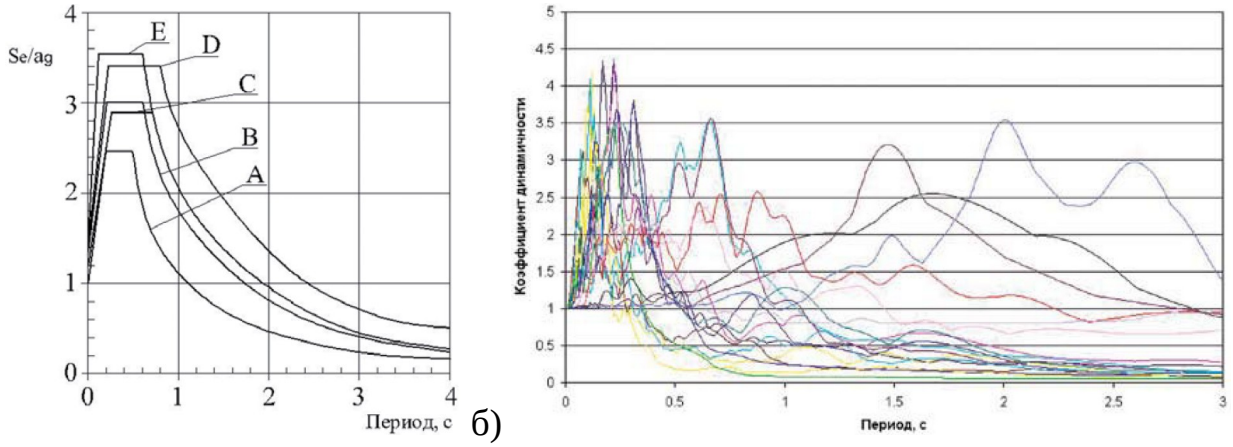
Сейсмическая сила определяется из условия приложения горизонтальной силы F_i ко всем этажам в каждом горизонтальном направлении

$$F_i = F_b \cdot \frac{s_i \cdot m_i}{\sum s_j \cdot m_j} \qquad (1.2)$$

где F_i — горизонтальная сила, действующая на i этаж; F_b — горизонтальная сила в основании сооружения (1.1); S_i, S_j — перемещения масс m_i, m_j основной формы колебания; m_i, m_j — массы этажей.

По существу, данные уравнения являются упрощенными интерпретациями расчетного спектра определенной формы и амплитуды с периодом колебаний, соответствующим консервативной оценке при собственном периоде колебаний изолированного сооружения.

Для более сложных расчетов параметры сейсмического движения грунта могут быть приняты либо, исходя из набора имеющихся расчетных спектров реакции землетрясений, представленного в нормах, либо из подобранных для места строительства расчетных спектров реакции по заданным правилам их определения, применения и интерпретации результатов (рисунок 1.2).



а) б)

Рисунок 1.2 - Расчетные спектры реакции сейсмических воздействий:

а) упругий спектр отклика для грунта типа A-E;

б) спектры отклика реальных акселерограмм.

Если, согласно требованиям сейсмических норм, рекомендуется для объекта использовать записи колебаний во времени, то необходимо подобрать или создать подходящий набор записей землетрясений и установить правила, определяющие, как данные записи будут применяться при проектировании и анализе результатов.

Если предположить, что правильно принятая модель расчетного движения грунта обеспечивает надлежащим образом предъявляемые требования к сейсмическому воздействию независимо от его вида, чрезмерный акцент на какой-либо одной модели по отношению к другим, без правильного осмысления интенсивности и допустимых пределов применения каждой из модели, может привести к результатам весьма сомнительным и нереалистичным.

Следующим важным моментом для строительства является оценка сейсмической опасности в заданном месте, поскольку требуется оценить возможные движения грунта при землетрясении в данном месте. По этой причине:

а) место, для которого приемлемо зарегистрированное при землетрясении движение грунта, встречается крайне редко;

б) даже для мест, где такие записи являются приемлемыми, нет гарантии того, что будущие движения грунта будут иметь такие же характеристики, как ранее наблюдаемые движения.

Возможные движения грунта для какой-либо строительной площадки оцениваются, используя различные методики регрессивного анализа, на выбранном подмножестве имеющихся записей землетрясений, считающихся подходящими для такой оценки. Результирующие математические формулы, предоставляющие оценки максимальных параметров реакции, такие как максимальное ускорение грунта или спектральные ординаты реакции для какого-либо места, будем называть прогнозируемыми или обобщающими зависимостями. Термин обобщение используется, поскольку эти эмпирические зависимости представляют из себя формулы для обобщения сейсмических волн, возникающих от заданного источника, на заданном расстоянии, вследствие заданной окружающей среды (т. е. свойств грунта в данном месте). К настоящему времени, разработано большое количество обобщающих зависимостей.

Принятая сейсмическая опасность площадки может быть установлена при

помощи детерминистского и / или вероятностного анализа сейсмической опасности, если определены источники сейсмической опасности вблизи исследуемой строительной площадки (например, активные или полуактивные разломы в радиусе 100 км от места строительства) и характеристики грунтов площадки.

1.3.3.Расчет искусственных акселерограмм

Для инженерных расчетов в рамках СМР, т.е. для анализа влияния локальных условий на сейсмические воздействия, необходимы записи движений грунта. В некоторых случаях исследователи располагают реальными экспериментальными записями сильных движений на рассматриваемой площадке либо в других местах, где локальные и региональные геологические и тектонические условия схожи. Однако, в подавляющем большинстве случаев это не так, и поэтому возникает необходимость в расчете искусственных акселерограмм.

В настоящее время существует множество различных подходов к расчетам временных рядов движений грунта. Пожалуй, самый простой из них представляет собой модификацию реальной записи землетрясения посредством умножения на определенный коэффициент, равный отношению пиковых значений моделируемого временного ряда и реальной записи. Из-за существенных различий в спектре и длительности записей землетрясений разной магнитуды устанавливаются определенные ограничения на величину коэффициента [103, 111].

Еще одно семейство алгоритмов является стохастическим и оперирует только во временном представлении сигнала. Упрощенно синтез акселерограммы представляет собой перемножение стационарного сигнала (например, белый шум) и нестационарного сигнала (например, огибающая) [118, 111].

Следующее семейство алгоритмов, являющееся стохастическим, представляет спектрально-временная модель, предложенная Я. М. Айзенбергом

[2]. Данная модель сейсмических колебаний грунта, учитывает возможное разнообразие спектрального состава различных землетрясений и позволяет прогнозировать спектры вероятных, но незарегистрированных землетрясений. Особенностью модели является то, что в расчетах учитывается набор акселерограмм (или спектров реакции). Каждой акселерограмме из набора или спектру реакции соответствует определенная доминантная (несущая) частота. Доминантные частоты заполняют определенный диапазон, область, задаваемую на основании имеющихся эмпирических данных. Такой способ описания расчетного воздействия учитывает неполноту исходной информации о доминантных частотах ожидаемых землетрясений. Эта неполнота информации определяется как отсутствием сейсмологических данных, так и физическим разнообразием движений.

Дальнейшее развитие спектрально-временная модель получила в работах учеников Я.М. Айзенбрега: В.И. Смирнова, К.Ю. Залилова, С.Н. Урановой и других [2 и др.].

Другое семейство алгоритмов также являются стохастическими, однако действует в частотном представлении сигнала, комбинируя амплитудный и фазовый спектр Фурье. При этом амплитудный спектр моделируемого события может рассчитываться как из спектров реальных записей [117], так и исходя из неких теоретических оценок [98, 99, 56].

В отдельной, довольно обширной группе алгоритмов для расчета используются функции Грина. Причем, в одних случаях в качестве функции Грина принимается некая теоретическая оценка, например, с использованием дискретных волновых чисел [100, 101] или техники матричного импеданса [14], а в других используются реальные записи слабых сейсмических событий (эмпирическая функция Грина) [107, 113].

Активное развитие синтеза сейсмограмм с использованием записей более слабых землетрясений началось с публикации С. Хартзелла в 1978 году [105]. В этой работе сейсмограмма главного толчка рассчитывается с использованием его нескольких афтершоков.

Затем этот подход лег в основу более развитого алгоритма К. Ирикуры [108]. В этой работе рассматривается классическая модель очага Хаскелла [106], где очаг представляется в прямоугольном виде, сдвиговая дислокация возникает посредством распространения прямолинейного фронта вспарывания вдоль длинной стороны прямоугольника. В качестве исходной эмпирической функции Грина используется лишь один афтершок, в отличие от работы [105].

Метод Ирикуры развивался в течение долгого времени как самим автором с несколькими соавторами [109, 110], так и другими исследователями. Некоторые алгоритмы, основывающиеся на методе Ирикуры, используют так называемую гибридную функцию Грина, когда вместо реальной записи слабого события берется комбинация искусственных волновых форм, найденных различными методами [110], либо комбинация искусственных и реальных записей [116]. Кроме того, во многих работах вместо упрощенной модели очага Хартзелла берется фрактальная модель распределения субочагов [109, 95, 116].

Методика формирования набора акселерограмм, предназначенного для применения в прямых динамических расчетах зданий и сооружений предложена в работах И. Е. Ицкова. В работах рассматривается способ формирования расчетного набора синтезированных акселерограмм. Этот набор предлагается формировать в виде группы синтезированных акселерограмм, согласующихся с заданными спектрами реакций (ускорений) и некоторыми другими характеристиками сейсмического процесса, в качестве которых рассматриваются длительность, частотный состав и форма огибающей.

ГЛАВА II. СЕЙСМОСТОЙКОСТЬ КАРКАСНЫХ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

2.1.Анализ повреждений многоэтажных каркасных зданий при землетрясениях

Колебания поверхности земли при сейсмическом воздействии по частоте, направлению и амплитуде носят случайный и нестационарный характер, зависящий от магнитуды, глубины фокуса, геологического строения и ряда других факторов. Однако для многих землетрясений по записям акселлерограмм можно построить спектральные кривые – зависимости между ускорением поверхности земли и периодом колебаний. Анализ спектральных кривых позволяет разделить землетрясения на несколько типов.

- Землетрясения типа толчок (Агадир 1960, Джамбул 1971). Они происходят только на небольших расстояниях от эпицентра, только на твердых грунтах и только при неглубоком фокусе. Преобладающими являются колебания с короткими периодами (T<0.2 сек).

- Крайне нерегулярные движения умеренной интенсивности (Эль-Центро 1940). Для землетрясений такого типа характерны небольшое расстояние от фокуса и обязательно наличие твердых грунтов. Распределение энергии между широким диапазоном периодов колебаний (от 0.05 до 6 сек) в среднем равномерное.

- Движение грунта большой продолжительности с резко выраженным преобладанием определенных, как правило, длинных, периодов колебаний (Мехико 1964 и 1985, Баканао 1979), возникающее вследствие прохождения колебаний через пласты слабого грунта.

- Землетрясения, записи которых характеризуются большими ускорениями, как в области коротких (0.2 - 0.4 сек), так и в области длинных периодов.

- Движение, сопровождающееся значительными остаточными

деформациями грунтов основания (Вальдивия и Пуэрто-Монт 1960, Анкоридж 1964, Ниигата 1964), что делает невозможным выделение каких-либо преобладающих периодов колебаний.

Анализ последствий сильных землетрясений, относящихся к первым четырем группам, указывает на то, что реакции зданий и сооружений и их повреждения связаны с резонансными явлениями. Наступление резонанса зависит от соотношения частот преобладающих сейсмических колебаний и собственных частот сооружения [42, 20].

Наглядным примером резонансных явлений служат повреждения 3-этажного здания инженерной школы Университета в г. Консепсьоне (Чили), полученные при землетрясении 1960 года интенсивностью 8 - 10 баллов [60]. Во время первого сейсмического толчка 21 мая были разрушены все вертикальные связи, находившиеся в уровне первого этажа, из-за чего собственная частота по основному тону снизилась с 1.25 до 0.94 Гц. Второе землетрясение 22 мая здание встретило без связей и в результате того, что имело собственную частоту ниже доминантной частоты сейсмических колебаний, не получило серьезных повреждений. Хотя амплитуда колебаний первого этажа относительно фундамента составила около 6 см.

Землетрясение в Анкоридже (Аляска) 1964 года (магнитуда 8.2 - 8.6) [59] характеризовалось длинными периодами (более 0.5 сек) и большой продолжительностью. Поэтому многие гибкие, в том числе высотные, здания оказались в режиме резонансных колебаний. Тем не менее, здания со стальными каркасами, построенные в соответствии с сейсмозащитными нормами, удовлетворительно перенесли землетрясение. Например, 8-этажный жилой дом «Хил Билдинг» со стальным каркасом, центральным железобетонным ядром жесткости и монолитными перекрытиями получил умеренные повреждения, которые в основном концентрировались в уровне первого этажа: в стенах лестничной клетки образовались волосяные и крупные Х-образные трещины со сдвигами. В отличие от стальных, железобетонные здания в Анкоридже пострадали особенно сильно, что было

связано с расстройством стыков, не обладавших достаточной пластичностью и ударной вязкостью.

Во время землетрясения в Ниигате (Япония) в 1954 году силой 7.5 баллов основные повреждения зданий и сооружений были связаны с грунтовыми условиями площадки строительства. Среди зданий со стальными каркасами наиболее сильными были повреждения объектов, решенных по рамной схеме, возведенных на рыхлых грунтах. Здания же на плотных грунтах почти не пострадали.

Во время Мексиканского землетрясения 1985 года, магнитудой 8.1 - 7.5 [119], в Мехико разрушилось большое число современных многоэтажных каркасно-панельных зданий (в то время как рядом расположенные кирпичные здания старой постройки имели незначительные повреждения). Причиной этого являются гидро-геологические условия территории Мехико, в связи с чем в сейсмическом спектре преобладали длиннопериодные (1.5 - 3 сек) колебания, а продолжительность активной фазы землетрясения составила около 3 минут. Эти обстоятельства привели к тому, что в резонанс попали здания с гибкими рамными каркасами и гибкими нижними этажами.

Наиболее масштабными были обрушения и сильные повреждения железобетонных каркасных зданий, а здания со стальными каркасами значительно лучше перенесли это землетрясение. Например, стальные конструкции здания «Латино Американа» без существенных повреждений выдержали не только это, но и предшествующие землетрясения 1957, 1978 и 1979 годов. Основными видами повреждений, зафиксированными при обследовании стальных каркасов были местное выпучивание элементов, развитие пластических деформаций и разрывы в узлах соединений ригелей с колоннами. Необходимо отметить, что стальные связевые каркасы пострадали сравнительно мало, поскольку имея более высокие собственные частоты, они попали в резонанс в меньшей степени нежели здания с гибкими рамными каркасами.

Существенные повреждения получили железобетонные каркасно-

панельные здания рамной схемы во время Курильского землетрясения 4 октября 1994 года (интенсивность 8-9 баллов). Часть зданий такого типа разрушилась полностью (2-этажный комбинат бытового обслуживания в пос. Горячие Ключи на острове Итуруп) или частично (3-х этажный госпиталь - там же) поскольку они располагались в зоне неотектонических нарушений. Наиболее характерными повреждениями элементов каркасов явились разрушения приопорных участков колонн по наклонным сечениям, которые иногда сопровождались хрупким разрушением бетона, обрывом поперечной и выпучиванием продольной арматуры; полное или частичное обрушение самонесущих стен. На основании анализа последствий Курильского землетрясения [22] сделан вывод о том, что конструктивное решение железобетонных каркасных зданий по рамной схеме, при отсутствии вертикальных элементов жесткости (диафрагм, связей) не обеспечивает требуемого уровня сейсмостойкости.

Аналогичный вывод был сделан по результатам Чилийского землетрясения 1985 года интенсивностью 7 - 8 баллов и доминантными частотами 1 - 2 Гц. Обследование зданий электростанции и шестипролетного павильона в г. Вальпараисо, выполненных в железобетоне, показало, что основные повреждения концентрируются в концевых участках колонн с расслоением бетона и оголением арматуры. Причем, повреждения угловых колонн в здании электростанции были особенно сильными, что говорит о значительном влиянии крутильных колебаний.

Основная причина повреждений железобетонных каркасных зданий во время землетрясения силой 9 - 11 баллов в Кобе (Япония) в 1995 году связана с потерей несущей способности колонн при сдвиге из-за недостаточного поперечного армирования и слабой связи арматуры и бетона. Наиболее массовыми были повреждения первых этажей зданий, но многие 8 - 10 этажные дома получили повреждения по типу «слоеного пирога», что может быть связано с комбинацией вертикальных и горизонтальных нагрузок на слабые каркасы и узкие простенки при 2-й форме колебаний (например, здание

Кобе Сити Холла обрушилось на уровне 6-го этажа). В отличие от железобетонных, ни одно из зданий со стальными каркасами не обрушилось, но из-за больших перемещений в их стеновом ограждении образовались значительные трещины.

Как следует из приведенных примеров, наличие вертикальных связей во многих случаях обеспечивает большую сохранность зданий, а их отсутствие влечет за собой существенные перемещения и опасность опрокидывания, особенно при длиннопериодных землетрясениях. Тем не менее, имеется достаточный опыт, свидетельствующий о том, что здания, оснащенные вертикальными связями, также оказываются уязвимыми. Например, при землетрясении в Мияджикен-Оки (Япония) 12 июня 1978 года типичными для зданий со стальными каркасами были разрушения диагональных связей между колоннами и, как следствие этого, разрушение стенового ограждения. Причем повреждения в некоторых зданиях были настолько большими, что их восстановление было признано нецелесообразным. Аналогичный характер повреждений зданий с связевыми каркасами (разрушение связей и обрушение керамзитобетонных навесных панелей) наблюдался после 9-балльного Газлийского землетрясения 19(20) марта 1984 года.

Приведенный анализ последствий землетрясений для каркасных зданий позволяет сделать следующие выводы:

- Выбор той или иной конструктивной схемы должен производиться на основании учета сейсмо-тектонических и гидро-геологических особенностей площадки строительства, обуславливающих повторяемость землетрясений, их интенсивность, преобладающий частотный спектр и продолжительность активной фазы сейсмических колебаний.
- Основные повреждения зданий с железобетонными каркасами связаны с разрушениями при изгибе и внецентренном сжатии (колонны, ригели, узловые сопряжения), проявляющимися в виде трещин, отслоения и выкрашивания бетона, выпучивания продольных стержней, отрыва поперечной арматуры. Кроме этого, короткие или широкие колонны разрушаются от преобладающих

сдвигающих сил при изгибе, в результате чего появляются и раскрываются наклонные трещины, выкрашивается и раздробляется бетон. Повреждения от кручения зданий в плане могут наблюдаться в угловых колоннах, диафрагмах, ядрах жесткости в виде сетки произвольно ориентированных наклонных трещин.

- Стальные каркасы в большей мере отвечают требованиям сейомостойкости, поскольку они имеют меньшую массу, и, кроме этого, сталь обладает более высокими пластическими свойствами, нежели железобетон. Характерными видами повреждений являются интенсивные остаточные деформации; потеря местной устойчивости колонн, элементов ферм, связей; разрушение конструкций и их соединений от малоцикловой усталости; обрушение заполнений каркасов и падение ограждающих конструкций; разрушение сопряжений несущих конструкций и ограждения.

Анализируя приведенные выше типы повреждений каркасных зданий, можно констатировать, что проблема повышения сейсмостойкости является комплексной. Ее решение может быть связано с:

- выполнением ряда требований объемно-планировочного и конструктивного характера, обеспечивающих равномерное распределение масс и жесткостей;
- снижением массы надфундаментной части здания;
- обеспечением возможности безопасного развития пластических деформаций;
- обеспечением сохранности стенового ограждения и узлов его крепления к каркасу здания.

Выполнение перечисленных требований гарантирует необходимый уровень сейсмостойкости только в том случае, если несущие и ограждающие конструкции, а также узлы соединений, будут иметь несущую способность, достаточную для восприятия сейсмических нагрузок заданной интенсивности.

Обеспечение несущей способности может быть достигнуто за счет увеличения сечений, повышения процента армирования, использования более

высокопрочных материалов. Опыт проектирования показывает, что такие мероприятия приводят к удорожанию стоимости строительства примерно на 4% от сметы на каждый расчетный балл. Поэтому данный подход к сейсмозащите зданий и сооружений получил название пассивного. Вместе с тем, поскольку основной причиной повреждений зданий при землетрясениях является резонанс, то сейсмические нагрузки на них зависят не только от интенсивности колебаний грунта основания, но и от динамических характеристик самих зданий. Из этого следует, что если проектировать здания и сооружения с изменяемыми или регулируемыми динамическими характеристиками, то можно снижать динамические реакции и тем самым уменьшать величины сейсмических нагрузок. Этот подход называют активным, а для его реализации используют методы активной сейсмозащиты.

Использование методов активной сейсмозащиты позволяет [59]:

- уменьшить объем антисейсмических мероприятий;
- повысить этажность здания;
- снизить требования к их конфигурации (возможность асимметрии надфундаментной части);
- использовать типовые решения зданий и сооружений, а также повысить надежность системы в целом.

2.2.Обзор активных способов сейсмической защиты

Существует целый ряд классификаций систем активной сейсмозащиты (САС), предложенных в работах [19, 59, 18, 94, 23]. Наиболее четкой и простой представляется классификация, приведенная В.С. Поляковым в [59]. В соответствии с ней большинство существующих систем активной сейсмозащиты могут быть отнесены к следующим основным группам (см. рисунок 2.1):

- системы, реализующие принцип сейсмоизоляции;
- адаптивные системы с изменяющимися характеристиками;
- системы с повышенным демпфированием;
- системы с гасителями колебаний.

Каждая из этих групп может быть разделена на несколько подгрупп, объединяющих САС по принципам конструктивной реализации или характеру динамического взаимодействия с защищаемой конструкцией. Возможно применение комбинированных систем сейсмозащиты, объединяющих две или более из приведенных на рисунке систем, что позволяет более полно использовать положительные качества каждой из них и уменьшить влияние отрицательных свойств.



Рисунок 2.1 – Классификация систем активной сейсмозащиты зданий по В.С. Полякову [59]

2.2.1.Предварительно напряженные металлические конструкции

К одной из разновидностей, нелинейных динамических систем относятся предварительно напряженные металлические конструкции (ПНМК), использование которых позволяет в нужных пределах регулировать динамические характеристики и усилия в наиболее ответственных элементах сооружений [63]. ПНМК включают в себя как плоские конструктивные элементы (балки, фермы, арки) [24], так и пространственные конструкции (пространственные блоки покрытия, одноэтажные производственные и многоэтажные здания с преднапряженными элементами стенового ограждения [73, 78], башни, градирни, висячие и вантовые системы, вертикальные цилиндрические резервуары [33], трубопроводы и т.д.).

По сравнению с обычными, преднапряженные металлические конструкции обладают повышенными диссипативными свойствами. Кроме этого, предварительное напряжение приводит к снижению значений динамических прогибов и динамических напряжений в упругой стадии работы, а учет упругопластической стадии деформирования позволяет повысить резервы несущей способности конструктивных элементов и сооружения в целом за счет повышения энергопоглощения.

2.2.1.1.Системы с гасителями колебаний

Принципиально гаситель колебаний представляет собой дополнительную массу, которая, взаимодействуя с основной конструкцией, колеблется с повышенной амплитудой, снижая при этом уровень колебаний защищаемой конструкции. По характеру взаимодействия с защищаемой системой различают ударные и динамические гасители колебаний [65, 77].

Теория применения ударных гасителей разработана достаточно полно [39], и, благодаря простоте устройства и надежности эксплуатации, они давно нашли применение в строительной практике [77].

Динамические гасители колебаний в простейшем исполнении представляют собой массу на пружине, с помощью которой она крепится к защищаемому объекту. Динамические гасители наиболее эффективны для гашения колебаний, которые носят резонансный характер и возникают в конструкциях, обладающих малым затуханием.

В качестве иллюстрации использования данной системы в строительной практике можно привести здание Ситикорп-Центра в Нью-Йорке [18]. На 65 этаже размещен настроенный динамический гаситель. Он представляет собой бетонный блок массой 400 тонн, размещенный в корытообразном поддоне на 12 гидравлических опорах и связанный с двумя гидравлическими домкратами, шарнирно соединенными с перекрытием здания. Если горизонтальные колебания здания имеют ускорения равные 0.001 сек (1 Гал), включается мотор, увеличивающий давление в 12 гидравлических опорах, и убирается специальная фрикционная прокладка между опорами маятника и поддоном. Это приводит к снижению коэффициента трения до 0.01, в следствии чего маятник включается в работу и, двигаясь, оказывает через гидравлические домкраты тормозящее давление на здание. Система снабжена электронно-вычислительным комплексом.

Применение динамических гасителей колебаний в зданиях повышенной этажности с металлическим каркасом позволяет снизить сейсмическую

нагрузку на балл, а для зданий с железобетонным каркасом – на половину балла [59].

К недостаткам сейсмозащиты зданий с помощью динамических гасителей следует отнести сложность конструкции и невозможность их применения для массового строительства из-за необходимости сложной индивидуальной настройки гасителя для каждого конкретного здания.

2.2.1.2.Системы с повышенным демпфированием

К данным системам относятся элементы с вязкими демпферами, с демпферами сухого трения, и с элементами повышенной пластической деформации. Их использование позволяет повышать затухание колебаний сооружений и тем самым снижать их реакции на сейсмические воздействия.

2.2.1.2.1.Системы с вязкими демпферами

В качестве примера САС с вязким демпфированием можно привести систему, разработанную ЦНИИСКом им. В.А. Кучеренко [59]. Демпфер состоит из цилиндрического корпуса, в который с определенным зазором помещен поршень (см. рис. 2.2). Демпфирующая жидкость состоит из двух компонентов, один из которых имеет большую вязкость и малый удельный вес, а другой большую вязкость и большой удельный вес. Рассеивание энергии осуществляется при движении поршня как в вертикальном, так и в горизонтальном направлениях.

За рубежом вязкие демпферы нашли применение в системе сейсмоизоляции, применяемой фирмой GERB (Германия) для реакторов атомных электростанций [59].

Чаще всего вязкие демпферы используют в качестве так называемых корректирующих элементов к другим системам сейсмозащиты, например, к динамическим гасителям колебаний. Применение же их в качестве самостоятельных сейсмозащитных устройств представляется малооправданным, так как они довольно дороги и требуют периодической проверки в процессе эксплуатации. Кроме этого, из-за сложности их устройства, всегда имеется риск, что они могут оказаться неготовыми к работе в момент прохождения землетрясения.

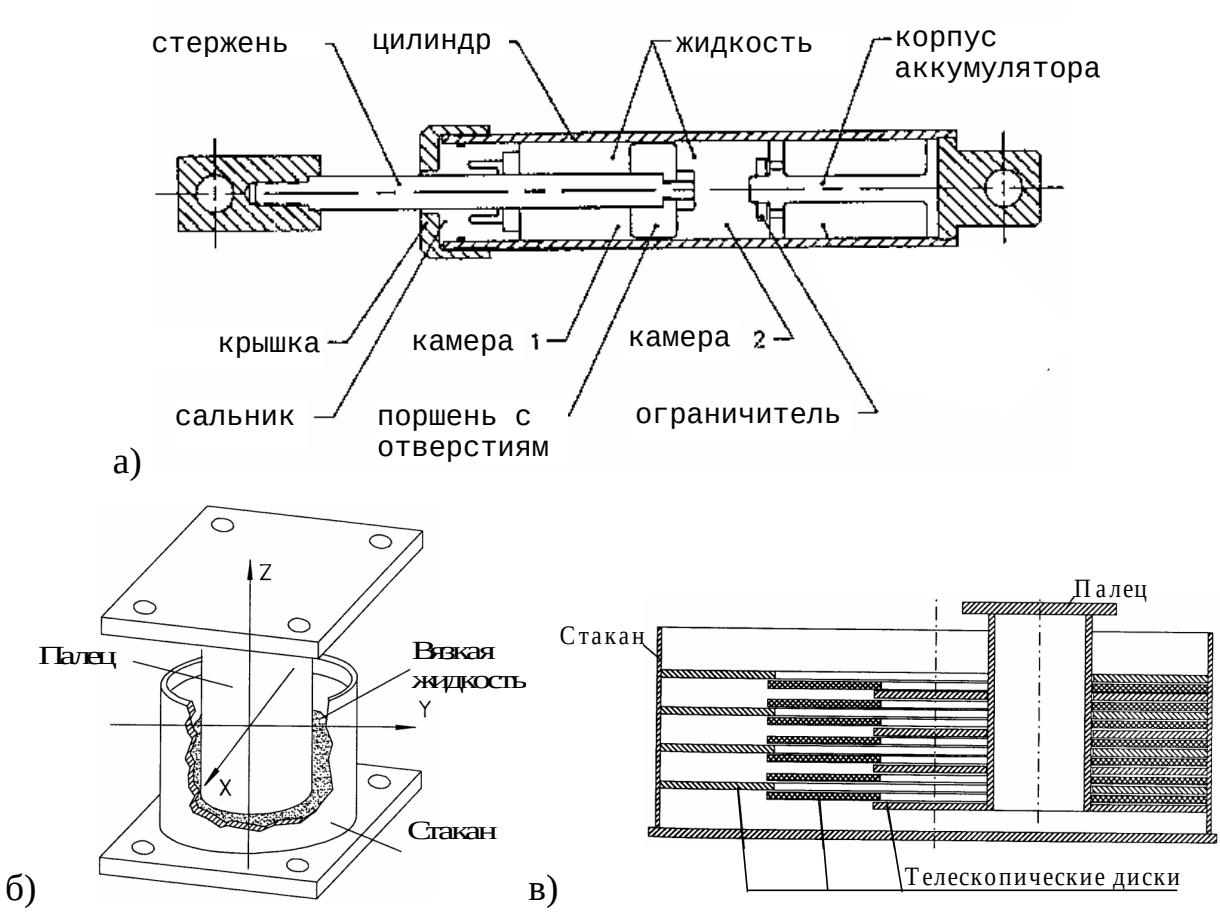


Рисунок 2.2 – Конструктивная схема вязкого демпфера: а) горизонтальный, б, в) фирмы Gerb стандартный и с телескопическими дисками

2.2.1.2.2.Системы с демпферами сухого трения

Для повышения рассеивающей способности, данные системы реализуют принцип создания зон, в которых возможно взаимное смещение элементов, сопровождающееся сухим (кулоновским) трением. В большинстве систем [5, 90] кулоновское трение создается во фрикционных узлах при помощи высокопрочных болтов.

Например, в каркасных связевых зданиях данная система может быть реализована путем устройства фрикционных узлов в вертикальных диафрагмах [89]. Железобетонные диафрагмы выполняются составными из двух панелей, одна из которых крепится к ригелю верхнего этажа, а другая – к ригелю нижнего этажа. Между диафрагмами проложен фрикционный материал и образованный трехслойный пакет обжимается болтами, число которых назначается по расчету. В остальных вертикальных связях, решенных по крестовой, треугольной или подкосной схемам, узлы соединения стержневых элементов между собой или с колоннами выполняются на высокопрочных болтах как фрикционные [21].

В панельных зданиях аналогичные фрикционные узлы могут быть созданы за счет использования составных перемычек [5] (см. рис. 2.3).

Имеются так же предложения по использованию песка в качестве демпфирующего материала [30] (см. рис. 2.4). Энергопоглощение в данном случае происходит за счет перемещения поршня внутри цилиндра, заполненного песком.

Работа систем с демпферами сухого трения характеризуется двумя этапами. При небольшом уровне сейсмического воздействия система ведет себя упруго, когда же внутренние усилия в примыкающих к демпферам конструкциях превзойдут определенный рубеж, происходит взаимное смещение трущихся поверхностей, сопровождаемое поглощением энергии.

Экспериментальные и теоретические исследования [6] показали, что использование демпферов сухого трения в качестве системы сейсмозащиты

позволяет значительно увеличить коэффициент затухания, снизить внутренние усилия в элементах конструкций.

Недостатком систем с использованием кулоновокого трения является нестабильность демпфирующих характеристик и возможность их изменения в процессе эксплуатации здания, но данный вид САС удачно может применяться в качестве корректирующих элементов совместно с системами сейсмоизоляции.

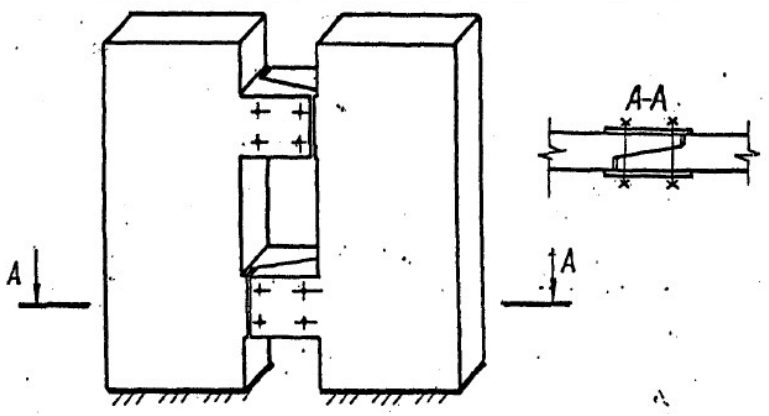


Рисунок 2.3 – Стеновая панель с демпферами сухого трения

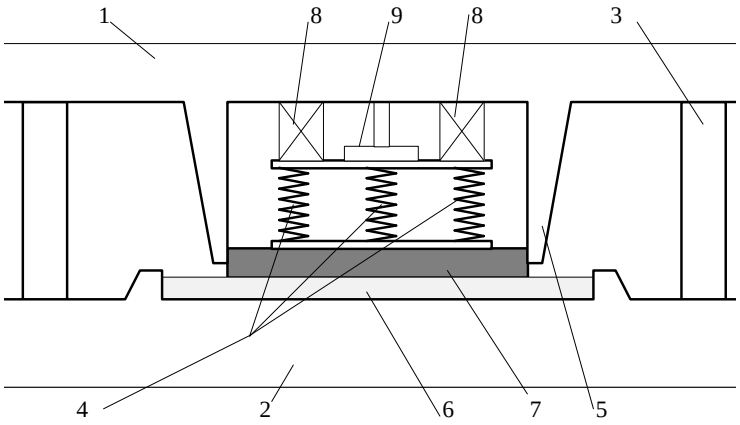


Рисунок 2.4 - Кострукция демпфера сухого трения: 1,2-верхняя и нижняя фундаментные плиты; 3-опорный элемент; 4-пружинное устройство; 5-выступ верхней плиты; 6-фрикционный слой из сыпучего материала; 7-железобетонная плита; 8-фиксаторы положения; 9-место установки домкрата

2.2.1.3.Системы с элементами повышенной пластической деформации

При пластическом деформировании некоторых металлов и сплавов (малоуглеродистая и низколегированная сталь, свинец и др.) происходит весьма интенсивное поглощение части механической энергии с превращением ее в тепло. На основании этого свойства созданы активные сейсмозащитные устройства, называемые энергопоглотителями.

Имеется целый ряд конструкций, реализующих принцип энергопоглощения за счет деформирования различных вязкоупругих материалов [28]. Одной из наиболее удачных конструкций САС данного класса является энергопоглотитель экструзионного типа [29, 59, 118] (см. рис. 2.5). Он состоит из цилиндра с ровными стенками и поршня с утолщенной средней частью. Пространство цилиндра заполнено свинцом. При колебаниях конструкции, к которой присоединен поглотитель, происходит перемещение поршня, сопровождаемое деформированием свинца. Демпфер имеет высокую энергопоглощающую способность и при этом гарантирует надежную работу в течение нескольких землетрясений. Экструзионные поглотители данной конструкции были использованы при строительстве автодорожного моста в Веллингтоне (Новая Зеландия).

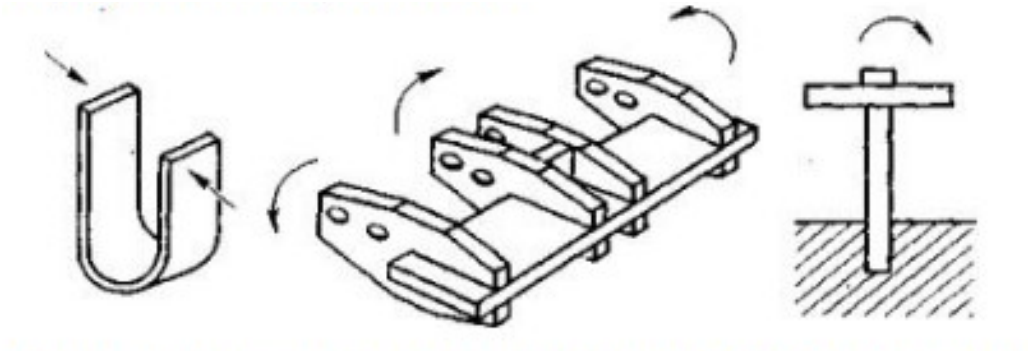


Рисунок 2.5 – Поглотители колебаний балочного типа

2.3.Использование упругопластической работы стали для повышения сейсмостойкости каркасных зданий

Инструментальные данные о характере работы сооружений и результаты анализа последствий сильных землетрясений указывают на то, что действительные сейсмические нагрузки часто превышают нормативные значения [43, 13, 4]. Очевидно, что такие перегрузки вызывают развитие неупругих деформаций, приводящих к существенной нелинейности работы конструкций.

Вопросам изучения сейсмостойкости упругопластических систем посвящены работы Я.М. Айзенберга [2], И.Л. Корчинского [27], Л.Ш. Килимника, В.А. Ржевского, С.Т. Узлова [81], С.В. Полякова, Н.Н. Окладнева, Г.Н. Карцевадзе, И.П. Гольденблата, И.А. Николаенко, JI.A. Бородина [9, 10], Г.М. Острикова, Ю.С. Максимова [50], А.А. Опланчука, М.С. Дуэинкевича [15], Москвитина В.В. [36, 37] и других авторов.

За рубежом этими вопросами занимались Хаузнер Д., Блюм Д., Берг Г., Томайдео С., Ньюмарк Н. [40], Ивен В., Поцески А., Клаф Р., Пензиен Дж. []25, Танабаши Р., Попов Е., Окамото Ш. [41].

Одним из распространенных подходов исследования работы металлических конструкций за пределом упругой стадии является энергетический подход. Он достаточно конкретно определяет критерии несущей способности конструкций при сейсмическом воздействии. Начало данного подхода положено И.Л. Корчинским в статье [27].

Суть подхода заключается в следующем. Внешняя энергия, полученная каркасом во время землетрясения, должна быть поглощена его элементами, в которых при этом не должны возникнуть опасные повреждения. Чем больше энергии могут поглотить элементы, тем быстрее затухнут колебания здания, тем надежнее будет работать каркас на сейсмическую нагрузку.

Энергетический подход позволяет в довольно наглядной форме определить степень снижения сейсмической нагрузки, учитывая

энергопоглощающую способность конструкции, и послужил основой для исследования упругопластической работы элементов зданий при сейсмических нагрузках.

2.4.Эффективность использования неупругой работы конструктивных элементов каркасов для повышения сейсмостойкости

Наличие высоких пластических свойств является одним из наиболее благоприятных факторов, отличающих металл от других строительных материалов, так как развитие пластических деформаций ограничивает рост внутренних усилий и приводит к поглощению части энергии. В связи с этим металлические конструкции должны обладать значительными резервами несущей способности и сейсмостойкости, что и подтверждается практикой [26, 35, 59]. Однако, при проектировании сейсмостойких зданий использование этих резервов не может быть осуществлено в полной мере без конструктивных мероприятий, которые позволили бы развиваться неупругим деформациям в местах безопасных с точки зрения потери устойчивости или хрупкого разрушения. С другой стороны, основным критерием эффективности использования пластических свойств той или иной конструкции служит ее энергоемкость. Таким образом, эти два фактора – обеспечение несущей способности и повышение энергоемкости – являются теми условиями, которые определяют эффективность и безопасность использования пластических резервов каждой конструкции.

Экспериментальные исследования моделей стоек на однократные и циклические изгибные нагрузки [11, 49] показали, что развитие пластических деформаций в сжато-изогнутых колоннах не допустимо. Было выявлено, что рост вертикальных нагрузок сильно снижает предельное значение несущей способности от поперечной нагрузки. При знакопеременных циклических поперечных нагрузках, прилагаемых к работающим стойкам, в сечении, примыкающем к заделке, происходит накопление пластических деформаций, приводящих к снижению прочности и долговечности. Поэтому развитие пластических шарниров в колоннах недопустимо и, в случае решения каркаса по рамной схеме, энергия колебаний должна поглощаться упругопластической

работой ригелей и узлов [53]. Для исключения возможности развития пластических деформаций в колоннах, в работе [48] их базы предлагается выполнять с развитыми траверсами, работающими на изгиб. При этом в траверсах должны концентрироваться неупругие деформации, что одновременно повысит энергоемкость и обеспечит надежную работу колонн.

Ригели обладают достаточно высокой энергоемкостью, но на их работу при циклических нагрузках большой интенсивности, значительное влияние оказывают два фактора: гибкость стенок и конструктивные особенности сопряжения с колоннами [49, 50]. Для повышения энергоемкости при обеспечении местной устойчивости стенки и исключении развития хрупких трещин в местах ступенчатого изменения поясов, необходимо:

- ограничивать гибкость стенки увеличением ее сечения, либо приданием ей гофрированного профиля [48, 49];
- выполнить плавный переход в месте изменения ширины пояса [49, 15];
- создавать вблизи приопорных участков зоны развития пластических деформаций [49, 59].

Важным является вопрос об энергопоглощающей способности узлов рамных каркасов. Будучи выполненными жестко, они концентрируют в себе основную долю пластических деформаций. При этом большая часть энергии поглощается за счет неупругой работы материала стенки колонны, находящейся в пределах узла. При сейсмических воздействиях стенка работает на знакопеременный циклический сдвиг. Согласно результатам экспериментальных исследований [49] максимальной долговечностью и энергоемкостью обладают узловые соединения с минимальной гибкостью стенки ($\lambda < 30$). Стенки же большой гибкости ($\lambda = 50..75$) быстро теряют устойчивость и при 20 - 50 циклах в них образуются крестообразные трещины. Полуцикловая энергоемкость узлов зависит от механических характеристик стали, объема, металла, работающего в пластической стадии и уровня пластического деформирования.

Одной из причин значительных повреждений зданий с металлическими каркасами связевой схемы во время землетрясений является то, что вертикальные связи не обладают достаточными энергопоглощающими свойствами и слабо сопротивляются знакопеременным горизонтальным нагрузкам большой интенсивности. Так в ходе испытаний, проводившихся в Казахском отделении ЦНИИПСК на моделях рам с вертикальными связями, выполненных в масштабе 1:3, выявлено [12], что при небольшом уровне деформаций $\Delta=1.5\Delta y$ (Δy – предельные упругие деформации), крестовые связи сохраняли свою работоспособность в течении 100 циклов. Но по мере роста деформаций работоспособность таких связей резко падала. При сжатии раскосы теряли устойчивость, а при растяжении в них возникали необратимые остаточные удлинения. Разрушения имели характер либо поперечных разрывов по основному металлу, либо трещин в зоне сварных швов, соединяющих раскосы с фасонками внешней рамы. При перекосах в 6 раз превышающих предельные упругие модель выдержат всего 1.5 цикла. Тем не менее, в результате испытаний было установлено, что энергоемкость крестовой связи более чем в 1.5 раза превосходит энергоемкость монолитной железобетонной диафрагмы, потерявшей несущую способность после первого цикла знакопеременного нагружения той же интенсивности.

Таким образом, использование упругопластических резервов работы стали может значительно повысить сейсмостойкость каркасов, при этом наиболее эффективным и надежным является развитие пластических деформаций в ригелях и узловых соединениях. Для других конструкций упругопластическая работа должна быть либо ограничена, как для вертикальных связей, либо, как в случае со стойками, полностью исключена.

Учитывая все вышеизложенное, рациональным является решение, при котором основная масса неупругих деформаций сооружения концентрировалась бы в специальных элементах – энергопоглотителях [49].

2.5.Энергопоглотители

В России впервые конструкция энергопоглотителя была предложена Л.А. Бородиным [7, 8]. Она представляла собой прямоугольную раму, выполненную из стальных стержней двутаврового или круглого сечения и установленную в месте пересечения раскосов крестовых связей. Хотя такие энергопоглотители и не отличались высокой долговечностью, их применение позволило существенно повысить энергопоглощающую способность вертикальных связей [12, 49].

К настоящему времени имеется большое число конструкций энергопоглотителей, реализующих различные виды напряженно-деформированного состояния стали.

Стержневые энергопоглотители, предложенные в работах [44, 88], выполняются из круглых стержней или пластин. Для увеличения объема материала, работающего за пределом упругости, стержни имеют зоны равного сопротивления, созданные путем изменения диаметра или ширины. Стержни могут работать на растяжение и на изгиб.

Стержневые энергопоглотители подлежат использованию главным образом в зданиях с жесткими диафрагмами и полураскосными связями [38. 88]. Они обладают высокой малоцикловой выносливостью, но их недостатком является относительно низкая удельная энергоемкость.

Кольцевые энергопоглотители просты в изготовлении и хорошо работают в пластической стадии на знакопеременные малоцикловые нагрузки [27, 49]. Энергопоглощающий элемент представляет собой кольцо двутаврового сечения, устанавливаемое в крестовых, связях, (см. рис. 2.6). Для повышения поглощающей способности, стенку кольца делают гофрированной, а полки разного сечения, что обеспечивает одновременное развитие в них пластических деформаций.

При большой длине раскосов крестовых связей целесообразно устанавливать бикольцевой энергопоглотитель, выполненный из обрезков

круглых труб [28, 45]. Конструкция его узловых креплений обеспечивает работу раскосов только на растяжение. Изменяя параметры колец можно варьировать порядок их вступления в пластическую работу.

Кольцевые энергопоглотители обладают достаточно высокими энергопоглощающими свойствами, но для обеспечения достаточной малоцикловой выносливости уровень их деформаций должен быть ограничен величиной 6Δy (Δy –предельные упругие деформации) [47].

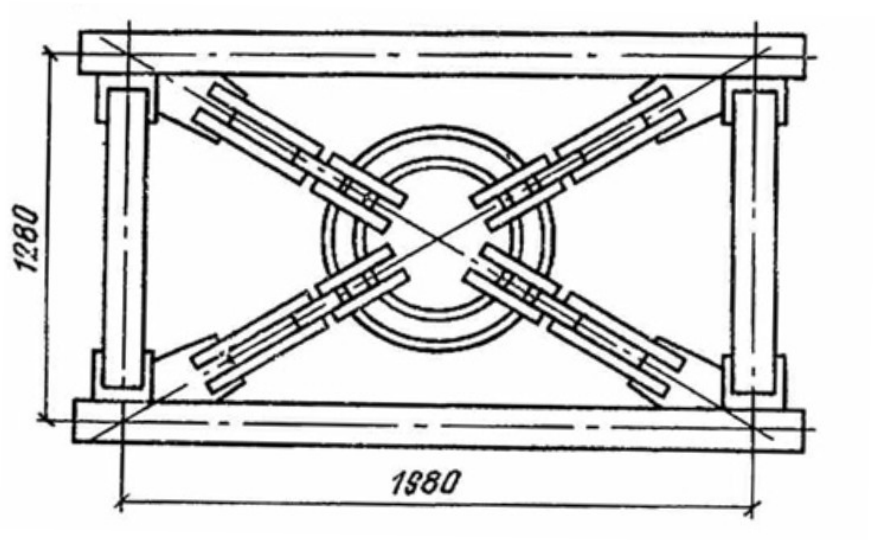


Рисунок 2.6 – Кольцевой энергопоглотитель

Трубчатые энергопоглотители предназначены для установки в полураскосных и портальных связях [47, 49]. Их основными элементами являйся отрезки толстых круглых труб в форме полуколец (см. рис. 2.7). Для максимального вовлечения материала в пластическую работу ширина полуколец назначается по эпюре моментов, что повышает энергоемкость.

Трубчатые энергопоглотители имеют высокую энергопоглощающую способность, но из-за того, что они работают на изгиб поперек прокатки, а также наличия концентраторов напряжений, не обладают высокой малоцикловой выносливостью (в 5-6 раз ниже теоретической) [45].

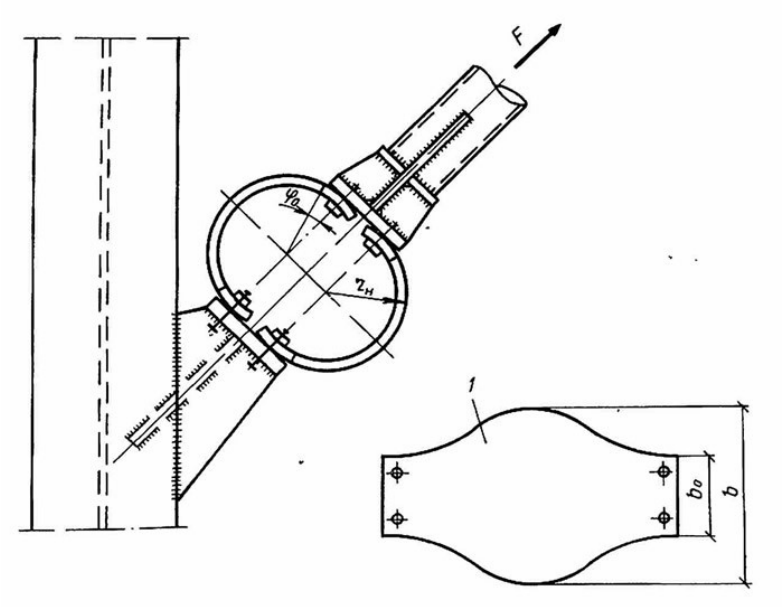


Рисунок 2.7 – Трубчатый энергопоглотитель; 1 – развертка полукольца

Балочные энергопоглотители осуществляют энергопоглощение за счет пластической работы изгибаемого элемента [46]. К данному типу относится наибольшее число конструкций различных энергопоглотителей [9]. Одной из самых известных является система Попова, предполагающая введение балочного поглотителя в состав эксцентричных связей [61, 64]. При этом пластические деформации концентрируются в участках изгибаемых элементов, расположенных между подкосами или между подкосом и колонной.

В работах [70, 71] приведен целый ряд энергопоглотителей, использующих балочный принцип (см. рис. 2.8). Их рекомендуется устанавливать в вертикальных связях и в местах крепления колонн к фундаменту. Энергопоглотитель помимо изгиба испытывает свободное кручение. Испытания трехэтажной модели однопролетного стального каркаса, проводившиеся на виброплатформе с ускорениями 0.1 - 0.75g, показали, что установка такого энергопоглотителя в местах заделки колонны в фундамент привела к снижению относительного сдвига этажей, перерезывающих сил и опрокидывающих моментов.

Недостатком балочных энергопоглотителей является их высокая металлоемкость.

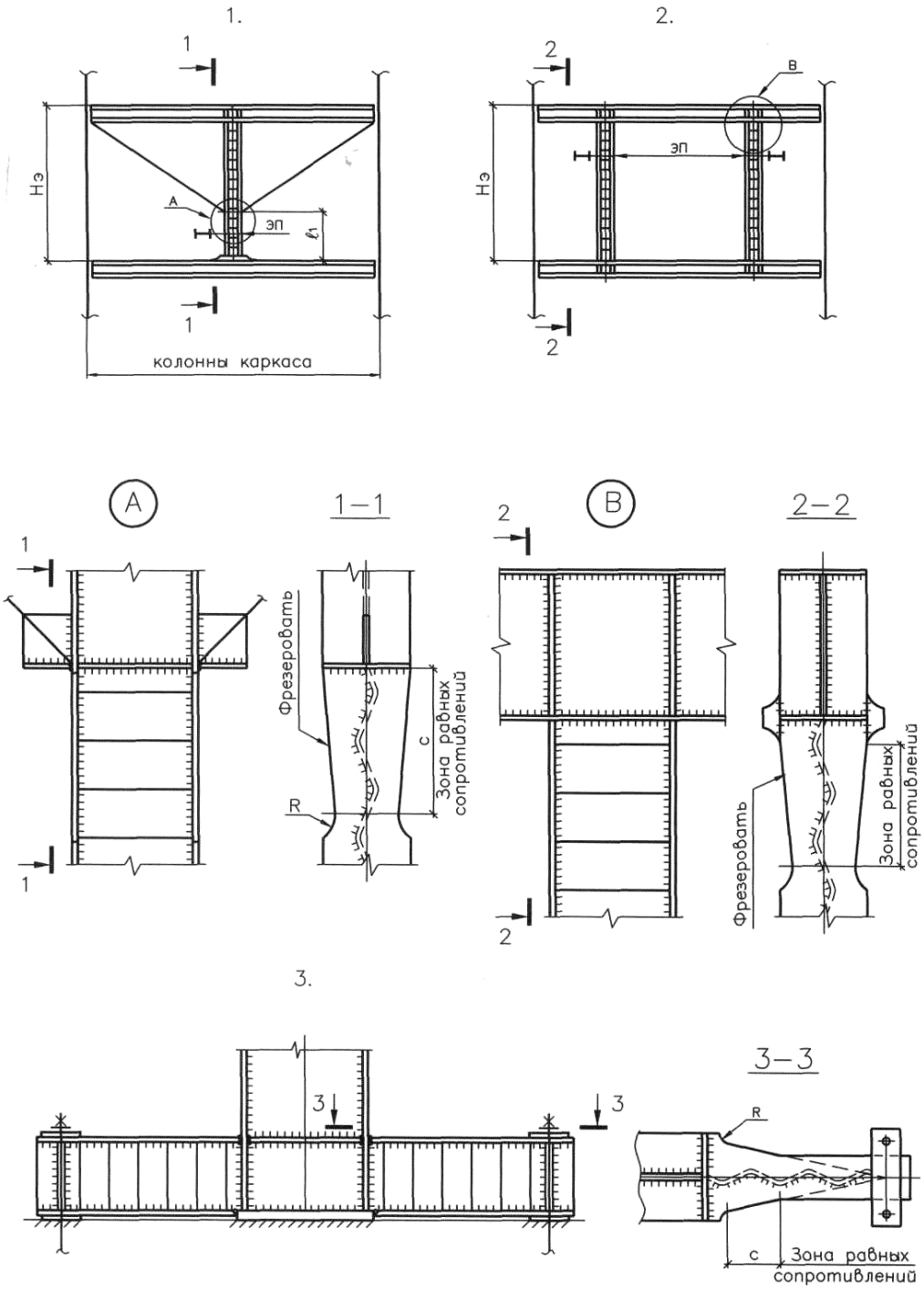


Рисунок 2.8 – Энергопоглотители балочного типа

<u>Энергопоглотители, работающие на сдвиг</u>, обладают наибольшей энергоемкостью [49]. Поглощение энергии осуществляется за счет пластических деформаций, возникающих при перекосе пластинчатого элемента, который по периметру ограничен ребрами (см. рис. 2.9). Такой элемент является достаточно жестким, что важно при его использовании в зданиях повышенной этажности. В работах [54, 52] предложено оснащать

сдвиговыми энергопоглотителями крестовые, а так же полураскосные связи. Необходимо отметить, что при небольшой величине расцентровки в балочных энергопоглотителях (2 - 3 высоты ригеля) пластическая работа возникает из-за сдвигов участка стенки, а полки при этом работают упруго. Таким образом, балочные системы при определенных условиях могут реализовывать сдвиговую схему поглощения энергии.

Степень развития пластических деформаций при использовании сдвиговой схемы энергопоглощения посредством концентрации касательных напряжений в пластинчатых элементах ограничивается устойчивостью стенки. Кроме этого, такая конструкция не позволяет оперативно производить замену энергопоглотителя в случае возникновения в нем сильных повреждений.

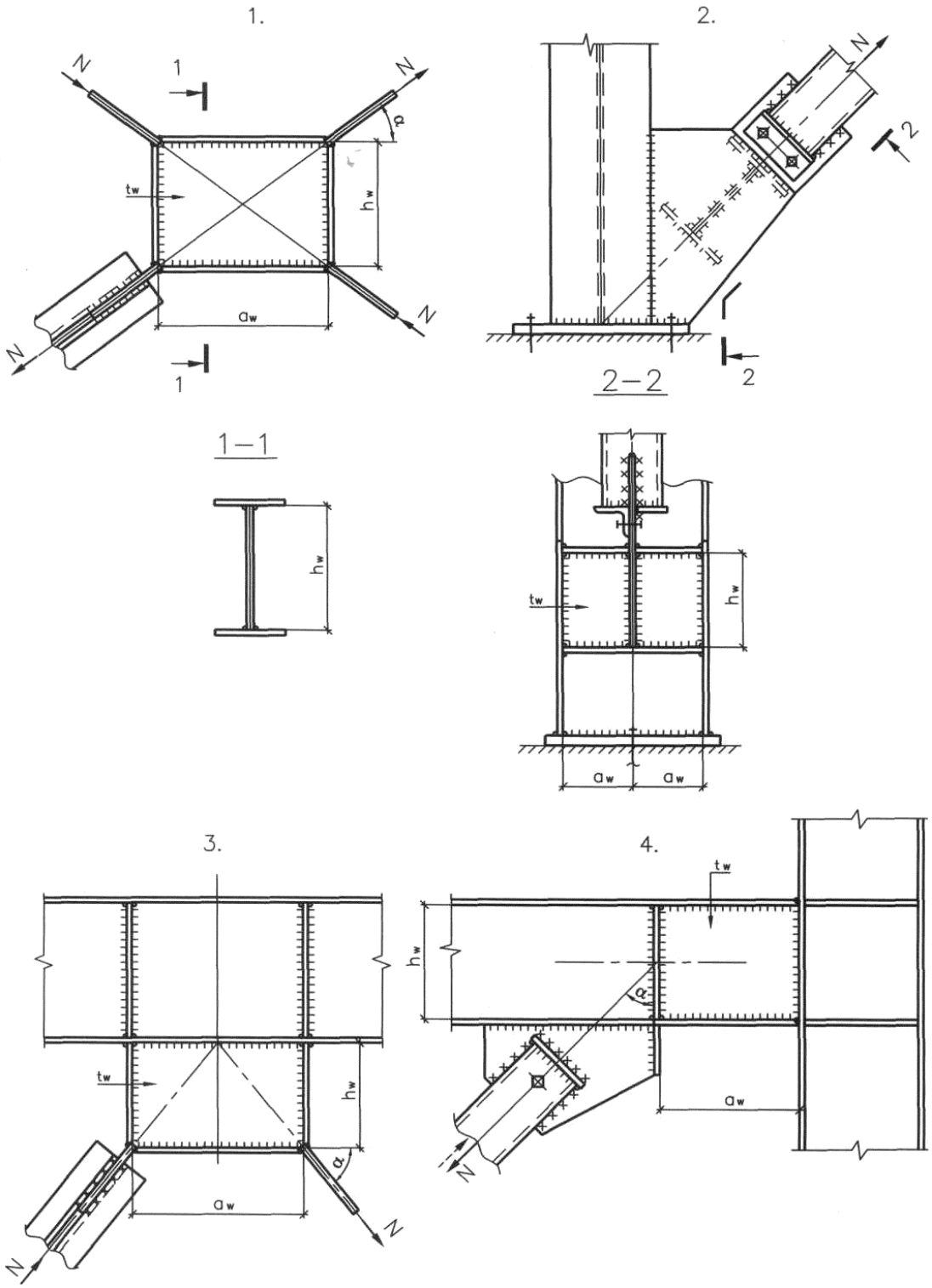


Рисунок 2.9 – Сдвиговые энергопоглотители: 1 – для крестовых связей; 2 – для раскосных связей; 3 – для полураскосных связей; 4 – с расцентрованными связями

Энергопоглотители торсионного (ЭПТ) типа также реализуют сдвиговую схему энергопоглощения, которая в данном случае принимает вид

упругопластического кручения. Основным поглощающим элементом является цилиндрический образец – торсионный вал (см. рис. 2.10), выполненный из малоуглеродистой или другой пластичной стали. Центральная часть торсиона назначается меньшего диаметра, чем концевые части. Один из торцов торсиона жестко защемлен от поворота, а второй соединен с рычажным поводком. При приложении к поводку горизонтального усилия в торсионе возникает кручение.

Конструкция энергопоглотителей торсионного (ЭПТ) типа была предложена Г.В. Мальцевым и В.А. Зениным [32]. Она предполагает размещение ЭПТ в узле соединения подкосов треугольных связей и ригеля.

Энергопоглотители торсионного типа обладают достаточно высокой энергопоглощающей способностью, что связано с максимальным вовлечением материала в неупругую работу [86, 87] и высокой удельной энергоемкостью стали при работе на сдвиг [49]. Значительная малоцикловая выносливость ЭПТ позволяет допускать существенный уровень упругопластической работы. Даже при деформациях тридцатикратно превышающих предельные упругие энергопоглотители выдерживают более 100 циклов знакопеременного нагружения [47]. Такой уровень развития пластической деформации способствует раскрытию достаточно широкой петли гистерезиса. Следствием этого должно явиться изменение динамических параметров (затухания и собственной частоты) системы в целом, что подтверждают предварительные расчеты, проводившиеся для реального здания [79].

Последнее обстоятельство предполагает наличие у системы с энергопоглотителем торсионного типа адаптационных свойств – способности к самонастройке динамических характеристик в процессе сейсмического воздействия.

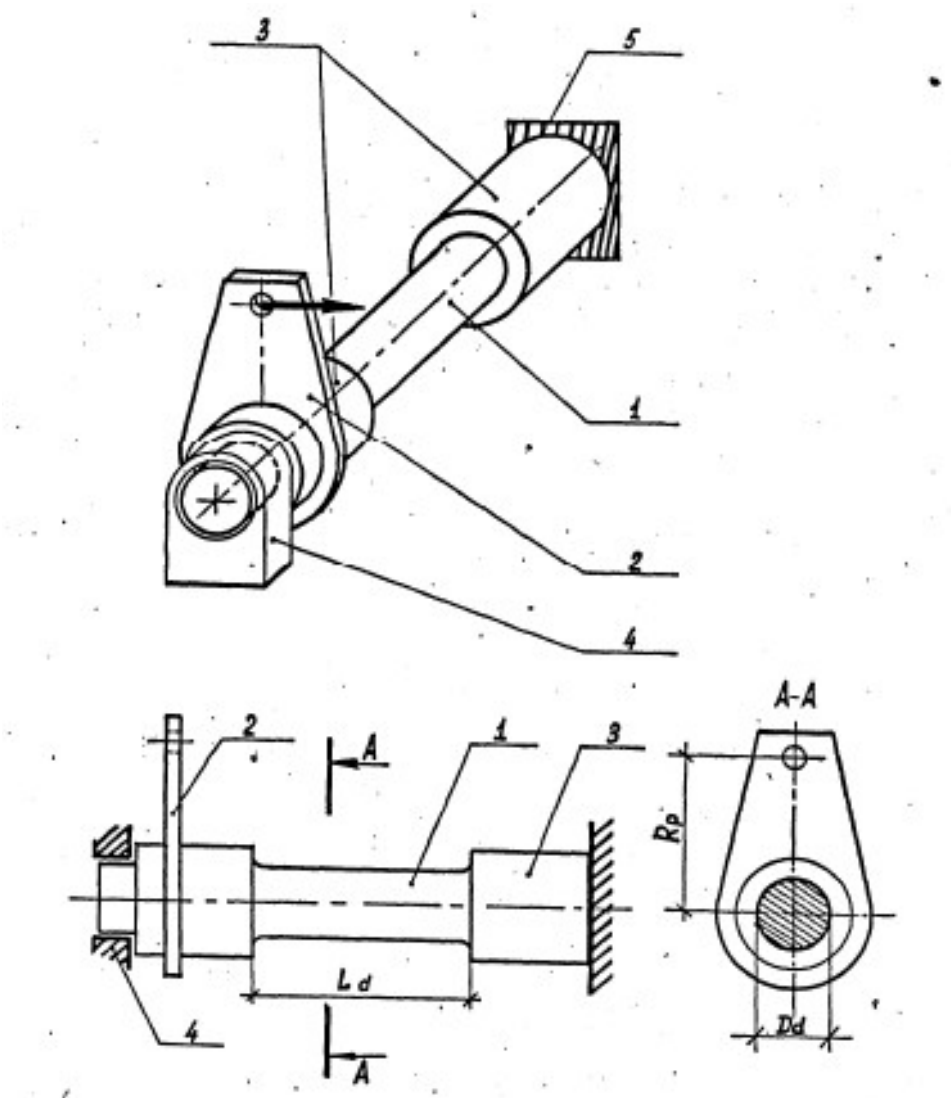


Рисунок 2.10 – Энергопоглотитель торсионного типа: 1 – рабочая часть; 2 – поводок; 3 – концевая часть; 4 – подшипник; 5 – жесткое защемление

В Казахском отделении ЦНИИПСК проводились экспериментальные и теоретические исследования работы энергопоглотителей различных конструкций. В результате исследований установлено, что для теоретической оценки долговечности энергопоглотителей с достаточной достоверность может быть применен критерий Мэнсона-Коффина, дающий удовлетворительную сходимость с результатами экспериментальных исследований [49]. Также изучалось влияние кольцевых энергопоглотителей на динамические характеристики каркаса здания. В результате модельного эксперимента, установлено, что при ограниченном развитии неупругой работы ($\Delta = 1.8..2.7\Delta y$) собственная частота каркаса практически не меняется, а

коэффициент диссипации увеличивается в 2-3 раза [80]. Здесь необходимо отметить, что эксперимент проводился при небольшом уровне пластических деформаций, что и не позволило выявить их существенного влияния на собственную частоту колебаний.

ГЛАВА III. ОЦЕНКА ПОВЕДЕНИЯ ЗДАНИЯ В УСЛОВИЯХ СЕЙСМИЧЕСКОГО ВОЗДЕЙСТВИЯ

3.1.Описание площадки строительства

Площадки строительства установок производства полимеров комплекса нефтеперерабатывающих и нефтехимических производств ЗАО «Восточная нефтехимическая компания» (комплекса ВНХК) расположены на юге Приморского края, в 5 км к северо-западу от г. Находки, в районе мыса Елизарова залива Восток, территории Партизанского муниципального района (центр – с. Владимиро-Александровское).

Площадка предполагаемого строительства приурочена к поверхности со сглаженным холмисто-увалистым типом рельефа, который представлен в виде отдельных сопок, увалов и межувальных распадков (долин) пади Широкой и пади Глубокой, с хорошо развитой системой небольших поверхностных, в основном временных, водотоков (ручьев). Абсолютные отметки поверхности земли изменяются от 22,0 м (район Товарного парка вакуумного газойля) до 112,0 м (район КУ-2). Большая часть распадков приурочена к долине ручья, ограничивающего площадку с южной стороны.

По климатическому районированию площадка строительства расположена во II-Г климатической зоне, с районом по весу снегового покрова – II и V районом по скоростному напору ветра.

В геологическом строении участка строительства до глубины 72 м принимают участие четвертичные и осадочные отложения. Четвертичные отложения представлены насыпным не слежавшимся грунтом, перемешавшимся с почвенно-растительным слоем и имеющим локальное распространение мощностью до 1 м. Осадочные породы представлены элювиальными отложениями, в верхней части которых распространены элювиально-делювиальные отложения, представленные, в основном, суглинками полутвердой и твердой консистенции, с редким щебнем и дресвой, мощностью 0,6-11,9 м, а также щебенистыми грунтами осадочных пород (песчаника, алевролита, реже аргиллита) с суглинистым или

супесчаным заполнителем до 30-40%, мощностью 0,8-12,5 м. Ниже залегают элювиальные отложения обломочной зоны коры выветривания скальных осадочных пород песчаника средней прочности, сильновыветрелого местами до щебня, сильнотрещиноватого и алевролита малопрочного сильновыветрелого, сильнотрещиноватого мощностью 5-10 м. Под элювиальными отложениями залегают верхнеюрские нижнемеловые отложения, представленные песчаниками, алевролитами, аргиллитами, углистыми и глинистыми сланцами вскрытой мощностью 2,1-70,5 м. Осадочные породы в верхней части разреза выветрены, ослаблены и изменены процессами физического и химического выветривания. По степени трещиноватости осадочные породы характеризуются как трещиноватые и сильнотрещиноватые, по прочности изменяются от очень низкой прочности до прочных.

Грунтовые воды на участке строительства, вскрытые на глубине 0-1,5 м и 5-10 м, носят локальный характер. Водовмещающими породами служат щебенистые грунты. Грунтовые воды, вскрытые на глубине 60-70 м, относятся к осадочным трещиноватым породами являются как напорными, так и безнапорными.

Фоновая сейсмичность района строительства зданий объекта составляет 8 баллов по шкале MSK-64 по карте ОСР-2015.

Категория грунтов по сейсмическим свойствам вторая и третья.

Расчетная сейсмичность для площадки строительства здания 3080.1 объекта принята равной 9 баллам по шкале MSK-64;

В соответствии с приложением Б СП 11-105-97, площадка строительства относится к III (сложной) категории сложности инженерно-геологических условий.

3.2.Краткое описание здания

Рассматриваемое здание (объект) сблокировано из нескольких объемов различных габаритов. В расчетах данная конструкция принимается за единое целое. Общие габариты в плане по осям 52,0×92,0 м, высота 74,8 м (см. рис. 3.1 общий вид здания).

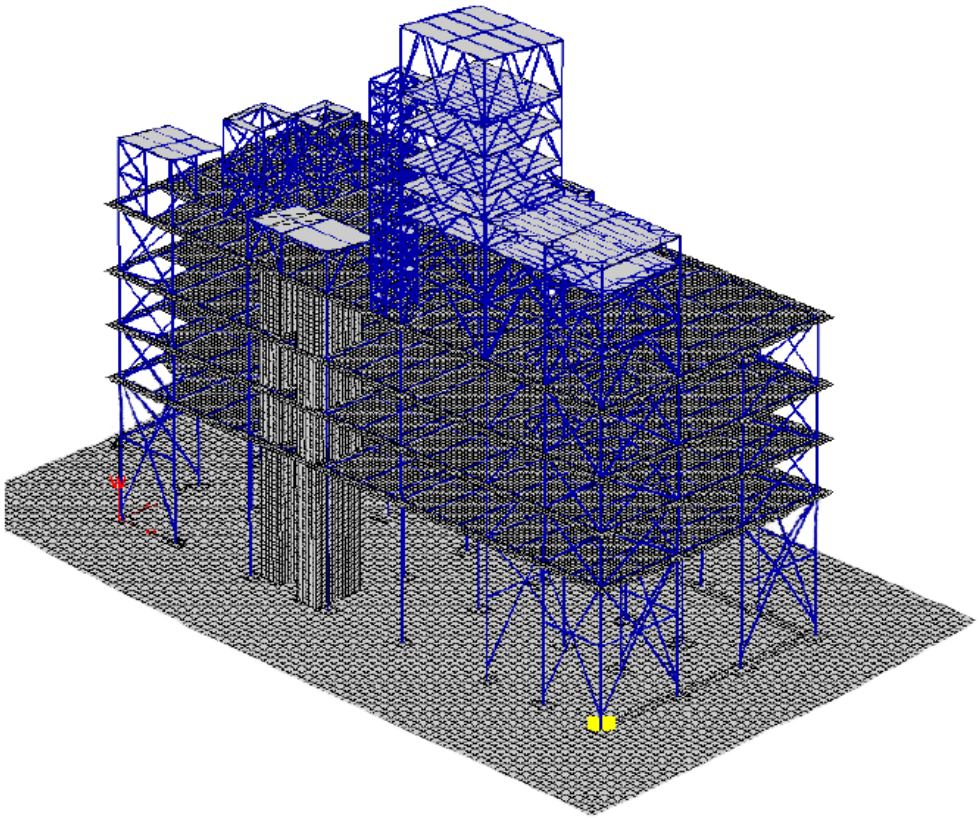


Рисунок 3.1 – Общий вид здания

Каркас металлический, состоит из, колонн, ригелей и металлических связей по колоннам и ж/б перекрытий. Стены и кровля из сэндвич-панелей.

Пространственная неизменяемость здания обеспечивается жёсткими дисками перекрытия и покрытия.

Сооружение относится к повышенному уровню ответственности и соответствует классу КС-3 по ГОСТ 27751-2014.

3.3.Нагрузки и воздействия

Нормативные значения постоянных нагрузок от собственного веса конструкций и грунтов определялись в соответствии с требованиями СП 20.13330.2011, СП 22.13330.2011. Равномерно распределенные и сосредоточенные временные нагрузки на перекрытия, лестницы от веса людей и оборудования в помещении высотного здания приняты в соответствии с СП 20.13330.2011, техническим заданием на проектирование архитектурно-строительной части и СТУ.

Сводная таблица нагрузок и воздействий приведена в таблице 1.

Таблица 1 – Таблица нагрузок на здание основного блока.

№	Наименование	Тип	Взаимоисключ.	Нормативное значение кН/м^2	Коэф. надежности	Коэф.	Расчетное значение кН/м^2
НГ-1	Собственный вес конструкций	Пост.		25 кН/м^3 78,5 кН/м^3	1,1	1,2	33 кН/м^3 99 кН/м^3
НГ-2	Полы и покрытия	Длит.		1,6	1,3		2,5
НГ-3	Нагрузка на плиты	Длит	1,2	1,75	1,3		2,52
НГ-4	Полезная	Кратк.	1	3	1,2		4,32
НГ-5	Трубопроводы и материалы	Длит.	2	4 / 15	1,1		5,28 / 19,8
НГ-6	Оборудование	Длит.		-	1,12		-
НГ-7	Снег	Кратк.		3,43	1,4		5,76
НГ-8	Ветер – Х	Стат.	3		1,4		-
НГ-9	Ветер - У	Стат.	3		1,4		-
НГ-10	Ветер – Х мгнов.	Пульс.	4		1		
НГ-11	Ветер – У мгнов.	Пульс.	4		1		
НГ-12	Сейсмика - Х	Особ.	3,4,5	-	1		-
НГ-13	Сейсмика - У	Особ.	3,4,5	-	1		-

3.3.1.Исходная сейсмичность и инженерно-геологические условия площадки строительства

Согласно картам ОСР-2015-А, ОСР-2015-В и ОСР-2015-С, г. Находка и участок строительства расположены в 6-балльной, 7-балльной и 8-балльной зонах сейсмической опасности, соответственно. Расчеты сейсмических воздействий требуется произвести в соответствии с картой ОСР-2015-С. Согласно этой карте, сейсмическая интенсивность на средних грунтах составляет 8 баллов (рисунок 3.2).

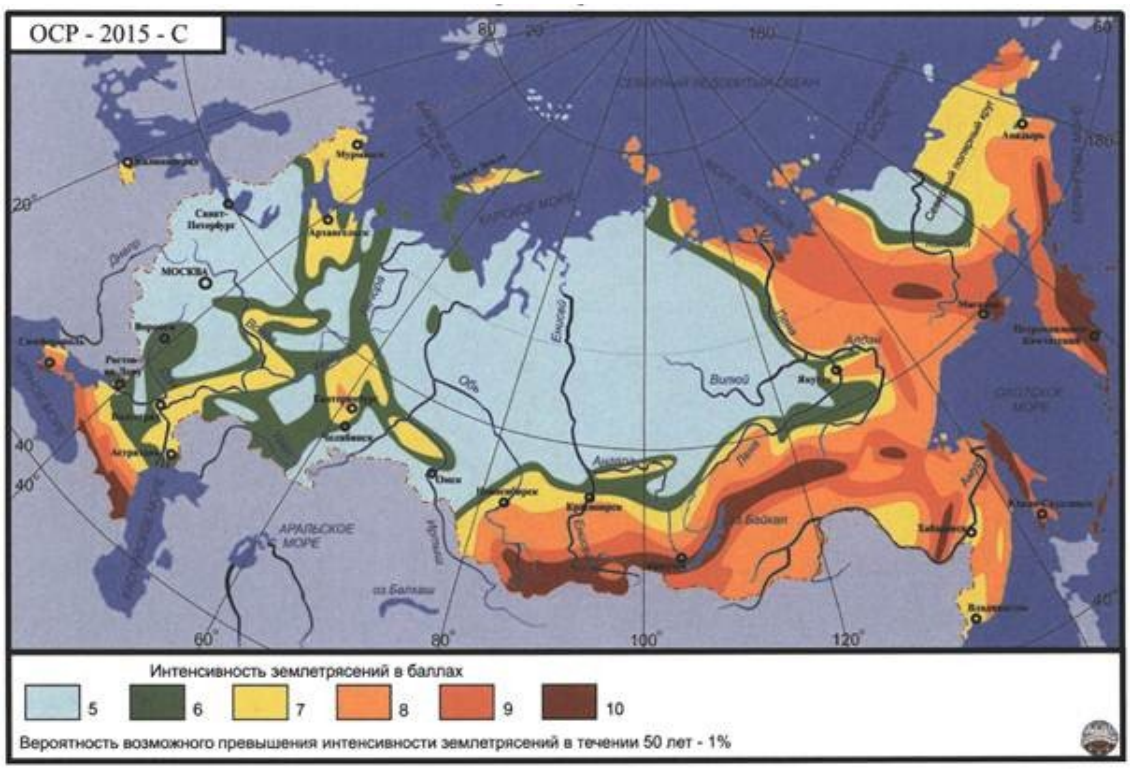


Рисунок 3.2 – Карта ОСР-2015-С

В соответствии с принятой концепцией построения карт ОСР-97, в «линеаментно-доменно-фокальной» (ЛДФ) модели рассматривается регион с его интегральной характеристикой сейсмического режима и три его основных структурных элемента - линеаменты, представляющие оси верхних кромок трехмерных сейсмоактивных разломных структур и структурированную сейсмичность и являющиеся основным каркасом ЛДФ- модели; домены или так называемые «квазиоднородные сейсмотектонические провинции», характеризующиеся рассеянной сейсмичностью; потенциальные очаги

землетрясений, указывающие на наиболее опасные участки и, как правило, приуроченные к линеаментным структурам. Согласно ЛДФ-модели, каждый из линеаментов, способный генерировать землетрясения с максимальной возможной магнитудой (Mmax), включает в себя также и линеаменты меньших рангов, вплоть до *M* = 6.0. Очаги с *Mmax* = 5.5 и менее, как правило, принадлежат доменам.

Исходя из этой линеаментно-доменно-фокальной (ЛДФ) модели источников землетрясений, использованной при создании карт ОСР-2015, определено местоположение потенциальных очагов землетрясений, от которых сейсмический эффект на площадке строительства объекта может оказаться максимальным. При этом, в соответствии с картой ОСР-2015-С, нужно принимать во внимание возможные сильные землетрясения с периодом повторяемости 5000 лет.

На этих же картах показаны очаги сценарных землетрясений Z1 и Z2, выбранные в соответствии с картой ОСР-2015-С (т.е. соответствующие периоду повторяемости 5000 лет).

Как видно из рисунка 3.3, ближайшие к объекту линеаменты - L0857, L0859 и L0860 способны генерировать землетрясения с максимальной магнитудой M=6.0. Линеамент L0857 находится наиболее близко к объекту, поэтому выберем его в качестве сценарного землетрясения Z1. В соответствии с картой ОСР-2015-С, очаги сценарных землетрясений Z1 на рисунке 3.3 помещены в области линеамента L0857, максимально приближенные к площадке строительства объекта так, чтобы периоды повторяемости таких событий составляли 5000 лет.

Как видно из рисунка, объект расположен в пределах домена D0391, охватывающего возможные сейсмические очаги, способные генерировать землетрясения с максимальными магнитудами 5,5. В качестве второго сценарного землетрясения Z2 выберем событие с магнитудой M = 5.5, связанное с доменом D0391, в пределах которого расположен объект. Потенциальный очаг такого землетрясения может быть расположен в

непосредственной близости от строительного объекта и даже под ним. Но вероятность возникновения землетрясения с очагом непосредственно под стройплощадкой крайне мала, и положения очагов сценарных землетрясений Z2 выбраны в соответствии с картой ОСР-2015-С, соответствующей периоду повторяемости 5000 лет.

На рисунке 3.3 показаны сейсмогенерирующие структуры - линеаменты и домены из базы данных карт ОСР-2015 в окрестностях г. Находка.

Характеристики этих выбранных для расчетов землетрясений представлены в таблице 2. С учетом сейсмического режима района периоды повторяемости землетрясений Z1 и Z2 оцениваются приблизительно в 5000 лет (рисунок 3.3, таблица 2), что соответствует карте ОСР-2015-С.

Таким образом, выбраны местоположения потенциальных очагов сценарных землетрясений с периодами повторяемости - 5000 лет (в соответствии с картой ОСР-2015-С), от которых сейсмический эффект на площадке строительства может оказаться максимальным.

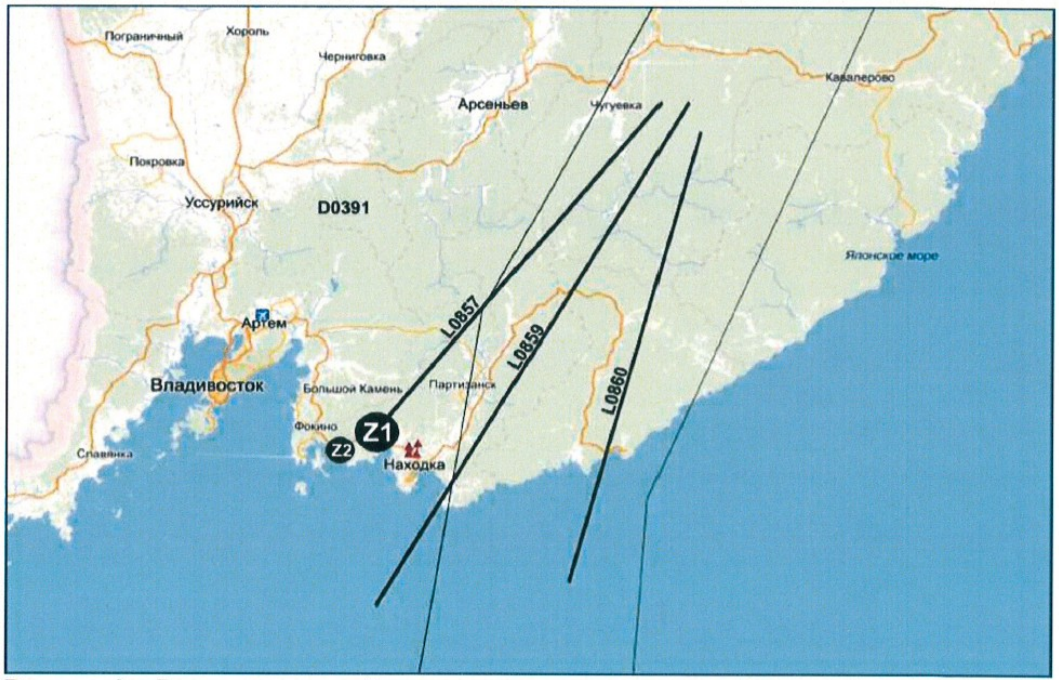


Рисунок 3.3 – Расположение сейсмогенерирующих структур и очагов сценарных землетрясений, выбранных в соответствии с картой ОСР-2015-С в окрестности объекта в г. Находка (объект показан красным треугольником)

Таблица 2. Очаговые параметры сценарных землетрясений для промышленной площадки объекта КННП ЗАО «ВНХК» в соответствии с картой ОСР-2015-С

Номер линеамента и домена в базе ОСР-2015	Магнитуда Ms	Эпиц. расст., км	Координаты эпицентра		Глубина очага, км	Ориентировка очага		Размеры очага, км	
			˚с.ш.	˚в.д.		Простирание	Падение	Длина	Ширина
L0857(Z1)	6,0	17,0	42,952	132,62	6,0	230˚	90˚	20	6
D0391(Z3)	5,5	31,0	42,88	132,43	3,7	-	-	5	3

3.3.2.Моделирование акселерограмм сейсмического воздействия

Значение сейсмической нагрузки, соответствующей уровню ПЗ, определялось с учетом следующих коэффициентов:

K_0 – коэффициент, определяемый назначением здания, K_0 = 1,2;

K_1 – коэффициент, учитывающий допускаемые повреждения зданий и сооружений при расчетном сейсмическом воздействии, K_1= 0,3;

A – значение ускорения в уровне основания, A = 4,0 м/с^2;

K_ψ – коэффициент, учитывающий способность сооружения к рассеиванию энергии колебаний, K_ψ=1,0.

В качестве расчетных сейсмических нагрузок (воздействий), соответствующих уровню МРЗ, использовались синтезированные акселерограммы землетрясений для конкретной площадки строительства. Данные акселерограммы учитывают расположение, ориентацию объекта, состав грунтов и сейсмическую опасность площадки строительства.

Значение сейсмической нагрузки определялось с учетом следующих коэффициентов:

K_0 – коэффициент, определяемый назначением здания, K_0 = 2,0;

K_1 – коэффициент, учитывающий допускаемые повреждения зданий и сооружений при расчетном сейсмическом воздействии, K_1= 1;

3.3.2.1.Представление акселерограммы в виде нестационарного случайного процесса

Известно, что землетрясение представляет собой ярко выраженный случайный процесс, поэтому акселерограммы землетрясений могут рассматриваться как реализации некоторого нестационарного случайного процесса.

Статистическое описание сейсмического воздействия расчленяется на две части: статистическое описание интегральных признаков землетрясения и статистическое описание нестационарного случайного процесса при фиксированных значениях интегральных признаков.

Для нестационарного случайного процесса *a(t)* было предложено представление в виде произведения стационарного случайного процесса *y(t)* на некоторую функцию времени *A(t)*, параметрически зависящую от интегральных признаков:

$$a(t) = A(t) \cdot y(t), \tag{3.1}$$

где $$A(t) = A_0 \cdot \frac{t}{t_0} \cdot e^{-\frac{t}{t_0}}; \tag{3.2}$$

A_0 – параметр, характеризующий максимальные ускорения;

t_0 – параметр, характеризующий продолжительность интенсивной фазы;

$y(t)$ – стационарный случайный процесс.

Значения параметров A_0 и t_0 назначаются в результате анализа набора имеющихся инструментальных акселерограмм. При этом необходимо произвести выделение стационарной части случайного процесса $a(t)$.

Функция спектральной плотности мощности стационарного случайного процесса *y(t)* с одной доминирующей частотой может быть принята в следующем виде:

$$S(f)=\frac{2}{\pi}\frac{f_1 f_0^2}{\left(f^2 - f_0^2\right)^2 + 4 f_1^2 f^2}, \qquad (3.3)$$

где f, f_0, f_1 - частоты, измеряемые в Гц;

f_0 - доминирующая частота процесса;

f_1 - параметр, характеризующий ширину спектра.

3.3.2.2.Параметры сейсмического воздействия

Для получения оценки спектральной плотности мощности процесса необходимо выделить стационарную часть инструментальных акселерограмм. Выделение стационарной части выполнялось на основании предположения, что акселерограмма представляет собой реализацию нестационарного случайного процесса (3.1).

Поскольку запись акселерограммы включает в себя различного рода шумы, то наибольший интерес представляет только участок ее активной фазы. Для определения границ этого участка использовался следующий алгоритм. Первоначально определяется значение времени *tmax* от начала записи акселерограммы, соответствующее максимальному значению ускорения. Предполагается, что *tmax* = *tstart*, + *to*, где *tstart* - время от начала записи до начала активной фазы. Далее для каждого момента времени $t = t_{slart}$ от начала записи до t_{max} вычисляется параметр $t_o = t_{max} - t_{start}$, и отношение $a(t + \Delta t \cdot i)/a(t)$, где Δt = 0,005 с – интервал между соседними отсчетами, значение i = 1÷200 (т.е. отношения вычислялись для точек отсчета с интервалом до 1 с). Согласно выражению (3.1) должно выполняться следующее равенство: $a(t + \Delta t \cdot i)/a(t) = \frac{t + \Delta t \cdot i}{t} \cdot e^{-\frac{\Delta t \, i}{t_0}}$. На основании данного равенства за начало активной фазы принимается момент времени, для которого:

$$\sum_{i=1}^{200}\left[a(t+\Delta t\cdot i)/a(t)-\frac{t+\Delta t\cdot i}{t}\cdot e^{-\frac{\Delta t\, i}{t_0}}\right]^2\to\min$$

.

Конец активной фазы t_{end} определяются из выражения:

$$\frac{t_{end}}{t_0}\cdot e^{-\frac{t_{end}}{t_0}}=0,01\cdot e^{-1}$$

, (3.4)

Выражение (3.4) определяет момент времени, при котором значение функции, характеризующей нестационарную часть в выражении (3.1), уменьшается в 100 раз по сравнению со своим максимальным значением.

Для выделенного участка активной фазы окончательно определяются значения параметров A_0 и t_0 из условия минимума суммы квадратов разности между значениями ускорений и значениями функции *A(t)* для каждого отсчета времени. Решение задачи определения минимума находится методами квадратичного программирования. Стационарная часть выделяется путем деления значений ускорений участка активной фазы исходной инструментальной акселерограммы на значения функции *A(t)*, вычисленные для соответствующих отсчетов времени.

В результате спектрального анализа для стационарной части рассмотренных акселерограмм были построены спектры и определены доминирующие частоты.

Совокупность полученных значений доминирующих частот рассматривается как множество реализаций случайной величины - доминирующей частоты, при этом отдельно исследуются частоты, соответствующие горизонтальным и вертикальным компонентам акселерограммам.

Помимо статистических характеристик доминирующей частоты также определяются характеристики параметра t_0.

3.3.2.3.Методика моделирования расчетных акселерограмм

Для моделирования акселерограмм воспользуемся одной из стохастических моделей детерминистского подхода –спектрально-временной моделью Я. М. Айзенберга. Данная модель сейсмических колебаний грунта, учитывает возможное разнообразие спектрального состава различных землетрясений и позволяет прогнозировать спектры вероятных, но незарегистрированных землетрясений.

Расчетная модель сейсмического движения грунта представляется в виде дискретного множества M_f нестационарных гауссовских мультипликативных процессов, каждый *j*-й элемент которого в заданной (известной из опыта) области $\varpi_{\min} \le \varpi_j \le \varpi_{\max}$ выражается следующим образом:

$$\begin{cases} A(t,\varpi_j)\sigma(\varpi_j)\varphi(t,\varpi_j), t > 0 \\ \Phi(t,\varpi_j) = 0, t \le 0 \end{cases}$$

где $A(t,\varpi_j)$ — нормированная огибающая функция, задаваемая при фиксированных значениях ϖ_j в виде импульса Берлаге ;

$\sigma(\varpi_j)$ — среднеквадратичное значение ускорения;

ϖ_j — несущая частота, приближенно равная доминантной частоте *j*-го процесса;

$\varphi(t,\varpi_j)$ — нормируемый (единичный) стационарный гауссовский процесс, характеризуемый косинус-экспоненциальной корреляционной функцией:

$$K(\tau) = e^{-\alpha_j|\tau|}\cos\varpi_j\tau . \qquad (3.5)$$

Особенностью упомянутой модели является то, что в расчетах учитывается не одна характерная акселерограмма (или спектр реакции), а набор акселерограмм (или спектров реакции). Каждой акселерограмме из набора или спектру реакции соответствует определенная доминантная (несущая) частота. Доминантные частоты заполняют определенную область, задаваемую на

основании имеющихся эмпирических данных. Такой способ описания расчетного воздействия учитывает неполноту исходной информации о доминантных частотах ожидаемых землетрясений. Эта неполнота информации определяется как отсутствием сейсмологических данных, так и физическим разнообразием движений. Рассматриваемая модель воздействия учитывает четыре параметра. Три параметра являются некоторыми простыми функциями четвертого параметра (несущей частоты).

Для построения сейсмического воздействия для конкретной площадки строительства необходимо знать, какова доминантная (несущая) частота колебаний грунтовой толщи. В качестве решения данной задачи предлагается определять несущую частоту процесса по методике, разработанной Э.Е. Хачияном, в соответствии с которой землетрясение представляется как мгновенный разрыв среды, что приводит к мгновенному вспарыванию блоков земной коры с образованием их относительной подвижки. После разрыва каждый блок будет совершать движение, сходное со свободными колебаниями некоторой условной консольной плиты определенной длины, вызванное начальной скоростью у свободного конца (разрыва). На достаточном удалении от очаговой зоны (более 10 км от линии разрыва) горизонтальными деформациями можно пренебречь.

Входными параметрами для расчета являются физико-механические характеристики грунтовой толщи площадки строительства, а именно:

H – мощность слоя;

ρ – плотность грунта;

v_s – скорость поперечной волны.

При моделировании каждой расчетной акселлерограмы использовались изученные геологические профили, генерируется 25 реализаций стационарного случайного процесса $y(t)$ с заданными спектральными характеристиками. Из полученного семейства реализаций выбирается реализация с наибольшей дисперсией $y_i(t)$. Для получения соответствующей компоненты расчетной акселерограммы $a_i(t)$ берется произведение данной реализации $y_i(t)$ и

детерминированной функции $A(t)$ и производится нормирование для каждого геологического профиля:

$$a_i(t) = A(t) \cdot y_i(t) \tag{3.6}$$

Горизонтальные и вертикальные компоненты акселерограммы нормируются на максимальное ускорение, значение которого определяется расчетным путем по результатам геофизических данных для каждого геологического профиля. В итоге получены синтезированные воздействия, содержащие в себе наиболее опасные явления всех геологических профилей.

Расчеты проведены в соответствии с картой ОСР-2015-С. В результате расчетов получено трехкомпонентное синтезированное воздействие, соответствующее площадкам строительства сооружения 3080.1. Результаты расчетов приведены на рисунках 3.4 – 3.9.

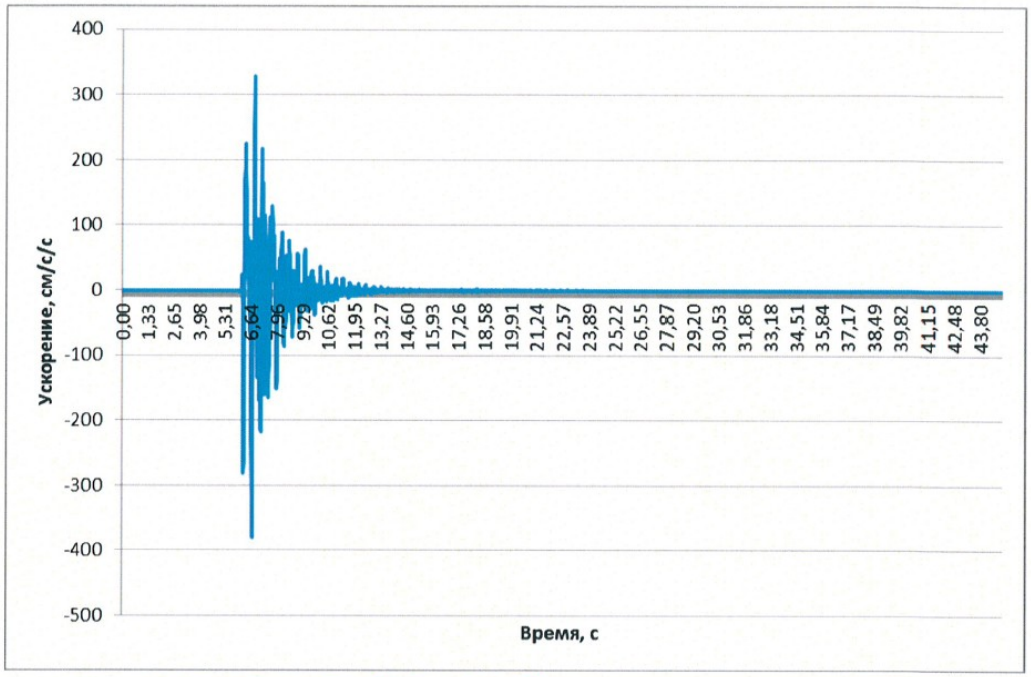


Рисунок 3.4 – Синтезированное воздействие в направлении Ох

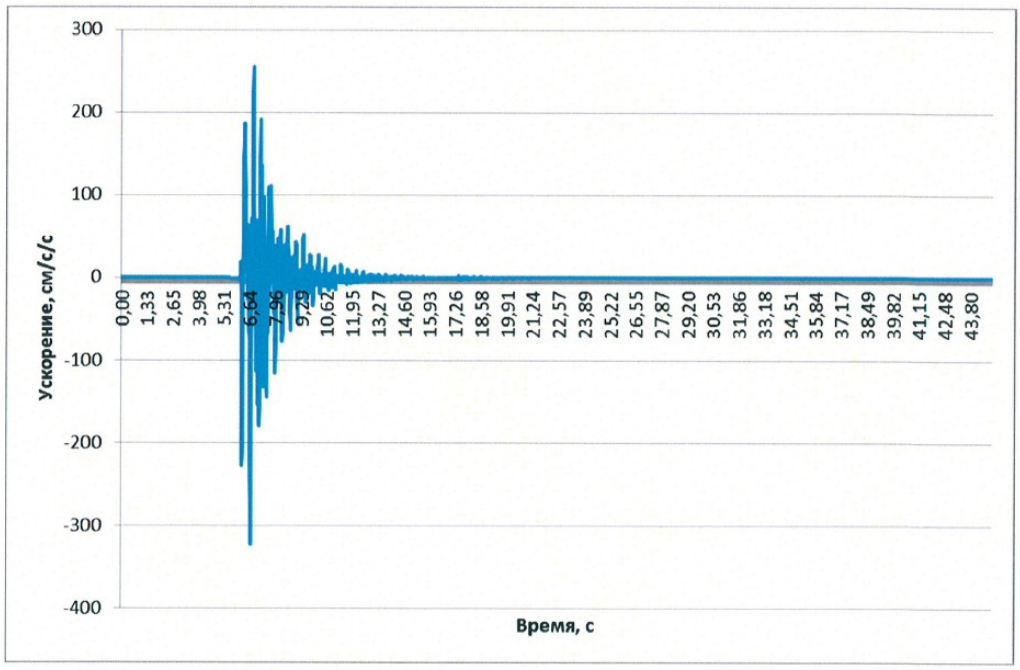


Рисунок 3.5 – Синтезированное воздействие в направлении Oy

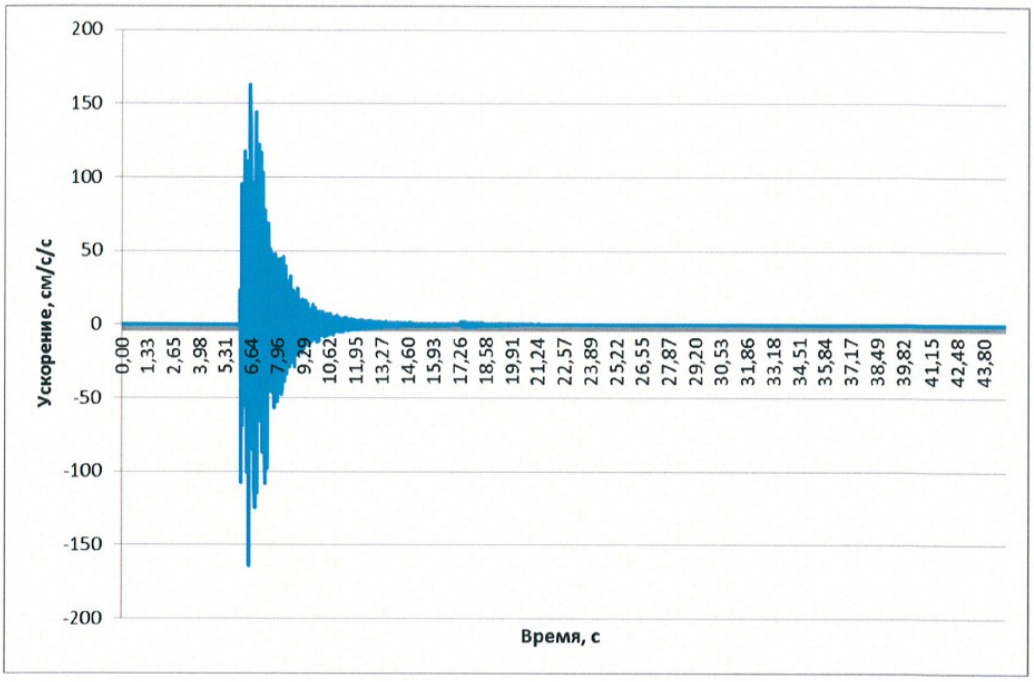


Рисунок 3.6 – Синтезированное воздействие в направлении Oz

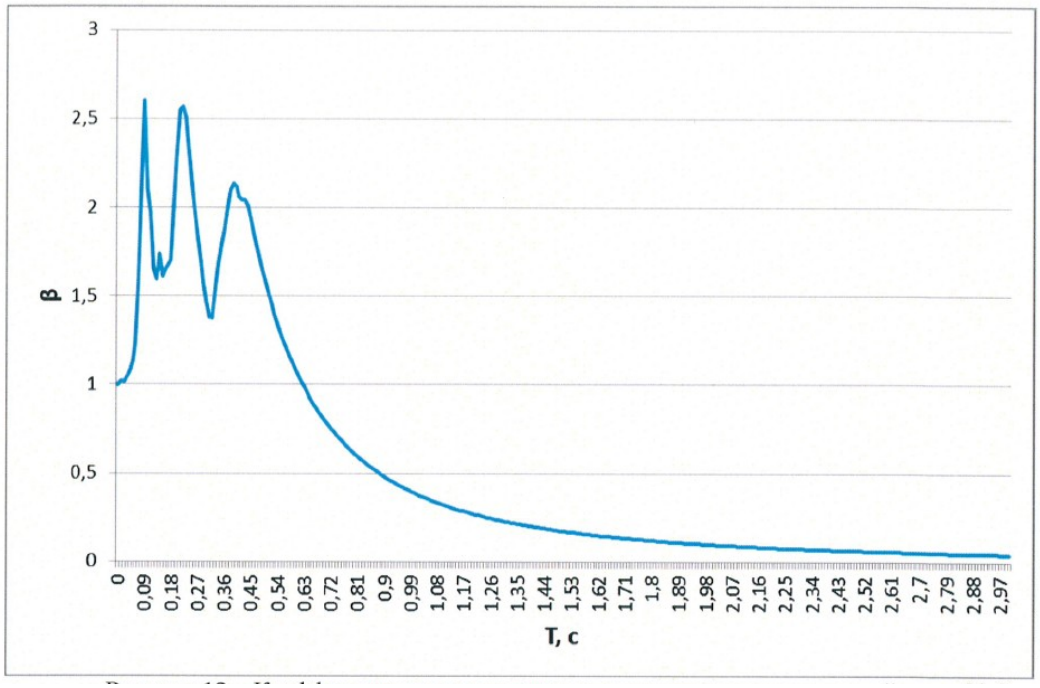


Рисунок 3.7 – Коэффициент динамичности для синтезированного воздействия в направлении Ox

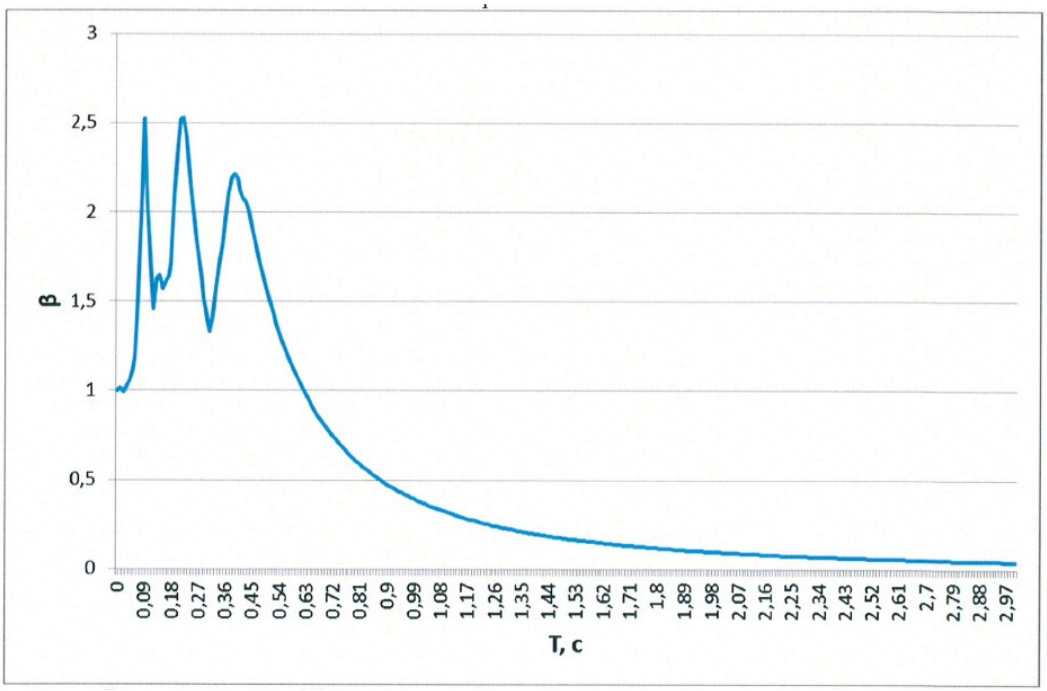


Рисунок 3.8 – Коэффициент динамичности для синтезированного воздействия в направлении Oy

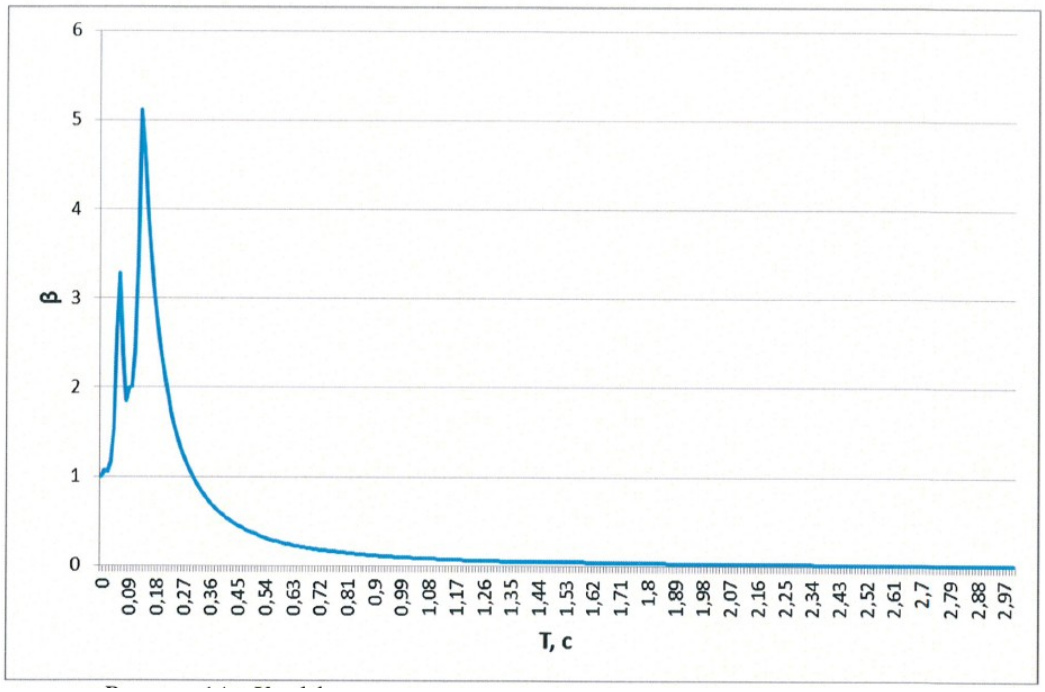


Рисунок 3.9 – Коэффициент динамичности для синтезированного воздействия в направлении Oz на дневной поверхности

Выводы: В результате исследований по оценке сейсмической опасности в районе строительства объекта КНХП ЗАО «ВНХК» рассчитаны характеристики колебаний на поверхности условной скалы и на поверхности грунта при сценарных землетрясениях, выбранных в соответствии с картой сейсмического районирования территории Российской Федерации ОСР-2015-С.

Полученные значения ускорений грунта при синтезированном воздействии (сооружение 3080.1) достигают 380,1 см/с^2 на горизонтальной компоненте в направлении Ox, 321,7 см/с^2 на горизонтальной компоненте в направлении Oy, 164,15 см/с^2 на вертикальной компоненте, что соответствует балльности 9 по шкале MSK-64.

Преобладающие частоты колебаний при этом синтезированном воздействии: 2,63- 11,1 Гц на горизонтальной компоненте в направлении Ox, 2,63-11,1 Гц на горизонтальной компоненте в направлении Oy, 7,69-16,17 Гц на вертикальной компоненте.

3.4.Расчет здания на синтезирующую акселерограмму

Расчет здания произведен в соответствии с СТУ по линейно-спектральному методу и прямому динамическому методу с использованием синтезированных акселерограмм.

Расчеты выполнены с применением автоматизированного программного комплекса «Ing+ 2015» лицензия № 8793, сертифицированного Госстандартом России и аттестованного Федеральным надзором России по ядерной и радиационной безопасности.

Комплекс обладает широкими возможностями для решения разнообразных задач, в частности, расчёта строительных конструкций.

В расчете использовалась пространственная конечно-элементная модель здания (рисунок 3.2), которая сформирована в виде комбинации конечных элементов различного типа с максимальным приближением к конструктивному решению здания. Покрытие и перекрытия (стальные) моделировались плоскими конечными элементами изгибного состояния (изотропными). Стержневыми конечными элементами моделировались: колонны, ригели, балки. Основной метод расчета – метод перемещений в конечно-элементной реализации.

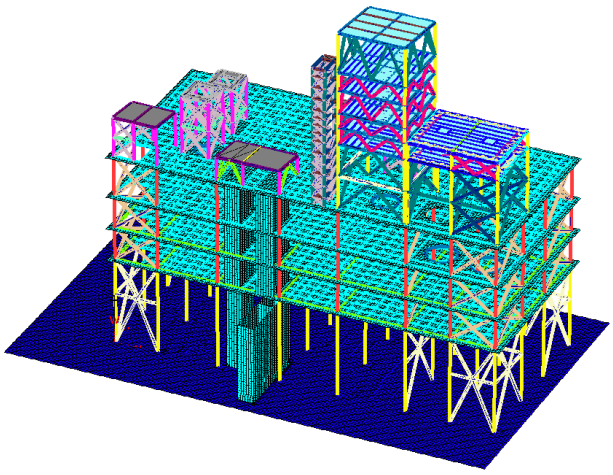


Рисунок 3.2 – Расчетная схема здания

Расчет по линейно-спектральному методу заключается в определении сейсмической нагрузки с использованием спектра ответа, а также значений

собственных частот и форм колебаний здания. Значение поступательной сейсмической нагрузки S_{jik}, приложенной в точке k, и соответствующей *i*-му тону собственных колебаний сооружения в выбранном направлении *j* (j=1,2,3) определяется по формуле:

$$S_{ijk} = K_1 \cdot S_{0\,jik}$$

где $S_{0\,jik}$ - значение сейсмической нагрузки для і-го тона собственных колебаний здания, определяемое в предположении линейно-упругого деформирования конструкций по формуле:

$$S_{0\,jik} = Q_k \cdot A \cdot \beta_i \cdot K_\psi \cdot \eta_{jik}$$

K_1 - коэффициент, учитывающий неупругие деформации и локальные повреждения элементов здания при расчетном сейсмическом воздействии, $K_1 = 0,3$; Q_k - вес сооружения, отнесенный к точке *k* конструктивной системы, определяемый с учетом нагрузок на конструкции; *A*- коэффициент сейсмичности, значение которого следует принимать равным *0,4* для сейсмичности площадки строительства 9 баллов; β_i - коэффициент динамичности, соответствующий *i*-му тону собственных колебаний сооружения; η_{jik} - коэффициент, зависящий от формы деформирования здания при его собственных колебаниях по *i*-му тону для *j*-го направления и от места расположения масс Q_k.

Расчет по прямому динамическому методу представляет собой метод численного интегрирования уравнений движения системы при сейсмическом воздействии, заданном акселерограммами.

Решается задача следующего вида:

$$MU'' + CU' + KU = F(t)$$

при начальных условиях:

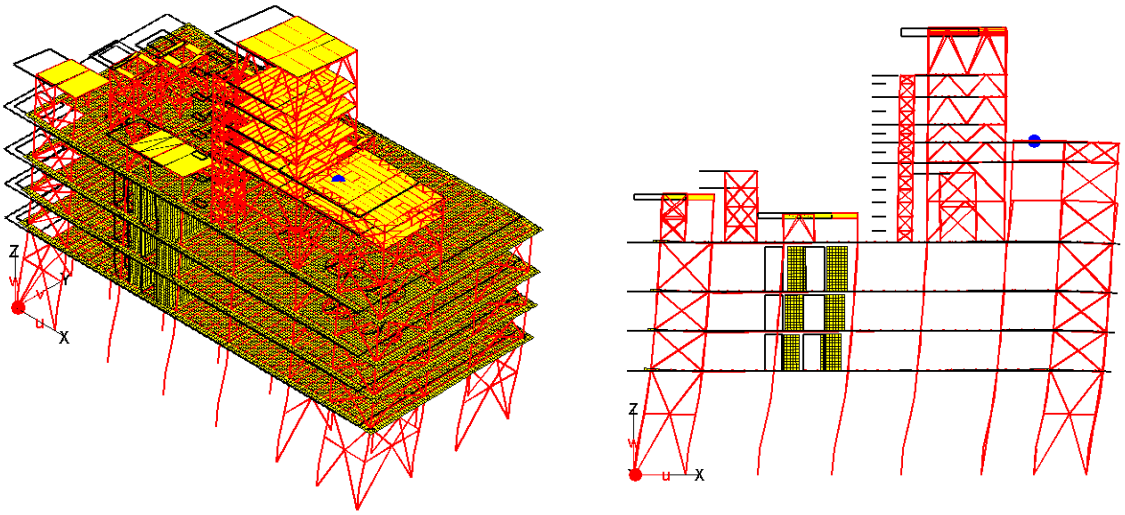
$$U(t_0) = U_0;\ U'(t_0) = U_0'$$

где *K* - матрица жесткости системы; *M* - матрица масс; *C* - матрица демпфирования; *U(t)* - вектор перемещений; *F(t)* - вектор узловых сил,

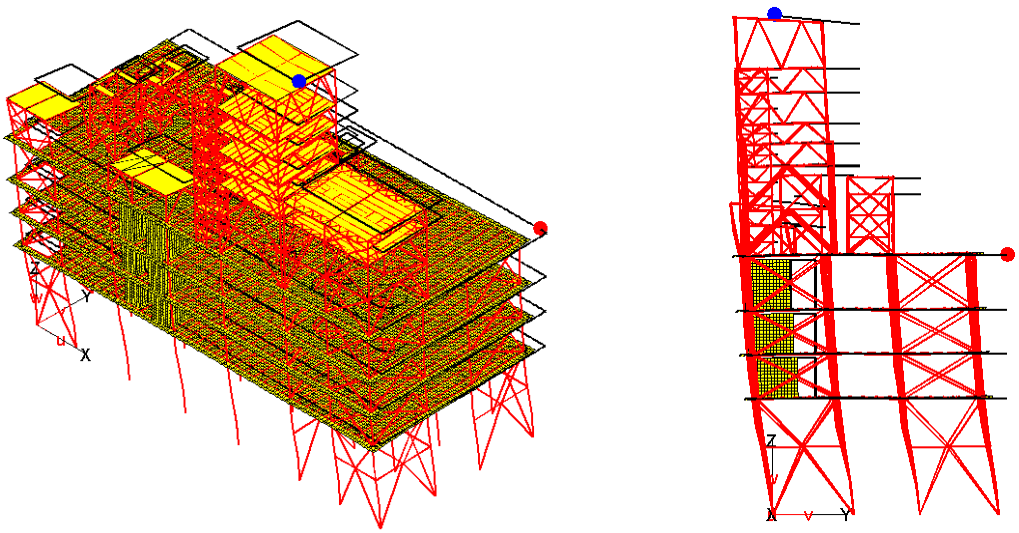
характеризующий внешнее динамическое воздействие.

Воздействие задается в виде переменного по времени ускорения основания, при этом считается, что основание перемещается как жесткое целое.

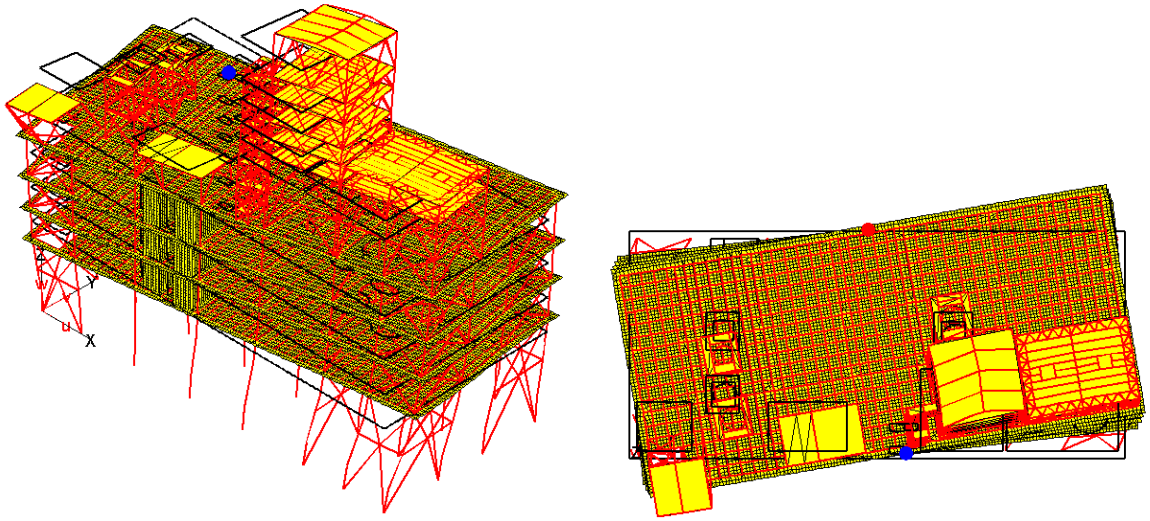
Задача решается методом разложения на собственные формы, после чего интегрируется система обыкновенных дифференциальных уравнений второго порядка, причем число уравнений равно числу форм. По существу, решается статическая задача, но в соответствии с принципом Даламбера к статическим силам добавляют силы инерции и сопротивления. При интегрировании используется метод Рунге-Кутта 8-го порядка. На рисунке 3.3 представлены формы 1-го, 2-го и 3-го тона колебаний конструкции.



Форма 1-го тона колебаний



Форма 2-го тона колебаний



Форма 3-го тона колебаний

Рисунок 3.3 – Формы колебания конструкции

Расчет по прямому динамическому методу проведен по воздействию на синтезированную акселерограмму, разработанную для данной площадки строительства и являющуюся наихудшей для здания из всего набора синтезированных акселерограмм.

При расчете объекта на синтезированные акселерограммы получены следующие данные:

- значения ускорений конструкций в уровне 70,950 м составили 6,65; 8,1 и 3,22 м/с2 для направлений Ox; Oy и Oz соответственно;

- значения перемещений конструкций в уровне 70,950 м составили 0,054; 0,049 и 0,006 м для направлений Ox; Oy и Oz соответственно;

По результатам анализа ускорений и перемещений, полученных при расчете на синтезированные акселерограммы можно сделать следующие выводы:

- перемещения конструкций поступательные, закручивание вокруг оси симметрии практически отсутствуют;

- преобладающей формой колебаний конструкций является 1-я форма.

В приложении к пояснительной записке приведены результаты расчета периодов собственных колебаний конструкции (Приложение 1); наихудшие направления для поступательного сейсмического воздействия (по результатам решения оптимизационной задачи) (Приложение 2); направляющие косинусы для поступательного сейсмического воздействия (Приложение 3); факторы участия форм собственных колебаний для поступательного сейсмического воздействия (Приложение 4)

ГЛАВА IV. АНАЛИЗ ПОВЕДЕНИЯ МОДЕЛИ ЗДАНИЯ В УСЛОВИЯХ СЕЙСМИЧЕСКОГО ВОЗДЕЙСТВИЯ С ПРИМЕНЕНИЕМ ЭНЕРГОПОГЛОТИТЕЛЕЙ

4.1.Расчет модели здания в условиях сейсмического воздействия с применением энергопоглотителей

В продолжение расчета из п.3.4 настоящей ВКРМ проведен расчет модели здания, учитывающей пространственную работу основных конструктивных элементов здания с применением САС в нелинейной постановке. САС в виде энергопоглотителей моделировалась шарнирами с жесткостными характеристиками, соответствующими характеристикам, полученным из испытаний опор на горизонтальную и вертикальную нагрузку. (Рис. 4.1)

В расчете использовалась пространственная конечно-элементная модель здания (рисунок 4.1), которая сформирована в виде комбинации конечных элементов различного типа с максимальным приближением к конструктивному решению здания. Покрытие и перекрытия (стальные) моделировались плоскими конечными элементами изгибного состояния (изотропными). Стержневыми конечными элементами моделировались: колонны, ригели, балки. Основной метод расчета – метод перемещений в конечно-элементной реализации.

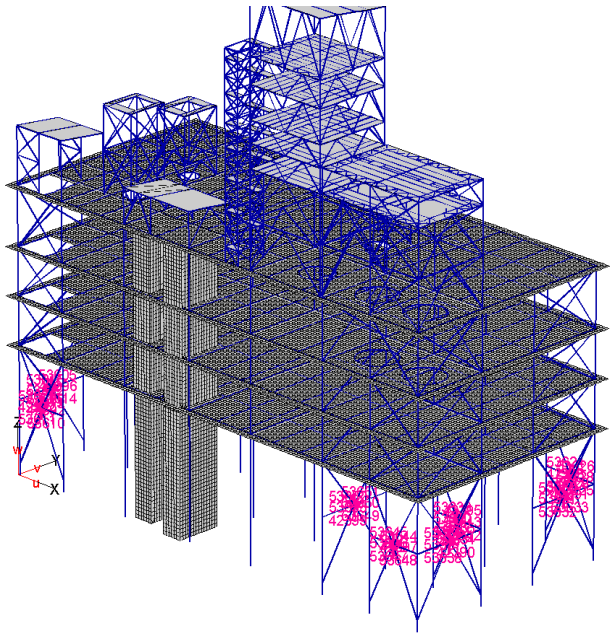


Рисунок 4.1– Расчетная схема здания

Установка энергопоглощающих элементов позволяет предохранить несущие конструкции здания от перегрузок при землетрясениях. При этом энергопоглотители необходимо рассчитывать на горизонтальные сейсмические нагрузки, превышающие расчетные, полагая, что они работают за пределом упругости, поглощая за счет пластического деформирования в каждом полуцикле 50% расчетной энергии сейсмических воздействий, полученной связью, в которой установлен энергопоглотитель.

На основании предварительных расчетов и опыта проектирования, расчетной для энергопоглощающих элементов была принята 2-х кратная перегрузка элемента связи.

Значение коэффициента пластичности принято 1,1.

График зависимости деформаций от усилий, возникающих в энергопоглощающем элементе, приведен на рисунке 4.2.

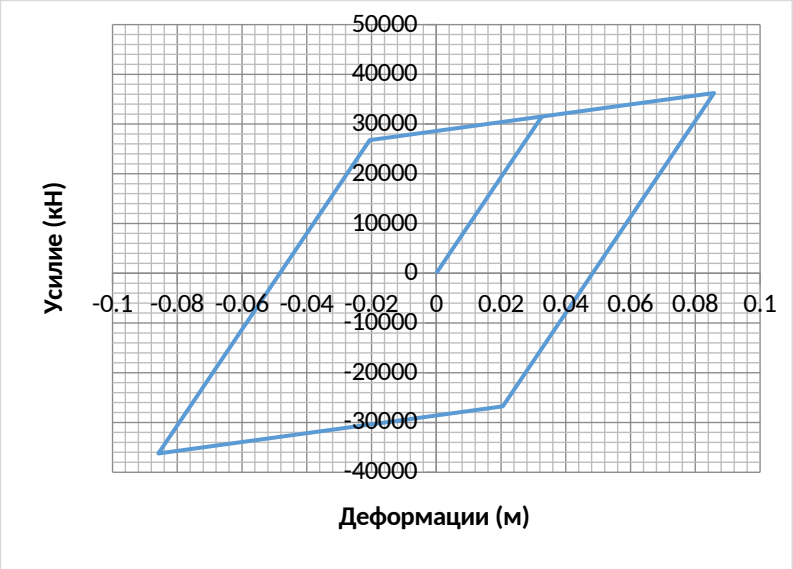


Рисунок 4.2 - График зависимости деформаций от усилий в энергопоглощающем элементе

№	U (м)	P (кН)
1	-0.06851	-36225
2	-0.03263	-31500
3	0	0
4	0.032626	31500
5	0.068514	36225

Значения деформаций от усилий в энергопоглощающем элементе

Энергопоглощающие элементы необходимо установить во всех связях первого уровня конструкции.

Шарниры с соответствующими жесткостными характеристиками задаются в связевых элементах в плоскости связи.

Места установки энергопоглощающих элементов приведены на рисунке 4.3.

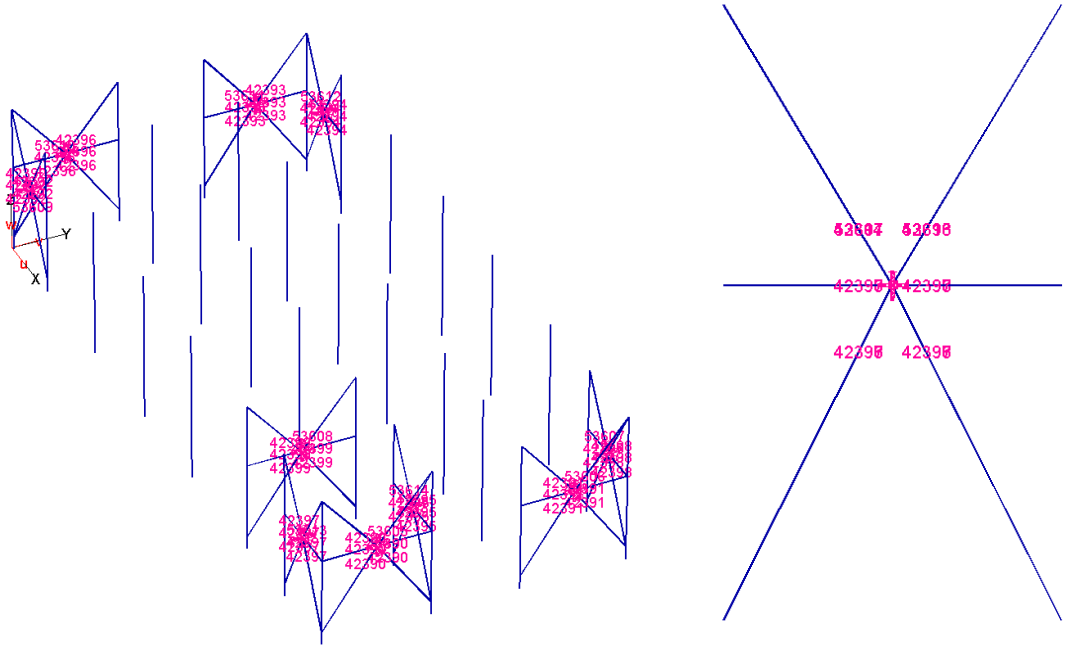


Рисунок 4.3 – Места установки энергопоглощающих элементов.

В результате тестового расчета, моделирующего 2-х кратное превышение сейсмических нагрузок, были получены следующие результаты:

- ускорения основания достигли 6,42 м/с2;
- продольные усилия в связях с энергопоглощающими элементами снизились на 41%;
- перемещения плиты перекрытия конструкции на отм. 14,950 с применением энергопоглощающих элементов увеличились на 28%;
- гистерезисная зависимость «усилие-деформация» в элементе связи (Рисунок 4.4) подтверждает пластическую работу энергопоглощающего элемента, обеспечивающего поглощение сейсмической энергии.

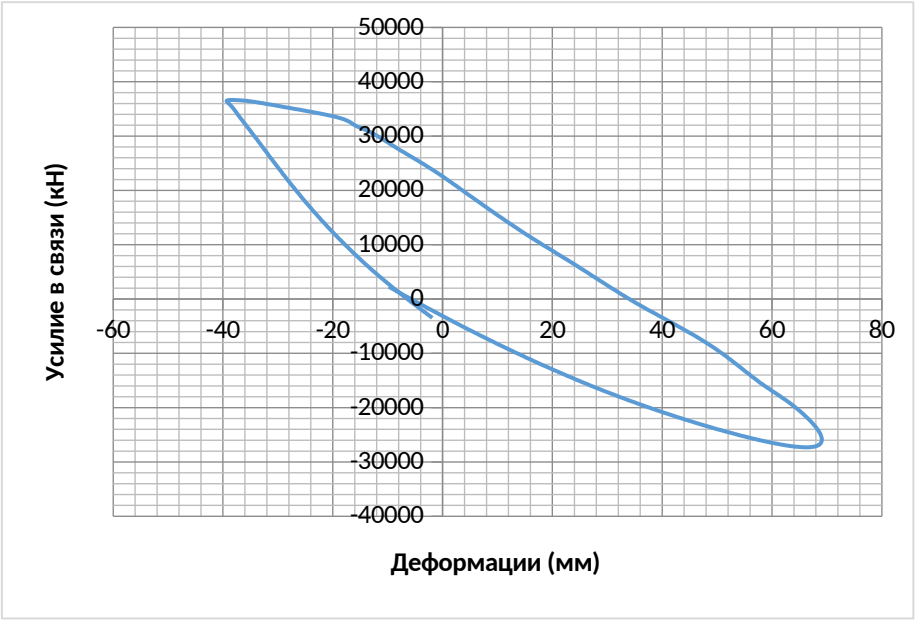


Рисунок 4.4 – Гистерезисная зависимость «усилие-деформация» энергопоглощающего элемента, полученная в промежутке 8,5-9,3 секунд синтезированной акселерограммы.

Рассматриваемый объект при применении конструктивных мероприятий в соответствии с данным расчетом считать сейсмостойким.

4.2.Расчет энергопоглотителей для рассматриваемого объекта

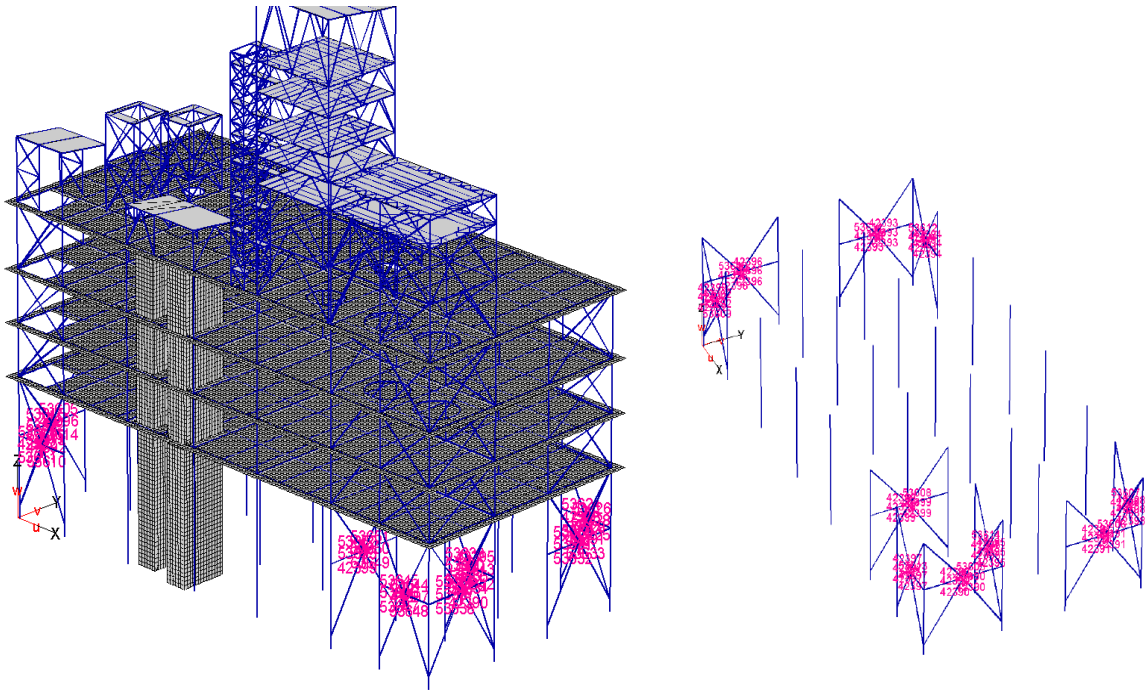


Рисунок 4.5 – Установка энергопоглощающих связей

Для выполнения расчета энергопоглотителя приняты максимальные усилия в связях конструкций, определённые при расчёте соответствующих объектов.

В качестве основного мероприятия для обеспечения сейсмостойкости здания 3080.1; при расчетных сейсмических воздействиях применен способ сейсмозащиты в виде отдельных элементов – упругопластических энергопоглощающих устройств (энергопоглотителей). Здесь внешняя энергия, полученная каркасом во время землетрясения, поглощается его элементами за счет пластического деформирования стали, без каких-либо повреждений.

Энергопоглотители устанавливаются в элементах вертикальных связей металлического каркаса этажерок сооружений. Количество энергопоглотителей и их расстановку принимаем по следующему расчету.

В качестве энергопоглотителей следует применить сдвиговые энергопоглотители, которые устанавливаются в узле пересечения связей, связи и колонны либо связи и балки перекрытия. Сдвиговой энергопоглотитель представляет из себя металлическую прямоугольную стальную стенку, обрамленную четырьмя стальными пластинами.

Марку стали конструкций энергопоглотителей следует принять С255 или С345 по ГОСТ 27772-88*.

В пластической стадии работает только металл стенки энергопоглотителя. Обрамляющие пластины работают в упругой стадии, за исключением небольших участков, прикрепленных к фасонкам связей, где возникает фибровая текучесть стали от местного изгиба.

Общее демпфирование в зданиях с энергопоглотителями должно составить не менее 5 %, которое обеспечивается применением системы энергопоглощающих устройств и нанесением покрытия на стальные элементы.

Подбор сечений элементов энергопоглотителей производится по усилиям в раскосах связи от горизонтальных сейсмических нагрузок.

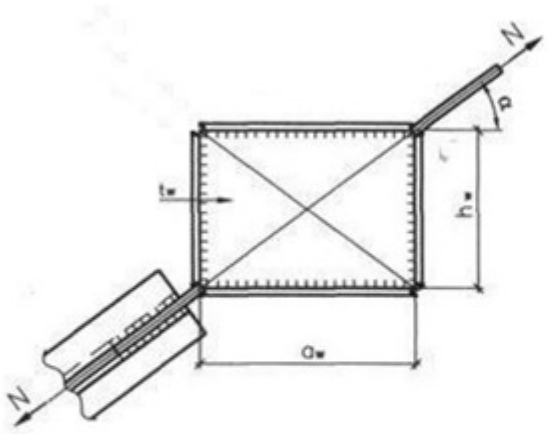


Рисунок 4.6 – Схема сдвигового энергопоглотителя для расчета

Требуемая площадь сечения стенки энергопоглотителя, A_w, определяется из условия:

$$A_w = \frac{K \cdot 2N \cos\alpha}{0,58\gamma_\tau R_y} = \frac{0,95 \cdot 2 \cdot 1364000 \cdot 0,7}{0,58 \cdot 3975} = 786,9 \text{ см}^2, \quad (4.1)$$

где $K \approx 0,9 \div 0,95$;

N – продольное усилие в раскосе связи при учете сейсмического воздействия; N = 1364 тс = 1364000 кгс;

α – угол наклона раскоса связи (относительно горизонтали); cos α = 45˚ = 0,7;

$\gamma_\tau R_y$ – расчетная величина предела текучести стали стенки; $\gamma_\tau R_y$ = 1,3·3058 = 3975 кг/см^2.

Принимаем толщину стенки t_w = 60 мм, ширину стенки a_w = 1400 мм, высоту стенки h_w = 1400 мм.

Размеры стенки энергопоглотителя следует принимать максимально возможной величины из условия устойчивости при работе на сдвиг в пластической стадии. При этом должно выполняться неравенство:

$$\frac{a_{\min}}{t_w} \le 30,$$

где $a_{\min}$ – меньший размер стенки; $a_{\min}$ = 1400 мм;

t_w – толщина стенки; t_w =60 мм.

Принимаем размер стенки энергопоглотителя 60х1400 мм С255, A_w = 840 > 786,9 см^2.

Требуемую площадь сечения обрамляющих стенку энергопоглотителя пластин, A_f, следует назначать из условия (при $a_w \geq h_w$):

$$A_f = \frac{N \cos\alpha}{0,9 R_y} = \frac{1364000 \cdot 0,7}{0,9 \cdot 3058} = 346,9 \text{ см}^2, \quad (4.3)$$

где N – продольное усилие в раскосе связи; N = 1364 тс = 1364000 кгс;

R_y – расчетное сопротивление стали сжатию/растяжению С255; R_y = 3058 кг/см^2.

Принимаем лист – 900 х 50, $\frac{b_{et}}{2} = 450$ мм;

Свес: $\frac{b_{et}}{t} = \frac{450}{50} = 9 \leq 0,5 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 13,1$.

Принимаем размер обрамляющих ребер энергопоглотителя 50 х 900 мм С345, A_f = 450 > 346,9 см^2

Площадь поперечного сечения фасонки связей, A, назначается по формуле:

$$A = \frac{N}{0,9 R_y} = \frac{1364000}{0,9 \cdot 3058} = 495,6 \text{ см}^2, \quad (4.4)$$

Ее ширина принимается равной ширине обрамляющих листов энергопоглотителя.

Энергопоглотители следует проверять на малоцикловую прочность, которая определяется из условия поглощения ими 50 % расчетной энергии от горизонтальной сейсмической нагрузки, полученной связью, в которой установлен энергопоглотитель за один полуцикл.

Для каркасов поглощаемая за один полуцикл энергия сейсмических воздействий должна быть не менее:

$$W_{эп} = 0,25 \cdot Q_i Y_i = 0,25 \cdot 517,5 \cdot 74,9 = 9690,2 \text{ тс·мм} = 950608620 \text{ Н·мм},$$

где Q_i – поперечная сейсмическая нагрузка в уровне *i*-го этажа; Q_i = 517,5 тс;

Y_i – перемещение в пределах *i*-го этажа от этой нагрузки; Y_i = 74,9 мм $\leq \frac{1}{150} H_{эт} = 100$ мм.

Эту энергию должны поглотить все энергопоглотители, установленные в пределах этого этажа.

Уровень пластических деформаций стенок траверс определяется по формуле:

$$y = \frac{W_{эт} \cdot G}{K \cdot N \cos\alpha \cdot h_w \cdot 0,58 \cdot \gamma_\tau \cdot R_y} =$$

$$= \frac{950608620 \cdot 0,79 \cdot 10^5}{0,95 \cdot 13380840 \cdot 0,7 \cdot 1400 \cdot 0,58 \cdot 1,3 \cdot 300} = 26,5 \leq [e],$$

G – модуль сдвига стали; G = $0,79 \cdot 10^5$ Н/мм^2;

R_y – расчетное сопротивление стали стенки траверсы; R_y = 300 Н/мм^2;

h_w - высота стенки; h_w = 500 мм;

N – продольное усилие в раскосе связи при учете сейсмического воздействия; N = 1364 тс = 13380840 Н;

α – угол наклона раскоса связи (относительно горизонтали); cos α = 45˚ = 0,7;

Предельно допустимый уровень пластических деформаций для $N = \frac{60}{T} = \frac{60}{1,63} = 36,8$ с коэффициентом запаса 1,3 получим [e] = 28,3.

Период колебаний 1-го тона каркаса T_1 = 1,63 с.

Так как e = 26,5 меньше [e] = 28,3, то малоцикловая прочность энергопоглотителя **обеспечена.**

4.3.Расчет болтового соединения в узле крепления энергопоглотителей к строительным конструкциям.

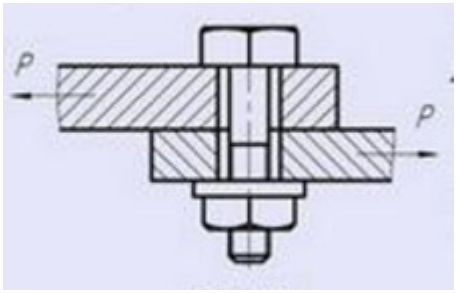


Рисунок 4.7 – Болтовое соединение

Данные:

F – продольное усилие в раскосе связи при учете сейсмического воздействия; *F* = 1364 тс = 13380840 Н;

Количество болтов в узле принимаем 240 шт.;

Тогда усилие на 1 болт будет $\frac{13380840}{240}=55753,3$ Н;

Нагрузка F = 55753,3 Н;

Коэффициент трения в области сдвига f_c=0,2;

Коэффициент запаса затяжки К=2;

Материал (болта, винта, шпильки и др) – Ст40Х;

Предел текучести материала болта $\sigma_T=900$ Мпа;

Число плоскостей среза i = 1 шт.;

Значение коэффициента запаса прочности [s] = 2,5.

Решение:

Сила затяжки болта $F=\frac{KF}{if_c}=557535$ Н.

Рассчитаем допускаемое напряжение: $\sigma_p=\frac{\sigma_T}{[s]}=450$ МПа.

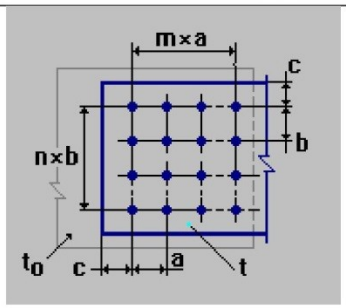
Определим внутренний диаметр болта: $d_1\geq\sqrt{\frac{4\cdot1,3\cdot F_{зат}}{\pi\left[\sigma_p\right]}}=45,29$ мм.

Принимаем болт М48 ГОСТ 24765-81 из стали Ст40Х.

Расчет выполнен по СП 16.13330.2011

Общие характеристики	
Сталь: С345 категория 3	
Коэффициент надежности по ответственности	1.15
Коэффициент условий работы	1

Диаметр болтов 48 мм
Сталь: 40Х "селект"

Тип	**Параметры**
	m = 80 n = 3 a = 140 мм b = 140 мм c = 80 мм t = 60 мм t_0 = 60 мм

Усилия
N = 1364 Т

Проверено по СНиП	**Проверка**	**Коэффициент использования**
п.14.3.3	предельная сила трения	0.443

Коэффициент использования 0,443 - предельная сила трения

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

По результатам, полученным в магистерской диссертации можно сделать следующие выводы:

1. По результатам выполненных численных исследований объекта необходимо отметить, что преобладающей формой колебаний конструкции является 1-я форма.
2. Относительные горизонтальные сейсмические перемещения перекрытий этажей в высотных зданиях с использованием конструктивных энергопоглощающих элементов существенно ниже, чем в зданиях без них. Соответственно, повреждения при сильных землетрясениях в высотных зданиях с сейсмозащитой значительно ниже, чем аналогичных не обадающих сейсмозащитной конструкцией зданий.
3. При 2-х кратном превышении сейсмических нагрузок здания с энергопоглотителями выбранного типа с рассчитанными (подобранными) параметрами горизонтальные перемещения могут быть выше, чем в здании без энергопоглотителей. Это можно объяснить тем, что материал каркаса здания и/или энергопоглатителя начинают работать за пределом упругости материала.
4. Гистерезисная зависимость «усилие-деформация» подтверждает пластическую работу энергопоглащающего элемента при 2-х кратном превышении сейсмической нагрузки, обеспечивающего поглощение сейсмической энергии. Таким образом, нелинейность расчета почти полностью сосредоточена в сейсмоизолирующем слое, а деформации вышележащих этажей могут почти полностью ограничиваться линейной областью или остаются слабо нелинейными. Важно отметить, что этот факт позволяет говорить об упрощении расчета с точки зрения прикладной механики и повышает достоверность выполненных расчетов.
5. Установлено, что горизонтальные сейсмические перемещения здания относительно основания могут быть ниже/выше, чем у зданий неизолированных, в зависимости от спектрального состава землетрясения и это рекомендуется учитывать на стадии проектирования объекта.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Автоматизированное рабочее место (АРМ) сейсмолога // URL: http://www.ceme.gsras.ru/ceme/wsg_arm.htm

2. Айзенберг Я.М. Исследование адаптивных систем сейсмозащиты и методов сейсмоизоляции // Сейсмостойкое строительство: Реф. Информ. / ЦИНИС, Сер.14. 1980, Вып.1, - С.32-34.

3. Алешин А.С. Сейсмическое микрорайонирование особо ответственных объектов. / М.: Светоч Плюс, 2010. 304 с.

4. Аманкулов Тойчубек. Расчет сооружений как пространственных систем с учетом неупругой работы материала конструкции при сейсмических воздействиях. // Автореф. дисс. на соиск. уч. степени канд. техн. наук. / М, 1990, - 22 С.

5. Асланян С.Л. Разработка и исследование конструкций сейсмостойких зданий с упругофрикционными связями. / Тбилиси, 1990, 123 С.

6. Белаш Т.А., Альберт И.У. Использование энергопоглотителей сухого трения в системах сейсмогашения зданий и сооружений. [Электронное издание] ВНИИНТПИ. Сейсмостойкое строительство. Вып.5. 1995, С. 35-41.

7. Бородин JI.A. A.C.N562630, Каркас сейсмостойкого здания. В. И. № 23, 1977.

8. Бородин Л.А. A.C.N511420, Каркас сейсмостойкого здания. Б.И. № 15, 1976.

9. Бородин Л.А. Оценка энергии, сообщаемой упругопластическим системам при сейсмическом воздействии // С-во и арх-ра. Сер. 14. Строительство в особых условиях. Сейсмостойкое строительство. [Электронное издание], 1979, Вып.10, С.20-25.

10. Бородин Л.А. Учет энергии неупругих деформаций в расчете конструкций на действие сейсмических сил. // Строительное проектирование промышленных предприятий. 1969, №4.

11. Бородин Л.А., Вороненко Б.И. Несущая способность стоек металлических каркасов зданий и конструктивные мероприятия, повышающие сохранность зданий при землетрясении. // Тезисы докладов всесоюзного совещания. С.91-95.

12. Бородин Л.А., Остриков Г.М., Новиков В.Л. Связи каркасов сейсмостойких зданий с элементами, работающими в пластической стадии. // Промышленное строительство, 1980, №11, С.20-21.

13. Гаскин В.В., Снитко А.Н., Соболев В.В. Динамика и сейсмостойкость зданий и сооружений. // Иркутск: Изд-во Иркут. универ- та, 1992. / Ч.1: Многоэтажные здания. -216 С.

14. Гусев А.А., Гусева Е.М., Павлов В.М. Моделирование движения грунта при Петропавловском землетрясении 24.11.1971 (M = 7.6) // Физика Земли, 2009, № 5. С. 29-38.

15. Дуэинкевич М.С. Несущая способность узлов стальных каркасов за пределом упругости при сейсмическом воздействии. - Дисс. на соиск. уч. степени канд. техн. наук. / М., 1977. -133 С.

16. Ершов И.А. Использование инструментальных данных о слабых землетрясениях для микрорайонирования // Сейсмическое микрорайонирование. / М.: Наука, 1977. С. 144-151.

17. Жунусов Т.Ж. Основы сейсмостойкости сооружений. / Алма-Ата: Рауан, 1990. -270 С.

18. Жунусов Т.Ж. Сейсмостойкость сооружений. / М.: Наука, 1989,-192 С.

19. Жунусов Т.Ж., Черепинский Ю.Д., Горовиц И.Г. Активная сейсмозащита зданий и сооружений: Аналитический обзор. // КазНИИНТИ, Алма-Ата, 1985, -34 С.

20. Завриев Н.О., Назаров А.Г., Айзенберг Я.М., Дзрбинян С.С., Карцивадзе Г.Н., Рассказовский В.Т., Хачиян Э.Е., Шагинян О.А. Основы теории сейсмостойкости зданий и сооружений. Т.2. // М. Издательство литературы по строительству. 1970,- 222 С.

21. Исследование сейсмостойкости рамно-связевых каркасов с демпфирующими узлами (Канада). // С-во и арх-ра. Сер. Строительные конструкции и материалы, [Электронное издание] 1988. Вып.8, С. 32-34.

22. Кабанцев О.Б. Макросейсмический эффект землетрясения 4 октября 1994 г. на островах Итуруп, Кунашир, Шикотан. [Электронное издание] ВНИИИТ- Сейсмостойкое строительство. 1995. Вып.4, С.39-47.

23. Казина Г.А., Килимник Л.Ш. Современные методы сейсмозащиты зданий и сооружений. / М.: ВНИИИС, 1987, -66 С.

24. Камолов С.Д. Работа стальных предварительно напряженных балок при нагрузках типа сейсмических. // Автореф. дисс. на соиск. уч. степени канд. техн. наук. / М., 1990, -22 С.

25. Клаф Р., Пензиен Дж. Динамика сооружений /Пер. с англ. М.: Стройиздат, 1979. -320 С.

26. Клячко М.А. Анализ последствий разрушительных землетрясений в г. Кобэ, Япония, 17 января 1995 г. [Электронное издание] Сейсмостойкое строительство. 1995. Вып.5, С.42-57.

27. Корчинский И.Л. Оценка несущей способности конструкций при сейсмическом воздействии с энергетических позиций. Бетон и железобетон. N2, 1967.

28. Круглов В.П. А.С.№1513109. Каркас сейсмостойкого многоэтажного здания. // Откр. и изобр. Н37, 1989.

29. Кузнецова И.О. Опыт применения специальных систем сейсмоизоляции в транспортном строительстве. [Электронное издание] Сейсмостойкое строительство. 1995. Вып. 4, С.58-66.

30. Кузьменко О.М., Турецкий А.И. А.С.№1513109. Металлический связевой каркас сейсмостойкого многоэтажного здания. // Откр. и изобр. N29, 1987.

31. Курганов А.М. Нормирование интенсивности землетрясений. [Электронное издание] ВНИИНТПИ. Сейсмостойкое строительство. 1997. Вып.2, С.19-24.

32. Мальцев Г.В., Бенин В.А. А.С.№950882. Металлический связевой каркас сейсмостойкого многоэтажного здания. Б. И. №30, 1962.

33. Марьямис А.Я. Динамика стальных вертикальных цилиндрических резервуаров при сейсмических воздействиях. // Автореф. дисс. на соиск. уч. степени канд. техн. наук./ М., 1992, -30 С.

34. МДС 22-1.2004 Методические рекомендации по сейсмическому микрорайонированию участков строительства транспортных сооружений // МИИТ. / М.: ФГУП ЦПП, 2004. 24 с.

35. Медведева Е.С. Анализ последствий Мексиканского землетрясения и методов проектирования сейсмостойких конструкций. [Электронное издание] Строительство в особых условиях. Сейсмостойкое строительство. Зарубежный опыт.Вып.4.1987, С.9-15.

36. Москвитин В.В. Импульсивные движения упругопластических систем с ограниченным числом степеней свободы. Вестник МГУ. №5, 1958.

37. Москвитин В.В. Пластичность при переменных напряжениях. / М.: Изд-во Московского университета, 1965. -253 С.

38. Мухамеджанов П.Д. Сейсмостойкость зданий о неупругими выключающимися связями. // Автореф. дисс. на соиск. уч. степени канд. техн. наук./ М.,1988,-18 С.

39. Немчинов Ю.И., Марьенков Н.Г., Артеменко Е.А., Толобатов Ю.А. Опыт гашения колебаний конструкций зданий и их элементов. // Строительная механика и расчет сооружений. 1984. №1. -118 с.

40. Ньюмарк Н., Розенблюеэт Э. Основы сейсмостойкого строительства / Пер. с англ. / М.: Стройиздат, 1980,-344 С.

41. Окамото Ш. Сейсмостойкость инженерных сооружений / Пер. с англ. / М.: Стройивдат, 1980. -342 С.

42. Особенности проектирования стальных рамных каркасов для сейсмостойких зданий (США). // Реф. Информ. Серия 14. Сейсмостойкое строительство. 1980. Вып.2. С.9-12.

43. Остриков Г.В., Максимов Ю.С. Экспериментальные исследования влияния конструктивной формы стенок на энергоемкость стальных двутавровых ригелей сейсмостойких рамных каркасов. // Реф. сб. Строительство и арх-ра. Сер.14. Сейсмостойкое строительство. 1980. Вып.2, С. 18-21.

44. Остриков Г.М. А.С.№661094. Металлический связевой каркас сейсмостойкого здания. Б. И. №17, 1979.

45. Остриков Г.М. А.С.№802482. Каркас сейсмостойкого многоэтажного здания. Б. И. №5, 1981.

46. Остриков Г.М. А.С.№838083. Каркас сейсмостойкого здания. Б. И. №22, 1981.

47. Остриков Г.М. Прочность и долговечность стальных энергопоглотителей сейсмостойких каркасов при знакопеременном циклическом нагружении. // Известия вузов. Строительство и архитектура. 1985. №1, С. 14-18.

48. Остриков Г.М., Максимов Ю.С. Рамный каркас сейсмостойкого производственного здания из легких металлических конструкций типа "Алма-Ата". [Электронное издание] Строительство в особых условиях. Сейсмостойкое строительство. 1987. Вып.7, С.3-7.

49. Остриков Г.М., Максимов Ю.С. Стальные сейсмостойкие каркасы многоэтажных зданий. // Алма-Ата: Казахстан, 1985. -120 С.

50. Остриков Г.М., Максимов Ю.С. Экспериментальные исследования влияния гибкости стенок стальных двутавровых ригелей на их усталостную прочность и энергоемкость. // Реф. об. Строительство и арх-ра. Сер.14. Сейсмостойкое строительство. 1980. Вып.1, С. 15-19.

51. Остриков Г.М., Новиков В.Л. Экспериментальное исследование на модели динамических характеристик стального каркаса здания, оснащенного энергопоглотителями. // Реф. сб. Стр-во и арх-ра. Сер.14. Сейсмостойкое строительство.1979. Вып.10, С.14-18.

52. Остриков Г.М., Опланчук А.А. А.С.№973770. Металлический каркас сейсмостойкого многоэтажного здания. Б.И. №42, 1982.

53. Остриков Г.М., Опланчук А.А. Резервы повышения сейсмостойкости стальных рамных каркасов. // Реф. об. Строительство и арх-ра. Сер.14. Сейсмостойкое строительство. 1982. Вып.1, С.14-18.

54. Остриков Г.М.,Опланчук А.А. А.С.№958640. Каркас здания, сооружения. Б.И. №34, 1982.

55. Оценка влияния грунтовых условий на сейсмическую опасность. Методическое руководство по сейсмическому микрорайонированию [отв. ред. О.В. Павлов] / В.И. Джурик, В.В. Севастьянов, В.А. Потапов и др. / М.: 138 Наука, 1988. 224 с.

56. Павленко О.В. Изучение характеристик излучения и распространения сейсмических волн на Северном Кавказе посредством моделирования акселерограмм зарегистрированных землетрясений // Физика Земли, 2009a, № 10, С. 38-48.

57. Павленко О.В. Сейсмические волны в грунтовых слоях: нелинейное поведение грунта при сильных землетрясениях последних лет. / М.: Научный мир, 2009b. 260 с.

58. Палеосейсмология [Коллектив авторов под ред. Д.П. Мак-Калпина: в 2-х томах. Том 2. Пер. с англ. И.А. Басов, И.Ю. Лободенко, А.Л. Стром] / М.: Научный мир, 2011. 400 с.

59. Поляков В.С. и др. Современные методы сейсмозащиты зданий. / М.:Стройиздат,1989.-320 С.

60. Поляков С..В. Последствия сильных землетрясений. / М.: Стройиздат, 1978. -311 С.
61. Проектирование стальных каркасов с эксцентричными связями (США). // Реф. сб. Строительство и арх-ра. Сер.14. Сейсмостойкое строительство. 1982. Вып.2, С. 8-11.
62. Пуховокий А.Б. Предварительно напряженные металлические конструкции для сейсмических районов. // Дисс. на соиск. уч. степени докт. техн. наук./ М., 1987. -524 С.
63. Пуховский А.В. Предварительно напряженные металлические конструкции для сейсмических районов. / М.,1996.-244 С.
64. Рамные каркасы сейсмостойких зданий с эксцентричными связями (США) // Реф. сб. Строительство и арх-ра. Сер. 14. Сейсмостойкое строительство. 1980. Вып.3, 0.13-15.
65. Рекомендации по проектированию гасителей колебаний для защиты зданий и сооружений, подверженных горизонтальным динамическим воздействиям от технологического оборудования и ветра / М.:Стройиздат, 1987. -67 С.
66. РСМ-85 Рекомендации по сейсмическому микрорайонированию при инженерных изысканиях для строительства / М.: Госстрой СССР, 1985. 73 с.
67. РСН 60-86 Инженерные изыскания для строительства. Сейсмическое микрорайонирование. Нормы производства работ. / М.: Госстрой СССР, 1986. 32 с.
68. РСН 65-87 Инженерные изыскания для строительства. Сейсмическое микрорайонирование. Технические требования к производству работ. // Госстрой РСФСР / М.: 1987. 30 с.
69. Сейсмическое районирование территории Российской Федерации - ОСР-97. Карта на 4-х листах (Гл. ред. Страхов В. Н., Уломов В. И.) // ОИФЗ РАН. / М.: НПП Текарт, 2000.
70. Сейсмостойкие здания и развитие теории сейсмостойкости / М.: Стройиздат, 1984. -255 С.
71. Сейсмостойкие сооружения и развитие теории сейсмостойкости // По материалам V Международной конференции по сейсмостойкому строительству. / М.:Стройиздат, 1978. -272 С.
72. Сеть сейсмических станций ГС РАН и филиалов // URL: http://www.ceme. gsras.ru/ceme/net.htm
73. Складнев Н.И. Высотные здания с жестким стволом и подвешенными на предварительно напряженных вантах этажами. // Автореф. дисс. на соиск. уч. степени канд. техн. наук / М., 1994 -18 С.
74. СП 14.13330 (СНиП II-7-81*) Строительные нормы и правила. Ч. II. Гл. 7. Строительство в сейсмических районах. / М.: ФАУ ФЦС, 2014. 133 с.
75. СП 151.13330.2012 Инженерные изыскания для размещения, проектирования и строительства АЭС. Часть I. / М.: Госстрой России, 2013. 186 с.

76. Специализированный каталог землетрясений Северной Евразии с древнейших времен до 1993 г. (под ред. Н.В.Кондорской и В.И.Уломова).

77. Сысоев В.И. Вынужденные колебания систем о одной степенью свободы, снабженных ударными гасителями колебаний. Исследования по динамике сооружений. / М.: ЦНИИСК, 1971. Вып. 17. -С. 158-208.

78. Такмаков А.Ф. Повышение сейсмостойкости стальных каркасов одноэтажных промзданий предварительным напряжением стенового ограждения. // Дисс. на соиск. уч. степени канд. техн. наук. / М. ,1986.-268 С.

79. Такмаков А.Ф., Захаров Э.Г. Использование энергопоглотителей торсионного типа в качестве средства активной сейсмозащиты. [Электронное издание] Сейсмостойкое строительство. 1997. Вып. 2, С.31-36.

80. Тураев Ш.С. Сейсмостойкость легких металлических рамных конструкций с элементами переменного сечения и энергопоглощающими устройствами // Автореф. дисс. на соиск. уч. степени канд. техн. наук / Ташкент, 1993, -21 С.

81. Узлов С.Т. Исследование работы упругопластических систем при сейсмических воздействиях // Дисс. на соиск. уч. степени канд. техн. наук / М.,1970,-195 С.

82. Уломов В.И. К вопросу о стандартизации норм и правил сейсмического районирования для сейсмостойкого строительства в Российской Федерации // Инженерные изыскания, 2015, № 10-11. С. 6-11.

83. Уломов В.И. О программно-математическом обеспечении построения карт вероятностного сейсмического районирования по методологии ОСР-97 // Геофизические исследования, 2007, вып. 7. С. 29-52.

84. Уломов В.И. О технологии актуализации карт общего сейсмического районирования территории Российской Федерации // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений, 2008, № 5. С. 14-20.

85. Уломов В.И., Перетокин С.А., Медведева Н.С., Акатова К.Н., Данилова Т.И. Сейсмологические аспекты общего сейсмического районирования территории Российской Федерации (карты ОСР-97, ОСР-2012, ОСР-2014) // Вопросы инженерной сейсмологии, 2014, Т. 41, № 4. С. 5-24.

86. Фридман Я.Б. Деформация и разрушение металлов при статических и ударных нагрузках / М.: Гос. изд-во оборонной промышленности. 1946. -228 С.

87. Фридман Я.Б. Механические свойства металлов. Часть первая. Деформация и разрушение / М.:Машиностроение.1974.-427 С.

88. Хисамов Р.В., Хиснуллов Р.Т., Ефимов О.И., Шумилин А.Б., Голин А.А. А.С. №1087643. Откр. и изобр. №19.1984.

89. Чзяухвадзе Г.Ш., Марджанишвили Л.М. Проект экспериментального 16-этажного каркасно-панельного жилого здания с фрикционными стенами-диафрагмами. [Электронное издание] Сейсмостойкое строительство. 1984. Вып. 5, С. 2-4.

90. Шашнян С.Г., Марджанишвили М.А., Асланян С.Л., Мелкунян М.Г. Сейсмостойкое здание. А.0.№1423706. Откр. и изобр. №34. 1989.

91. Шкала сейсмической интенсивности MSK-64 // URL: http://web.archive.org/web/20120118025236/http://ocean.phys.msu.ru/courses/geo/lectures-addons/13/MSK-64.pdf

92. Штейнберг В.В., Сакс М.В., Аптикаев Ф.Ф. и др. Методы оценки сейсмических воздействий (пособие) // Задание сейсмических воздействий. Вопросы инженерной сейсмологии, 1993, Вып. 34. С. 5-93.

93. Эдишерашвили Н.А. Исследования стальных рамных и рамно-связевых каркасов многоэтажных зданий для сейсмических районов. // Дисс. на соиск. уч. степени канд. техн. наук / Тбилиси, 1973, -190 С.

94. Яременко В.Г. Современные системы сейсмозащиты зданий и сооружений / Киев: Общество 1 'Знание " УССР.1990.-18 С.

95. Baumont D., Bernard P., Berge-Thierry C. New approach in the kinematic k-2 source model for generating physical slip velocity functions // Geophys. J. Int., 2007, V. 171. P. 739–754.

96. Bazurro P., Cornell C.A. Disaggregation of seismic hazard // Bull. Seism. Soc. Am., 1999, V. 89, No 2. P. 501-520.

97. Bender B., Perkins D.M. SEISRISK III: a computer program for seismic hazard estimation // U.S. Geological Survey Bulletin, 1987. 48 p.

98. Boore D.M. Simulation of ground motion using the stochastic method // Pure appl. geophys, 2003, V. 160. P. 653-676.

99. Boore D.M. Stochastic simulation of high-frequency ground motions based on seismological models of the radiated spectra // Bull. Seism. Soc. Am., 1983, V. 73, No 6. P. 1865-1894.

100. Bouchon M., Aki K. Discrete wave-number representation of seismic-source wave fields // Bull. Seism. Soc. Am., 1977, V. 67, No 2. P. 259-277.

101. Bouchon M., Coutant O. Calculation of Synthetic Seismograms in a Laterally Varying Medium by the Boundary Element-Discrete Wavenumber Method // Bull. Seism. Soc. Am., 1994, V. 84, No 6. P. 1869-1881.

102. Cornell C.A. Engineering risk in seismic analysis // Bull. Siesm. Soc. Am. 1968, V. 54. P. 1583-1606.

103. Dussom K.B., Hadi-Hamou T., Bakeer R. QUAKE: an expert system for the selection of design earthquake accelerogram // Computers and structures, 1991, V. 40, No 1. P. 161-167.

104. Global Seismographic Network (GSN) // URL: http://www.iris.edu/hq/programs/gsn.

105. Hartzell S.H. Earthquake aftershocks as Green's functions // Geophysical Research Letters, 1978, V. 5, No. 1. P. 1-4.

106. Haskell N.A. Total energy and energy spectral density of elastic wave radiation from propagating faults // Bull. Seism. Soc. Am., 1964, V. 54, No. 6. P. 1811-1841.

107. Hutchings L., Wu F. Empirical Green's Functions From Small Earthquakes: A Waveform Study of Locally Recorded Aftershocks of the 1971 San Femando Earthquake // Journal of Geophysical Research, 1990, V. 95, No. B2. P. 1187-1214.

108. Irikura K. Semi-Empirical Estimation of Strong Ground Motions During Large Earthquakes // Bull. Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ., 1983, V. 33, Part 2, No 298. P. 63-104.

109. Irikura K., Kamae K. Estimation of strong ground motion in boardfrequency band based on a seismic source scaling model and empirical Green's function technique // Annali di Geofisica, 1994, V. 37, No. 6. P. 1721-1743.

110. Kamae K., Irikura K., Pitarka A. A technique for simulating strong ground motion using hybrid Green's function // Bull. Seism. Soc. Am., 1998, V. 88, No. 2. P. 357-367.

111. Kramer S.L. Geotechnical Earthquake Engineering // Prentice Hall, Upper Saddle River, N.J. 1996. 653 p.

112. McGuire R.K. Probabilistic Seismic Hazard Analysis and Design Earthquakes: Closing the Loop // Bull. Seism. Soc. Am., 1995, V. 85, No 5. P. 1275-1284.

113. Miyake H., Iwata T., Irikura K. Source Characterization for Broadband Ground-Motion Simulation: Kinematic Heterogeneous Source Model and Strong Motion Generation Area // // Bull. Seism. Soc. Am., 2003, V. 93, No. 6. P. 2531-2545.

114. Pavlenko O.V. Nonlinear Seismic Effects in Soils: Numerical Simulation and Study // Bull. Seism. Soc. Am., 2001, V. 91, No. 2. P. 381-396.

115. R.I. Skinner, W.H. Robinson, G.H. McVerry. An Introduction of Seismic Isolation // JOHN WIILEY & SONS. 1994. p. 354.

116. Ruiz J. A., Baumont D., Bernard P., Berge-Thierry C. Combining a Kinematic Fractal Source Model with Hybrid Green's Functions to Model Broadband Strong Ground Motion // Bull. Seism. Soc. Am., 2013, V. 103, No. 6. P. 3115-3130.

117. Sabetta, F. and Pugliese, A. Estimation of Response Spectra and Simulation of Nonstationary Earthquake Ground Motions // Bull. Seismol. Soc. Am., 1996, V. 86. P. 337–352.

118. Shinozuka M., Deodatis G. Stochastic process models for earthquake ground motion // Journal of Probabilistic Engineering Mechanics, 1988, V. 3, No 3. P. 187-221.

119. Winney M., Mantaque S., DumbJeton B. Mexicoquakes share seismic design theory // NCE: Ntw Civil Engineering 1986.- N658; 659 - p.4-5; 17-21