МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ РЕСПУБЛИКИ АРМЕНИЯ НАЦИОНАЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ АРХИТЕКТУРЫ И СТРОИТЕЛЬСТВА АРМЕНИИ

ВАРДАНЯН ХАЧАТУР ГРИГОРЬЕВИЧ

ИССЛЕДОВАНИЕ ПОВЕДЕНИЯ СЛОИСТО РЕЗИНОМЕТАЛЛИЧЕСКИХ ОПОР СЕЙСМОИЗОЛЯЦИИ ПРИ СЕЙСМИЧЕСКИХ ВОЗДЕЙСТВИЯХ

ДИССЕРТАЦИЯ

по специальности 05.23.01 – «Строительные конструкции, здания, сооружения, строительные материалы и строительная механика» на соискание ученой степени кандидата технических наук

Научный руководитель д.т.н. Дадаян Т.Л.

EPEBAH 2017

СОДЕРЖАНИЕ

ВВЕДЕНИЕ	4		
ГЛАВА 1. ОПЫТ ПРИМЕНЕНИЯ СЛОИСТО РЕЗИНОМЕТАЛЛИЧЕСКИХ О	ПОР		
	0		
1.1 Опыт применения СРМОС в различных странах мира	9		
1.2 Применение СРМОС в многоэтажном строительстве РА	17		
ГЛАВА 2. АНАЛИЗ СУЩЕСТВУЮЩИХ ИССЛЕДОВАНИЙ РАБОТЫ СРМС	ЭС И		
ОЦЕНКА ИХ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ ПРИ			
ДЕЙСТВИИ ВНЕШНИХ НАГРУЗОК			
2.1 Анализ существующих исследований работы СРМОС под действием внеши	них		
нагрузок	22		
2.2. Оценка влияния горизонтальных деформаций СРМОС на их несущую			
способность для системы сейсмоизоляции применяемой в РА	31		
2.3. Оценка влияния вертикальной нагрузки на деформативность СРМОС			
на основе анализа их нелинейного моделирования	45		
ГЛАВА 3. АНАЛИЗ ИЗМЕНЕНИЯ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО)		
СОСТОЯНИЯ НЕСУЩИХ ЭЛЕМЕНТОВ РАМНО-СВЯЗЕВЫХ			
ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ МНОГОЭТАЖНЫХ ЗДАНИЙ С ПРИМЕНЕНИЕМ СРМ	мос		
3.1 Методика расчета зданий и сооружений с применением СРМОС	49		
3.2.Анализ напряженно-деформированного состояния несущих элементов			
многоэтажных железобетонных рамно-связевых зданий с системой			
сейсмоизоляции и без нее	56		
3.3. Изменение расхода материалов несущих конструкций железобетонных рамно-			
связевых зданий с применением СРМОС	72		

ГЛАВА 4. УЧЕТ ПЕРЕРАСПРЕДЕЛЕНИЯ УСИЛИЙ В СРМОС ПРИ СЕЙСМИЧЕСКИХ ВОЗДЕЙСТВИЯХ

4.1. Исследование напряженно-деформированного состояния СРМОС с учетом	ИХ
линейной работы при расчете по акселерограммам землетрясений	79
4.2. Исследование напряженно-деформированного состояния СРМОС с учетом	ИХ
нелинейной работы с применением акселерограмм землетрясений	90
4.3. Оценка изменения усилий с учетом их перераспределения в СРМОС при	
сейсмических воздействиях	95
ВЫВОДЫ	104
СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ	106
ПРИЛОЖЕНИЕ 1	115
ПРИЛОЖЕНИЕ 2	144

ВВЕДЕНИЕ

<u>Актуальность исследования.</u> Землетрясения - одно из наиболее частых природных явлений, представляющих опасность для людей. Ежегодно на земном шаре происходит свыше 300 тысяч землетрясений разной интенсивности, большинство из которых проявляются в густозаселенных районах.

Современное состояние науки и техники не позволяет пока решить задачу предотвращения разрушительных землетрясений. Более того, прогноз даже собой землетрясений, широком смысле слова. представляет В ЭТОГО трудноразрешимую задачу. Поэтому основным направлением ПО борьбе с возможными человеческими жертвами и с предотвращением повреждений или разрушений зданий является их качественное проектирование и строительство. Для качественного проектирования необходимо как уточнение существующих методов расчета зданий, так и выявление различных параметров, влияющих на напряженнодеформированное состояние их несущих элементов.

Вся территория Армении находится в сейсмоактивном регионе. Во многих случаях к этому можно добавить неблагоприятные условия строительной площадки: плохие грунты, близость тектонических разломов, сложный рельеф и т.д. Основной конструктивной системой для многоэтажного строительства в РА, после создания в 1994 году новых строительных норм по сейсмостойкому строительству, является монолитный железобетонный рамно-связевой каркас, где в качестве связей в системе выступают железобетонные диафрагмы жесткости, установленные непрерывно по всей высоте здания.

Наряду с традиционным многоэтажным строительством в Армении применяются также различные системы, уменьшающие сейсмическое воздействие на здания и сооружения. Одной из таких систем является сейсмоизоляция. Использование сейсмоизоляции в зданиях началось во второй половине XX века, при этом первоначально такие опоры нашли широкое применение при конструировании сейсмостойких опор мостов, а затем с некоторым изменением начали применяться и для сейсмоизоляции зданий. В мире существуют различные типы сейсмоизоляции как

по характеру работы, так и по материалу. За последние 25 лет на территории РА было построено значительное количество зданий (порядка пятидесяти) с сейсмоизоляцией, при этом в качестве сейсмоизоляции использовались группы установленных слоисто резинометаллических опор сейсмоизоляции (СРМОС).

Сейсмоизоляция зланий имеет ряд преимуществ перед традиционно применяемыми методами проектирования зданий с равнопрочными конструкциями. Среди них можно выделить снижение сейсмических нагрузок на конструкции Для верхнего строения здания (суперструктуры). зданий, подвергающихся реконструкции (усилению) с применением сейсмоизоляции в цокольной части, можно сохранить его оригинальный облик, не нарушая архитектурных особенностей. Надежность сейсмоизолированных зданий гораздо выше при воздействии интенсивного землетрясения, по сравнению со зданиями без СРМОС. Это связано с тем, что сейсмоизолированное здание допускает значительные перемещения в сейсмоизоляторах (поглощая значительную часть энергию на их уровне) без разрушения конструкций при сейсмическом воздействии, а в здании с традиционным усилением невозможно избежать развития трещин, повреждений, а иногда и разрушений несущих конструкций.

Для инженера-проектировщика очень важно иметь общее представление о деформативности элементов системы сейсмоизоляции, что позволит на стадии проектирования в одних случаях избежать излишних запасов и сократить расход материалов, в других - более осторожно подходить к проектированию многоэтажных зданий с системой сейсмоизоляции.

Исследование поведения СРМОС при действии различных нагрузок, оценка их напряженно-деформированного состояния, а также уточнение влияния различных параметров и факторов на их работу является одним из основных направлений по уточнению методики расчета зданий с сейсмоизоляцией.

Большой вклад в развитие исследований и разработку инженерных методов расчета на сейсмические воздействия внесли Айзенберг Я.М., Амбарцумян В.А., Био М.А., Гольденблат И.И., Дарбинян С.С., Завриев К.С., Карапетян Б.К.,

Корчинский И.Л., Медведев С.В., Мелкумян М.Г., Мононобе Н., Назаров А.Г., Николаенко А.А., Поляков С.В., Ржевский В.А., Хаунзер В.Г., Хачиян Э.Е. и др. При этом необходимо отметить особый вклад Мелкумяна М.Г. во внедрение системы сейсмоизоляции в гражданское строительство РА.

Важное значение в оценке поведения здания при сейсмическом воздействии имеет правильное моделирование работы сейсмоизоляторов. Поскольку сейсмоизоляторы, применяемые в РА, не работают на растяжение, возникает необходимость исследования их поведения при действии различных нагрузок. Для оценки напряженно-деформированного состояния сейсмоизоляторов необходимо их трехмерное моделирование с применением нелинейных жесткостных характеристик.

Тема диссертационной работы посвящена поведению и выявлению не учитываемых ранее параметров, влияющих на напряженно-деформированное состояние сейсмоизоляторов, применяемых в РА для многоэтажных зданий, при сейсмических воздействиях.

<u>Цель и задачи исследования.</u> Целью работы является исследование поведения слоисто резинометаллических опор сейсмоизоляции при сейсмических воздействиях. Для достижения намеченной цели были поставлены и решены следующие задачи:

• исследование напряженно-деформированного состояния СРМОС от действия вертикальных как статических, так и сейсмических сил;

• исследование влияния вертикальной нагрузки на горизонтальную жесткость СРМОС;

 сравнение результатов исследования напряженно-деформированного состояния несущих элементов многоэтажных железобетонных рамно-связевых зданий с системой сейсмоизоляции и без нее при сейсмическом воздействии;

 сравнение расхода материала несущих конструкций многоэтажных железобетонных рамно-связевых зданий с применением системы сейсмоизоляции и без нее;

 исследование напряженно-деформированного состояния СРМОС с учетом как линейной, так и нелинейной их работы при расчете по акселерограммам различных землетрясений;

• анализ изменения усилий в опорах системы сейсмоизоляции вследствие их перераспределения при сейсмическом воздействии.

Метод исследования основан на:

 сравнительном анализе различных современных методов расчета на сейсмическое воздействие с применением существующих данных экспериментальных исследований работы сейсмоизоляторов, полученных различными учеными;

 компьютерном моделировании напряженно-деформированного состояния сейсмоизоляторов с учетом нелинейной работы СРМОС на основе метода конечных элементов.

<u>Научная новизна работы.</u> В процессе исследования получены результаты, отличающиеся новизной:

• выявлено влияние вертикального обжатия на максимально допустимое горизонтальное перемещение сейсмоизолятора;

• предложен учет возможного "отрыва" сейсмоизолятора при сейсмическом воздействии из-за отсутствия восприятия растягивающих усилий в сейсмоизоляторах;

• выявлено перераспределение усилий в сейсмоизоляторах многоэтажных зданий при сейсмическом воздействии из-за явления "отрыва" в некоторых из них.

<u>Практическая значимость работы</u>. Результаты работы могут быть использованы при проектировании высотных зданий с применением сейсмоизоляторов. Предлагаемые зависимости позволят более точно оценить возможные максимально допустимые горизонтальные перемещения СРМОС от вертикально действующих суммарных статических и сейсмических нагрузок.

Основные положения, выносимые на защиту:

 результаты анализа напряженно-деформированного состояния рамно-связевых железобетонных многоэтажных зданий с применением СРМОС при сейсмическом воздействии;

• методика расчета зданий и сооружений с применением СРМОС;

• результаты анализа напряженно-деформированного состояния СРМОС от действия внешних нагрузок;

• учет возможного "отрыва" сейсмоизолятора вследствие возникающего при сейсмическом воздействии перераспределения усилий в системе сейсмоизоляции.

Апробация работы. Основные результаты диссертации были доложены на:

• Международной конференции "Seismics 2014" (г. Тбилиси, Грузия, 2014г.);

• Международной научной конференции, посвященной 85-летию кафедры железобетонных и каменных конструкций и 100-летию со дня рождения Н.Н. Попова (г. Москва, Россия, 2016г.);

 семинарах кафедры "Строительные конструкции" НУАСА (г. Ереван, Армения, 2014 - 2016 гг.);

 основные положения работы и полученные результаты были представлены в проектном институте ОАО "Армпроект";

• представлены рекомендации по учету в строительных нормах РА.

<u>Публикации.</u> По теме диссертационной работы опубликовано шесть научных статей, список которых представлен в конце диссертации.

<u>Структура и объем работы.</u> Диссертация состоит из введения, четырех глав, выводов, списка использованной литературы из 99 наименований и двух приложений. Диссертация изложена на 113 страницах компьютерного текста (включая список литературы), содержит 24 таблицы и 76 рисунков.

ГЛАВА 1.

ОПЫТ ПРИМЕНЕНИЯ СЛОИСТО РЕЗИНОМЕТАЛЛИЧЕСКИХ ОПОР СЕЙСМОИЗОЛЯЦИИ (СРМОС)

1.1 Опыт применения СРМОС в различных странах мира

Развитие теории и практическое применение различных систем сейсмозащиты связано с уменьшением инерционных сил, возникающих в зданиях и сооружениях при сейсмическом воздействии. Существует разнообразие систем и методов сейсмозащиты, среди которых можно особо выделить: пассивные (традиционные) методы, системы резинометаллических опор, системы с выключающимися связями, системы гравитационного типа, системы с устройством скользящего пояса, системы с динамическими гасителями колебаний, системы с подвесными опорами, системы маятниковых скользящих опор [6]. В некоторых случаях различные системы сейсмозащиты встречаются одновременно, при этом считается, что системы резинометаллических опор (СРМОС) являются наиболее экономичными по сравнению с другими.

Идея применения сейсмоизоляции появилась примерно 100 лет назад, однако долгое время ее применение не было возможным. Скорее всего, это связано с технологическим прогрессом, применением компьютерных технологий, адаптацией СРМОС в ранее применяемых зданиях и сооружениях после сейсмического воздействия, а также в опорах мостов после длительного воздействия температурных деформаций. Развитие этих систем привело к созданию и развитию нормативной базы для расчета зданий с СРМОС [41].

Применение зданий с СРМОС началась во второй половине двадцатого века, при этом первоначально такие опоры нашли широкое применение при конструировании сейсмостойких опор мостов, а затем, с некоторым изменением, начали применяться и для сейсмоизоляции зданий [64]. Уже с 1970-х годов, при проектировании зданий и сооружений, в качестве сейсмоизоляции начали применять СРМОС, имеющие большую вертикальную и небольшую горизонтальную жесткость, состоящие из тонких резиновых слоев, расположенных между стальными листами [81].

Одними из ранних зданий и сооружений с применением СРМОС были, построенные в 1970-х годах: школьное трехэтажное крупнопанельное здание в г. Ламбеск (Франция) и атомные стации в г. Коберг (ЮАР) и г. Круас (Франция). С 80-х годов XX века применение опор сейсмоизоляции для зданий и сооружений начало распространяться и по другим странам: сначала в Новой Зеландии, а затем в США и Японии [66, 80, 89].

На данный момент системы сейсмоизоляции применяются по всему миру, где по количеству зданий и сооружений с системами СРМОС наша страна занимает шестое место (рис. 1.1). Лидирующими странами в применении СРМОС являются азиатские страны Япония и Китай, при этом Япония практически вдвое опережает Китай по данному показателю. Применение сейсмоизоляции в остальных странах, существенно отстает от лидирующих стран [46].



Рис.1.1 Количество зданий и сооружений с СРМОС по странам мира (данные на сентябрь 2013 года)

Восточная Азия является лидером в применении СРМОС, при этом в этом регионе системы опор сейсмоизоляции применяются для новых зданий и сооружений, в отличие от США, где применение СРМОС главным образом направлено на уменьшение сейсмической опасности исторических и особых зданий (главным образом административных) старой постройки.

Применение СРМОС в Японии

На данный момент, Япония занимает лидирующее положение среди стран мира по применению различных антисейсмических систем, в том числе по использованию СРМОС (рис. 1.1). Первое здание с использованием СРМОС в Японии было построено в 1983 году. Применение сейсмоизоляции резко возросло после разрушительного «великого» землетрясения Хансин-Авадзи (с эпицентром в городе Кобе, магнитудой 7,3) происшедшего в 1995 году, которое было одним из крупнейших в истории Японии. Особое внимание специалистов привлекло то, что несколько зданий с сейсмоизоляцией построенных около города Кобе достаточно хорошо повели себя во время этого землетрясения [62, 86].

На рис.1.2 представлено самое высокое в мире здание с сейсмоизоляцией «Сити Тауэр Нишиумеда», построенное в городе Осака. Здание имеет 53 этажа, включая подвальный этаж и два пентхауса. Оно было построено в течение 29 месяцев, с августа 2003 по декабрь 2006 годов. Здание представляет из себя жилой комплекс, где общая площадь жилых этажей составляет 52700 м² [46].



Рис.1.2. Здание «City Tower Nishiumeda» в г. Осака (Япония): а - вид здания с боку; б - вид здания спереди

Площадь здания в плане 1823 м², а высота - 177,4 м. Сейсмоизоляция представляет собой сложную комбинацию, состоящую из резинометаллических опор,

цилиндрической формы (диаметром 1600 мм) с повышенными демпфирующими свойствами, и скользящих опора. При этом в резинометаллических опорах использовалась натуральная резина.

Число зданий и сооружений, имеющих СРМОС, в Японии непрерывно увеличивается. Так по данным на 2013 год их число достигло 8000 шт., при этом эта тенденция сохраняется, и по сей день. Наряду с системами СРМОС в настоящее время в Японии уже существует более 5000 зданий, где установлены различные другие системы с диссипацией энергии [46].

Новым толчком для широкого применения зданий с системами сейсмоизоляции послужило поведение и работа хорошо зарекомендовавших себя систем СРМОС после таких землетрясений как: «Токачи Офшоре» (M = 8,0, 2003 г.), «Ниигата Чуетсу» (M = 6,8, 2004 г.), «Фукуока Вест Офшоре» (M = 7,0, 2005 г.), «Ниигата Чуетсу Офшоре» (M = 6,8, 2007 г.), «Ивате-Мияги Инланд» (M = 7,2, 2008 г.) и «Тохоку» (M = 9,0, 2011 г.).

В начальном периоде строительства системы СРМОС в Японии применялись, главным образом, для зданий, имеющих достаточно большую жесткость суперструктуры, но на фоне развития компьютерных технологий, новых нелинейных методов расчета зданий и большого количества различных экспериментальных исследований, растет тенденция применения сейсмоизоляции для высотных зданий и сооружений. В настоящее время количество высотных зданий с сейсмоизоляцией составляет порядка 5000 шт.

В отличие от многих стран, в Японии системы с сейсмоизоляцией применяются в различных областях строительства, как для исторических, так и для новых зданий и сооружений, а также для разных типов мостов, путепроводов и т.д.

Применение СРМОС в Китае

Китай, является одной из древнейших стран, имеющей богатую историю по строительству различных культовых и сакральных сооружений, где в различные периоды истории были использованы разные системы, многие из которых по принципу их работы походили на сейсмоизоляцию.

Массовое применение современных систем сейсмоизоляции в Китае началось только в 1991 году. Начиная с 2005 года, здания с сейсмоизоляторами получили настолько широкое применение, что Китай стал занимать 3 место в мире по применению СРМОС. В основном сейсоизоляторы применялись для жилых зданий, многие из которых (около 270 шт.) были каменными. Китай считается одной из первых стран, которая начала применять системы сейсмоизоляции при строительстве зданий и сооружении. В конце 2006 года число сейсмоизалорованных зданий в Китае увеличилось более чем на 550 шт. Кроме этого, к этому времени системы сейсмоизоляции уже были применены к пяти большепролетным строениям и двадцати автомобильным и железнодорожным мостам. В 2006 году в столице был построен комплекс из 20 зданий с сейсмоизоляцией, высотой от семи до девяти этажей. В 2008 году число сейсмоизалорованных зданий в Китае уже составляло 650.

После Венчуанского землетрясения (M = 7,9, 2008 г.), ежегодное применение антисейсмических систем в зданиях увеличилось в два раза, и количество зданий с сейсмоизоляцией составляло до 100 шт. в год. Следует подчеркнуть, что эффективность сейсмоизоляции для зданий, особенно для школ и больниц, была продемонстрирована после Лушанского землетрясения (M = 7,0, 2013г.), которое произошло в районе, уже пострадавшем от Венчуанского землетрясения, при этом расстояние между эпицентрами этих землетрясений было около 150 км. Около 40000 новых и усиленных после Венчуанского землетрясения зданий, в том числе школ и больниц были разрушены или повреждены. Однако те здания, в которых была использована система сейсмоизоляции, еще раз доказали свою эффективность [48].

Необходимо выделить поведение двух средних школ во время Лушанского землетрясения. Одна была построена традиционным методом из железобетонных конструкций, а другая с применением к ней дополнительно системы сейсмоизоляции. Надо отметить, что оба здания были снабжены системой сейсмического мониторинга. В результате землетрясения в зданиях с обычным фундаментом возникло максимальное ускорение на уровне фундамента 0,2g, а на уровне покрытия - 0,72g. Что касается здания с сейсмоизоляцией, то там максимальное ускорение на уровне

покрытия составило 0,12g. Т.е. применение СРМОС для этих зданий понизило максимальное значение ускорения на уровне их покрытия в 6 раз.

Эффективность СРМОС также подтвердилась на примере семиэтажной окружной больницы, с одним подвальным этажом (рис.1.3), состоящей из нескольких блоков с обычными и изолированными фундаментами во время того же Лушанского землетрясения [47].



Рис.1.3. Здание окружной больницы в Китае: а -общий вид здания; б - вид установленного сейсмоизолятора

После землетрясения та часть здания, которая была с обычным фундаментом, получила серьезные повреждения, при этом, находившееся там оборудование стало непригодным для использования. В то же время блок с сейсмоизоляцией был единственным зданием больницы округа, который остался неповрежденным, что позволило помочь тысячам людей.

Применение СРМОС в Российской Федерации

Практически половина территории Российской Федерации расположена в сейсмически активном регионе, и учитывая огромную площадь ее территории, вопрос сейсмостойкого строительства является не маловажным. Разрушительные землетрясения происходили в Крыму, на острове Сахалин, на Камчатке, в Сибири и на территории северного Кавказа.

Первые системы сейсмоизоляции в РФ были применены уже в 1970-х годах. Первым зданием, сейсмостойкость которого было повышена системой сейсмоизоляции, является историческое здание банка в городе Иркутск. Данная система сейсмоизоляции использовалась при строительстве школы на острове

Сахалин, государственного концертного зала в Грозном, Харлампиевского храма в Иркутске, национального драматического театра в Сибири и т. д. [7].

В последние годы в разных городах были построены новые здания с системами СРМОС. Среди них можно выделить здание гостиницы Хаятт Ридженси в городе Сочи (рис.1.4). Высота здания составляет 93,6 м, это 28 этажей (2 из которых - подвальных этажа), при этом общая площадь составляет порядка 40000 м² [7].



Рис.1.4. Гостиница Хаятт Ридженси в городе Сочи: а - общий вид; б - расположение систем сейсмоизоляции

Российская Федерация занимает третье место в мире по количеству зданий и сооружений с сейсмоизоляцией, при этом по данным на 2011 год в РФ существует около 600 зданий, и более чем 100 мостов и путепроводов с сейсмоизоляцией [7].

Применение СРМОС в США

Теория расчета зданий и сооружений с СРМОС, а также исследования в этой области достаточно интенсивно развиваются в США, но применение таких систем для зданий пока имеет избирательный и ограниченный характер. Можно отметить прогрессирующее применение сейсмоизоляции только для мостов и путепроводов.

Несмотря на достаточно хорошее поведение некоторых важных зданий с СРМОС во время Нортриджского землетрясения 1994 года, число зданий с применением сейсмической изоляции остается ограниченным, и в настоящее время составляет 3 или 4 здания в год. По данным на сентябрь 2011 года количество зданий с СРМОС не превышало 200 шт., а на данный момент достигает порядка 250 шт. [46].

Особенность применения СРМОС в США связана в их использовании для исторических зданий, главным образом административных, для уменьшения сейсмического воздействия на них без искажения их архитектурных особенностей. Среди таких зданий можно выделить здания Сити-Холл в Лос-Анджелесе (рис. 1.5, а) и Сити-Холл в Сан-Франциско (рис. 1.5, б) [62, 93].



Рис.1.5. Административные здания с установленными СРМОС: а - Сити-Холл в Лос-Анджелесе; б - Сити-Холл в Сан-Франциско.

Здание Сити-Холл в Лос-Анджелесе расположено в центре города, в его муниципальном и административном районе. Это 32-х этажное здание, имеющее высоту 138 метров, было возведено в 1928 году, и было самым высоким зданием города на протяжении более чем 30 лет. Воздействие многочисленных землетрясений разной интенсивности привело к необходимости усиления, и для сохранения исторической ценности здания было решено применить систему сейсмоизоляции. Около 414 СРМОС было установлено под существующие колонны и стены здания.

Здание Сити-Холл в Сан-Франциско было построено в 1912 году. После землетрясения «Лома Приета», в 1989 году, это четырех этажное здание мэрии получило повреждения. Для усиления этого здания оптимальным решением явилось установка СРМОС, ввиду их наибольшей эффективности для таких типов зданий, имеющих достаточную жесткость в суперструктуре.

1.2 Применение СРМОС в многоэтажном строительстве РА

Территория Республики Армения полностью расположена в сейсмоактивном регионе, и согласно различным дошедшим до нас источникам за тысячелетнюю историю Армении множество различных зданий и сооружений, в том числе храмов и церквей, были полностью или частично разрушены во время этих землетрясений. Среди известных можно выделить Вайотс Дзорское (M = 6,1, 906 г.), Гарнийское (M = 6,3, 1679 г.) и Зангезурское (M = 6,3, 1931 г.) землетрясения, а также, приведшее к многочисленным разрушениям и человеческим жертвам, разрушительное Спитакское землетрясение (M = 7,0, 1988 г.), при котором ускорение колебаний грунта в эпицентре доходило до 0,8g [37, 95].

Вопросы, связанные с уменьшением сейсмического воздействия на здания и сооружения, являются одними из самых актуальных для нашей страны. Поэтому применение различных систем приводящих к уменьшению сейсмических сил на несущий остов конструкций имеет важное и особое значение. Вопросами, связанными с разработкой новых решений для сейсмозащиты, как существующих, так и новых зданий и сооружений, начали заниматься главным образом после Спитакского землетрясения. Наибольшее распространение из таких новых решений получила система сейсмоизоляции. Начиная с 1994 года, в РА система сейсмоизоляции была применена уже в 50 зданиях и сооружениях, при этом эта система использовалась как для новых зданий, так и для уже существующих различных зданий и сооружений. Система сейсмоизоляции в Армении впервые была применена в проектировании зданий одноэтажных бань-прачечных, необходимых при восстановлении последствий Спитакского землетрясения [26]. Общее количество таких бань составило 6 шт, по 2 здания в каждом из городов Гюмри, Спитак и Ванадзор. Это были стальные сборно-разборные конструкции, которые при необходимости могли применяться и в других целях. Под каждым зданием,

размерами 20 x 20 м в плане, была установлена 21 опора сейсмоизоляции. Поскольку на момент проектирования выше указанных зданий в нормативной документации Армении не было данных о проектировании зданий с сейсмоизоляцией, было принято решение воспользоваться строительными нормами США [97].

В 1996 году в Армении, при проектировании нового 4-х этажного жилого здания (рис. 1.6, а) в центре г. Спитак была использована система сейсмоизоляции, разработанная Центре Сейсмостойкости Сооружений (ЦСС). В качестве В сейсмоизоляции были использованы 39 резинометаллических опор сейсмоизоляции, которые были изготовлены в Малайзии. В 1997 году, когда строительство объекта было практически завершено, впервые, было решено провести испытание здания с целью проверки технологии замены сейсмоизоляторов. Было решено провести демонстративную замену сейсмоизоляторов В вышеуказанном здании. Ha эксперимент по замене сейсмоизоляторов было приглашено множество специалистов из различных научных институтов и организации. Во время строительства были предусмотрены 9 фиктивных опор, изготовленных из стальных труб (рис. 1.6, б), которые были установлены в тех местах, где должны были находиться сейсмоизоляторы. Для проведения замены были установлены специальные домкраты, мощностью 1000 кН. С их помощью здание было приподнято на 0,5...1,0 мм, после чего фиктивные сейсмоизоляторы были заменены реальными, где при замене использовался только ручной труд без применения какой-либо строительной техники. При этом продолжительность замены одного сейсмоизолятора составила примерно 90 минут [23].



Рис.1.6. Четырехэтажное здание в г. Спитак: а -вид здания сбоку; б -вид одной из фиктивных опор

Для полной картины применения сейсмоизоляторов при усилении или повышения сейсмозащиты зданий в РА можно отметить еще один пример установки системы сейсмоизоляции под существующим каменным зданием серии 1А-450 в городе Ванадзор (рис. 1.7) [82].



Рис.1.7. Пятиэтажное здание серии 1А-450 в городе Ванадзор: а - общий вид здания; б - вид установленных сейсмоизоляторов

Здания этой серии в советский период были построены во многих городах Армении. Размеры здания в плане 52х15 м, а толщина несущих стен в поперечном направлении варьируются в пределе от 45 до 50 см. Горизонтальную жесткость здания в продольном направлении обеспечивают каменные стены системы «мидис» а так же железобетонные рамы, расположенные в средней части здания. Что касается поперечного направления, то здесь горизонтальная жесткость здания обеспечивается только посредством каменных стен той же системы. Анализ, поведения этих зданий после Спитакского землетрясения показал, что наиболее уязвимыми частями являются его торцовые части. Из-за чего было принято решение усилить вышеуказанное здание, при помощи системы сейсмоизоляции применив простые технологии.

Идея заключается в установке системы сейсмоизоляции между фундаментом и перекрытием первого этажа путем постепенного ввода СРМОС между верхними и нижними железобетонными тумбами (рис. 1.8, а), которые соединялись между собой монолитными железобетонными балками. После чего, участки стен, расположенные между верхними и нижними балками, удалялись (рис. 1.8, б), позволяя зданию

полностью опираться на установленную систему сейсмоизоляции. При этом все строительные работы производились без выселения жильцов дома. Следует отметить, что это первый в мировой практике подобный эксперимент по усилению здания в состоянии его эксплуатации [82].



Рис.1.8. Процесс установки СРМОС: а - вид забетонированных тумб; б - окончательный вид установленных СРМОС

В Армении систему сейсмоизоляции применяют также для высотных зданий, наглядным примером чего является восемнадцатиэтажный жилой комплекс «Северный Луч» в г. Ереване на ул. Наири Зарян (рис. 1.9). Расчет и проектирование этого многофункционального жилого комплекса были выполнены в 2007 году, под руководством М. Мелкумяна [82].



Рис.1.9. Восемнадцатиэтажный жилой комплекс «Северный Луч»: а -вид комплекса; б - расчетная модель здания Здания имеют три подвальных этажа, а система сейсмоизоляции расположена между первым и вторым подвальными этажами. Размеры колонн в поперечном

сечении варьируются от 700х700 мм до 700х1900 мм, размеры ригелей в сечении составляют 700х600 мм. Толщина железобетонных диафрагм жесткости составляет 300...400 мм. Здания с геологической точки зрения находится на неблагоприятном участке. Северная сторона строительной площадки находится на 9 метров выше южной стороны, поэтому были спроектированы глубокие подпорные стены. Начиная с уровня 17,45 начинается консольная часть, которая увеличивается по мере возрастания зданий по высоте. Система сейсмоизоляции здания состоит из групп резинометаллических опор, которые установлены под колонны и железобетонные диафрагмы. Расчет зданий на сейсмическое воздействие был основан на анализе расчетной модели (рис. 1.8, б). Этот же тип системы сейсмоизоляции был применен при проектировании 18-ти этажного здания «Elite Plaza» высотой 85 м в городе Ереване. В настоящее время в Республике Армения наблюдается тенденция к применению систем сейсмоизоляции не только для малоэтажных, но также и для высотных зданий [22].

ГЛАВА 2.

АНАЛИЗ СУЩЕСТВУЮЩИХ ИССЛЕДОВАНИЙ РАБОТЫ СРМОС И ОЦЕНКА ИХ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ ПРИ ДЕЙСТВИИ ВНЕШНИХ НАГРУЗОК

2.1. Анализ существующих исследований работы СРМОС под действием внешних нагрузок

При проектировании конструкций для строительства в сейсмоопасных районах необходимо соблюдать принципиальные требования, направленные на обеспечение сейсмостойкости сооружений, в частности, совершенствование антисейсмических мероприятий.

Сейсмоизоляция зданий (памятников истории и архитектуры, зданий с оригинальной конструктивной схемой, строящихся в зонах высокой сейсмической опасности и не прошедших испытаний реальными землетрясениями) выявила преимущества перед традиционно применяемыми методами проектирования зданий с равнопрочными конструкциями:

1. использование сейсмоизоляции в цокольной части здания позволяет сохранить оригинальный облик здания, не нарушая архитектурные особенности;

 сейсмоизоляция освобождает от необходимости использовать повышенный расход материалов, и, как следствие - снизить сейсмические нагрузки на конструкции сейсмоизолированного верхнего строения здания. При этом цокольная часть должна быть из монолитного железобетона;

3. надёжность сейсмоизолированного здания гораздо выше при воздействии интенсивного землетрясения, чем здания с традиционными антисейсмическими и конструктивными мероприятиями. Это связано с тем, что сейсмоизолированное здание допускает значительные перемещения на сейсмоопорах без разрушения конструкций при сейсмическом воздействии, а в здании с традиционным усилением невозможно избежать развития трещин и разрушений несущих конструкций.

Сам термин «сейсмоизоляция» подразумевает под собой снижение сейсмического воздействия на здания и сооружения посредством включения в их конструкции

специальных конструктивных элементов: сейсмоизоляторов. На рисунке 2.1 показаны схемы неизолированного и изолированного зданий при сейсмическом воздействии. Сейсмоизоляторы устанавливаются между жестким основанием и суперструктурой здания, тем самым изменяя собственные частоты здания в целом.



Рис.2.1. Схемы деформации зданий при сейсмическом воздействии: а - неизолированного здания; б- изолированного здания

Как видно из рисунка 2.1 благодаря большой податливости в нижней части здания, общее перемещение здания возрастает, в результате чего уменьшаются ускорения масс, следовательно, значение сейсмических инерционных сил становятся ниже [79].

С древнейших времен проводились попытки устройства сейсмоизоляции, но научное подтверждение расчетами данная идея получила лишь в 30-х годах XX века, благодаря появлению спектров реакции. В 1932 году во Франции впервые установили резиновые плиты на устои моста в качестве опорных частей. После того как в 1954 году французский инженер Эжен Фрейсине получил патент на резиновые опорные части, началось массовое изготовление резинометаллических опор фирмой «GAPEC» [58]. Вертикальная жесткость опоры должна быть обеспечена, поскольку вес конструкции, передаваемый на опоры сейсмоизоляции слишком велик, и может привести к осадке здания. Что касается горизонтальной жесткости то она на несколько порядков меньше вертикальной, так как именно она обеспечивает гибкость опоры при горизонтальном смещении [63, 65].

CPMOC, Современные ЭТО слоистая конструкция, которая состоит ИЗ чередующихся стальных листов и слоев высококачественной резины со связующим веществом. Стальные листы в конструкции СРМОС служат для предотвращения выпучивания резиновых слоев под действием вертикальных сил, то есть от них вертикальная жесткость опоры. Резиновые слои ИЗГОТОВЛЯЮТСЯ зависит ИЗ

натуральной или искусственной резины. От них зависит горизонтальная податливость опоры, поскольку сама резина обладает небольшой сдвиговой жесткостью. Именно эти свойства СРМОС меняют спектр собственных частот сейсмоизолированных зданий при горизонтальных колебаниях. При таких колебаниях в резине возникают силы, которые пытаются вернуть опору, а вместе с ним и вышележащее здание в исходное положение. Тип СРМОС выбирают исходя из конкретных условий размещения опоры на фундаменте, несущих конструкций и других особенностей объекта [40, 42, 49, 53, 83].

Применяемые в современном сейсмостойком строительстве в качестве сейсмоизоляции СРМОС делятся на фланцевые и бесфланцевые (рис. 2.2).



Рис.2.2. Виды СРМОС: а - фланцевая; б - бесфланцевая

Стальные листы в СРМОС используются в качестве: соединительных, фланцевых и внутренних пластин. Посредством верхней и нижней соединительных пластин, происходит крепление СРМОС к надопорной балке и фундаменту. Фланцевые пластины применяются для крепления к соединительным пластинам. Внутренние же пластины, чередуясь со слоями резины, составляют тело СРМОС. Обычно толщины и количество стальных листов и резины, а так же их физико-механические свойства подбираются в зависимости от требований к СРМОС по диссипации энергии, по прочности, по горизонтальной и вертикальной жесткости, долговечности, и по другим эксплуатационным требованиям. Между собой слои резины, и стальные листы особых соединяются путем вулканизации, ИЛИ при помощи материалов. Соединительные пластины каждой опоры покрывают антикоррозийной защитой, как правило, это слой эпоксидной смолы [88, 92, 94].

Фланцевые опоры в свою очередь бывают с сердечником и без него (рис. 2.3) [77].



Рис.2.3. Вид фланцевых СРМОС: а - без сердечника; б- с сердечником

В зависимости от демпфирующих характеристик различают СРМОС с низким и высоким демпфированием (рис. 2.4) [59].



Рис.2.4. Гистерезисные петли СРМОС: а - для опор с низким демпфированием; б - для опор с высоким демпфированием

Фланцевые СРМОС могут воспринимать многоциклические усилия растяжения, сжатия, сдвига и кручения.

В 90-х годах XX века группа японских ученных провела исследования испытаний различных типов СРМОС, которые были установлены под железобетонной моделью трехэтажного здания [24]. Рассмотрим результаты исследований трех из них, условно обозначив опоры: «тип I», «тип II» и «тип III». Опора «тип I» была изготовлена компанией «Bridgestone Corporation» Ltd. (Япония) из смеси натурального и хлоропренового каучуков. Опора состояла из 20-и слоев резины (толщиной 2,2 мм, диаметром 176 мм.) и 19-и слоев металла (толщиной 1,0 мм). Толщина фланцев опоры 12 мм. Модуль сдвига СРМОС был равен 4300 кПа при малых значениях сдвига. При

увеличении деформации модуль сдвига уменьшался и был равен 650, 430 и 340 кПа соответственно при 50%, 100% и 150% деформациях сдвига. Общий вид опоры и полученные при испытаниях петли гистерезиса показаны на рис. 2.5.



Рис.2.5. Опора «тип I»: а - геометрические размеры; б - зависимость «горизонтальная сила - перемещение» полученная при испытаниях [24]

СРМОС «тип II» была изготовлена фирмой «Rubber Consultants» Ltd. (Великобритания) из натуральной резины, имеющей сравнительно меньший коэффициент затухания. Опора состояла из 12-и слоев резины (толщиной 4,0 мм и диаметром 140 мм) и 11-и слоев металла (толщиной 1,6 мм). Толщина фланцев опоры 20 мм. Модуль сдвига резины уменьшался с 480 кПа при 50% до 400 кПа при 100% деформациях сдвига. Общий вид опоры и полученные при испытаниях петли гистерезиса показаны на рис. 2.6.



Рис.2.6. Опора «тип II»: а - геометрические размеры; б - зависимость «горизонтальная сила - перемещение» полученная при испытаниях [24]

Опора «тип III» изготовленная компанией «Oiles Industries» Ltd. (Япония) из натуральной резины содержит свинцовый стержень. Опора состояла из двадцати одного слоев резины (толщиной 3,0 мм и диаметром 180 мм) и двадцати слоев металла (толщиной 1,0 мм). Толщина фланцев опоры 15 мм. Диаметр свинцового стержня 25 мм. Модуль сдвига резины был равен 590 кПа. Расчетное осевое давление 3,08 МПа. Общий вид опоры и полученные при испытаниях петли гистерезиса показаны на рис. 2.7.



Рис.2.7. Опора «тип III»: а - геометрические размеры; б - зависимость «горизонтальная сила - перемещение» полученная при испытаниях [24]

Первое СРМОС, спроектированная и изготовленная в Армении имела фланцевую конструкцию и была применена при строительстве четырехэтажного здания. Опора была спроектирована в ЦСС НССЗРА и изготовлена в НПО «Наирит» при этом крепление резины к металлу осуществлялось без процесса вулканизации [26]. Физико-механические и геометрические характеристики опоры приведены в табл. 2.1, а общий вид и полученные в результате испытаний петли гистерезиса на рис. 2.8.





Таблица 2.1

Ν	Наименование	Единицы	Значения
		измерения	
1	Общая высота	ММ	158,7
2	Диаметр опоры	ММ	368,0
3	Толщина резиновых слоев	ММ	4,8
4	Толщина металлических листов	ММ	1,5
5	Количество резиновых слоев	ШТ	19
6	Количество металлических листов	ШТ	18
7	Модуль сдвига	МПа	0,75
8	Вертикальная нагрузка	кН	220,0
9	Расчетное горизонтальное перемещение	ММ	35,0
10	Расчетное вертикальное перемещение	ММ	2,2
11	Горизонтальная жесткость	кН/мм	0,049
12	Вертикальная жесткость	кН/мм	1252,0

Геометрические и физико-механические характеристики СРМОС впервые изготовленной в Армении

В 1997 году при разработке системы сейсмоизоляции зданий бань-прачечных в городах Гюмри, Ванадзор и Спитак были применены новые СРМОС, в которых процесс крепления резины к металлу осуществлялся посредством вулканизации без дополнительного крепления резинометаллической опоры к фланцам. Опоры имели фланцевую конструкцию [24, 26]. Физико-механические и геометрические характеристики опоры приведены в табл. 2.2, а общий вид и результаты испытаний СРМОС петли гистерезиса показаны на рис. 2.9.



Рис.2.9. СРМОС установленные в зданиях бань-прачечных: а - общий вид; б - гистерезисные петли, полученные при испытаниях [26]

Таблица 2.2

Ν	Наименование	Единицы	Значения
		измерения	
1	Общая высота	ММ	206,0
2	Общий диаметр	ММ	330,0
3	Диаметр опоры	ММ	200,0
4	Толщина резиновых слоев	ММ	7,0
5	Толщина металлических листов	ММ	1,5
6	Количество резиновых слоев	ШТ	20
7	Количество металлических листов	ШТ	19
8	Модуль сдвига	МПа	0,65
9	Вертикальная нагрузка	кН	75,0
10	Расчетное горизонтальное перемещение	ММ	100,0
11	Горизонтальная жесткость	кН/мм	0,15
12	Вертикальная жесткость	кН/мм	32,88

Геометрические и физико-механические характеристики СРМОС установленных в зданиях бань-прачечных

Изготовляемые и применяемые на сегодняшний день в республике Армении СРМОС относятся к виду бесфланцевых. Их геометрические и физико-механические характеристики приведены в таблицах 2.3 и 2.4, а общий вид и узел крепления опоры к конструкциям здания показаны на рис. 2.10 [9].



Рис.2.10. СРМОС, применяемая в настоящее время в Армении: а - геометрические размеры; б - узел крепления опоры к конструкциям здания

Крепление сейсмоизолятора к конструкциям осуществляется посредством опорных колец, фиксирующих его только в горизонтальном направлении, то есть сама опора свободно лежит между конструкциями здания.

Таблица	2.	3
Tuonnyu	4.	2

N	Наименование	Единицы измерения	Обозна- чение	Величина	Точность
1	Наружный диаметр опоры	ММ	D	380	± 2,0
2	Внутренний диаметр опоры	ММ	d ₁	19	± 1,0
3	Высота опоры	ММ	Н	202,5	± 2,5
4	Толщина резиновых слоев	ММ	S	9	$\pm 0,1$
5	Толщина стальных листов	ММ	S_1	2,5	$\pm 0,1$
6	Диаметр стальных листов	ММ	d ₂	360	$\pm 0,5$
7	Диаметр опорных колец	ММ	d ₃	376	$\pm 0,5$
8	Толщина опорных колец	ММ	S_2	20	$\pm 0,2$
9	Толщина защитного слоя поверхности	ММ	S ₃	2	± 0,1
10	Вес опоры	КГ	-	77,5	± 2,5

Геометрические характеристики СРМОС, применяемых в РА

Таблица 2.4

Физико-механические характеристики СРМОС, применяемых в РА

N	Наименование	Единицы измерения	Величина	Точность
1	Модуль сдвига резины	МПа	0,97	± 0,15
2	Вертикальная жесткость опоры	кН/мм	300	не менее
3	Горизонтальная жесткость опоры	кН/мм	0,81	-
4	Горизонтальное расчетное перемещение	ММ	280	не более
5	Вертикальная расчетная нагрузка на опору	кН	1500	не более

Этот тип сейсмоизоляторов может воспринимать многоцикловые усилия сжатия и сдвига. При восприятии собственного веса здания вертикальные перемещения опоры, обычно, не превышают нескольких миллиметров, но при возникновении горизонтальных колебаний системы от сейсмического воздействия, деформации сдвига могут достигать нескольких десятков сантиметров.

2.2. Оценка влияния горизонтальных деформаций СРМОС на их несущую способность для системы сейсмоизоляции применяемой в РА

В практике работа СРМОС описывается билинейной моделью (рис.2.11), которая основана на следующих основных параметрах: K_1, K_2, F_0 . Величина упругой жесткости K_1 , а так же значения силы F_0 берутся из существующих гистерезисных петель, полученных по результатам испытания опоры. Для опор со свинцовым сердечником величина F_0 зависит от предела текучести свинца и его площади [91].

Эффективная жесткость опоры, которая представлена на рис. 2.11 в виде ломаной линии, определяется следующим образом:

$$K_{eff} = K_2 + \frac{F_0}{D}, \quad D \ge D_y,$$
 (2.1)



Рис.2.11. Параметры гистерезисной петли

где D_y - перемещение, когда напряжения в упруго-пластичном элементе достигают предела текучести, которое определяется следующим образом:

$$D_{y} = \frac{F_{0}}{K_{1} - K_{2}}.$$
(2.2)

Величина диссипации энергии за цикл W_D зависит от основных параметров и от площади гистерезисной петли:

$$W_{D} = 4F_{0} \left(D - D_{y} \right). \tag{2.3}$$

Эффективное затухание $\beta_{e\!f\!f}$ определяется по формуле:

$$\beta_{eff} = \frac{4F_0 \left(D - D_y \right)}{2\pi K_{eff} D^2}.$$
(2.4)

Эту безразмерную величину можно вычислить, в зависимости от отношения перемещений $D \, u \, D_v$:

$$y = \frac{D}{D_y},\tag{2.5}$$

и безразмерного параметра характеризующего прочность:

$$a = \frac{F_0}{K_2 D_{\rm v}}.$$
 (2.6)

Следовательно, эффективное затухание получается:

$$\beta_{s\phi\phi} = \frac{2a}{\pi} \frac{y-1}{(y+a)y}, \quad y \ge 1.$$
(2.7)

Следует заметить, что при любой величине *a*, когда y = 1, $\beta_{eff} = 0$, а в случае, когда $y \to \infty$, $\beta_{eff} \to 0$. Максимальное значение β получается, из условия $d\beta/dy = 0$, откуда можно получить $y = 1 + \sqrt{(1+a)}$, тогда:

$$\beta_{max} = \frac{2a}{\pi} \frac{1}{2(1+a)^{1/2} + (2+a)}.$$
(2.8)

Следовательно, учитывая формулы (2.2) и (2.6) получается:

$$a = \frac{K_1 - K_2}{K_2}.$$
 (2.9)

Итак, получается довольно интересный результат, а именно что максимальная величина эффективного затухания зависит только от отношения величин K_1 и K_2 . Вычислить вторую кривую K_2 для любого типа системы сейсмоизоляции несложно, что же касается первой кривой K_1 , то она, как правило, может варьироваться в широком диапазоне. Поскольку величина F_0 вычисляется точно, получается, что

значение величины K_1 не влияет на эффективную жесткость системы, однако значительно влияет на затухание опоры, особенно при его максимальном значении [75].

Предположим, что величины T, β и D_{max} заданы, и необходимо вычислить параметры модели, а именно K_2 и F_0 . С указанным периодом эффективная жесткость K_{eff} определяется по следующему выражению:

$$K_{eff} = \frac{Q}{g} \left(\frac{2\pi}{T}\right)^2.$$
(2.10)

Величину W_D можно определить из следующей формулы:

$$W_D = 2\pi K_{eff} D^2 \beta \,. \tag{2.11}$$

Приравнивая выражения (2.3) и (2.11) получаем следующее равенство:

$$4F_0(D - D_y) = 2\pi K_{eff} D^2 \beta.$$
 (2.12)

Пренебрегая величиной, D_v получим следующее:

$$F_0 = \frac{\pi}{2} K_{eff} D\beta. \qquad (2.13)$$

Тогда можно определить величины $K_2 = K_{eff} - F_0 / D$ и D_y . Экспериментальные данные [75] показывают, что для сейсмоизолятора с сердечником, $K_1 = 10K_2$ а для системы сейсмоизоляторов в основе которых лежит трение-качение $K_1 = 100K_2$. Уточнение значения перемещения D_y во время расчета приводит к более точной оценки значения параметров F_0 и K_2 .

Эмпирические наблюдения, изложенные выше, могут быть использованы для моделирования системы сейсмоизоляции посредством линейного упругого элемента в виде пружины.

Целью является вычисление параметров выше указанного элемента. Для описания простой модели сейсмоизолятора необходимо четыре параметра, таких как K_1 (жесткость упруголинейного элемента), K_2 (жесткость упругопластичного элемента),

 F_0 (сила при котором напряжения в упругопластичном элементе достигают предела текучести), и D_y (перемещение когда напряжения в упруго-пластичном элементе достигают предела текучести).

После того, как вышеуказанные параметры получены, модель опоры может быть создана при помощи любой программы основанной на методе конечных элементах, включающей в себя те основные элементы, которые поддерживают все нужные параметры (например, 3D-BASIS, DRAIN-2DS, ЛИРА-САПР, SAP2000, ETABS и т.д.) [13, 16].

Получение уравнений характеристик нелинейных элементов зависит от диссипации энергии по модели за один цикл, и вычисляются по следующей формуле:

$$W_{D_{m}} = 4F_{0}(D - D_{y}) + \pi C\omega D^{2}. \qquad (2.14)$$

Следует отметить, что при воздействии расчетного землетрясения, при больших перемещениях опоры, величиной перемещения D_y можно пренебречь, то есть получиться следующее:

$$W_{D_{m}} = 4F_0 D + \pi C \omega D^2 = aD + bD^2, \qquad (2.15)$$

где *а* и *b* неизвестные постоянные величины, которые можно получить только при лабораторных испытаниях, при этом в различных источниках величина W_{D_m} принимается пропорционально $D^{1.5}$.

При подборе окончательных параметров модели K_1 и K_2 лучше всего использовать площадь измеренной петли гистерезиса для максимального перемещения сейсмоизоляора. Логическим выбором K_2 , является жесткость при нулевом перемещении. Значение жесткости K_1 можно приблизительно принять равным, начальной жесткости сейсмоизолятора во время разгрузки, сразу же после пикового значения петли гистерезиса. При этом, несмотря на то, что величина K_2 практически не меняется в течение нескольких циклов колебаний изолятора, величина K_1 может изменяться [75].

Приняв во внимание выше изложенный анализ полной деформации, продолжим исследование СРМОС как непрерывной композитной системы. Этот анализ рассматривает опору как балку, и предполагается, что деформация такова, что плоские сечения остаются перпендикулярными к недеформированной центральной оси.

Теория потери устойчивости резиновых изоляторов является результатом работы Харингса [74] в 1947 году по механическим характеристикам спиральных стальных пружин и резиновых стержней, используемых для вибрационных креплений.

Чтобы смоделировать резиновый изолятор как непрерывную балку, необходимо внести определенные изменения в величины, определенные выше. Рассмотрим опору, как колонну, длина которой равна h, а площадь поперечного сечения - A, и определим жесткость при сдвиге на единицу длины, следующей формулой $P_S = GA_S$, где A_S - эффективная площадь сдвига, определяемая по формуле:

$$A_s = A \frac{h}{t_r} \,. \tag{2.16}$$

Здесь *h* это общая высота опоры (резина и сталь), а t_r - общая высота резины. Увеличение величины *A* необходимо, для учета того факта, что сталь не деформируется в составной системе. Поскольку жесткость при изгибе аналогичным образом изменяется, то $(EI)_{eff}$ для одного слоя толщиной *t* становится EI_s , где:

$$EI_s = E_C \left(\frac{1}{3}\right) I \frac{h}{t_r}.$$
(2.17)

При этих величинах, общая горизонтальная жесткость K_H (которая была GA/t_r) становиться:

$$K_H = \frac{GA_s}{h}, \qquad (2.18)$$

а эйлерова нагрузка на изгиб для колонны без деформации сдвига равна:

$$P_E = \pi^2 \frac{EI_s}{h^2} \,. \tag{2.19}$$

Величина критической нагрузки *P_{cr}* вычисляется решением следующего уравнения:

$$P^2 + PP_S - P_S P_E = 0, (2.20)$$

откуда, величина критической нагрузки *P*_{cr} получается:

$$P_{cr} = \frac{-P_{s} + \sqrt{P_{s}^{2} + 4P_{s}P_{E}}}{2}.$$
 (2.21)

Если предположить, что $P_s \approx GA$ и

$$P_E \approx \frac{1}{3} \frac{6GS^2 I \pi^2}{h^2} \approx GA\left(\frac{2\pi^2 S^2 I}{A h^2}\right), \qquad (2.22)$$

то для большинства типов сейсмоизоляторов при условии, что $P_E >> P_S$, S > 5 критическая нагрузка может выглядеть приблизительно таким образом:

$$P_{cr} = \sqrt{P_{S}P_{E}} = \sqrt{\left(GA\frac{h}{t_{r}}\right)x\left(\frac{\pi^{2}}{h^{2}}\frac{1}{3}6GS^{2}Ar^{2}\frac{h}{t_{r}}\right)} = \frac{\sqrt{2\pi}GASr}{t_{r}}.$$
 (2.23)

Подставив в (2.22) величины физико-механических параметров сейсмоизоляторов, применяемых в РА [9], получим следующие значения:

$$P_{s} = GA \frac{h}{t_{r}} = 970 x \left(3,14 x 0,19^{2}\right) \frac{0,2025}{9 x 0,014} \approx 177 \,\kappa H, \qquad (2.24)$$

$$P_E = \frac{\pi^2}{h^2} \frac{1}{3} E_c I \frac{h}{t_r} = \frac{3.14^2}{0.2025^2} x \frac{1}{3} x 400000 x \frac{3.14 \times 0.38^4}{64} x \frac{0.2025}{9 \times 0.014} \approx 52705 \kappa H, \quad (2.25)$$

$$S = \sqrt{\frac{E_c}{6G}} = \sqrt{\frac{400000}{6x970}} = 8,3.$$
(2.26)

Поскольку для сейсмоизоляторов, применяемых в РА условия $P_E = 52705\kappa H >> P_S = 177\kappa H, S = 8,3 > 5$ удовлетворяются, то, используя выражение (2.23) можем получить величину критической нагрузки:

$$P_{cr} = \sqrt{177 \, x \, 52705} \approx 3055 \,\kappa H. \tag{2.27}$$

Когда величина вертикальной нагрузки, действующей на опору сейсмоизоляции, близка к критической, горизонтальная жесткость K_H уменьшается. Это уменьшение
явно прослеживается из следующего выражения, поскольку горизонтальная жесткость зависит от отношения *P* / *P*_{cr} :

$$K_{H} = \frac{GA_{s}}{h} \left[1 - \left(\frac{P}{P_{crit}}\right)^{2} \right].$$
(2.28)

где *P* - вертикальная сила, действующая на сейсмоизолятор, *P_{cr}* - критическая вертикальная сила, при которой сейсмоизолатор теряет устойчивость, а *A_s* - определяется по формуле (2.16).

Перемещение верхней части сейсмоизолятора вниз, при воздействии вертикальной нагрузки можно определить из следующего выражения:

$$\delta_V = \frac{P_S + P}{P_E} \frac{D^2}{h}.$$
(2.29)

В большинстве случаев *P* >> *P*_S. Таким образом, получается:

$$\delta_{V} = \frac{P}{P_{cr}} \frac{P_{cr}}{P_{E}} \frac{D^{2}}{h} = \left(\frac{P}{P_{cr}}\right) \sqrt{\frac{P_{s}}{P_{E}}} \frac{D^{2}}{h}.$$
(2.30)

Учитывая формулу (2.22) получим отношение величин P_S / P_E :

$$\frac{P_s}{P_E} = \frac{Ah^2}{2\pi^2 I S^2}.$$
 (2.31)

Принимая во внимание, что радиус инерции $r = \sqrt{I/A}$, получим:

$$\frac{\delta_V}{h} = \frac{P}{P_{cr}} \frac{h}{\sqrt{2\pi}rS} \frac{D^2}{h^2}.$$
(2.32)

Это перемещение вниз является дополнением, которое возникает от обжатия изолятора, вызванного поворотом в горизонтальной плоскости по направлению к горизонтальному перемещению укрепляющих стальных листов в центральной части сейсмоизолятора. Это угловое перемещение, вызванное вертикальной нагрузкой, создает касательные напряжения, направленные вдоль стальных слоев, а полученная деформация сдвига создает смещение верхней части сейсмоизолятора вниз.

Анализ потери устойчивости сейсмоизолятора основан на линейной теории, которая аналогична анализу продольного изгиба колонны и, как в обычной теории,

обеспечивает нагрузку на продольный изгиб или напряжение при ее потере устойчивости в недеформированном положении. Это имеет решающее значение в конструкции изолятора, так как максимальная обжимающая нагрузка на него будет возникать одновременно с максимальным горизонтальным перемещением и в комбинации это будет одним из предельных состояний, для которых необходимо будет его рассчитывать.

В принципе, необходим сложный нелинейный анализ для изучения поведения сейсмоизолятора при сочетании вертикальной нагрузки максимального И горизонтального перемещения. Существуют две гипотезы для приближения к предельному состоянию изолятора, когда на него одновременно действуют вертикальная нагрузка и горизонтальная сила [76]. Первая гипотеза заключается в том, что критическое смещение, определяемое как перемещение, при котором изолятор демонстрирует нулевую возрастающую горизонтальную жесткость, представляет собой боковое смещение, при котором сжимающие напряжения уменьшенной зоны определяются из отношения вертикальной силы к площади А., где A_r - совпадающая площадь сечения верха и низа сейсмоизолятора. При этом максимальные напряжения сжатия на этом участке могут увеличиваться до p_{cr}.

Вторая гипотеза состоит в том, что площадь A_r заменяется $(A \cdot A_r)^{1/2}$. Этот вариант более достоверный, поскольку концентрация вертикального напряжения, вызванного перемещением, не будет влиять на изгибаемую жесткость, но может уменьшить жесткость сдвига.

Итак, рассмотрим обе гипотезы для опоры имеющей квадратное сечение с боковым размером *B* (рис. 2.12).



Рис.2.12. Совпадающая площадь сечения верха и низа прямоугольного в плане сейсмоизолятора.

По первой гипотезе, отношение величин Р и Р_{cr} задается следующей формулой:

$$\frac{P}{P_{cr}} = \frac{A_r}{A} \,. \tag{2.33}$$

Подставляя значения $A_r = B(B - D)$, и $A = B^2$ получим следующее выражение:

$$\frac{P}{P_{cr}} = \frac{(B-D)B}{B^2} = 1 - \frac{D}{B}.$$
(2.34)

Откуда значение *D* получится:

$$D = \left(1 - \frac{P}{P_{cr}}\right)B.$$
(2.35)

Что касается второй гипотезы, то тут отношение величин *P* и *P_{cr}* задается нижеуказанной формулой:

$$\left(\frac{P}{P_{cr}}\right)^{2} = \frac{A_{r}}{A} = \frac{(B-D)B}{B^{2}} = 1 - \frac{D}{B},$$
(2.36)

а значение *D* получается:

$$D = \left(1 - \left(\frac{P}{P_{cr}}\right)^2\right) B.$$
(2.37)

Лучшим эмпирическим доказательством того факта, что вторая гипотеза более точна является серия испытаний малых резиновых изоляторов, проведенных в EERC [90].

Площадь пересечения для квадратного изолятора определить легко, что же касается круглого изолятора с радиусом R, то в этом случае это немного сложнее (рис. 2.13).

В обозначениях, показанных на рис. 2.13: *θ* - половина угла, расположенного между крайними точками площади *A_r*.

Приведенная площадь А_r выглядят следующим образом:

$$\frac{A_r}{2} = \frac{\pi R^2}{360} 2\theta - \frac{R^2 \sin 2\theta}{2},$$

$$A_r = \frac{\pi R^2}{180} \theta - \frac{R^2 \sin 2\theta}{2} = 2R^2 \left(\frac{\pi}{180} \theta - \sin \theta \cos \theta\right).$$
(2.38)



Рис.2.13. Совпадающая площадь сечения верха и низа круглого в плане сейсмоизолятора

Найдем отношение величин *P* и *P*_{cr} для опоры имеющей круглое сечение, по первой гипотезе:

$$\frac{P}{P_{cr}} = \frac{A_r}{A} = \frac{2R^2 \left(\frac{\pi}{180}\theta - \sin\theta\cos\theta\right)}{\pi R^2} = \frac{2}{\pi} \left(\frac{\pi}{180}\theta - \sin\theta\cos\theta\right).$$
(2.39)

Из рис. 2.13 определим зависимость D от θ :

$$\begin{cases} h = R(1 - \cos \theta), \\ h = \frac{2R - D}{2}. \end{cases}$$
(2.40)

Приравнивая, получим следующее:

$$R(1 - \cos \theta) = \frac{2R - D}{2},$$

$$D = 2R \cos \theta \Longrightarrow \theta = \arccos \frac{D}{2R}.$$
 (2.41)

Подставляя полученное выражение в формулу (2.39) получим отношение величин *P* и *P_{cr}* по первой гипотезе:

$$\frac{P}{P_{cr}} = \frac{2}{\pi} \left(\frac{\pi}{180} \arccos \frac{D}{2R} - \frac{D}{2R} \sin \left(\arccos \frac{D}{2R} \right) \right).$$
(2.42)

Найдем отношение величин Р и Р_{cr} для той же опоры, по второй гипотезе:

$$\frac{P}{P_{cr}} = \sqrt{\frac{A_r}{A}} = \frac{\sqrt{2R^2 \left(\frac{\pi}{180}\theta - \sin\theta\cos\theta\right)}}{\sqrt{\pi R^2}} = \sqrt{\frac{2}{\pi}} x \sqrt{\left(\frac{\pi}{180}\theta - \sin\theta\cos\theta\right)}.$$
 (2.43)

Подставляя формулу (2.41) в (2.43) получим отношение величин *P* и *P_{cr}* по второй гипотезе:

$$\frac{P}{P_{cr}} = \sqrt{\frac{2}{\pi}} x \sqrt{\frac{\pi}{180} \arccos \frac{D}{2R} - \frac{D}{2R} \sin \left(\arccos \frac{D}{2R} \right)}.$$
(2.44)

Проведем расчеты по формулам обеих гипотез (2.42) и (2.44) применительно для параметров сейсмоизолятора, применяемого в Армении [99]. Результаты этих вычислении в зависимости от угла θ в диапазоне от 0 до 90^{0} и перемещения D, отображены на рис. 2.14 и приведены в табл. 2.5.



Рис.2.14. Зависимость максимального перемещения сейсмоизолятора применяемого в РА от вертикальной силы: 1- при расчете по первой гипотезе, 2- при расчете по второй гипотезе.

Следует отметить, что эту зависимость можно рассматривать при предельных перемещениях и нагрузках в промежутке $(0, 2...0, 8)P_{cr} = (0, 2...0, 8)3055 = (611...2444)\kappa H$.

Таблица 2.5

Результаты расчета сейсмоизолятора применяемого в РА, по двум гипотезам.

0	-		P	Р		πr^0	P/P _{cr}	Р (кН)	P/P _{cr}	Р (кН)	ת
$\boldsymbol{\theta}(^{\boldsymbol{\theta}})$	cos O	sin 0	к (м)	1 _с (кН)	2/π	$\frac{nx}{180}$	Пеј гипс	рвая отеза	Вт гипс	орая отеза	(мм)
0	1,000	0,000	0,19	3055	0,637	0,000	0,000	0,0	0,000	0,0	380
5	0,996	0,087	0,19	3055	0,637	0,087	0,000	0,9	0,017	51,3	379
10	0,985	0,174	0,19	3055	0,637	0,175	0,002	6,9	0,047	144,7	374
15	0,966	0,259	0,19	3055	0,637	0,262	0,008	22,9	0,087	264,8	367
20	0,940	0,342	0,19	3055	0,637	0,349	0,018	53,8	0,133	405,5	357
25	0,906	0,423	0,19	3055	0,637	0,436	0,034	103,7	0,184	562,8	344
30	0,866	0,500	0,19	3055	0,637	0,524	0,058	176,2	0,240	733,6	329
35	0,819	0,574	0,19	3055	0,637	0,611	0,090	274,2	0,300	915,3	311
40	0,766	0,643	0,19	3055	0,637	0,698	0,131	400,1	0,362	1105,6	291
42,5	0,737	0,676	0,19	3055	0,637	0,742	0,155	473,9	0,394	1203,2	280
45	0,707	0,707	0,19	3055	0,637	0,785	0,182	555,0	0,426	1302,2	269
50	0,643	0,766	0,19	3055	0,637	0,873	0,242	739,5	0,492	1503,1	244
55	0,574	0,819	0,19	3055	0,637	0,960	0,312	953,1	0,559	1706,4	218
60	0,500	0,866	0,19	3055	0,637	1,047	0,391	1194,5	0,625	1910,3	190
65	0,423	0,906	0,19	3055	0,637	1,134	0,478	1461,4	0,692	2113,0	161
70	0,342	0,940	0,19	3055	0,637	1,222	0,573	1751,0	0,757	2312,8	130
75	0,259	0,966	0,19	3055	0,637	1,309	0,674	2059,5	0,821	2508,4	98
80	0,174	0,985	0,19	3055	0,637	1,396	0,780	2382,9	0,883	2698,1	66
85	0,087	0,996	0,19	3055	0,637	1,483	0,889	2716,3	0,943	2880,7	33
90	0,000	1,000	0,19	3055	0,637	1,571	1,000	3054,9	1,000	3055,0	0

Анализируя полученные данные, следует отметить, что сейсмоизоляторы демонстрируют разные показатели величин горизонтального перемещения при различной вертикальной нагрузке, то есть, ограничивая горизонтальное перемещение, следует указывать соответствующую величину вертикальной нагрузки. Согласно результатам расчета по второй гипотезе, сейсмоизолятор применяемый в РА, при величине вертикальной нагрузки 1500 кН, перемещаясь в горизонтальном направлении 244 мм, остается устойчивым, однако при перемещении 280мм величина вертикальной нагрузки не должна превышать 1200 кН.

Сейсмоизолятор, даже если он устойчив при расчетной нагрузке, может испытывать другую форму неустойчивости, если он соединен с основанием снизу и с суперструктурой сверху посредством элементов, работающих только на срез, и не воспринимающих растягивающие усилия [70, 71, 72, 73]. Первоначально проектировщики чувствовали, что резина не должна подвергаться напряжению, поэтому в ранних конструкциях резинометаллических опор использовалось нагельное соединение, а не болтовое. Однако сейсмоизоляторы работающие с элементами соединения только на срез становятся не стабильными во время колебаний системы, это приводит к повороту сейсмоизолятора, что в свою очередь влияет на ее устойчивость при максимальных перемещениях. Рассмотрим устойчивость системы при горизонтальной нагрузке F_H и вертикальной нагрузке P. Согласно рис. 2.15 стабильность системы будет обеспечена, если сумма всех моментов относительно точки О равна нулю.



Рис.2.15. Схема и зависимость принятые для расчета СРМОС: а - расчетная схема, характеризующая механизм поворота сейсмоизолятора; б - зависимость горизонтальной силы от перемещения

Горизонтальная составляющая внешней нагрузки создает опрокидывающий момент равный $F_H x h$, а вертикальная составляющая стабилизирует и обеспечивает устойчивость сейсмоизолятора, при этом восстанавливающий момент равен

P(2*R*-*D*). Приравнивая эти моменты при максимально допустимом перемещении сейсмоизолятора, получим следующее равенство:

$$P(2R-D_{max}) = hF_H, \qquad (2.45)$$

где R - радиус сейсмоизолятора. Соотношение между поперечной силой F_H и перемещением D показано на рис. 2.15. Принимая $F_H = K_H D$, получается:

$$\frac{D_{max}}{2R} = \frac{P}{P + K_H h}.$$
(2.46)

Принимая K_H равным GA/t_r , а сжимающие напряжения p = P/A, получим следующее отношение для сейсмоизоляторов применяемых в PA:

$$\frac{D_{max}}{2R} = \frac{1}{1 + (G/p)(h/t_r)},$$
(2.47)

$$p = \frac{P}{A} = \frac{1500\kappa H}{3,14x0,19\,\mu x\,0,19\,\mu} = 13233\,\kappa H \,/\,\mu^2, \qquad (2.48)$$

$$\frac{D_{max}}{2R} = \frac{1}{1 + (G/p)(h/t_r)} = \frac{1}{1 + (\frac{970}{13233})(\frac{0,2025}{9x0,014})} = \frac{1}{1 + (0,073x1,607)} = \frac{1}{1,12} \approx 0,9.$$
(2.49)

Отсюда следует, что для сейсмоизоляторов, применяемых в РА, отношение максимального перемещения к его диаметру приблизительно равно 0,9. Таким образом, если боковое смещение составляет меньше, чем 90% диаметра сейсмоизолятора, можно ожидать, что он будет устойчив к повороту. Недавние испытания, проведенные в EERC в Японии [67], показали, что резина способна выдерживать довольно большие растягивающие напряжения, и теперь стало более распространенным использование болтовых соединений для сейсмоизоляторов.

Однако необходимо провести дополнительные исследования, поскольку напряженно-деформированное состояние вплоть до потери устойчивости сейсмоизолятора еще недостаточно изучено.

2.3. Оценка влияния вертикальной нагрузки на деформативность СРМОС на основе анализа их нелинейного моделирования

Рассмотрим напряженно деформированное состояние применяемой в Армении СРМОС от горизонтальных нагрузок при переменной величине вертикального обжатия. Горизонтальная нагрузка задается величиной сейсмического воздействия, что касается величины вертикального обжатия, то оно представлено суммарной вертикальной нагрузкой передаваемой суперструктурой на опору [3, 11].

Опора представлена в виде 3D модели (рис. 2.16, а). При описании сейсмоизолятора использовались элементы КЭ 236, которые предназначены для прочностного расчета пространственных конструкций с учетом физической нелинейности материала [14]. Жесткостные характеристики СРМОС в расчетной схеме приняты с учетом нелинейной работы опоры.

Поскольку верхняя и нижняя поверхности СРМОС опоясаны опорными кольцами, которые в свою очередь крепятся к конструкциям здания, то при воздействии горизонтальной силы (сейсмического воздействия) в верхней плоскости, воздействие на опору будет передаваться только посредством той части опорного кольца, со стороны которой приложена сила. Что касается нижней плоскости, то жесткое закрепление задано только в той части опорного кольца, которая противоположна направлению действующей силы (рис.2.16, б).





Исследование напряженно деформированного состояния СРМОС от заданных величин производилось посредством решения 35 задач. Для изучения роли вертикального обжатия в работе СРМОС от действия горизонтальной силы при решении задач приняты следующие величины:

- горизонтальные силы (кН): 30; 56; 140; 160; 180; 190; 200;

- вертикальное обжатие (кН): 0; 400; 800; 1000; 1500.

В табл. 2.6 приведены полученные в результате расчета горизонтальные перемещения, и горизонтальные жесткости подушки от горизонтальной силы в зависимости от вертикального обжатия. Как видно при воздействии горизонтальных сил малых величин горизонтальное перемещение даже при максимальном обжатии уменьшается незначительно (на 6,4-8,7%). Однако с увеличением величины горизонтальной силы прослеживается тенденция значительного уменьшения горизонтальных перемещений.

Таблица 2.6

	Вертикальное обжатие (кН)						
Горизонтальная сила (кН)	0	400	800	1000	1500		
	Переме	Перемещение подушки (мм)/ Жесткость подушки (кН/мм)					
30	6,42 /4,67	6,31 /4,75	6,21 /4,83	6,16 /4,87	6,01 /4,99		
56	18,3 /3,06	17,8 /3,15	17,4 / <i>3</i> ,22	17,2 /3,26	16,7 / <i>3,35</i>		
140	157,8 /0,89	128,2 /1,09	111,1 /1,26	104,9 / <i>1,34</i>	93,5 /1,50		
160	287,1 /0,56	218,7 /0,73	182,7 /0,88	170,2 /0,94	147,7 / <i>1</i> ,08		
180	475,7 /0,38	344,5 /0,52	280,2/0,64	258,6/0,70	220,1 /0,82		
190	594,5 /0,32	421,2 /0,45	338,6 /0,56	311,0 /0,61	262,8 /0,72		
200	729,7 /0,27	509,7 /0,39	407,2 /0,49	373,2 /0,54	313,7 /0,64		

Перемещения и жесткости сейсмоизолятора в зависимости	от
горизонтальных и вертикальных сил	

Что касается жесткости подушек, то из выше изложенного следует, что с увеличением вертикального обжатия должна увеличиваться и горизонтальная жесткость подушки. При воздействии горизонтальных сил малых величин горизонтальные жесткости с увеличением вертикального обжатия - увеличиваются.

Однако с увеличением величины горизонтальной силы прослеживается тенденция значительного уменьшения горизонтальных перемещений.

По данным таблиц построены графики зависимости горизонтальной силы от горизонтального перемещения (рис. 2.17) и зависимости горизонтальной силы от горизонтальной жесткости (рис. 2.18) при различном вертикальном обжатии.



Рис.2.17. График изменения горизонтального перемещения СРМОС в зависимости от горизонтальной силы



Из графиков видно, что при увеличении горизонтальной силы в диапазоне от 30-56 кН горизонтальное перемещение подушки практически не меняется с изменением вертикального обжатия (уменьшение составляет около 7%). При дальнейшем увеличении горизонтальной силы проявляется зависимость горизонтального перемещения от вертикального обжатия.

Полученные данные показывают, что при разных величинах вертикального обжатия горизонтальная жесткость подушки получается разной. Поскольку в зданиях с сейсмоизоляторами на опоры, кроме вертикального обжатия (веса здания) действует и сейсмическое воздействие, то величина вертикального обжатия на некоторые опоры увеличивается, а на некоторые, наоборот, резко уменьшается, что может привести к перераспределению жесткостей в системе сейсмоизоляции. Это изменение особенно может быть заметно для несимметричных в плане зданий, а также зданий, части которых имеют разную высоту, когда на каждую опору в системе сейсмоизоляции проходится различная вертикальная нагрузка. Следовательно, при расчете зданий с системой CPMOC рекомендуется учитывать эффект, возникающий при одновременном воздействии горизонтальной силы с вертикальным обжатием.

ГЛАВА 3

АНАЛИЗ ИЗМЕНЕНИЯ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ НЕСУЩИХ ЭЛЕМЕНТОВ РАМНО-СВЯЗЕВЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ МНОГОЭТАЖНЫХ ЗДАНИЙ С ПРИМЕНЕНИЕМ СРМОС

3.1. Методика расчета зданий и сооружений с применением СРМОС

Одной из важных задач сейсмостойкого строительства является разработка методов расчета зданий и сооружений, позволяющих наиболее точно оценить возможности конструкций сопротивляться различным сейсмическим воздействиям. Совершенствование методов расчета зданий с применением антисейсмических мероприятий дает информацию для проектирования более сейсмостойких конструкций, нахождения экономичных решений, повышения их безопасности, а также усиления уже поврежденных зданий и сооружений [4, 30, 31].

В настоящее время в нормативных документах на проектирование и строительство сейсмостойких сооружений [3], в качестве основной, принята спектральная методика. Спектральная теория сейсмостойкости основана на введении понятия спектра ускорении или его модификации виде коэффициента динамичности [36, 39].

Практические расчеты на действие сейсмических сил регламентируются нормативными документами, в основу которых заложена линейно-спектральная теория М. Био. Он разработал метод оценки сейсмических сил с использованием инструментальных записей колебаний грунта во время землетрясения. В первоначальном виде основу метода составляли экспериментально замеренные ускорения маятников, обладавших различными периодами собственных колебаний, действием землетрясения. Полученные под воздействием перемещений под основания по закону, отвечающему реальным землетрясениям, максимальные значения таких ускорений представляются в функции периода собственных колебаний маятника и образуют спектр реакций, который служит основой для определения сейсмической нагрузки [10, 28, 84, 85]. Расчеты и моделирование зданий CPMOC применением выполняются посредством многофункционального с

программного комплекса для расчета, исследования и проектирования конструкций различного назначения «ЛИРА САПР» [14].

Теоретической основой ПК ЛИРА является метод конечных элементов (МКЭ), реализованный в форме перемещений [45]. Выбор именно этой формы объясняется простотой её алгоритмизации и физической интерпретации, наличием единых методов построения матриц жесткости и векторов нагрузок для различных типов конечных элементов, возможностью учета произвольных граничных условий и сложной геометрии рассчитываемой конструкции. В методе конечных элементов занимаемая конструкцией сплошная область, которая имеет бесконечное число степеней свободы, аппроксимируется дискретной моделью, состоящей ИЗ совокупности дискретных областей (конечных элементов), имеющих конечное число степеней свободы и взаимодействующих между собой только в узловых точках [8,54].

Расчет зданий и сооружений с СРМОС согласно [3] производиться по двум методикам. В основе первой методики расчета лежит условно статический метод расчета с учетом различных динамических характеристик сооружения, в том числе коэффициента динамичности, периодов собственных колебаний и коэффициента затухания сооружения. По второй методике расчет производится по спектрам реакций землетрясений, построенным по регистрированным акслелерограммам или по синтетическим акселерограммам, генерированным для данной строительной площадки. Во время расчета в качестве расчетных усилий из двух вариантов принимают наиболее неблагоприятные [38, 50, 52, 69, 78].

Только в последнем издании строительных норм по сейсмостойкому строительству РФ был включен раздел по расчету зданий с СРМОС, без представления методики расчета зданий с СРМОС на сейсмическое воздействие. В нормах различных стран (США [44, 97], Япония [48], Новая Зеландия [48] и Европейские страны [32, 60, 61]), где СРМОС применяются уже несколько десятков лет, методики расчета представлены достаточно детально, при этом подход для расчета таких зданий аналогичен подходу, применяемому в РА, который заключается в приведении суммарной жесткости СРМОС к эффективной. Новейшие программные

комплексы (SAP2000, ETABS, NONLIN и другие) позволяют учитывать нелинейную работу как сейсмоизоляторов, так и несущих элементов зданий и сооружений, что обеспечивает детальный анализ напряженно-деформированного состояния строительных конструкций по времени [15, 55, 56]. В основе методики расчета лежит метод прямого интегрирования во времени, с учетом изменения жесткостных характеристик элементов системы.

Согласно [3], обычно, расчетная схема зданий и сооружений принимается в виде жестко заделанного невесомого стержня, несущего сосредоточенные массы, и совершающего колебательное движение по одной из главных осей симметрии (рис.3.1). Сейсмические силы прилагаются к конструкциям статически, a динамические свойства конструкций зданий учитываются применением с коэффициента динамичности.



Рис.3.1. Расчетная схема здания

Расчетное значение горизонтальной сейсмической нагрузки S_{ki} , приложенной к точке k и соответствующее *i*-ой форме свободных колебаний здания или сооружения, согласно [3], определяется по следующей формуле:

$$S_{ki} = k_1 k_2 k_3 S_{oki}, (3.1)$$

где *S_{oki}* - горизонтальная сейсмическая нагрузка по *i*-ой форме собственных колебаний сооружения, определяемая в предположении упругого деформирования конструкций по формуле:

$$S_{oki} = Q_k A k_0 \eta_{ki} \beta_i, \qquad (3.2)$$

где: Q_k - нагрузка, вызывающая инерционную силу, сосредоточенная в точке k;

А - безразмерный коэффициент сейсмичности, показывающий отношение расчетного ускорения грунта данного населенного пункта к ускорению свободного падения;

*k*₁ - коэффициент, учитывающий допускаемые повреждение здания и сооружения;

 k_2 - коэффициент ответственности здания и сооружения;

 k_3 - коэффициент взаимодействия между основанием и сооружением;

*k*₀ - безразмерный коэффициент грунтовых условий;

 β_i - безразмерный коэффициент динамичности, соответствующий *i*-ой форме свободных колебаний рассматриваемого здания или сооружения (рис. 3.2);

 η_{ki} - безразмерный коэффициент, зависящий от ординат формы свободных колебаний X_{ki} и величин сосредоточенных нагрузок Q_k (называемый коэффициентом формы колебания).



Рис.3.2. Кривые, характеризующие зависимость коэффициента динамичности β от периода собственных колебаний системы и категории грунта.

Максимальные значения горизонтальных перемещений *k*-ого этажа по *i*-ой форме колебаний x_{ki} и перекосов этажей Δ_{ki} определяются по формулам:

$$x_{ki} = Agk_0 \eta_{ki} \beta_i \left(T_i / 2\pi\right)^2, \qquad (3.3)$$

$$\Delta_{ki} = 0.8(x_{(k+1)i} - x_{ki}). \tag{3.4}$$

Значение периода свободных колебаний *T* для зданий и сооружений с системами сейсмоизоляции с горизонтальной жесткостью, соответствующей эффективной жесткости сейсмоизоляторов, определяется по формуле:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{Q}{K_{\rm solph}g}},\tag{3.5}$$

где *Q* - суммарная вертикальная статическая нагрузка (вес суперструктуры) с учетом коэффициентов сочетания определяемым согласно [3];

 $K_{3\phi\phi}$ - жесткость системы сейсмоизоляции равная сумме эффективных жесткостей всех входящих в систему сейсмоизоляторов, которые принимаются согласно техническим условиям завода-изготовителя;

g - ускорение свободного падения.

Расчетное горизонтальное перемещение на уровне системы сейсмоизоляции, согласно [3], определяется по формуле:

$$D = \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 ak_0 \frac{\beta(T)}{B(n)} k_1^z, \qquad (3.6)$$

где значения коэффициентов *a* и k_0 определяются согласно [3], а величина коэффициента $\beta(T)$ в зависимости от категории грунта определяется по формулам представленным в [3] или по рис 3.2. B(n) представляет собой коэффициент учитывающий разницу декремента затухания системы (для обычных зданий затухание составляет 5%) по сравнению с СРМОС (табл. 3.1).

Таблица 3.1.

Критическое затухание п в %	5	7	10	15	20
B(n)	1	1,15	1,33	1,56	1,75

Значения коэффициента В(п)согласно СНРА

Следует отметить, что согласно [97] в строительных нормах США значения коэффициента B(n) определяются по следующей формуле:

$$B(n) = \frac{2,31 - 0,41 \cdot \ln 5}{2,31 - 0,41 \cdot \ln n},$$
(3.7)

Подставляя, в вышеуказанную формулу значения n получим значения коэффициента В(n)применяемые в США (табл. 3.2).

Таблица 3.2.

Значения коэффициента В(п)согласно нормам США					
Критическое затухание n в %	5	7	10	15	20
B(n)	1	1,09	1,21	1,38	1,53

Рассчитаем те же самые величины согласно действующим Европейским нормам [32, 60, 61]. В этом случае коэффициент B(n) определяются следующим образом:

$$B(n) = \sqrt{\frac{5+n}{10}}.$$
(3.8)

Полученные величины коэффициента *В*(*n*) приведены в табл.3.3.

~

Таблица 3.3.

Значения коэффициента В(п)согласно Европейским нормам						
Критическое затухание n в %	5	7	10	15	20	
B(n)	1	1,10	1,22	1,41	1,58	

Получатся, что разница величины коэффициента B(n) между расчетами по формулам 3.7 и 3.8 при критическом затухании 10% не превышает 1%, а при 20% -3,2%. Однако сравнив эти величины с величинами, представленными в [3], получается довольно ощутимая разница, а именно: при критическом затухании 10% величина B(n) в нормах PA больше на 8,3÷9,0%, а при 20 % - 9,7÷12,6%.

Обратим внимание, на тот факт, что увеличивая величину затухания СРМОС, значение коэффициента B(n) будет расти, т.е. перемещение верха сейсмоизолятора при тех же равных условиях будет меньше.

При наличии эксцентриситета между центром жесткости системы сейсмоизоляции и центром масс суперструктуры, значение расчетного перемещения с учетом кручения сейсмоизоляторов увеличивают на 10%. При этом, одним из факторов обеспечивающих нормальную работу СРМОС при сейсмическом воздействии является, именно, расчетное перемещение, которое не должно превышать величины максимально допустимого перемещения СРМОС полученного на основе испытаний сейсмоизоляторов при циклической нагрузке, согласно техническим условиям завода изготовителя.

Согласно [3] величина коэффициента k_1^z для 1 и 2 сейсмических зон принимается равной - 1,0, а для 3 зоны принимается пониженной и равной - 0,8.

Горизонтальные перемещения на уровне верха сейсмоизоляторов при расчете по акселерограммам землетрясения можно определить по формуле:

$$D_a = \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 \tau(T, n), \tag{3.9}$$

где $\tau(T,n)$ - спектр реакции землетрясения по выбранной акселерограмме для данной строительной площадки, где значение коэффициента критического затухания принимается равным реальному значению *n*, выявленного при испытаниях СРМОС на циклическую нагрузку.

Значение горизонтальной поперечной сейсмической силы, возникающей во время землетрясений на уровне верха сейсмоизоляторов (у основания суперструктуры), согласно [3], определяется по формуле:

$$S = k_{_{}_{}_{\phi\phi}}D. \tag{3.10}$$

Согласно [3] расчетное значение горизонтальной сейсмической нагрузки S_k , приложенной к точке k суперструктуры с весом Q_k , можно определить по формуле:

$$S_{k} = \frac{Sk_{1}Q_{k}h_{k}}{\sum_{i=1}^{n}Q_{i}h_{i}},$$
(3.11)

где h_k - высота от основания суперструктуры до сосредоточенной нагрузки Q_k .

3.2. Анализ напряженно-деформированного состояния несущих элементов многоэтажных железобетонных рамно-связевых зданий с системой

сейсмоизоляции и без нее

Исследуем работу шестнадцати-, девяти- и шестиэтажных зданий рамно-связевой конструктивной схемы с системой сейсмоизоляции из слоисто резинометаллических опор и без нее.

Проведем подробный анализ девятиэтажного здания, размеры которого в плане: 36,0 × 24,0 м, высота здания - 27,0 м. Высота типового этажа - 3,0 м. Толщина диафрагм жесткости принята: для здания без системы сейсмоизоляции - 200 мм, а для здания с системой сейсмоизоляции -160 мм. Плиты перекрытий толщиной 160мм. Колонны прямоугольного сечения 500х500мм, продольные ригели сечением 500х550мм, поперечные ригели сечением 500х600мм [1, 19, 20].

Моделирование расчетной схемы выполнено посредством стержневых и пластинчатых конечных элементов. На рис. 3.3 представлена расчетная схема здания без системы сейсмоизоляции [17].



Рис.3.3. Расчетная схема девятиэтажного здания без системы сейсмоизоляции: а - общий вид; б - вид типового этажа

Пространственная жесткость здания обеспечивается совместной работой колонн, ригелей, диафрагм жесткости с дисками монолитных перекрытий. Несущие конструкции выполнены из бетона класса B25, рабочая арматура класса A500C [21]. В расчетной схеме использовались следующие нагрузки: постоянная равномерно распределенная нагрузка на перекрытия 2,5 кH/м², временная длительная равномерно распределенная на перекрытия 0,39 кH/м², временная кратковременная равномерно распределенная нагрузка на перекрытия 1,56 кH/м² [33].

Расчеты проводились для 3 сейсмической зоны, где интенсивность сейсмического воздействия - ожидаемое ускорение равно 0,4g [3]. Категория грунтов принята II.

В расчетной схеме колонны, ригели и фундаменты описаны при помощи стержневых конечных элементов, а плиты перекрытия и диафрагмы жесткости при помощи пластинчатых конечных элементов.

Расчетная схема здания с системой сейсмоизоляции представлена на рис. 3.4 [5]. Максимальная допустимая расчетная вертикальная нагрузка на слоистые резинометаллические опоры согласно [3] не должна превышать 1500 кН, а максимальное горизонтальное перемещение верха опоры относительно низа 280мм. Количество СРМОС выбрано таким образом, чтобы не превышать вышеуказанные требования. Таким образом, система сейсмоизоляции состоит из 149 опор, которые установлены между подвальным и первым этажами здания, в основном в местах расположения колонн и диафрагм. В целях установки системы сейсмоизоляции предусмотрены монолитные железобетонные балки по всем осям здания, сечением 600 х 700 мм.

a) 6)

Рис.3.4. Расчетная схема девятиэтажного здания с применением СРМОС: а -общий вид; б - расположение СРМОС

Опоры сейсмоизоляции моделируются конечными элементами упругой связи между узлами. Для СРМОС принимаем идеализированную линейную диаграмму ее работы (рис. 3.5). В этом случае жесткость опоры в горизонтальном направлении принимается 0,81 кН/мм, а вертикальная жесткость 300 кН/мм [9].



Рис.3.5. Идеализированная диаграмма работы опоры

Расчет обоих моделей производится линейно-спектральным методом, который реализован практически во всех программных комплексах по расчету зданий и сооружений [54].

Согласно [3] сейсмоизоляция применяется для зданий и сооружений с основными периодами собственных колебаний в пределах от 0,1 до 1,0 с при обычном фундаменте и не более 3,0 с - для систем с сейсмоизоляцией.

На рис. 3.6 и в табл. 3.4 приведены результаты модального анализа и величина суммарной поперечной силы на уровне фундамента для здания без системы сейсмоизоляции.



Рис.3.6. Веса этажей и формы собственных колебаний девятиэтажного здания без системы сейсмоизоляции

Таблица 3.4.

Результаты модального анализа и суммарная поперечная сила на уровне фундамента здания без системы сейсмоизоляции

Номер формы	Периоды колебаний в коротком направлении здания (с)	Частота (Гц)	Поперечная сила на уровне фундамента (кН)	
I Форма	0,521	1,92	59703	
II Форма	0,138	7,27	12822	
III Форма	0,071	14,05	1858	

Ниже в табл. 3.5 и на рис. 3.7 приведены результаты модального анализа для здания с системой сейсмоизоляции.

Таблица 3.5.

Результаты модального анализа и суммарная поперечная сила на уровне фундамента здания с системой сейсмоизоляции

Номер формы	Периоды колебаний в коротком направлении здания (с)	Частота (Гц)	Поперечная сила на уровне фундамента (кН)
I Форма	1,955	0,51	23750,0
II Форма	0,500	2,00	-
III Форма	0,278	3,60	-



І форма ІІ форма ІІІ форма Рис.3.7. Веса этажей и формы собственных колебаний девятиэтажного здания с системой сейсмоизоляции

Результаты исследования показывают, что период колебаний здания с системой сейсмоизоляции по первой форме в 3,75 раза превышает аналогичный период для здания без СРМОС, что в свою очередь приводит к снижению значения динамического коэффициента β и инерционных сил. Как видно из таблиц 3.4 и 3.5 суммарная поперечная сила на уровне фундамента здания с системой сейсмоизоляции в 2,51 раза меньше, чем здания без системы сейсмоизоляции.

На этом этапе рассмотрим максимальные перемещения сейсмоизоляторов, от сейсмического воздействия в обоих направлениях здания (рис 3.8).



Рис.3.8. Горизонтальные перемещения верха СРМОС от сейсмического воздействия: а - по буквенным осям; б - по цифровым осям

Из рисунка видно, что максимальная величина перемещения СРМОС составляет 201,8 мм, что не превышает допускаемую величину 280 мм. [9].

В отличие от здания с фиксированным фундаментом, характер деформирования сейсмоизолированного здания носит ярко выраженный поступательный характер (рис. 3.9). Конструкции системы колеблются как одно целое, что приводит к более равномерному распределению усилий, и оптимизации армирования конструкций. В табл. 3.6 и 3.7 приведены полученные в результате расчетов перемещения, перекосы и ускорения этажей соответственно в зданиях без и с сейсмоизоляцией, а на рис. 3.9 показаны величины перемещения этажей.

a)		б)	
	-76,93		-240,3
□0	-68,58	0 □	-236,6
-7,69	-59,2	-2,40	-232,6
-9,62	-49,51	- 30,04	-228,3
-19,23	-39,65	-60,07	-223,9
-28,85	-29,95	-90,11	-219,3
-38,47	-20,77	-120,1	-214,6
-48,08	-12,58	-150,2	-210,0
-57,7	-5.86	-180,2	-205.3
-67,32	-1.183	-210,3	-201.0
-77,01	1,105	-240,5	201,0

Рис.3.9. Перемещения этажей девятиэтажного здания (мм): а - без системы сейсмоизоляции; б - с системой сейсмоизоляции

Таблица 3.6.

оез сеисмоизоляции по первои форме							
Отметка	Перемещения	Перекосы	Ускорения	Ускорения			
перекрытия	этажей (мм)	этажей	(M/c^2)	в долях			
• •		(мм)	$a = \omega \cdot \omega \cdot x$	om"g"			
0,00	1,18	1,18	0,17	0,017			
3,00	5,86	4,68	0,85	0,087			
6,00	12,58	6,72	1,83	0,187			
9,00	20,77	8,19	3,02	0,308			
12,00	29,95	9,18	4,36	0,444			
15,00	39,65	9,70	5,77	0,588			
18,00	49,51	9,86	7,20	0,734			
21,00	59,20	9,69	8,61	0,878			
24,00	68,58	9,38	9,97	1,017			
27,00	76,93	8,35	11,19	1,141			

Перемещения, перекосы и ускорения этажей девятиэтажного здания без сейсмоизоляции по первой форме

Таблица 3.7.

Отметка перекрытия	Перемещения этажей (мм)	Перекосы этажей (мм)	Ускорения (м/с ²) а=0:0:х	Ускорения в долях от"9"
0,00	201,03	-	2,07	0,211
3,00	205,31	4,28	2,12	0,216
6,00	209,96	4,65	2,16	0,221
9,00	214,63	4,67	2,21	0,225
12,00	219,3	4,67	2,26	0,230
15,00	223,88	4,58	2,31	0,235
18,00	228,32	4,44	2,35	0,240
21,00	232,56	4,24	2,40	0,244
24,00	236,64	4,08	2,44	0,249
27,00	240,29	3,65	2,48	0,252

Перемещения, перекосы и ускорения этажей девятиэтажного здания с системой сейсмоизоляции по первой форме

Как видно из результатов максимальный перекос этажа девятиэтажного здания без сейсмоизоляции составляет 9,86мм < [Δ] = H/300=3000/300=10мм, что соответствует требованиям [3].

Что касается здания с системой сейсмоизоляции, то максимальный перекос этажа составляет 4,67 мм, что в 2,11 раза меньше, чем в здании без сейсмоизоляции. Это позволит предотвратить падение перегородок и неконструктивных элементов, а также получения травм у людей во время расчетного сейсмического воздействия.

Ускорение колебания верхнего этажа здания без сейсмоизоляции составляет 11,19 м/сек² (или 1,141g), что в 2,85 раза больше ожидаемого ускорения, а в здании с СРМОС - 2,48 м/сек² (или 0,252g), что в 1,59 раза меньше ожидаемого ускорения во время расчетного сейсмического воздействия (0,40g), и более чем в 4,5 раза меньше ускорения колебания верхнего этажа здания без сейсмоизоляции.

В здании без сейсмоизоляции ускорения колебания верхнего этажа в 13,2 раза больше ускорения колебания перекрытия первого этажа, а в здании с сейсмоизоляцией ускорения колебания верхнего перекрытия в 1,2 раза больше ускорения колебания перекрытия первого этажа. На рис. 3.10 показано поэтажное распределение инерционных сил для здания с СРМОС и без нее. Величины инерционных и поперечных сил для обоих зданий приведены в табл. 3.8.



Рис.3.10. Поэтажные инерционные силы (кН) для: а -здания без СРМОС; б - здания с СРМОС

Таблица 3.8.

Инерционные и поперечные силы по первой форме для девятиэтажных зданий с системой сейсмоизоляции и без нее

	Инерционны	е силы (кН)	Поперечные силы (кН)	
Отметка перекрытия	без СРМОС	c CPMOC	без СРМОС	c CPMOC
0.00	166	2378	59703	23750
3.00	962	2211	59537	21372
6.00	2094	2261	58575	19161
9.00	3471	2311	56480	16900
12.00	5018	2362	53009	14589
15.00	6655	2411	47992	12226
18.00	8318	2459	41336	9815
21.00	9958	2505	33019	7356
24.00	11540	2550	23060	4851
27.00	11521	2301	11521	2301

Рассмотрим распределение усилий и напряжений в несущих конструкциях девятиэтажных зданий с системой сейсмоизоляции и без нее.

На рис. 3.11 приводятся эпюры изгибающих моментов в колонне средней рамы для зданий с системой сейсмоизоляции и без нее. В колонне первого этажа здания с сейсмоизоляцией величина изгибающего момента на 30% больше, чем в здании без нее. На остальных этажах величина изгибающего момента в здании без сейсмоизоляции в среднем в 2,1 раза больше, чем в здании с сейсмоизоляцией. В здании без сейсмоизоляции соотношение максимального и минимального значений изгибающих моментов на уровне последнего этажа составляет 1,85, то есть разница экстремальных значений составляет 85,0%.



Рис.3.11. Эпюры изгибающих моментов (кН·м) в средней колоне для: а -здания без СРМОС; б - здания с СРМОС

В здании с сейсмоизоляцией соотношение максимального и минимального значения изгибающих моментов на уровне первого этажа составляет 1,3, следовательно, разница экстремальных значений составляет 30%.

Рассмотрим, как изменяется напряженное состояние ригелей в той же раме (рис.3.12).

Величина максимального изгибающего момента в ригелях первого этажа здания с сейсмоизоляцией в 2,15 раза больше, чем в тех же ригелях в здании без сейсмоизоляции. На остальных этажах величина изгибающего момента в здании без сейсмоизоляции в среднем в 2,10 раза больше, чем в здании с сейсмоизоляцией.

В здании без сейсмоизоляции соотношение максимального и минимального значения изгибающих моментов на средних этажах составляет порядка 2,3.



Рис.3.12. Эпюры изгибающих моментов (кН·м) в ригелях для: а -здания без СРМОС; б - здания с СРМОС

Рассмотрим, изменение напряженного состояния диафрагм в той же раме, в здании с сейсмоизоляцией и без нее, при воздействии в одном случае только сейсмической нагрузки, а в другом суммарной статической и сейсмической нагрузок (рис.3.13-3.16).



Рис.3.13. Главные растягивающие напряжения (МПа) в диафрагмах жесткости (отм. -3,0 ÷ +6,0м) от сейсмической нагрузки для: а -здания без СРМОС; б - здания с СРМОС



Рис.3.14. Главные растягивающие напряжения (МПа) в диафрагмах жесткости (отм. -3,0 ÷ +6,0м) от суммарной статической и сейсмической нагрузок для: а -здания без СРМОС; б - здания с СРМОС

Величина максимального значения главных растягивающих напряжений в диафрагмах здания с сейсмоизоляцией на промежутке между отметками -3,0 до +6,0м, только от сейсмической нагрузки в 3,0 раза меньше, а от суммарной статической и сейсмической нагрузок в 3,3 раза меньше, чем в тех же диафрагмах в здании без сейсмоизоляции.

Продолжая анализ высотных зданий рамно-связевой конструктивной схемы с системой сейсмоизоляции и без нее, рассмотрим поведения 16-и и 6-и этажных зданий [57]. Размеры обоих этих зданий в плане одинаковы и те же что у выше рассмотренного 9-ти этажного здания, но у всех зданий различное расположение диафрагм. Высота всех этажей в зданиях принята равной 3м. Сечения колонн всех зданий приняты равными 500 х 500 мм, за исключением шестиэтажного здания с сейсмоизоляцией, где сечение принято - 400 х 400 мм. Ширина сечения ригелей из технологических соображений была принята равной ширине колонны. Высота сечения ригелей была принята равной: 600 мм в поперечном направлении здания и 550 мм - в продольном. Для шестнадцатиэтажного здания толщина диафрагм для первых пяти этажей принята равной 300 мм, для следующих пяти этажей - 200 мм, и 160 мм для остальных этажей. Для шестиэтажного здания толщина всех диафрагм

принята равной 200 мм. Для зданий с СРМОС для всех случаев толщина диафрагм равна 160 мм (минимальному значению, согласно [3]). Толщина междуэтажных перекрытий и покрытий как для зданий с СРМОС, так и без них принята равной 160 мм. Все рассмотренные здания имеют подвальные этажи, и во всех случаях СРМОС расположены между подвальным и первым этажами в следующих количествах: 103 штуки для шестиэтажного и 255 штук для шестнадцатиэтажного зданий.

Нагрузки, принятые в расчетных схемах те же, что и для 9-и этажного здания. Расчеты производились также для II категории грунтов и для 3 сейсмической зоны.

Расчетные схемы для шести- и шестнадцатиэтажных зданий с системой сейсмоизоляции и без нее приведены в приложении 1 (рис. 1.1, 1.2, 1.23 и 1.24). Полученные в результате расчетов данные в виде таблиц и рисунков, подробно приведены в приложении 1. Ниже изложены некоторые основные пункты исследования напряженно-деформированного состояния 16-и и 6-и этажных зданий с и без системы сейсмоизляции при сейсмическом воздействии.

Результаты анализа шестиэтажного здания показывают, что период колебаний здания с СРМОС по первой форме в 5,24 раза больше, чем аналогичный период для тех же зданий без СРМОС (рис. 1.3 и 1.4 приложение 1). Как видно из таблиц 1.1 и 1.2 (приложение 1), суммарная поперечная сила на уровне фундамента здания с системой сейсмоизоляции в 2,5 раза меньше, чем в тех же зданиях без системы сейсмоизоляции.

В рисунке 1.7 (приложение 1) видно, что максимальная величина перемещения СРМОС в шестиэтажном здании составляет 215,4 мм, а максимальный перекос этажа здания без сейсмоизоляции (табл. 1.3 приложение 1) составляет 7,6 мм < [Δ] = =H/300=3000/300=10мм, что соответствует требованиям [3]. Максимальный перекос этажа шестиэтажного здания с системой сейсмоизоляции (табл. 1.4, приложение 1) составляет 4,3 мм, и это в 1,8 раза меньше, чем в здании без сейсмоизоляции.

Из рис 1.8 (приложение 1) видно, что в колонне последнего этажа здания с сейсмоизоляцией величина изгибающего момента в 2,6 раза меньше, чем в здании без нее. Величина максимального изгибающего момента в ригелях (рис 1.12 приложение

1) здания с сейсмоизоляцией в 2,1 раза меньше, чем в тех же ригелях в здании без сейсмоизоляции.

Величина максимального значения главных растягивающих напряжений в диафрагмах здания с сейсмоизоляцией на промежутке между отметками -3,0 до +6,0м (рис 1.13 приложение 1) только от сейсмической нагрузки в 3,3 раза меньше, чем в тех же диафрагмах в здании без сейсмоизоляции.

Рассмотрим некоторые результаты исследования шестнадцатиэтажного здания, которые подробно приведены в приложении 1. Период колебаний здания с СРМОС по первой форме в 2,44 раза больше, чем аналогичный период для того же здания без СРМОС (рис. 1.25 и 1.26 приложение 1). Как видно из таблиц 1.6 и 1.7 приложения 1 суммарная поперечная сила на уровне фундамента здания с системой сейсмоизоляции в 2,5 раза меньше, чем в тех же зданиях без системы сейсмоизоляции.

Из рисунка 1.29 (приложение 1) видно, что максимальная величина перемещения СРМОС в шестнадцатиэтажном здании составляет 198,3 мм, а максимальный перекос этажа здания без сейсмоизоляции (табл. 1.8 приложение 1) составляет 9,75 мм < [Δ] = H/300=3000/300=10мм, что также соответствует требованиям [3]. Максимальный перекос этажа шестнадцатиэтажного здания с системой сейсмоизоляции (табл. 1.9 приложение 1) составляет 5,8 мм, и это в 1,7 раза меньше, чем в здании без сейсмоизоляции.

В рисунке 1.30 (приложение 1) видно, что в колонне последнего этажа здания с сейсмоизоляцией величина изгибающего момента в 3,5 раза меньше, чем в здании без нее. Величина максимального изгибающего момента в ригелях (рис 1.31 приложение 1) здания с сейсмоизоляцией в 2,0 раза меньше, чем в тех же ригелях в здании без сейсмоизоляции.

Величина максимального значения главных растягивающих напряжений в диафрагмах здания с сейсмоизоляцией на промежутке между отметками -3,0 до +24,0м (рис 1.33 приложение 1) только от сейсмической нагрузки в 3,6 раза меньше, чем в тех же диафрагмах в здании без сейсмоизоляции.

Для сравнения на рис. 3.15 показаны суммарные поперечные (перерезывающие) силы для шестнадцатиэтажного здания, возникающие от горизонтально действующих сейсмических сил на разных уровнях (отметках) здания.



Рис.3.15. Зависимость суммарной поперечной силы от высоты для шестнадцатиэтажного здания: 1 - без СРМОС; 2 - с СРМОС

Как видно из рисунка, на нижних этажах суммарная поперечная сила отличается почти в два раза. Однако с увеличением этажности, эта разница постепенно уменьшается.

Рассмотрев работу шестнадцати-, девяти- и шестиэтажных зданий с СРМОС и без нее, отметим, что, благодаря системе сейсмоизоляции, в исследованных зданиях величины, характеризующие напряженно-деформированное состояние: усилия в несущих конструкциях, перемещения и перекосы этажей, а так же суммарная поперечная сила на уровне фундамента, значительно уменьшаются. В свою очередь, уменьшение поперечной силы связанное с применением сейсмоизоляции, приведет к уменьшению количества арматуры в зданиях.

Проведем сравнительный анализ величин периодов колебаний с идентичными значениями, полученными по эмпирическим формулам действующих норм.

Согласно пункту 6.5.2 [3] значение периода первой горизонтальной формы T₁ для жилых зданий с железобетонным рамно-связевым каркасом принимается по формуле:

$$T_1 = 0,06n, T_2 = 0,33T_1, T_3 = 0,2T_1,$$
 (3.12)

где n - число этажей здания. Ниже, в табл. 3.9, приведены полученные нами величины периодов колебаний девятиэтажного здания, согласно вышеприведенным эмпирическим формулам.

Таблица 3.9.

Результаты модального анализа девятиэтажного здания		
Номер формы	Периоды колебаний согласно эмпирическим формулам СНРА II-6.02-2006 (с)	Периоды колебаний здания моделированного ПК (с)
I Форма	0,540	0,521
II Форма	0,178	0,138
III Форма	0,104	0,071

Как видно из таблицы, периоды колебания здания, полученные по эмпирическим формулам [3], получаются, достаточно близки к значениям, полученным по программному комплексу.

Сравним, полученные нами величины периода колебаний и перемещений девятиэтажного здания с СРМОС с теми же величинами, полученными в результате расчета по формулам [3, часть 10.2] для одномассовой системы с системой сейсмоизоляции.

Согласно [3, пункт 10.2.3] значение периода свободных колебаний Т зданий и сооружений с системами сейсмоизлояции с горизонтальной жесткостью, соответствующей эффективной жесткости сейсмоизоляторов, определяется по следующей формуле:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{Q}{K_{s\phi\phi}g}} \,. \tag{3.13}$$

При расчете одномассовой системы принимаем: вес массы - *Q*=104316кН (вес суперструктуры девяти этажного здания), суммарная эффективная жесткость

сейсмоизоляторов: $K_{_{}^{}\phi\phi\phi} = 149 \cdot 0, 81 = 120, 69 \text{ кH/мм.}$ Тогда величина периода свободных колебаний T получается:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{Q}{K_{s\phi\phi}g}} = 2\pi \sqrt{\frac{104316}{120,69.9810}} = 1,864 \,\mathrm{c}.$$
 (3.14)

Согласно [3, пункт 10.2.4] расчетное горизонтальное перемещение на уровне системы сейсмоизоляции определяется:

$$D = \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 a \cdot k_0 \frac{\beta(t)}{B(n)} \cdot k_{1z}.$$
(3.15)

Согласно [3, пункту 6.4.4] значение коэффициента динамичности вычисляется следующей формулой:

$$\beta = \frac{1,66}{\sqrt[5]{T^4}} = \frac{1,66}{\sqrt[5]{1,864^4}} = 1,009.$$
(3.16)

Подставляя величины, $k_{1z} = 0.8$, B(n) = 1.33, $k_0 = 1$, $a = 4 \text{ м/c}^2$, $\beta = 1.009$ в формулу (3.15) получим:

$$D = \left(\frac{1,864}{2\cdot 3,14}\right)^2 4\cdot 1, 0\frac{1,009}{1,33}\cdot 0, 8 = 0,21388 \,\mathrm{M} = 213,88 \,\mathrm{MM}. \tag{3.17}$$

Величины, полученные посредством расчетов, приведены в табл. 3.10.

Таблица 3.10.

Результаты анализа моделированного девятиэтажного здания и одномассовой системы с системами сейсмоизоляции

	Для одномассовой системы по СНРА II-6.02-2006	Для моделированного девятиэтажного здания
Периоды колебания (с)	1,864	1,955
Перемещение на уровне системы сейсмоизоляции (мм)	213,88	201,8

Результаты анализа моделированного девятиэтажного здания и одномассовой системы с системами сейсмоизоляции выявили ожидаемое несовпадение, хотя и близость результатов. Разницу полученных результатов можно объяснить учетом существующей гибкости здания при моделировании его посредством программных комплексов.

3.3. Изменение расхода материалов несущих конструкций железобетонных

рамно-связевых зданий с применением СРМОС

Для оценки эффективности применения сейсмоизоляции необходимо также технико-экономическое обоснование, т.к. применение подобных систем могут привести к изменению стоимости строительства по сравнению с обычными зданиями без таких систем.

Для изучения изменения расхода материалов несущих конструкций железобетонных рамно-связевых зданий при применении СРМОС нами рассмотрены, три здания разной этажности: шести, девяти и шестнадцати, которые нами подробно рассмотрены выше и имеющие одинаковые размеры в плане, но различное расположение диафрагм (рис. 3.16) [2].

Размеры сечений элементов выбирались таким образом, чтобы обеспечить как несущую способность конструкций, так и максимально допустимую величину перекоса этажей. Нагрузки, принятые в расчетах, те же, что и в разделе 3.2.

Все здания рассчитаны на сейсмическую нагрузку по [3] для II категории грунтов и для 3 сейсмической зоны. Класс бетона и арматуры для всех несущих элементов здания принят соответственно B25 и A500C. Расчет производился программным комплексом «ЛИРА САПР».

Поскольку, размеры сечений несущих элементов в зданиях с системой сейсмоизояции и без нее практически не меняются, или меняются незначительно, то изменение массы в суперструктуре незначительное, следовательно, ее влияние на сейсмическую силу небольшое.

Для сравнения технико-экономических показателей зданий с системой сейсмоизоляции и без нее выполнен подбор арматуры для исследуемых зданий. В приложении 1 подробно представлены площади арматуры для некоторых элементов шестиэтажного здания: ригелей (рис 1.15-1.18, приложение 1), диафрагм (рис 1.19-1.20, приложение 1) и колонн (рис 1.21-1.22, приложение 1), и шестнадцатиэтажного здания: ригелей (рис 1.35-1.38, приложение 1), диафрагм (рис 1.39-1.40, приложение 1) и колонн (рис 1.41-1.42, приложение 1).


Рис.3.16. План: а - диафрагм; б - СРМОС (103шт.) шестиэтажного здания, в - диафрагм; г - СРМОС (149шт.) девятиэтажного здания, д - диафрагм; е - СРМОС (255шт.) шестнадцатиэтажного здания

Ниже приведены некоторые результаты армирования девятиэтажного здания с системой сейсмоизоляции и без нее. На рис. 3.17 - 3.20 показаны величины площадей верхней и нижней арматуры ригелей (между отметками 0,00 - 12,0, и 15,0 - 27,0) в средней раме девятиэтажного здания [29, 34, 35].



Рис.3.17. Нижняя арматура ригелей девятиэтажного здания (отм. 0,0 ÷ +12,0м): а -без СРМОС; б - с СРМОС



Рис.3.18. Верхняя арматура ригелей девятиэтажного здания (отм. 0,0 ÷ +12,0м): а - без СРМОС; б - с СРМОС



а - без СРМОС; б - с СРМОС



а -без СРМОС; б - с СРМОС

Как видно из результатов, величина максимального значения нижнего и верхнего армирования ригелей в здании с сейсмоизоляцией в 1,5 - 2 раза меньше, чем в тех же ригелях в здании без сейсмоизоляции.

Что касается колонн, то, благодаря сейсмоизоляции, значение максимального процента армирования в тех же рамах уменьшается в 2,5 раза (рис. 3.21).



Рис.3.21. Процент армирования колонн для девятиэтажного здания: a - без СРМОС; б - с СРМОС

В диафрагмах жесткости (рис. 3.22-3.23) при применении сейсмоизоляции величина максимального горизонтального армирования, уменьшается в 2,8 раза, а вертикального в 7,3 раза.



Рис.3.22. Горизонтальная арматура диафрагм жесткости для девятиэтажного здания: а - без СРМОС; б - с СРМОС



Рис.3.23. Вертикальная арматура диафрагм жесткости для девятиэтажного здания: a - без СРМОС; б - с СРМОС

В табл. 3.11 показаны, как расход бетона и арматуры для отдельных несущих конструкций, так и изменение этого расхода при применении СРМОС. Необходимо отметить, что основным фактором, приводящим к уменьшению инерционных сил в суперструктуре, является уменьшение коэффициента динамичности из-за увеличения периода собственных колебаний системы, в тоже время уменьшение этого же коэффициента связано с увеличением затухания (для СРМОС величина критического затухания принята 10%) [18].

Таблица 3.11.

изменение рислови митериилов несущил конструкции при применении C1 100	Изменение расх	ода материалов	в несущих конс	трукции при Г	применении	CPMOC
--	----------------	----------------	----------------	---------------	------------	--------------

		Pacxe	од армат	уры	Pac:	ход бето	на	
N	Наименование N железобетонной конструкции		С применением СРМОС, т	Разница, %	Без применения СРМОС, м ³	С применением СРМОС, м ³	Разница, %	
Шестиэтажное здание								
1	Колонны	22,5	8,2	63,6	183,8	117,6	36,0	
2	Диафрагмы	44,8	14,6	67,4	150,5	120,4	20,0	
3	Ригели	38,6	30,0	22,3	641,0	641,0	0	
4	Перекрытия и покрытие	158,2	158,2	0	1 065	1 065	0	
5	Суммарная	264,1	211	20,1	2 040	1 944	4,72	
Девятиэтажное здание								
1	Колонны	43,7	13,8	68,4	262,5	262,5	0	
2	Диафрагмы	70,3	25,3	64,0	523,2	442,6	15,4	
3	Ригели	92,2	52,3	43,3	1 072	1 072	0	
4	Перекрытия и покрытие	225,9	225,9	0	1 521	1 521	0	
5	Суммарная	432,1	317,3	26,6	3 379	<i>3 298</i>	2,39	
Шестнадцатиэтажное здание								
1	Колонны	71,5	25,7	64,1	446,3	446,3	0	
2	Диафрагмы	181,1	83,5	53,9	724,0	638,0	11,9	
3	Ригели	202,6	118,2	41,7	1 257	1 257	0	
4	Перекрытия и покрытие	384,1	384,1	0	2 586	2 586	0	
5	Суммарная	839,3	611,5	27,1	5 013	4 927	1,72	

Как видно из рис. 3.24 и 3.25 общая закономерность для зданий с разной этажностью сохраняется. Выше подвального этажа расход арматуры в колоннах уменьшается на 60-70%, в то же самое время в обоих случаях объём бетона не меняется. Расход бетона и арматуры в перекрытиях с применением СРМОС не меняется, при этом этот расход составляет порядка 50% от всего расхода, из-за чего суммарный расход арматуры уменьшается до 20-30%. Расход бетона в нашем случае уменьшается, однако не превышает 5%.



Рис.3.24. Зависимости расхода а - арматуры и б - бетона несущих конструкций зданий от их этажности для: 1 - здания с СРМОС; 2 - здания без СРМОС



Рис.3.25. Изменение разницы расхода материалов несущих конструкций при применении СРМОС в зданиях в зависимости от их этажности для: a - арматуры; б - бетона

Результаты расчетов показывают, что расход арматуры выше подвального этажа для железобетонных рамно-связевых зданий с системой сейсмоизоляции меньше, чем в тех же зданиях без нее, и в нашем случае разница в арматуре составляет: для шестиэтажного здания - 20,1%, для девятиэтажного здания - 26,6%, а для шестнадцатиэтажного здания - 27,1%. Разница бетона в нашем случае составляет: для шестиэтажного здания - 4,72%, для девятиэтажного здания - 2,39%, а для шестнадцатиэтажного здания - 1,72%.

ГЛАВА 4

УЧЕТ ПЕРЕРАСПРЕДЕЛЕНИЯ УСИЛИЙ В СРМОС ПРИ СЕЙСМИЧЕСКИХ ВОЗДЕЙСТВИЯХ

4.1. Исследование напряженно-деформированного состояния СРМОС с учетом их линейной работы при расчете по акселерограммам землетрясений

Расчет зданий и сооружений с системами сейсмоизоляции согласно [3, пункт 10.2.2] производится двумя методами: спектральным методом, согласно действующим нормам [3, пункт 6.4] и по спектрам реакций землетрясений, построенным по регистрированным акселерограммам или по синтезированным акселерограммам, генерированным для данной строительной площадки. Из двух полученных результатов в качестве расчетных усилий принимают наиболее неблагоприятные. Поскольку в главе 3 произведен подробный расчет и изучение работы девятиэтажного здания с системой сейсмоизоляции по спектральному методу, то для цельности исследования необходимо проследить, как изменится поведение СРМОС при расчете по акселерограммам. С этой целью выбрано 5 акселерограмм, из которых: 2 реальные записи (рис. 4.1-4.2) и 3 синтезированные (рис. 4.3-4.5). Максимальные значения ускорений акселерограмм посредством коэффициента модификации приводятся к величине ускорения 4,0 м/с² [43, 68].

Анализ работы **CPMOC** необходимо провести посредством прямого динамического расчета, для того чтобы получить перемещения и ускорения верха СРМОС и остальных этажей во времени [25]. При составлении расчетной схемы здания конструктивная схема и количество СРМОС принято тоже, что и в разделе 3.2, однако, в этом случае аппроксимация всего здания принята в виде стержня с сосредоточенными на нем массами. Жесткости стержней, в том числе и жесткость системы сейсмоизоляции моделированного стержня, были подобраны таким образом, чтобы величины собственных периодов колебаний здания, а так же перемещений этажей в результате этого преобразования оставались практически такими же что и для реального девятиэтажного здания (менее 3%). Затухание СРМОС в расчетах было принято 10%.



Рис.4.1. Запись Спитакского землетрясения 7 декабря 1988 года в Ашоцке (бывший Гукасян, Gukasyan):



Рис.4.2. Запись Калифорнийского землетрясения 17 октября 1989 года в Санта-Круз (Santa-Cruz): а - акселерограмма и ее данные; б - спектр реакции ускорений







Рис.4.4. Синтезированная акселерограмма «VB6R»: а - акселерограмма и ее данные; б - спектр реакции ускорений



Рис.4.5. Синтезированная акселерограмма «v B / 1»: а - акселерограмма и ее данные; б - спектр реакции ускорений

На этом этапе, в расчетных схемах работа системы сейсмоизоляции принята линейной, и моделирована она посредством элемента упругой связи между узлами. Данный конечный элемент предназначен для учета податливости связи между смежными узлами. В каждом узле присутствуют по шесть степеней свободы, определенных относительно осей глобальной системы координат. Таким образом, элемент позволяет смоделировать как линейную, так и угловую податливость связи. Узлы, между которыми моделируется податливость, могут иметь одинаковые координаты, поскольку в матрицу жесткости этого конечного элемента не входит его длина.

В результате расчетов получены графические зависимости перемещений и ускорений для всех девяти этажей во времени, для всех видов акселерограмм. Графики изменений величин перемещений и ускорений этажей во времени при воздействии акселерограммы «Ашоцк» поэтажно приведены на рис. 4.6 и 4.7, а при воздействии акселерограмм «Санта-Круз», «VB3T», «VB6R», «VB7T», только для первого этажа (верх СРМОС) приведены соответственно на рис. 4.8 - 4.11.



Рис.4.6. Графики изменений величин перемещений и ускорений этажей (с первого по пятый) девятиэтажного здания во времени при воздействии акселерограммы «Ашоцк» (затухание СРМОС принято 10%)



Рис.4.7. Графики изменений величин перемещений и ускорений этажей (с шестого по десятый) девятиэтажного здания во времени при воздействии акселерограммы «Ашоцк» (затухание СРМОС принято 10%)



Рис.4.8. Графики изменений величин перемещений и ускорений первого этажа девятиэтажного здания во времени при воздействии акселерограммы «Санта Круз» (затухание СРМОС принято 10%)



Рис.4.9. Графики изменений величин перемещений и ускорений первого этажа девятиэтажного здания во времени при воздействии синтезированной акселерограммы «VB3T» (затухание СРМОС принято 10%)



Рис.4.10. Графики изменений величин перемещений и ускорений первого этажа девятиэтажного здания во времени при воздействии синтезированной акселерограммы «VB6R» (затухание СРМОС принято 10%)





Для наглядности максимальные величины перемещений и ускорений этажей девятиэтажного здания во времени при воздействии акселерограмм Санта-Круз, VB3T, VB6R, VB7T приведены на рис. 4.12.

Санта- (затухан линейный	-Круз ие 10%, í расчет)	VB (затухан линейны	3Т ние 10%, й расчет)	VB (затухан линейны	6R ние 10%, й расчет)	VE (затуха линейны	37Т ние 10%, ій расчет)
Перем. этажей (мм)	Ускор. этажей (м/сек ²)	Перем. этажей (мм)	Ускор. этажей (м/сек ²)	Перем. этажей (мм)	Ускор. этажей (м/сек ²)	Перем. этажей (мм)	Ускор. этажей (м/сек ²)
77,4 🕈	3,972	254,0	5,614	402,1 •	6,659	691,7	9,730
76,9 🔶	4,142	249,3 •	5,767	395,8 •	6,521	681,2 •	9,577
76,4 ቀ	4,047	244,0	5,898	388,7 •	6,416	669,4	9,415
75,7 🔶	3,940	238,8	5,779	381,4 •	6,303	657,1 •	9,247
74,7 🔶	3,905	233,6 •	5,593	373,8 •	6,185	644,2 •	9,068
73,6 ቀ	3,970	228,3 •	5,389	365,9 •	6,068	630,9	8,880
72,5 🔶	4,052	223,1 •	5,207	357,9 •	5,944	617,4 •	8,687
71,2 🔶	4,157	218,0	5,038	350,0 •	5,817	603,9	8,494
69,9 •	4,216	213,0	4,883	342,2 •	5,692	590,5	8,302
68,5	4,219	208,5	4,764	335,0	5,578	578,1	8,127
	,		<i>π.</i>		77,		<i>777.</i>

Рис.4.12. Максимальные величины перемещений и ускорений этажей девятиэтажного здания во времени при воздействии акселерограммы (затухание СРМОС принято 10%): а) Санта-Круз, б) VB3T, в) VB6R, г)VB7T

Анализируя вышеуказанные результаты, необходимо подчеркнуть следующие особенности проведенных расчетов. Поскольку период колебаний выбранного нами девятиэтажного здания с системой сейсмоизоляции составляет приблизительно 2,0 сек, а преобладающий период колебаний грунта выбранных нами акселерограмм преимущественно увеличивается, варьируясь в диапазоне от 0,16 до 1,50 с, то, как

наглядно видно из рисунка 4.12, при приближении величины преобладающего периода колебаний грунта к значению периода собственного колебания здания, значительно увеличиваются максимальные значения ускорений этажей, а следовательно, и их максимальные перемещения.

Сравним результаты максимальных ускорений и перемещений этажей полученные в результате расчетов по разным акселерограммам.

К примеру, величина максимального ускорения первого этажа (верх СРМОС) в варианте рассчитанному по акселерограмме «Санта-Круз» (с преобладающим периода колебаний грунта равным 0,16 сек) составляет - 4,219 м/с², что почти в 2 раза меньше, чем та же величина в варианте, рассчитанному по акселерограмме «VB7T» (с преобладающим периода колебаний грунта равным - 1,50 с), где она составляет - 8,127 м/с². Идентичная картина наблюдается и для последних этажей, где разница в изменении величины максимального ускорения этажа составляет примерно 2,5 раза.

Что касается величин максимальных перемещений этажей, то для первого этажа разница между результатами расчетов по акселерограммам «Санта-Круз» и «VB7T» составляет почти 8,5 раза, а для последнего этажа около 9 раз.

Получается, что величины максимальных ускорений и перемещений этажей здания при расчете по акселерограммам зависят от величин преобладающего периода колебаний грунта акселерограммы.

Следующий этап расчетов девятиэтажного здания с системой СРМОС связан с оценкой влияния величины затухания СРМОС на перемещение ее верха. Был решен ряд задач, в которых пошагово изменялось затухание СРМОС в пределах от 5% до 20%, для различных величин преобладающего периода колебания грунта.

Для линейных задач в программном комплексе введена возможность учета демпфирования системы в виде матрицы демпфирования пропорциональной матрице масс:

$$C = \alpha M. \tag{4.1}$$

Коэффициент α определяется по формуле:

$$\alpha = \delta \omega / \pi, \tag{4.2}$$

где ω - первая частота собственных колебаний, δ - логарифмический декремент колебаний, который определяется следующим образом:

$$\delta = \frac{2\xi\pi}{\sqrt{1-\xi^2}},\tag{4.3}$$

где ζ коэффициент затухания. При небольшом затухании эта СВЯЗЬ устанавливается формулой:

$$\delta = 2\pi\xi. \tag{4.4}$$

В результате расчета, по вышеуказанному методу, получены величины перемещения верха СРМОС, которые приведены в табл. 4.1.

Таблица 4.1

колебаний грунта и затухания СРМОС								
Преобладающий период колебаний грунта (с)	Затухание СРМОС (%)							
	5	7	10	12	15	20		
	Перемещение верха подушки (мм)							
0,16 (Санта-Круз)	81,2	76,6	66,8	64,0	59,2	51,4		
0,22 (Ашоцк)	130,4	129,3	127,6	124,2	120,6	113,5		
0,42 (VB3T)	278,4	240,4	209,8	191,6	169,4	142,7		
0,92(VB6R)	364,3	352,2	335,6	324,3	309,2	287,1		
1,50(VB73T)	779,8	681,3	578,0	535,1	490,1	424,3		

Перемещения верха подушки в зависимости от преобладающего периода

По этим данным построена графическая зависимость перемещения верха СРМОС от преобладающего периода колебания грунта, для различных значений затухания подушки, которая представлена на рис. 4.13.

Отмеченная на графике величина перемещения 280 соответствует MM, максимальному перемещению СРМОС [9].

Из полученных результатов видно, что величина затухания СРМОС имеет большое влияние на величину перемещения ее верха.

На примере расчета девятиэтажного здания при воздействии акселерограммы «Ашоцк» сравним величины перемещений этажей, при затухании СРМОС, равном 10% и 15% (рис 4.14).



Рис.4.13. Графики зависимости перемещения верха СРМОС от преобладающего периода колебания акселерограмм для различных величин затухания СРМОС



Рис.4.14. Величины перемещений этажей девятиэтажного здания при воздействии акселерограммы «Ашоцк» при затухании СРМОС: а) 10%, б) 15%

Как и ожидалось при затухании СРМОС, равном 15%, перемещения этажей оказались меньше, и разница по сравнению с перемещениями при затухании опор 10% составляет порядка 5,3 - 5,8%.

4.2. Исследование напряженно-деформированного состояния СРМОС с учетом

их нелинейной работы с применением акселерограмм землетрясений

Системы сейсмоизоляции при расчете по акселерограммам могут быть моделированы как линейной так и нелинейной зависимостью «сила-перемещение» [96].

Исследуем нелинейную работу СРМОС, используя метод прямого динамического расчета [51]. Для сравнения поведения СРМОС при ее линейном и нелинейниом описании выполним расчет девятиэтажного здания с системой сейсмоизоляции на сейсмическое воздействие. При составлении расчетной схемы здания конструктивная схема и количество СРМОС те же что и в разделе 3.2, однако, и в этом случае аппроксимация всего здания принята в виде стержня с сосредоточенными на нем массами. Затухание СРМОС в расчетах также было принято 10%.

Нелинейная зависимость «сила-перемещение» для сейсмоизоляторов применяемых в РА [82] приведена на рис. 4.15.





1 - Начальная жесткость - 3 кН/мм,

2 - Жесткость за пределом текучести - 0,81 кН/мм,

3 - Деформация соответствующая пределу текучести - 19 мм,

4 - Предел текучести - 56 кН

Чтобы более наглядно показать разницу между работой СРМОС при ее линейном и нелинейном описании, в качестве сейсмического воздействия приняты несколько акселерограмм, причем пять из них реальные записи: «Ашоцк», «Санта-Круз» «Абхар», «Улцин», «Манджил» и синтезированная акселерограмма «VB3R» данные которых приведены на рис 4.1, 4.2, 4.16 - 4.19.



Рис.4.16. Запись Иранского землетрясения 20 июня 1990 года в Абхаре (Abhar): а - акселерограмма и ее данные; б - спектр реакции ускорений



Рис.4.17. Запись Черногорского (на тот момент Югославия) землетрясения 15 апреля 1979 года в Улцине (Ulcinj): а - акселерограмма и ее данные; б - спектр реакции ускорений



Рис.4.18. Запись Иранского землетрясения 20 июня 1990 года в Манджиле (Manjil): а - акселерограмма и ее данные; б - спектр реакции ускорений





По данным акселерограммам составлены варианты задач для девятиэтажного здания которые решены при линейном и нелинейниом моделировании СРМОС. Для сравнения результатов расчетов по разным акселерограммам, из полученных данных представленны только величины горизонтальных перемешений этажей, которые приведены в таблицах 4.2 - 4.4.

Таблица 4.2

«Canina repys» y tantoiour naneuryte a nexurearlyte patienty of the c							
Отметка	Ашоцк ((Гукасян)	Санта-Кру	3 (Santa Cruz)			
перекрытия	Линейный	Нелинейный	Линейный	Нелинейный			
	расчет	расчет	расчет	расчет			
		Перемен	цение (мм)				
0.00	126,6	119,9	67,4	48,7			
3.00	129,3	122,4	69,8	52,0			
6.00	132,3	125,3	72,1	55,3			
9.00	135,5	128,2	74,2	59,4			
12.00	138,7	131,1	75,9	64,6			
15.00	141,9	134,1	77,3	69,8			
18.00	145,2	137,1	78,5	74,9			
21.00	148,5	140,0	80,1	79,7			
24.00	151,9	143,1	82,4	83,9			
27.00	154,9	145,9	84,9	85,9			

Перемещение этажей здания при расчете по акселерограммам «Ашоцк» и «Санта-Круз» учитывая линейную и нелинейную работу СРМОС

Таблица 4.3

Перемещение этажей здания при расчете по акселерограммам «Абхар» и «Улцин» учитывая линейную и нелинейную работу СРМОС

Отметка	Абхар	(Abhar)	Улцин	(Ulcinj)
перекрытия	Линейный	Нелинейный	Линейный	Нелинейный
	расчет	расчет	расчет	расчет
		Перемег	цение (мм)	
0.00	250,1	194,0	211,2	170,2
3.00	259,1	202,5	218,7	177,4
6.00	268,5	211,3	226,5	184,3
9.00	277,8	220,0	234,0	190,5
12.00	287,1	228,9	241,3	196,6
15.00	296,3	238,3	248,1	202,2
18.00	305,1	248,0	254,4	207,4
21.00	313,4	257,7	260,2	212,2
24.00	321,0	267,1	265,7	216,7
27.00	327,3	275,3	270,5	221,5

Таблица 4.4

((VDSI()) y tumolous suncerity o u nesuncerity o publicity of MOC						
Отметка	Манджи	л (Manjil)	V	B3R		
перекрытия	Линейный	Нелинейный	Линейный	Нелинейный		
	расчет	расчет	расчет	расчет		
		Перемен	цение (мм)			
0.00	197,6	74,1	456,1	385,5		
3.00	204,6	78,3	472,3	401,1		
6.00	211,9	82,7	489,4	417,7		
9.00	218,9	87,3	506,2	434,1		
12.00	225,6	91,9	522,7	450,6		
15.00	231,9	96,0	538,8	467,0		
18.00	238,0	99,4	554,3	483,9		
21.00	244,3	103,7	569,2	502,4		
24.00	250,4	110,2	583,2	522,8		
27.00	255,9	117,8	595,4	543,9		

Перемещение этажей здания при расчете по акселерограммам «Манджил» и «VB3R» учитывая линейную и нелинейную работу СРМОС

Из вышеуказанных таблиц видно, что характер измеменения перемещений при при линейном и нелинейниом описании СРМОС различный. При этом величины перемещений полученные при нелинейном моделировании оказались меньше чем при линейном. Для оценки количественной разности результатов расчетов при линейном и нелинейниом описании СРМОС, а так же для наглядности, по данным таблиц построенны графики зависимости перемещений этажей по высоте здания для разных видов акселерограмм. Чтобы избежать наложений 12 линий от разных акселерограмм, вышеуказанные результаты представленны на двух графиках (рис 4.20).



Рис.4.20. График зависимости перемещений этажей по высоте здания при линейном (сплошная линия) и нелинейном (пунктирная линия) моделировании СРМОС при воздействии акселерограмм:

а - «Санта-Круз», «Манджил», «VB3R»; б - «Ашоцк», «Улцин», «Абхар»

Из графиков видно, что разница в перемещениях, полученных при различном моделировании СРМОС, хотя и бывает в пользу нелинейного, но носит неравномерный характер. В некоторых случаях эта разница незначительна, например, при воздействии акселерограмм «Ашоцк» или «Санта-Круз» она составляет до 6%. Но как видно бывают и случаи когда эта разница доходит до 54%, например, при воздействии акселерограммы «Манджил».

Обратим внимание на тот факт, что из шести выбранных нами акселерограмм максимальное перемещение для девятиэтажного здания получилось при воздействии акселерограммы «VB3R». При этом разница между величинами перемещений при линейном и нелинейном моделировании СРМОС этого варианта составляет 8,5 %, что является не наибольшей из представленных.

Это доказывает, что уменьшение значения перемещений этажей здания при нелинейном моделировании СРМОС зависит от характера спектра акселерограммы.

4.3. Оценка изменения усилий с учетом их перераспределения в СРМОС при сейсмических воздействиях

Выше была изучена работа девятиэтажного здания с системой сейсмоизоляции при моделировании этого здания в виде стержня с сосредоточенными на нем массами. Эта аппроксимация была принята с целью уменьшения количества узлов и элементов в расчетной схеме для возможности составления более компактных задач, приемлемых для решения и исследования посредством расчетного комплекса [27]. Однако выше принятая расчетная схема здания ограничивает анализ изменения усилий в системе сейсмоизоляции, в частности, изучение перераспределения усилий между опорами в системе сейсмоизоляции при явлении так называемого «отрыва».

Для изучения данного явления произведены расчеты шестнадцатиэтажного здания (рис.4.21). Здание имеет рамно-связевую конструктивную схему. Размеры здания в плане: 36,0 ×18,0 м, высота здания - 48,0 м. Высота типового этажа - 3,0 м, а высота подвального 2,5 м.

Расчетная схема состоит из стержневых и пластинчатых конечных элементов, при этом посредством стержневых конечных элементов описаны колонны, ригели и фундаменты, а при помощи пластинчатых конечных элементов - плиты перекрытия и диафрагмы жесткости.

Толщина всех диафрагм принята 160 мм, кроме подвальных наружных стен, толщина которых принята 400 мм. Толщина плит перекрытий составляет 160 мм. Колонны прямоугольного сечения 500 х 500мм, продольные ригели сечением 500х550мм, поперечные ригели сечением 500х600мм. Несущие конструкции выполнены из бетона класса B25. Система сейсмоизоляции состоит из 206 опор.

В расчетах были использованы следующие нагрузки на плиты перекрытия:

- постоянная равномерно распределенная нагрузка - 2,5 кH/м²,

- временная длительная равномерно распределенная нагрузка - 0,39 кH/м²,

- временная кратковременная равномерно распределенная нагрузка - 1,56 кH/м².

В расчетах СРМОС моделированы 2 методами. В первом из них опора способна воспринимать в вертикальном направлении как сжимающие, так и растягивающие усилия, а во втором - только сжимающие усилия [12]. При описании СРМОС использовались ее нелинейные характеристики (рис. 4.15). Расчеты проводились от вертикальных статических нагрузок, а также от воздействия акселерограммы «Ашоцк» (рис. 4.1), которая посредством коэффициента доведена до 0,4g.



Рис.4.21. Расчетная схема шестнадцатиэтажного здания по программе SAP2000: а -пространственная модель; б -общий план расположения СРМОС

Для решения данной задачи использован программный комплекс «SAP2000», в котором реализован расчет методом «FNA».

Быстрый нелинейный анализ (Fast Nonlinear Analysis, FNA) - метод нелинейного анализа, который распространен во многих странах мира в качестве основного метода динамически-нелинейного анализа зданий и сооружений по акселерограммам землетрясений [87, 98].

Для решения динамически нелинейной задачи по этому методу, аналитическая модель, прежде всего, должна быть линейно-упругой и иметь ограниченное число заранее определенных нелинейных элементов, при этом, необходимо также заранее задать параметры, характеризующие нелинейное поведение связевых элементов. В дополнение к описанию зависимости сила-перемещение, эти связевые элементы позволяют моделировать демпфирование, сейсмоизоляцию и разные системы, основанные на диссипации энергии.

Эффективность расчета по методу быстрого нелинейного анализа объясняется представлением вектора силы нелинейных элементов $R_{NL}(t)$ отдельным от матриц жесткости и уравнений затухания системы, согласно уравнению равновесия нелинейной системы по методу быстрого нелинейного анализа. При этом уравнение равновесия может быть представлено в следующем виде:

$$M\ddot{u}(t) + C\dot{u}(t) + Ku(t) + R_{NL}(t) = R(t)$$

$$(4.5)$$

Следуя процедуре расчета по уравнению (4.5), быстрый нелинейный анализ является эффективным и достаточно точным динамически-нелинейным методом, позволяющим уменьшить время расчета моделей зданий и сооружений на порядок по сравнению с методом прямого интегрирования.

Расчеты шестнадцатиэтажного здания (рис. 4.21) проводились вышеуказанным методом, поскольку для решения задачи с большим количеством узлов и элементов методом прямого интегрирования требуется достаточно много времени. На рис. 4.22 приведены результаты модального анализа.

Для более наглядной демонстрации эффекта «отрыва», а так же во избежание решения достаточно объемной задачи, воздействие акселерограммы задано только в

поперечном направлении здания. Ниже представлены результаты расчетов для двух осей: «3» и «4». Как видно из рисунка 4.23 по оси «3» расположено 20 изоляторов, а по оси «4» - 12 шт, однако результаты приведены только для пронумерованных на рисунке СРМОС.



Рис.4.22. Формы собственных колебаний шестнадцатиэтажного здания с системой сейсмоизоляции



Рис.4.23. Расположения СРМОС по осям здания: а - нумерация СРМОС по оси «3»; б - нумерация СРМОС по оси «4»

На рисунке 4.24 показаны зависимости усилий от времени, возникающие при вертикальной работе в элементах 1,2,3 по оси «3».



Рис.4.24. Зависимость усилий в СРМОС от времени при ее вертикальной работе: на растяжение и сжатие: а - в опоре 1; в -в опоре 2; д -в опоре 3; только на сжатие: б -в опоре 1; г -в опоре 2; е -в опоре 3

Для СРМОС расположенным по осям «1» и «2» эти зависимости приведены в приложении 2 (рис. 2.1 - 2.33, табл. 2.1). Из рисунка 4.24 (а, в) видно, что при расчете по первому варианту, когда в расчетной схеме для описания СРМОС применяется элемент, воспринимающий вертикальное как сжатие, так и растяжение, в опорах 1 и 2 возникают растягивающие усилия. Однако при расчете по второму варианту вышеуказанное растягивающее усилие отсутствует (рис. 4.24 б, г), поскольку в этом случае для моделирования СРМОС применялся элемент, воспринимающий только вертикальное сжатие. Получается, что в результате различного моделирования СРМОС вышеуказанное растягивающее усилие отсутствует различного моделирования СРМОС вышеуказанное растягивающее усилие во втором варианте расчета

становится сжимающим и перераспределяется между другими опорами системы сейсмоизоляции.

Чтобы оценить это перераспределение усилий в ряде подушек для осей «3» и «4» составлены таблицы, где приводятся максимальные величины сжимающих усилий, которые возникают примерно в тот же момент времени (табл. 4.5).

Таблица 4.5

Максимальные сжимающие усилия в СРМОС по осям «3» и «4» возникающие от вертикальной статической нагрузки и при воздействии акселерограммы «Ашоцк» в поперечном направлении здания, при расчете по методу быстрого нелинейного

	Максимальные сжима	_		
номер СРМОС	при работе СРМОС на	при работе СРМОС	Разница (%)	
	растяжение и сжатие Vсил			
1	937.5	992.0	5,5	
2	1084,0	1135,0	4,5	
3	1019,0	1066,0	4,4	
4	928,9	976,6	4,9	
5	873,9	908,0	3,8	
6	769,9	776,2	0,8	
7	870,5	877,1	0,8	
8	970,3	979,3	0,9	
9	1106,0	1114,0	0,7	
10	1247,0	1260,0	1,0	
11	1090.3	1126.0	3,2	
12	769.9	784.1	1,8	
13	1307.0	1341.0	2,5	
14	886,7	949,4	6,6	
15	1038,0	1092,0	4,9	
16	986,4	1019,0	3,2	
17	1105,0	1127,0	2,0	
18	1185,0	1205,0	1,7	
19	1080,0	1091,0	1,0	
20	1134.0	1164.0	2,6	
21	1167.0	1224.0	4,7	

анализа

Из приведенной таблицы видно, что увеличение максимальных сжимающих усилий в результате перераспределения доходит до 6,6%. Это явление имеет место, поскольку часть сейсмоизоляторов подвергается «отрыву», а именно 41 шт. (из 206ти), что составляет почти 20%. При этом необходимо отметить, что «отрыв» изоляторов от суперструктуры происходит почти в один и тот же момент времени (примерно на 10-й секунде).

Поскольку при расчетах зданий на сейсмическое воздействия кроме горизонтальных нагрузок действуют также и вертикальные, следовательно, в нашем случае следует также учесть вертикальную компоненту акселерограммы «Ашоцк». Необходимо отметить, что при решении данной задачи использовался тот же метод расчета, что и в предыдущем. Рассмотрим максимальные величины сжимающих усилий в опорах по тем же осям возникающие от вертикальной статической нагрузки и при воздействии акселерограммы «Ашоцк» в поперечном и вертикальном направлениях здания (табл. 4.6).

Таблица 4.6

Максимальные сжимающие усилия в СРМОС по осям «3» и «4» возникающие от вертикальной статической нагрузки и при воздействии акселерограммы «Ашоцк» в поперечном и вертикальном направлении здания,при расчете по методу быстрого нелинейного анализа

	Максимальные сжима		
Номер	при работе СРМОС на	при работе СРМОС	Разница
СРМОС	растяжение и сжатие	только на сжатие	(%)
	Усили	ия (кH)	
1	1013,0	1098,0	7,7
2	1180,0	1280,0	7,8
3	1118,0	1213,0	7,8
4	1045,0	1118,0	6,5
5	974,2	1096,0	11,1
6	946,6	1009,0	6,2
7	1060,0	1219,0	13,0
8	1176,0	1349,0	12,8
9	1326,0	1518,0	12,7
10	1486,0	1697,0	12,4
11	1210,0	1325,0	8,7
12	980,3	998,8	1,9
13	1518,0	1545,0	1,8
14	936,0	985,1	5,0
15	1106,0	1198,0	7,7
16	1076,0	1259,0	14,5
17	1564,0	1709,0	8,5
18	1717,0	1894,0	9,3
19	1644,0	1697,0	3,1
20	1638,0	1740,0	5,9
21	1388,0	1499,0	7,4

Зависимости усилий в СРМОС от времени при ее вертикальной работе для опор сейсмоизоляции по осям «1» и «2» приведены в приложении 2 (рис.2.34 -2.64, табл. 2.2). Как и следовало ожидать в тех опорах сейсмоизоляции, которые воспринимают как сжимающие, так и растягивающие усилия, в этом случае увеличились растягивающие усилия, в результате чего эффект перераспределения в опорах, работающих только на сжатия, увеличился. Отметим, что для большинства опор сейсмоизоляции в этом случае разница между максимальными сжимающими усилиями в результате перераспределения составляет в среднем 6 - 8%, но для некоторых опор эта разница варьируется в пределах 11-14,5%. Следовательно, среднее увеличение сжимающих усилий в опорах в результате перераспределения можно принять около 10%.

Поскольку в этом случае помимо горизонтального сейсмического воздействия добавляется и вертикальный компонент, то ожидаемо, что число «отрывающихся» сейсмоизоляторов увеличится. В нашем случае количество опор сейсмоизоляции подвергнувшихся «отрыву» достигает 57 штук (из 206-ти установленных под зданием), что составляет около 28% от общего количества установленных сейсмоизоляторов. Проследив за процессом поведения сейсмоизояторов во времени, можно заметить, что и в этом варианте явление «отрыва» изоляторов от суперструктуры, происходит практически в один и тот же момент времени, примерно на 10-й секунде.

Для получения более точных величин сжимающих усилий, был произведен расчет здания от вертикальной статической нагрузки при воздействии акселерограммы «Ашоцк» в поперечном и вертикальном направлениях здания методом прямого интегрирования, который зачастую применяется в подобных расчетах. Для удобства анализа полученных результатов по обеим методикам рассмотрено напряженнодеформированное состояние некоторых опор по осям «З» и «4» (рис. 4.22). Отметим, что расчет по методу прямого интегрирования проводился только для той задачи, в которой опоры воспринимают только сжимающие усилия. Результаты вышеуказанного расчета приведены в табл. 4.7.

Таблица 4.7

Максимальные сжимающие усилия в СРМОС по осям «3» и «4» возникающие от вертикальной статической нагрузки и при воздействии акселерограммы «Ашоцк» в поперечном и вертикальном направлениях здания, при расчете по методу прямого интегрирования

	Максимальные сжимающие усилия в СРМОС				
Номер СРМОС	при работе СРМОС только на сжатие (метод быстрого	при работе СРМОС только на сжатие (метод прямого	Разница (%)		
	нелинейного анализа)	интегрирования)	. ,		
	Усили	я (кН)			
2	1280,0	1131,0	11,6		
6	1009,0	866,4	14,1		
10	1697,0	1313,0	22,6		
11	1325,0	1169,0	11,8		
12	998,8	857,3	14,2		
13	1545,0	1362,0	11,9		
15	1198,0	1038,0	13,4		
18	1894,0	1473,0	22,2		
20	1740,0	1390,0	20,1		
21	1499,0	1254,0	16,3		

Представленные в таблице результаты показывают, что сжимающие усилия, полученные методом прямого интегрирования, меньше усилий полученных при расчете методом быстрого нелинейного анализа в среднем на 15%.

Следовательно, с целью получения более точных результатов рекомендуется выполнять расчеты зданий методом прямого интегрирования. Однако вышеуказанный анализ показал, что, несмотря на метод расчета, перераспределение усилий в системе сейсмоизоляции, возникающее от сейсмического воздействия, однозначно существует. Во избежание сложностей возникающих при выполнении нелинейного расчета зданий с сейсмоизоляцией, рекомендуется выбирать такую расчетную схему и такое расположение сейсмоизоляторов, чтобы исключить возможность возникновения явление "отрыва" в них.

выводы

- Для применяемых в РА сейсмоизоляторов получена зависимость максимально допускаемых горизонтальных перемещений от действия вертикальной силы с учетом сейсмических воздействий. Показана необходимость одновременного рассмотрения максимального горизонтального перемещения и вертикальной силы, действующей на СРМОС, для оценки ее несущей способности при сейсмическом воздействии.
- Получена закономерность изменения максимальной горизонтальной жесткости СРМОС в зависимости от ее вертикального обжатия. Установлено, что изменение горизонтальной жесткости опоры сейсмоизоляции возрастает с увеличением вертикального обжатия сейсмоизолятора.
- 3. На основе исследований многоэтажных зданий разной этажности с системой сейсмоизоляции и без нее выявлены основные параметры, влияющие на изменение напряженно-деформированного состояния конструкций этих зданий. Сравнительный анализ показал изменения деформативных характеристик суперструктур (для девятиэтажного здания значения перемещений и перекосов этажей с применением сейсмоизоляции уменьшаются в 2,1 раза, а значения суммарных поперечных сил на уровне сейсмоизоляции в 2,5 раза). В результате сравнительного анализа высотных зданий разной этажности выявлено, изменение расхода материалов несущих конструкций (колонны, ригели, диафрагмы, плиты перекрытия) выше подвального этажа с системой сейсмоизоляции и без нее. Так, в рассмотренных случаях для шести-, девяти- и шестнадцатиэтажных зданий применение сейсмоизоляции привело к уменьшению расхода материалов несущих конструкций выше уровня подвального этажа: до 5% для бетона и от 20 до 27% для арматуры.
- 4. Показано, что величины перемещений зданий с сейсмоизоляцией, заданной нелинейными конечными элементами, имеют меньшие значения по сравнению с теми же зданиями, где СРМОС описаны линейными КЭ, при этом эта разница

(от 6 до 54%) носит неравномерный характер и зависит от спектральных характеристик акселерограмм.

5. Учитывая, что сейсмоизоляторы, применяемые в РА, не работают на растяжение, изучена возможность их "отрыва" при сейсмическом воздействии, что приводит к перераспределению усилий в системе сейсмоизоляции. На основе нелинейного анализа для рассмотренного шестнадцатиэтажного здания с сейсмоизоляцией выявлено, что увеличение сжимающих усилий в СРМОС в результате перераспределения усилий составляет в среднем около 10%, при этом "отрыву" подвергается 27,7% установленных опор. Учитывая сложность нелинейного расчета зданий с сейсмоизоляцией, рекомендуется обеспечить такие условия, чтобы в сейсмоизоляторах не возникало явления "отрыва".

СИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

- 1. Դադայան Տ.Լ. Վարդանյան Խ.Գ., Բազմահարկ երկաթբետոնե շրջանակակապային շենքերում սեյսմամեկուսիչների կիրառման արդյունավետությունը// ԵՃՇՊՅ գիտական աշխատությունների ժողովածու,Յատոր III (50), 2013, Էջ. 114-120:
- Դադայան Տ.Լ.Վարդանյան Խ.Գ.,Ռետինա Մետաղեսեյս մա մեկուսիչ հենարա ններով երկաթբետոնե շրջանակակապային համակարգով շենքերի տնտեսապես շա հավետության մասին//ՃՇՅԱՅ գիտական աշխատություններ.-2015.Յատոր IV (59).էջ.126-133:
- 3. ጓጓՇՆ II-6.02-2006 Սեյսմակայուն շինարարություն։ Նախագծման նորմեր. Երևան. – 2006. – 62 էջ։
- 4. Авдейчиков Г.В. Испытание строительных конструкций//М.:АСВ. 2009 160 с.
- 5. Айзенберг Я.М. Сейсмоизоляция высоких зданий// Сейсмостойкое строительство Безопасность сооружений, № 4, 2007, стр. 41-43.
- Айзенберг Я.М. Сооружения с выключающимися связями для сейсмических районов. – М.:, Стройиздат, 1976 – 232 с.
- Айзенберг Я.М., Кодыш Э.Н., Никитин И.К., Смирнов В.И., Сейсмостойкие многоэтажные здания с железобетонным каркасом. – М.: ACB, 2012 – 264 с.
- Анохин Н.Н. Строительная механика в примерах и задачах. Часть III. Динамика сооружений. – М.: АСВ, 2016 – 344 с.
- АСТ 261 2007 Слоистая резинометаллическая опора сейсмоизоляции, технические условия; Ереван, Министерство торговли и экономического развития PA, 2007 – 17 с.
- Бирбраер А.Н. Расчет конструкций на сейсмостойкость. СПб.: Наука, 1998 255 с.
- 11. Варданян Х.Г., Влияние вертикального обжатия на горизонтальную жесткость подушки// Научные труды НУАСА, 2017г., т. I (64), стр. 126-129.

- Варданян Х.Г., Возможность учета перераспределения усилий в сейсмоизоляторах зданий при расчете на сейсмическое воздействие// Научные труды НУАСА, 2016г., т. III (62), стр. 144-147.
- Верюжский Ю.В., Колчунов В.И., Барабаш М.С., Гензеровский Ю.В., Компьютерные технологии проектирования железобетонных конструкций. – Киев, Книжное издательство Национального авиационного университета, 2006 – 808 с.
- Водопьянов Р.Ю., Титок. В.П., Артамонова А.Е., Программный комплекс Лира-САПР 2015, Руководство пользователя. Обучающие примеры, под ред. А.С. Городецкого. – М., 2015 – 460 с.
- 15. Гордеев В.Н., Лантух-Лященко А.И., Перельмутер А.В., Махинько А.В., Пашинский В.А., Пичугин С.Ф. Нагрузки и воздействия на здания и сооружения/ под общ. ред. А.В. Перельмутера, Изд. 4-е, перераб. и доп. –М.: СКАД СОФТ, 2014. – 608 с.
- Городецкий А.С, Барабаш М.С., Сидоров В.Н. Компьютерное моделирование в задачах строительной механики. –М.: АСВ, 2016. – 338 с.
- Городецкий А.С, Евзеров И.Д. Компьютерные модели конструкций. М., АСВ, 2009. – 360 с.
- 18. Дадаян Т.Л. Варданян Х.Г., Изменение расхода материалов несущих конструкции железобетонных рамно-связевых зданий с применением сейсмоизоляторов// Сборник докладов Международной научной конференции, посвященной 85-летию кафедры железобетонных и каменных конструкций и 100-летию со дня рождения Н. Н. Попова. М.: 2016. стр. 80-85.
- 19. Дадаян Т.Л. Особенности расчета железобетонных конструкций по деформациям.
 Германия: LAPLAMBERT Academic Publishing, 2014. 180 с.
- Кодыш Э.Н., Трекин Н.Н., Никитин И.К. Проектирование многоэтажных зданий с железобетонным каркасом. – М.: АСВ, 2009. – 352 с.
- Мадатян С.А. Арматура железобетонных конструкций. М.: Воентехлит, 2000. 256 с.

- 22. Мелкумян М.Г. Нелинейное поведение железобетонных конструкций при сейсмических воздействиях. Ереван: Издательство Лусабац, 2013. 232 с.
- 23. Мелкумян М.Г. Опыт применения современных систем сейсмозащиты// Трагедия Спитака не должна повториться. – Ереван: Издательство Воскан Ереванци, 1998.– стр. 193 – 205.
- 24. Мелкумян М.Г. Риск разрушения, сейсмоизоляция и сейсмостойкость зданий, Принтинфо СП ОО. Ереван: 2001. 216 с.
- 25. Мкртычев О.В., Бунов А.А. Надежность железобетонных зданий с системой сейсмоизоляции в виде резинометалличеких опор при землетрясении. М.: АСВ, 2016 122 с.
- 26. Нерсесян Т.Э. Разработка технологии изготовления резинометаллических опор сейсмоизоляции силовой установки для их испытаний. Диссертация на соискание ученой степени кандидата технических наук. – Ереван: 2001. – 111 с.
- Перельмутер А.В., Сливкер В.И. Расчетные модели сооружений и возможность их анализа, 4-е изд. – М.: СКАД СОФТ, 2011 – 736 с.
- Поляков С.В. Сейсмостойкие конструкции зданий, 2-е изд. М.: Высшая школа, 1983. – 304 с.
- Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения арматуры (к СНиП 2.03.01-84). – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989.– 193 с.
- 30. Проектирование многоэтажных и высотных железобетонных сооружений/ под ред. Чжан Вэйбинь: Пер. с китайского. М.: АСВ, 2010. 600 с.
- Проектирование современных высотных зданий/ под ред. Сюй Пэйфу: Пер. с китайского. – М., АСВ, 2008. – 469 с.
- 32. Руководство по проектированию к Еврокоду 8: Проектирование сейсмостойких конструкций: руководство для проектировщиков к EN 1998-1 и EN 1998-5. Общие нормы проектирования сейсмостойких конструкций, сейсмические воздействия, правила проектирования зданий и подпорных сооружений: пер. с англ. М.: МГСУ, 2013. 484 с.
- 33. СНиП 2.01.07-85 Нагрузки и воздействия. М.: ГУП ЦПП, 1996. 48 с.
- 34. СНиП 2.03.01-84* Бетонные и железобетонные конструкции. М.: ГУП ЦПП, 1998. – 76 с.
- 35. СП 63.13330.2012 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003. М.:Минрегион России, 2012. 156 с.
- Хачиян Э.Е. Амбарцумян В.А. Динамические модели сооружений в теории сейсмостойкости. –М.: Наука, 1981. – 204 с.
- 37. Хачиян Э.Е. Прикладная сейсмология. Ереван: Гитутюн НАН РА, 2008. 491 с.
- Хачиян Э.Е. Сейсмические воздействия и прогноз поведения сооружений. Ереван: Гитутюн НАН РА, 2015. – 555 с.
- Хачиян Э.Е. Сейсмические воздействия на высотные здания и сооружения. Ереван, АЙАСТАН, 1973, – 328 с.
- Шаблинский Г.Э., Зубков Д.А. Натурные динамические исследования строительных конструкций: Монография. М.: АСВ, 2009. – 216 с.
- 2012 IBC SEAOC Structural/Seismic Design Manual/ Volume 5: Examples for Seismically Isolated Buildings and Buildings with Supplemental Damping., ICC/SEAOC, 2012 – 125 p.
- Andrew W. Taylor, Primer On Seismic Isolation, Takeru Igusa, ASCE Publications, 2004 – 58 p.
- Armenia Earthquake. Reconnaissance Report/ Earthquake Spectra, Special Supplement, EERI, 1989 – 190 p.
- ASCE/SEI 7-10 American Society of Civil Engineers, Minimum Design Loadsfor Buildings and Other Structures, third printing, ASCE, 2013 – 593 p.
- 45. Bathe K.J., Finite element procedure, Second edition, 2014 1043 p.
- 46. Beer M., Kougioumtzoglou I.A., Patelli E., Siu-Kui Au, Springer-Verlag, Encyclopedia of earthquake engineering, 2015 3966 p.
- Bozorgnia Y., Bertero V.V. Earthquake Engineering from Engineering Seismology to Performance-Based Engineering, CRC Press, 2004 – 976 p.

- 48. Charleson A., Guisasola Ad. Seismic Isolation for Architects; Routledge, 2017 194 p.
- 49. Cheng F.Y., Jiang H., Lou K., Smart structures. Innovative systems for seismic response control, CRC Press, 2008 672 p.
- 50. Chopra A.K., Dynamics of structures, fourth edition; Prentice Hall, 2011 992 p.
- 51. Christopoulos C., Filiatrault A., Principles of Passive Supplemental Damping and Seismic Isolation, IUSS Press, 2006 – 480 p.
- Clough Ray W., Penzien Joseph, Dynamics of structures, second edition (revised), CSI Inc., 2010 – 738 pages.
- Constantinou M.C., Kalpakidis I., Filiatrault A. and Ecker Lay R.A., LRFD based analysis and design procedures for bridge bearings and seismic isolators, Technical Report NCEER-11-0004, 2011 – 270 p.
- Craig R.R., Kurdila A.J., Fundamentals of structural dynamics. 2nd edition, Wiley, 2006 – 744 p.
- CSI Analyses Reference Manual, for SAP2000, ETABS, SAFE and CSiBridge, CSI, Berkeley, 2015 – 550 p.
- 56. CSI Analysis Reference Manual for SAP2000, ETABS and SAFE; CSI Inc., 2008 474 p.
- 57. Dadayan T. L., Vardanyan Kh. G., The decrease of seismic forces for multistory reinforce concrete shear wall-frame buildings with application of seismic isolation, International conference 'Seismics 2014', Georgia, Tbilisi, I vol., 2014, p. 12-19.
- 58. Dowrick D.J., Earthquake Resistant Design, Second edition; Wiley, 2003, 520 p.
- 59. Elastomeric Isolators, Series SI, FIP Industriale, Italy, 16 p.
- 60. EN 15129 Anti-seismic devices/ European standard, 2009 159 p.
- 61. EN 1998-1:2004/ Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance; Part 1:
 General rules, seismic actions and rules for buildings; European Standard, 2004 229 p.
- Freeman W. H., Earthquakes: 2006 Centennial Update. Bruce A. Bolt., 5th Edition, 2005 – 320 p.
- Fundamentals of Earthquake Engineering (Civil engineering and engineering mechanics series)/ Prentice Hall, 1971 – 640 p.

- 64. Guide specification for seismic isolation design. Third edition, AASHTO, 2010 62 p.
- Hanson R.D., Soong T.T., Seismic design with supplemental energy dissipation devices, EERI, 2001 – 135 p.
- 66. Higashino M., Okamoto S., Response control and seismic isolation of buildings. Taylor
 & Francis, 2006 484 p.
- 67. How to plan and implement seismic isolation for buildings/ The Japan Society of Seismic Isolation, 2013 123 p.
- Hudson D.E., Reading and interpreting strong motion accelerograms; EERI, 1979 112 p.
- 69. Humar J., Dynamics of Structures, Third Edition, CRC Press, 2012 1058 p.
- ISO 22762-1:2010 Elastomeric seismic-protection isolators. Test methods, second edition – 77 p.
- ISO 22762-2:2010 Elastomeric seismic-protection isolators. Applications for bridges. Specifications, second edition – 55 p.
- 72. ISO 22762-3:2010 Elastomeric seismic-protection isolators. Applications for buildings.Specifications, second edition 60 p.
- 73. ISO/TS 22762-4:2014 Elastomeric seismic-protection isolators. Guidance on the application of ISO 22762-3, 2014 31 p.
- Kelly J.I.M., Konstantinidis D.A., Mechanics of rubber bearings for seismic and vibration isolation, Wiley, 2011 – 222 p.
- Kelly T.H.E., Base Isolation of Structures. Design Guidelines; Holmes Consulting Group Ltd., 2001 – 214 p.
- Komodromos P.I., Seismic Isolation for Earthquake Resistant Structures, Wit Press, 2000 – 224 p.
- 77. Lead rubber bearings, Series LRB, FIP Industriale, Italy, 16 p.
- Liang Z, Lee G.C., Dargush G.F., Song J.; Structural Damping: Applications in Seismic Response Modification// CRC Press, CRC Press, 2012–547 p.
- Laing Z., Structural damping. Application in seismic response modification; CRC Press, 2011 – 581 p.

- Martelli A., Forni M., Panza G., Features, recent application and conditions for the correct use of seismic isolation systems Earthquake Resistant Engineering Structures VIII// edited by C.A. Brebbia. 2011- p. 15-23.
- MAURER Earthquake protection systems. As unique as the buildings they protect// MAURER- 27 p.
- 82. Melkumyan M.G., New solutions in seismic isolations, LUSABATS, 264 p.
- 83. Naeim F., Kelly J.M., Design of seismic isolated structures, Wiley, 1999 304 p.
- Newmark N.M. and Rosenblueth E., Fundamentals of earthquake engineering; Prentice Hall, 1971 – 640 p.
- 85. Newmark N.M., Hall W.J., Earthquake Spectra and Design; EERI, 1982 103 p.
- 86. Pan P., Zamfirescu D., Nakashima M., Nakayasu N., Kashiwa H., Base isolation design practice in Japan: introduction to post-Kobe approach. Journal of Earthquake Engineering, V. 9, No. 1, 2005 - pp. 147 - 171.
- SAP2000 Isolated Building. Nonlinear Time History Analyses/ Problem O, CSI Inc. 12 p.
- 88. Seismic Isolation for buildings and bridges/ Dynamic Isolation Systems, dis Inc. 20 p.
- 89. Seismic Isolation/Earthquake Spectra. Volume 6, Number 2, EERI, 1990 432 p.
- 90. Skinner R.I., Kelly T.E., Robinson B. (W.H.), Seismic isolation for designers and structural engineers; Robinson Seismic Ltd, 2005 370 p.
- 91. Skinner R.I., Robinson W.H., McVerry G.H., An Introduction of seismic isolation; Wiley, 1993 – 354 p.
- 92. Soong T.T., Dargush G.F. Passive Energy Dissipation Systems in Structural Engineering; John Wiley & Sons, Ltd, 1997 368 p.
- 93. Summary of evaluation findings for the testing of seismic isolation and energy Dissipating devices, American Society of Civil Engineers, 1999 – 122 p.
- 94. Takewaki, Building control with passive dampers. Optimal performance based design for earthquakes; Wiley, 2009 320 p.
- 95. The December 7, 1988, Armenia, USSR Earthquake/ An EQE Summary Report, EQE Engineering, 1989 47 p.

- 96. Torunbalci N. and Ozpalanlar G. Evaluation of earthquake response analysis methods for low-rise base isolated buildings, The 14th World Conference on Earthquake Engineering, October 12-17, 2008, Beijing, China, 8 p.
- 97. UBC 91, Uniform Building Code, 1991 1050 p.
- 98. Wilson Edward L., Static and dynamic analysis of structures: a physical approach with emphasis on earthquake engineering, 4th edition, CSI, 2010 394 p.
- 99. Wolfram S., Mathematica book, 5th edition, Wolfram Media, 2003 1488 p.

приложения

ПРИЛОЖЕНИЕ 1



Рис.1.1. Расчетная схема шестиэтажного здания без системы сейсмоизоляции: а - общий вид; б - вид типового этажа



Рис.1.2. Расчетная схема шестиэтажного здания с применением СРМОС: а - общий вид; б - расположение СРМОС



сейсмоизоляции T₁=2,000 с T₂=0,320 с



Рис.1.4. Формы собственных колебаний шестиэтажного здания с системой сейсмоизоляции

Таблица 1.1.

Результаты модального анализа и суммарная поперечная сила на уровне фундамента шестиэтажного здания без системы сейсмоизоляции

Номер формы	Периоды колебаний в коротком направлении здания (с)	Частота (Гц)	Поперечная сила на уровне фундамента (кН)
I Форма	0,382	2,62	43017
II Форма	0,108	9,26	7043
III Форма	0,059	16,94	1378

Таблица 1.2.

Результаты модального анализа и суммарная поперечная сила на уровне фундамента шестиэтажного здания с системой сейсмоизоляции

Номер формы	Периоды колебаний в коротком направлении здания (с)	Частота (Гц)	Поперечная сила на уровне фундамента (кН)
I Форма	2,000	0,50	17592





Таблица 1.3.

Отметка перекрытия	Перемещения этажей (мм)	Перекосы этажей (мм)	Ускорения (м/с ²) а=ю•ю•х	Ускорения в долях от "g"
0,00	0,37	0,37	0,10	0,01
3,00	4,93	4,56	1,34	0,136
6,00	11,32	6,39	3,07	0,313
9,00	18,62	7,30	5,04	0,514
12,00	26,21	7,59	7,10	0,724
15,00	33,58	7,37	9,10	0,927
18,00	40,04	6,46	10,85	1,106

Перемещения, перекосы и ускорения этажей шестиэтажного здания

Таблица 1.4.

Перемещения, перекосы и ускорения этажей шестиэтажного здания с системой сейсмоизоляции по первой форме

Отметка перекрытия	Перемещения этажей (мм)	Перекосы этажей (мм)	Ускорения (м/с ²) а=ю·ю·х	Ускорения в долях от "g"
0,00	215,06	-	2,12	0,216
3,00	219,28	4,22	2,16	0,220
6,00	223,61	4,33	2,20	0,225
9,00	227,89	4,28	2,25	0,229
12,00	232,05	4,16	2,29	0,233
15,00	235,99	3,94	2,33	0,237
18,00	239,56	3,60	2,36	0,241



Рис.1.6. Поэтажные инерционные силы (кН) для шестиэтажного здания: а - без СРМОС; б - с СРМОС

Таблица 1.5.

Инерционные и поперечные силы по первой форме для шестиэтажного здания с	2
системой сейсмоизоляции и без нее	

	Инерционные силы (кН)		Поперечные силы (кН		
Отметка перекрытия	без СРМОС	c CPMOC	без СРМОС	c CPMOC	
0,00	124,2	2644,0	43017,0	17590,3	
3,00	1578,9	2395,5	42892,9	14946,2	
6,00	3636,6	2441,7	41314,0	12550,7	
9,00	6000,2	2488,5	37677,4	10109,0	
12,00	8740,7	2534,3	31677,1	7620,6	
15,00	10875,8	2577,4	23206,4	5086,3	
18,00	12330,7	2508,9	12330,7	2508,9	



Рис.1.7. Горизонтальные перемещения верха СРМОС шестиэтажного здания от сейсмического воздействия: а - по буквенным осям; б - по цифровым осям



Рис.1.8. Эпюры изгибающих моментов (кН·м) в средней колонне шестиэтажного здания: а - без СРМОС; б - с СРМОС



Рис.1.9. Эпюры изгибающих моментов (кН·м) в средней колонне шестиэтажного здания: а - без СРМОС; б - с СРМОС



Рис.1.10. Эпюры изгибающих моментов (кН·м) в колоннах средней рамы шестиэтажного здания: а - без СРМОС; б - с СРМОС



Рис.1.11. Эпюры поперечных сил (кН) в колоннах средней рамы шестиэтажного здания: а - без СРМОС; б - с СРМОС



Рис.1.12. Эпюры изгибающих моментов (кН·м) в ригелях средней рамы шестиэтажного здания: а - без СРМОС; б - с СРМОС



Рис.1.13. Мозаика напряжений N_y (МПа) в диафрагмах жесткости (отм. -3,0 ÷ +6,0м) от сейсмической нагрузки для шестиэтажного здания: a - без СРМОС; б - с СРМОС



Рис.1.14. Мозаика напряжений Ny (МПа) в диафрагмах жесткости (отм. +6,0 ÷ +12,0м) от сейсмической нагрузки для шестиэтажного здания: а - без СРМОС; б - с СРМОС



Рис.1.15. Эпюра нижней арматуры (см²) ригелей средней рамы шестиэтажного здания (отм. 0,0 ÷ +6,0м): а - без СРМОС; б - с СРМОС



Рис.1.16. Эпюра нижней арматуры(см²) ригелей средней рамы шестиэтажного здания (отм. 6,0 ÷12,0м):а - без СРМОС; б - с СРМОС



Рис.1.17. Эпюра верхней арматуры(см²) ригелей средней рамы шестиэтажного здания (отм. 0,0 ÷ +6,0м): а - без СРМОС; б - с СРМОС



Рис.1.18. Эпюра верхней арматуры (см²) ригелей средней рамы шестиэтажного здания (отм. 6,0 ÷12,0м): а - без СРМОС; б - с СРМОС



Рис.1.19. Горизонтальная арматура диафрагм жесткости шестиэтажного здания: a - без СРМОС; б - с СРМОС



Рис.1.20. Вертикальная арматура диафрагм жесткости шестиэтажного здания: a - без СРМОС; б - с СРМОС



Рис.1.21. Процент армирования колонн (отм. 0,0 ÷ +9,0м) шестиэтажного здания: a - без СРМОС; б - с СРМОС



Рис.1.22. Процент армирования колонн (отм. 9,0 ÷ +18,0м) шестиэтажного здания: a - без СРМОС; б - с СРМОС



Рис.1.23. Расчетная схема шестнадцатиэтажного здания без системы сейсмоизоляции: а - общий вид; б - вид типового этажа



Рис.1.24. Расчетная схема шестнадцатиэтажного здания с применением СРМОС: а - общий вид; б - расположение СРМОС



І форма ІІ форма Рис.1.26. Формы собственных колебаний шестнадцатиэтажного здания с системой сейсмоизоляции

Таблица 1.6.

Результаты модального анализа и суммарная поперечная сила на уровне фундамента шестнадцатиэтажного здания без системы сейсмоизоляции

Номер формы	Периоды колебаний в коротком направлении здания (с)	Частота (Гц)	Поперечная сила на уровне фундамента (кН)
I Форма	0,856	1,17	74679
ПФорма	0,241	4,15	22131
ШФорма	0,120	8,35	3435

Таблица 1.7.

Результаты модального анализа и суммарная поперечная сила на уровне фундамента шестнадцатиэтажного с системой сейсмоизоляции

Номер формы	Периоды колебаний в коротком направлении здания (с)	Частота (Гц)	Поперечная сила на уровне фундамента (кН)	
I Форма	2,089	0,48	39895,3	





Таблица 1.8.

Перемещения, перекосы и ускорения этажей шестнадцатиэтажного здания

Отметка	Перемещения	Перекосы	Ускорения	Ускорения
перекрытия	этажей (мм)	этажей	(M/c^2)	в долях
		(мм)	$a=\omega\cdot\omega\cdot x$	om "g"
0,0	0,33	0,33	0,02	0,002
3,0	5,06	4,73	0,27	0,028
6,0	11,74	6,68	0,63	0,064
9,0	20,00	8,26	1,08	0,110
12,0	29,52	9,52	1,59	0,162
15,0	38,93	9,41	2,15	0,219
18,0	48,16	9,23	2,76	0,281
21,0	57,76	9,60	3,38	0,345
24,0	67,51	9,75	4,01	0,409
27,0	77,20	9,69	4,64	0,473
30,0	86,67	9,47	5,26	0,536
33,0	95,83	9,16	5,86	0,598
36,0	105,51	9,68	6,44	0,656
39,0	114,64	9,13	6,98	0,712
42,0	124,19	9,55	7,50	0,764
45,0	133,19	9,00	7,98	0,814
48,0	141,45	8,26	8,43	0,859

Таблица 1.9.

Перемещения, перекосы и ускорения этажей шестнадцатиэтажного здания с системой сейсмоизоляции по первой форме

Отмотиа	Попомощония	Παραγος	Vevonauua	Veronauua
Ummemku nonovni imija	перемещения	перекосы	S CKOPEHUN	з скорения
перекрытия	этажей (мм)	этажеи	(M/C)	в ООЛЯХ
		(мм)	$a=\omega\cdot\omega\cdot x$	om "g"
0,0	197,53	-	1,79	0,182
3,0	202,24	4,71	1,83	0,187
6,0	207,28	5,04	1,88	0,191
9,0	212,53	5,25	1,93	0,196
12,0	217,93	5,40	1,97	0,201
15,0	223,40	5,47	2,02	0,206
18,0	228,40	5,00	2,07	0,211
21,0	234,24	5,84	2,12	0,216
24,0	239,43	5,19	2,17	0,221
27,0	244,49	5,06	2,22	0,226
30,0	249,31	4,82	2,26	0,230
33,0	253,98	4,67	2,30	0,235
36,0	258,40	4,42	2,34	0,239
39,0	262,57	4,17	2,38	0,242
42,0	266,53	3,96	2,41	0,246
45,0	270,29	3,76	2,45	0,250
48,0	273,81	3,52	2,48	0,253



Рис.1.28. Поэтажные инерционные силы (кН) для шестнадцатиэтажного здания: a - без СРМОС; б - с СРМОС

Таблица 1.10.

Инерционные и поперечные силы по первой форме для шестнадцатиэтажного здания с системой сейсмоизоляции и без нее

	Инерционные силы (кН)		Поперечные силы (кН)	
Отметка перекрытия	без СРМОС	c CPMOC	без СРМОС	c CPMOC
0.0	35,3	2108,2	74 678,6	39891,6
3.0	303,1	2002,2	74 643,3	37783,4
6.0	706,3	2055,2	74 340,2	35781,2
9.0	1 206,6	2105,2	73 633,9	33726
12.0	1 784,4	2159,2	72 427,2	31620,8
15.0	2 390,7	2212,2	70 642,8	29461,6
18.0	3 025,4	2267,1	68 252,1	27249,4
21.0	3 711,1	2322,0	65 226,7	24982,3
24.0	4 408,6	2376,0	61 515,6	22660,3
27.0	5 102,2	2424,1	57 107,0	20284,3
30.0	5 758,5	2464,3	52 004,8	17860,2
33.0	6 384,3	2503,5	46 246,3	15395,9
36.0	7 011,2	2547,7	39 862,0	12892,4
39.0	7 607,7	2587,9	32 850,7	10344,7
42.0	8 169,8	2628,1	25 243,1	7756,8
45.0	8 697,5	2665,4	17 073,3	5128,7
48.0	8 375,8	2463,3	8 375,8	2463,3



Рис.1.29. Горизонтальные перемещения верха СРМОС шестнадцатиэтажного здания от сейсмического воздействия: а - по буквенным осям; б - по цифровым осям



Рис.1.30. Эпюры изгибающих моментов (кН·м) в средней колонне шестнадцатиэтажного здания: а, в - без СРМОС; б, г - с СРМОС



Рис.1.31. Эпюры изгибающих моментов (кН·м) в ригелях средней рамы (отм. 0,0 ÷ +24,0м) шестнадцатиэтажного здания: а - без СРМОС; б - с СРМОС



Рис.1.32. Эпюры изгибающих моментов (кН·м) в ригелях средней рамы (отм. 24,0 ÷ +48,0м) шестнадцатиэтажного здания: а - без СРМОС; б - с СРМОС



Рис.1.33. Мозаика напряжений N_y (МПа) в диафрагмах жесткости (отм. -3,0 ÷ +24,0м) от сейсмической нагрузки для шестнадцатиэтажного здания: а - без СРМОС; б - с СРМОС



Рис.1.34. Мозаика напряжений Ny (МПа) в диафрагмах жесткости (отм. +24,0 ÷ +48,0м) от сейсмической нагрузки для шестнадцатиэтажного здания: а - без СРМОС; б - с СРМОС



Рис.1.35. Эпюра нижней арматуры (см²) ригелей средней рамы шестнадцатиэтажного здания (отм. 0,0 ÷ +24,0м): а - без СРМОС; б - с СРМОС а) б)



Рис.1.36. Эпюра нижней арматуры(см²) ригелей средней рамы шестнадцатиэтажного здания (отм. 27,0 ÷48,0м):а - без СРМОС; б - с СРМОС



Рис.1.37. Эпюра верхней арматуры(см²) ригелей средней рамы шестнадцатиэтажного здания (отм. 0,0 ÷ +24,0м):а - без СРМОС; б - с СРМОС а) б)



Рис.1.38. Эпюра верхней арматуры(см²) ригелей средней рамы шестнадцатиэтажного здания (отм. 27,0 ÷48,0м):а - без СРМОС; б - с СРМОС



Рис.1.39. Горизонтальная арматура диафрагм жесткости шестнадцатиэтажного здания: а - без СРМОС; б - с СРМОС



Рис.1.40. Вертикальная арматура диафрагм жесткости шестнадцатиэтажного здания: а - без СРМОС; б - с СРМОС



Рис.1.41. Процент армирования колонн (отм. 0,0 ÷ +24,0м) шестнадцатиэтажного здания: а - без СРМОС; б - с СРМОС



Рис.1.42. Процент армирования колонн (отм. 24,0 ÷ +48,0м) шестнадцатиэтажного здания: а - без СРМОС; б - с СРМОС

ПРИЛОЖЕНИЕ 2



Рис.2.1. Нумерация и расположение СРМОС в шестнадцатиэтажном здании по оси «1»



Рис.2.2. Зависимость усилий в опоре «22» от времени при воздействии акселерограммы «Ашоцк» в поперечном направлении здания, при расчете по методу быстрого нелинейного анализа, когда опора в вертикальном направлении работает: а - на растяжение и сжатие, б - только на сжатие



Рис.2.3. Зависимость усилий в опоре «23» от времени при воздействии акселерограммы «Ашоцк» в поперечном направлении здания, при расчете по методу быстрого нелинейного анализа, когда опора в вертикальном направлении работает: а - на растяжение и сжатие, б - только на сжатие


Рис.2.4. Зависимость усилий в опоре «24» от времени при воздействии акселерограммы «Ашоцк» в поперечном направлении здания, при расчете по методу быстрого нелинейного анализа, когда опора в вертикальном направлении работает: а - на растяжение и сжатие, б - только на сжатие



Рис.2.5. Зависимость усилий в опоре «25» от времени при воздействии акселерограммы «Ашоцк» в поперечном направлении здания, при расчете по методу быстрого нелинейного анализа, когда опора в вертикальном направлении работает: а - на растяжение и сжатие, б - только на сжатие



Рис.2.6. Зависимость усилий в опоре «26» от времени при воздействии акселерограммы «Ашоцк» в поперечном направлении здания, при расчете по методу быстрого нелинейного анализа, когда опора в вертикальном направлении работает: а - на растяжение и сжатие, б - только на сжатие



Рис.2.7. Зависимость усилий в опоре «27» от времени при воздействии акселерограммы «Ашоцк» в поперечном направлении здания, при расчете по методу быстрого нелинейного анализа, когда опора в вертикальном направлении работает: а - на растяжение и сжатие, б - только на сжатие



Рис.2.8. Зависимость усилий в опоре «28» от времени при воздействии акселерограммы «Ашоцк» в поперечном направлении здания, при расчете по методу быстрого нелинейного анализа, когда опора в вертикальном направлении работает: а - на растяжение и сжатие, б - только на сжатие



Рис.2.9. Зависимость усилий в опоре «29» от времени при воздействии акселерограммы «Ашоцк» в поперечном направлении здания, при расчете по методу быстрого нелинейного анализа, когда опора в вертикальном направлении работает: а - на растяжение и сжатие, б - только на сжатие



Рис.2.10. Зависимость усилий в опоре «30» от времени при воздействии акселерограммы «Ашоцк» в поперечном направлении здания, при расчете по методу быстрого нелинейного анализа, когда опора в вертикальном направлении работает: а - на растяжение и сжатие, б - только на сжатие



Рис.2.11. Зависимость усилий в опоре «31» от времени при воздействии акселерограммы «Ашоцк» в поперечном направлении здания, при расчете по методу быстрого нелинейного анализа, когда опора в вертикальном направлении работает: а - на растяжение и сжатие, б - только на сжатие



Рис.2.12. Зависимость усилий в опоре «32» от времени при воздействии акселерограммы «Ашоцк» в поперечном направлении здания, при расчете по методу быстрого нелинейного анализа, когда опора в вертикальном направлении работает: а - на растяжение и сжатие, б - только на сжатие



Рис.2.13. Зависимость усилий в опоре «33» от времени при воздействии акселерограммы «Ашоцк» в поперечном направлении здания, при расчете по методу быстрого нелинейного анализа, когда опора в вертикальном направлении работает: а - на растяжение и сжатие, б - только на сжатие



Рис.2.14. Зависимость усилий в опоре «34» от времени при воздействии акселерограммы «Ашоцк» в поперечном направлении здания, при расчете по методу быстрого нелинейного анализа, когда опора в вертикальном направлении работает: а - на растяжение и сжатие, б - только на сжатие



Рис.2.15. Зависимость усилий в опоре «35» от времени при воздействии акселерограммы «Ашоцк» в поперечном направлении здания, при расчете по методу быстрого нелинейного анализа, когда опора в вертикальном направлении работает: а - на растяжение и сжатие, б - только на сжатие



Рис.2.16. Зависимость усилий в опоре «36» от времени при воздействии акселерограммы «Ашоцк» в поперечном направлении здания, при расчете по методу быстрого нелинейного анализа, когда опора в вертикальном направлении работает: а - на растяжение и сжатие, б - только на сжатие



Рис.2.17. Зависимость усилий в опоре «37» от времени при воздействии акселерограммы «Ашоцк» в поперечном направлении здания, при расчете по методу быстрого нелинейного анализа, когда опора в вертикальном направлении работает: а - на растяжение и сжатие, б - только на сжатие



Рис.2.18. Зависимость усилий в опоре «38» от времени при воздействии акселерограммы «Ашоцк» в поперечном направлении здания, при расчете по методу быстрого нелинейного анализа, когда опора в вертикальном направлении работает: а - на растяжение и сжатие, б - только на сжатие



Рис.2.19. Зависимость усилий в опоре «39» от времени при воздействии акселерограммы «Ашоцк» в поперечном направлении здания, при расчете по методу быстрого нелинейного анализа, когда опора в вертикальном направлении работает: а - на растяжение и сжатие, б - только на сжатие



Рис.2.20. Зависимость усилий в опоре «40» от времени при воздействии акселерограммы «Ашоцк» в поперечном направлении здания, при расчете по методу быстрого нелинейного анализа, когда опора в вертикальном направлении работает: а - на растяжение и сжатие, б - только на сжатие



Рис.2.21. Зависимость усилий в опоре «41» от времени при воздействии акселерограммы «Ашоцк» в поперечном направлении здания, при расчете по методу быстрого нелинейного анализа, когда опора в вертикальном направлении работает: а - на растяжение и сжатие, б - только на сжатие



Рис.2.22. Зависимость усилий в опоре «42» от времени при воздействии акселерограммы «Ашоцк» в поперечном направлении здания, при расчете по методу быстрого нелинейного анализа, когда опора в вертикальном направлении работает: а - на растяжение и сжатие, б - только на сжатие



Рис.2.23. Нумерация и расположение СРМОС в шестнадцатиэтажном здании по оси «2»



Рис.2.24. Зависимость усилий в опоре «43» от времени при воздействии акселерограммы «Ашоцк» в поперечном направлении здания, при расчете по методу быстрого нелинейного анализа, когда опора в вертикальном направлении работает: а - на растяжение и сжатие, б - только на сжатие



Рис.2.25. Зависимость усилий в опоре «44» от времени при воздействии акселерограммы «Ашоцк» в поперечном направлении здания, при расчете по методу быстрого нелинейного анализа, когда опора в вертикальном направлении работает: а - на растяжение и сжатие, б - только на сжатие



Рис.2.26. Зависимость усилий в опоре «45» от времени при воздействии акселерограммы «Ашоцк» в поперечном направлении здания, при расчете по методу быстрого нелинейного анализа, когда опора в вертикальном направлении работает: а - на растяжение и сжатие, б - только на сжатие



Рис.2.27. Зависимость усилий в опоре «46» от времени при воздействии акселерограммы «Ашоцк» в поперечном направлении здания, при расчете по методу быстрого нелинейного анализа, когда опора в вертикальном направлении работает: а - на растяжение и сжатие, б - только на сжатие



Рис.2.28. Зависимость усилий в опоре «47» от времени при воздействии акселерограммы «Ашоцк» в поперечном направлении здания, при расчете по методу быстрого нелинейного анализа, когда опора в вертикальном направлении работает: а - на растяжение и сжатие, б - только на сжатие



Рис.2.29. Зависимость усилий в опоре «48» от времени при воздействии акселерограммы «Ашоцк» в поперечном направлении здания, при расчете по методу быстрого нелинейного анализа, когда опора в вертикальном направлении работает: а - на растяжение и сжатие, б - только на сжатие



Рис.2.30. Зависимость усилий в опоре «49» от времени при воздействии акселерограммы «Ашоцк» в поперечном направлении здания, при расчете по методу быстрого нелинейного анализа, когда опора в вертикальном направлении работает: а - на растяжение и сжатие, б - только на сжатие



Рис.2.31. Зависимость усилий в опоре «50» от времени при воздействии акселерограммы «Ашоцк» в поперечном направлении здания, при расчете по методу быстрого нелинейного анализа, когда опора в вертикальном направлении работает: а - на растяжение и сжатие, б - только на сжатие



Рис.2.32. Зависимость усилий в опоре «51» от времени при воздействии акселерограммы «Ашоцк» в поперечном направлении здания, при расчете по методу быстрого нелинейного анализа, когда опора в вертикальном направлении работает: а - на растяжение и сжатие, б - только на сжатие



Рис.2.33. Зависимость усилий в опоре «52» от времени при воздействии акселерограммы «Ашоцк» в поперечном направлении здания, при расчете по методу быстрого нелинейного анализа, когда опора в вертикальном направлении работает: а - на растяжение и сжатие, б - только на сжатие

Таблица 2.1

Максимальные сжимающие усилия в СРМОС по осям «1» и «2» возникающие от вертикальной статической нагрузки и при воздействии акселерограммы «Ашоцк» в поперечном направлении здания, при расчете по методу быстрого нелинейного

Номер СРМОС	Максимальные сжимающие усилия в СРМОС в разные		
	моменты времени возоб	при работе СРМОС	Разница (%)
	растяжение и сжатие	только на сжатие	
	Усилия (кН)		
22	1105,0	1169,0	5,5
23	971,1	1016,0	4,4
24	860,4	888,8	3,2
25	774,9	790,5	2,0
26	727,3	737,0	1,3
27	1007,0	1059,0	4,9
28	1072,0	1120,0	4,3
29	980,5	1024,0	4,2
30	880,7	911,2	3,3
31	796,5	816,3	2,4
32	659,6	667,3	1,2
33	834,5	842,6	1,0
34	954,7	967,2	1,3
35	1105,0	1123,0	1,6
36	1235,0	1257,0	1,8
37	1164,0	1186,0	1,9
38	715,7	743,8	3,8
39	761,3	808,0	5,8
40	906,7	927,0	2,2
41	1088,0	1113,0	2,2
42	1295,0	1329,0	2,6
43	1004,0	1064,0	5,6
44	839,2	877,1	4,3
45	1002,0	1057,0	5,2
46	1093,0	1142,0	4,3
47	995,5	1027,0	3,1
48	1121,0	1133,0	1,1
49	1219,0	1239,0	1,6
50	1099,0	1122,0	2,0
51	984,0	1001,0	1,7
52	1150.0	1179.0	2.5



Рис.2.34. Зависимость усилий в опоре «22» от времени при воздействии акселерограммы «Ашоцк» в поперечном и вертикальном направлениях здания, при расчете по методу быстрого нелинейного анализа, когда опора в вертикальном направлении работает: а - на растяжение и сжатие, б - только на сжатие



Рис.2.35. Зависимость усилий в опоре «23» от времени при воздействии акселерограммы «Ашоцк» в поперечном и вертикальном направлениях здания, при расчете по методу быстрого нелинейного анализа, когда опора в вертикальном направлении работает: а - на растяжение и сжатие, б - только на сжатие



Рис.2.36. Зависимость усилий в опоре «24» от времени при воздействии акселерограммы «Ашоцк» в поперечном и вертикальном направлениях здания, при расчете по методу быстрого нелинейного анализа, когда опора в вертикальном направлении работает: а - на растяжение и сжатие, б - только на сжатие



Рис.2.37. Зависимость усилий в опоре «25» от времени при воздействии акселерограммы «Ашоцк» в поперечном и вертикальном направлениях здания, при расчете по методу быстрого нелинейного анализа, когда опора в вертикальном направлении работает: а - на растяжение и сжатие, б - только на сжатие



Рис.2.38. Зависимость усилий в опоре «26» от времени при воздействии акселерограммы «Ашоцк» в поперечном и вертикальном направлениях здания, при расчете по методу быстрого нелинейного анализа, когда опора в вертикальном направлении работает: а - на растяжение и сжатие, б - только на сжатие



Рис.2.39. Зависимость усилий в опоре «27» от времени при воздействии акселерограммы «Ашоцк» в поперечном и вертикальном направлениях здания, при расчете по методу быстрого нелинейного анализа, когда опора в вертикальном направлении работает: а - на растяжение и сжатие, б - только на сжатие



Рис.2.40. Зависимость усилий в опоре «28» от времени при воздействии акселерограммы «Ашоцк» в поперечном и вертикальном направлениях здания, при расчете по методу быстрого нелинейного анализа, когда опора в вертикальном направлении работает: а - на растяжение и сжатие, б - только на сжатие



Рис.2.41. Зависимость усилий в опоре «29» от времени при воздействии акселерограммы «Ашоцк» в поперечном и вертикальном направлениях здания, при расчете по методу быстрого нелинейного анализа, когда опора в вертикальном направлении работает: а - на растяжение и сжатие, б - только на сжатие



Рис.2.42. Зависимость усилий в опоре «30» от времени при воздействии акселерограммы «Ашоцк» в поперечном и вертикальном направлениях здания, при расчете по методу быстрого нелинейного анализа, когда опора в вертикальном направлении работает: а - на растяжение и сжатие, б - только на сжатие



Рис.2.43. Зависимость усилий в опоре «31» от времени при воздействии акселерограммы «Ашоцк» в поперечном и вертикальном направлениях здания, при расчете по методу быстрого нелинейного анализа, когда опора в вертикальном направлении работает: а - на растяжение и сжатие, б - только на сжатие



Рис.2.44. Зависимость усилий в опоре «32» от времени при воздействии акселерограммы «Ашоцк» в поперечном и вертикальном направлениях здания, при расчете по методу быстрого нелинейного анализа, когда опора в вертикальном направлении работает: а - на растяжение и сжатие, б - только на сжатие



Рис.2.45. Зависимость усилий в опоре «33» от времени при воздействии акселерограммы «Ашоцк» в поперечном и вертикальном направлениях здания, при расчете по методу быстрого нелинейного анализа, когда опора в вертикальном направлении работает: а - на растяжение и сжатие, б - только на сжатие



Рис.2.46. Зависимость усилий в опоре «34» от времени при воздействии акселерограммы «Ашоцк» в поперечном и вертикальном направлениях здания, при расчете по методу быстрого нелинейного анализа, когда опора в вертикальном направлении работает: а - на растяжение и сжатие, б - только на сжатие



Рис.2.47. Зависимость усилий в опоре «35» от времени при воздействии акселерограммы «Ашоцк» в поперечном и вертикальном направлениях здания, при расчете по методу быстрого нелинейного анализа, когда опора в вертикальном направлении работает: а - на растяжение и сжатие, б - только на сжатие



Рис.2.48. Зависимость усилий в опоре «36» от времени при воздействии акселерограммы «Ашоцк» в поперечном и вертикальном направлениях здания, при расчете по методу быстрого нелинейного анализа, когда опора в вертикальном направлении работает: а - на растяжение и сжатие, б - только на сжатие



Рис.2.49. Зависимость усилий в опоре «37» от времени при воздействии акселерограммы «Ашоцк» в поперечном и вертикальном направлениях здания, при расчете по методу быстрого нелинейного анализа, когда опора в вертикальном направлении работает: а - на растяжение и сжатие, б - только на сжатие



Рис.2.50. Зависимость усилий в опоре «38» от времени при воздействии акселерограммы «Ашоцк» в поперечном и вертикальном направлениях здания, при расчете по методу быстрого нелинейного анализа, когда опора в вертикальном направлении работает: а - на растяжение и сжатие, б - только на сжатие



Рис.2.51. Зависимость усилий в опоре «39» от времени при воздействии акселерограммы «Ашоцк» в поперечном и вертикальном направлениях здания, при расчете по методу быстрого нелинейного анализа, когда опора в вертикальном направлении работает: а - на растяжение и сжатие, б - только на сжатие



Рис.2.52. Зависимость усилий в опоре «40» от времени при воздействии акселерограммы «Ашоцк» в поперечном и вертикальном направлениях здания, при расчете по методу быстрого нелинейного анализа, когда опора в вертикальном направлении работает: а - на растяжение и сжатие, б - только на сжатие



Рис.2.53. Зависимость усилий в опоре «41» от времени при воздействии акселерограммы «Ашоцк» в поперечном и вертикальном направлениях здания, при расчете по методу быстрого нелинейного анализа, когда опора в вертикальном направлении работает: а - на растяжение и сжатие, б - только на сжатие



Рис.2.54. Зависимость усилий в опоре «42» от времени при воздействии акселерограммы «Ашоцк» в поперечном и вертикальном направлениях здания, при расчете по методу быстрого нелинейного анализа, когда опора в вертикальном направлении работает: а - на растяжение и сжатие, б - только на сжатие



Рис.2.55. Зависимость усилий в опоре «43» от времени при воздействии акселерограммы «Ашоцк» в поперечном и вертикальном направлениях здания, при расчете по методу быстрого нелинейного анализа, когда опора в вертикальном направлении работает: а - на растяжение и сжатие, б - только на сжатие



Рис.2.56. Зависимость усилий в опоре «44» от времени при воздействии акселерограммы «Ашоцк» в поперечном и вертикальном направлениях здания, при расчете по методу быстрого нелинейного анализа, когда опора в вертикальном направлении работает: а - на растяжение и сжатие, б - только на сжатие



Рис.2.57. Зависимость усилий в опоре «45» от времени при воздействии акселерограммы «Ашоцк» в поперечном и вертикальном направлениях здания, при расчете по методу быстрого нелинейного анализа, когда опора в вертикальном направлении работает: а - на растяжение и сжатие, б - только на сжатие



Рис.2.58. Зависимость усилий в опоре «46» от времени при воздействии акселерограммы «Ашоцк» в поперечном и вертикальном направлениях здания, при расчете по методу быстрого нелинейного анализа, когда опора в вертикальном направлении работает: а - на растяжение и сжатие, б - только на сжатие



Рис.2.59. Зависимость усилий в опоре «47» от времени при воздействии акселерограммы «Ашоцк» в поперечном и вертикальном направлениях здания, при расчете по методу быстрого нелинейного анализа, когда опора в вертикальном направлении работает: а - на растяжение и сжатие, б - только на сжатие



Рис.2.60. Зависимость усилий в опоре «48» от времени при воздействии акселерограммы «Ашоцк» в поперечном и вертикальном направлениях здания, при расчете по методу быстрого нелинейного анализа, когда опора в вертикальном направлении работает: а - на растяжение и сжатие, б - только на сжатие



Рис.2.61. Зависимость усилий в опоре «49» от времени при воздействии акселерограммы «Ашоцк» в поперечном и вертикальном направлениях здания, при расчете по методу быстрого нелинейного анализа, когда опора в вертикальном направлении работает: а - на растяжение и сжатие, б - только на сжатие



Рис.2.62. Зависимость усилий в опоре «50» от времени при воздействии акселерограммы «Ашоцк» в поперечном и вертикальном направлениях здания, при расчете по методу быстрого нелинейного анализа, когда опора в вертикальном направлении работает: а - на растяжение и сжатие, б - только на сжатие



Рис.2.63. Зависимость усилий в опоре «51» от времени при воздействии акселерограммы «Ашоцк» в поперечном и вертикальном направлениях здания, при расчете по методу быстрого нелинейного анализа, когда опора в вертикальном направлении работает: а - на растяжение и сжатие, б - только на сжатие



Рис.2.64. Зависимость усилий в опоре «52» от времени при воздействии акселерограммы «Ашоцк» в поперечном и вертикальном направлениях здания, при расчете по методу быстрого нелинейного анализа, когда опора в вертикальном направлении работает: а - на растяжение и сжатие, б - только на сжатие

Таблица 2.2

Максимальные сжимающие усилия в СРМОС по осям «1» и «2» возникающие от вертикальной статической нагрузки и при воздействии акселерограммы «Ашоцк» в поперечном и вертикальном направлениях здания, при расчете по методу быстрого нелинейного анализа

Номер СРМОС	Максимальные сжимающие усилия в СРМОС		
	при работе СРМОС на	при работе СРМОС	Разница
	растяжение и сжатие	только на сжатие	(%)
	Усилия (кН)		
22	1106,0	1227,0	9,9
23	1007,0	1038,0	3,0
24	902,8	924,9	2,4
25	801,2	849,5	5,7
26	755,6	798,8	5,4
27	1090,0	1179,0	7,5
28	1149,0	1269,0	9,5
29	1072,0	1153,0	7,0
30	968,2	1028,0	5,8
31	900,1	952,4	5,5
32	854,6	894,7	4,5
33	948,2	1058,0	10,4
34	1074,0	1182,0	9,1
35	1218,0	1361,0	10,5
36	1350,0	1496,0	9,8
37	1270,0	1418,0	10,4
38	767,5	840,0	8,6
39	844,2	936,6	9,9
40	998,6	1080,0	7,5
41	1172,0	1289,0	9,1
42	1382,0	1520,0	9,1
43	1022,0	1078,0	5,2
44	871,3	941,1	7,4
45	1068,0	1162,0	8,1
46	1174,0	1272,0	7,7
47	1087,0	1181,0	8,0
48	1223,0	1395,0	12,3
49	1352,0	1504,0	10,1
50	1210,0	1367,0	11,5
51	1048,0	1179,0	11,1
52	1230.0	1349.0	88