

ФЕДЕРАЛЬНОЕ ГОСУДАРСТВЕННОЕ БЮДЖЕТНОЕ
ОБРАЗОВАТЕЛЬНОЕ УЧРЕЖДЕНИЕ ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ
«САНКТ-ПЕТЕРБУРГСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ АРХИТЕКТУРНО-
СТРОИТЕЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ»

На правах рукописи

СВИТЛИК ИЛЬЯ ВЛАДИМИРОВИЧ

**СЕЙСМОСТОЙКОСТЬ ВЫСОТНЫХ ЗДАНИЙ СТВОЛЬНО-ПОДВЕСНОЙ
СИСТЕМЫ В РАЙОНАХ ВЫСОКОЙ СЕЙСМИЧЕСКОЙ АКТИВНОСТИ**

Специальность 2.1.1. Строительные конструкции, здания и сооружения

Диссертация
на соискание ученой степени кандидата технических наук

Научный руководитель:
доктор технических наук,
профессор Белаш Т.А.

Санкт-Петербург – 2024

ОГЛАВЛЕНИЕ

ОГЛАВЛЕНИЕ	2
ВВЕДЕНИЕ	5
ГЛАВА 1. СОСТОЯНИЕ ИССЛЕДУЕМОГО ВОПРОСА.....	11
1.1 Общие положения	11
1.2 Анализ конструктивных решений высотных зданий ствольной конструктивной системы.....	11
1.3 Существующие объёмно-планировочные и конструктивные решения высотных зданий ствольной системы	24
1.4 Особенности конструктивных решений высотных зданий ствольной конструктивной системы в районах с сейсмическими воздействиями.....	35
1.5 Расчётно-теоретические и экспериментальные исследования ствольной конструктивной системы при сейсмических воздействиях.....	54
1.6 Выводы по главе. Цель, задачи диссертации	70
ГЛАВА 2. ИССЛЕДОВАНИЕ ОСОБЕННОСТЕЙ ПОВЕДЕНИЯ МНОГОЭТАЖНЫХ ЗДАНИЙ СТВОЛЬНОЙ СИСТЕМЫ ПРИ СЕЙСМИЧЕСКИХ ВОЗДЕЙСТВИЯХ	74
2.1 Общие положения	74
2.2 Разработка методики расчётно-теоретических исследований	77
2.2.1 Построение расчётных схем	77
2.2.2 Задание воздействий	81
2.2.3 Задание расчётных инженерных параметров.....	86
2.3 Сравнительный анализ поведения зданий с консольными и подвесными конструкциями при сейсмических воздействиях различного частотного состава. Выбор и обоснование принятого конструктивного решения.....	87

2.4 Выводы по главе.....	99
ГЛАВА 3. ПРЕДВАРИТЕЛЬНАЯ ОЦЕНКА СЕЙСМОСТОЙКОСТИ ВЫСОТНЫХ ЗДАНИЙ СТВОЛЬНО-ПОДВЕСНОЙ СИСТЕМЫ. ПРЕДЛОЖЕНИЯ ПО ЕЁ УСОВЕРШЕНСТВОВАНИЮ.....	101
3.1 Предлагаемые решения по усовершенствованию конструктивной системы ствольно-подвесного типа.....	101
3.2 Исследование сейсмостойкости принятого планировочного и конструктивного решения здания ствольно-подвесной системы.....	106
3.2.1 Построение расчётных схем	106
3.2.2 Выбор расчётных параметров и методов исследования.....	114
3.2.3 Анализ результатов.....	114
3.3 Применение подвешенных конструкций в качестве элемента динамического гасителя колебаний здания.....	126
3.4 Выводы по главе.....	134
ГЛАВА 4. РАСЧЁТНО-ТЕОРЕТИЧЕСКОЕ ИССЛЕДОВАНИЕ ВЫСОТНЫХ ЗДАНИЙ СТВОЛЬНО-ПОДВЕСНОЙ СИСТЕМЫ С ПРЕДЛАГАЕМЫМИ КОНСТРУКТИВНЫМИ РЕШЕНИЯМИ С УЧЁТОМ РАЗЛИЧНЫХ ФАКТОРОВ, ВЛИЯЮЩИХ НА РАБОТУ ЭТИХ КОНСТРУКЦИЙ.....	136
4.1 Оценка поведения зданий с предложенными конструктивными решениями с учётом влияния грунтового основания.....	136
4.1.1 Проектирование фундамента здания	136
4.1.2 Выбор расчётных параметров и методов исследования.....	138
4.1.3 Анализ результатов.....	141
4.2 Исследование поведения зданий при ветровом воздействии.....	147
4.2.1 Построение расчётных схем	147
4.2.2 Выбор расчётных параметров и методов исследования.....	148

4.2.3 Анализ результатов.....	162
4.3 Оценка поведения зданий ствольно-подвесной системы при выключении из работы отдельных конструктивных элементов	175
4.3.1 Построение расчётных схем. Разработка мер по противодействию прогрессирующему обрушению.....	175
4.3.2 Выбор расчётных параметров и методов исследования	177
4.3.3 Анализ результатов.....	183
4.4 Пробное проектирование	192
4.4.1 Подвешенные перекрытия	192
4.4.2 Пространственная решётчатая система	194
4.4.3 Наружные ограждающие конструкции.....	196
4.4.4 Сопряжение подвешенной части здания с несущим стволом.....	196
4.5 Выводы по главе.....	198
ЗАКЛЮЧЕНИЕ	199
СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ.....	201
ПРИЛОЖЕНИЕ А. Справка о внедрении результатов диссертационной работы	214

ВВЕДЕНИЕ

Актуальность темы исследования. С увеличением численности населения в городах, ограниченностью доступных участков строительства и их увеличивающейся стоимостью всё большую популярность приобретают высотные здания. Ствольная несущая система является наиболее надёжной конструктивной системой, что обосновывается практикой её использования. Ствольно-подвесная система является одним из возможных способов её реализации. Данная система была успешно применена во многих высотных зданиях, широко распространившись в зарубежных странах, в частности в сейсмически активных районах. В России ствольно-подвесная система нашла ограниченное применение, поскольку не разработаны рекомендации по её применению, а также отсутствуют сведения об особенностях её поведения в условиях сейсмического воздействия. Последние исследования, посвящённые ствольной несущей системе высотных зданий, относятся к 80-м – 90-м годам 20-го века, однако данная система обладает рядом важных преимуществ по сравнению с другими. Эта система отличается значительной гибкостью и податливостью конструкций, что приводит к увеличению периода собственных колебаний до одной секунды, тем самым снижая сейсмическую нагрузку на несущие элементы. Кроме того, в ствольной конструктивной системе, реализованной в виде подвесных конструкций, определённая часть конструкций во время сейсмического воздействия может играть существенную роль в процессе гашения колебаний, тем самым повышая сейсмостойкость этого здания. Однако сложность конструктивной реализации и отсутствие методических рекомендаций по проектированию и расчёту ствольно-подвесной системы ограничивают возможности дальнейшего использования и разработки таких систем.

Степень разработанности темы исследования. Вопрос об обеспечении сейсмостойкости зданий ствольно-подвесного типа нашёл отражение в работах Н.Н. Складнева, W. Cao, Y. Nakamura, C. Wang, Y. Liu, Y. Gao, H. Mahmoud, T.H.

Азизова, А. Massumi, Z. Ye, W. Cai, Q. He и др. Авторами данных работ преимущественно освещён вопрос о снижении отклика зданий с подвесными конструкциями на сейсмическое воздействие без оценки влияния динамических воздействий другого рода на безопасность таких сооружений.

Предложения по конструктивному исполнению сейсмостойких ствольно-подвесных зданий представлены в работах И.Л. Корчинского, Г.Г. Семенца, Г.Ш. Чануквадзе, Г.М. Острикова, Размадзе А.Н., Е.П. Дубровы, В.И. Щербины, Ж.Б. Байнатов, Б.П. Таланова, П.И. Остроменского, Г.Ф. Пеньковского и др., однако существующие решения отличаются сложностью исполнения и низкой степенью сопротивляемости сейсмическим воздействиям, а также отсутствием рекомендаций по их проектированию и расчёту.

На основании сказанного выше определена **цель диссертации**: изучение особенностей поведения высотных зданий ствольной системы с подвесными конструкциями во время сейсмического воздействия, выявление перспективных возможностей повышения их сейсмостойкости за счёт улучшения и усовершенствования существующих конструктивных решений с разработкой рекомендаций по проектированию и расчёту этих систем.

Основные задачи диссертационной работы:

- 1) Анализ состояния вопроса, выявление особенностей существующих объёмно-планировочных и конструктивных решений высотных зданий ствольной системы, в том числе построенных в сейсмических районах.
- 2) Расчётно-теоретическое обоснование выбора ствольно-подвесной системы в качестве основного конструктивного решения ствольной системы для сейсмически активных районов.
- 3) Изучение особенностей поведения высотных зданий ствольно-подвесной системы в районах с сейсмическими воздействиями с разработкой конструктивных предложений по её усовершенствованию.
- 4) Проведение исследования сейсмостойкости высотных зданий ствольно-подвесной системы с предложенным конструктивным решением с

учётом сложного характера сейсмического воздействия, включая влияние частотного состава и интенсивности.

5) Оценка эффективности предложенных конструктивных решений для зданий ствольно-подвесной системы с учётом различных условий эксплуатации.

Объектом исследования являются высотные здания ствольно-подвесной системы, расположенные в сейсмически активных районах.

Предмет исследования – оценка сейсмостойкости строительных конструкций высотных зданий ствольно-подвесной системы с учётом различных условий её эксплуатации.

Научная новизна результатов исследования заключается в следующем:

1) Подтверждена сейсмостойкость высотных зданий ствольно-подвесной системы, обеспеченная гибкостью их конструкций, установлено, что при землетрясениях с выраженной низкочастотной составляющей в этих зданиях возникают недопустимые смещения, вызванные колебаниями основания с большой амплитудой.

2) Предложены и обоснованы технические решения, вводимые в подвесные конструкции высотного здания в виде амортизаторов, включающихся и выключающихся связей, дополнительных элементов, различных соединений подвешенных перекрытий со стволом жёсткости, обеспечивающие прочность и устойчивость здания во время сейсмических воздействий.

3) Установлено, что динамическое гашение колебаний, обеспеченное изменением массы подвешенных верхних этажей и жёсткости их крепления к стволу, способствует повышению сейсмостойкости высотных зданий ствольно-подвесной системы.

4) Доказана способность функционирования высотных зданий с предложенными конструктивными решениями при наличии в основании грунтов с различными свойствами, при ветровом воздействии, влияющем на комфортность нахождения людей в здании, а также при локальном обрушении конструкций.

Теоретическая значимость диссертационной работы заключается в обосновании возможности применения зданий ствольно-подвесной системы в сейсмических районах. Показана важная роль подвешенных верхних этажей в снижении колебаний здания во время землетрясения и повышении его сейсмостойкости.

Практическая значимость диссертационной работы заключается в том, что усовершенствованы известные и предложены новые типы конструктивных решений, позволяющие обосновать эффективность применения высотных зданий ствольно-подвесной системы, а также обеспечить гарантию безопасности нахождения в них людей во время землетрясения. Полученные результаты могут быть использованы для дальнейшего развития нормативной базы по проектированию таких зданий в сейсмических районах.

Методология и методы исследования. Для решения поставленных задач было проведено численное моделирование с применением метода конечных элементов. Впоследствии был проведён анализ напряжённо-деформированного состояния строительных конструкций на основе пространственных расчётных динамических моделей при сейсмических воздействиях, а также других динамических нагрузках.

К положениям, выносимым на защиту относятся:

- 1) Результаты численного анализа сейсмостойкости высотных зданий ствольно-подвесной системы в зависимости от различного частотного состава и интенсивности сейсмического воздействия.
- 2) Усовершенствованы известные и разработаны новые конструктивные решения высотных сейсмостойких зданий ствольно-подвесного типа.
- 3) Обоснование необходимости учёта подвешенных этажей в зданиях ствольно-подвесной системы в качестве элементов дополнительного демпфирования сейсмических колебаний.

4) Методология многофакторного обоснования сейсмостойкости строительных конструкций зданий ствольно-подвесной системы с учётом ветровой нагрузки, свойств грунтовых оснований и влияния прогрессирующего обрушения.

Область исследования соответствует паспорту научной специальности ВАК 2.1.1. Строительные конструкции, здания и сооружения и относится к п. 6 «Научное обоснование прогнозирования нагрузок и воздействий на строительные конструкции, здания и сооружения на стадиях их создания, эксплуатации и реконструкции»; п. 8 «Разработка новых и совершенствование рациональных типов несущих и ограждающих конструкций, конструктивных решений зданий и сооружений с учетом протекающих в них процессов, природно-климатических условий, механической, пожарной и экологической безопасности».

Степень достоверности результатов исследований обоснована применением методологических принципов теории сейсмостойкости; подтверждена опытом прошлых землетрясений, а также сопоставлением результатов с имеющимися данными, полученными другими авторами по отдельным вопросам, рассмотренным в диссертации; обеспечена применением апробированных расчётных программ.

Апробация результатов исследования. Основные положения и результаты диссертационного исследования были представлены на следующих конференциях:

- International Conference on Materials Physics, Building Structures and Technologies in Construction, Industrial and Production Engineering (MPCPE-2021), г. Владимир, 2021 г.;
- XIV Российская национальная конференция по сейсмостойкому строительству и сейсмическому районированию (с международным участием), г. Сочи, 2021 г.;
- Международная научно-техническая конференция "Строительство, архитектура и техносферная безопасность", г. Сочи, 2022 г.;

- LXXV Научно-практическая конференция студентов, аспирантов и молодых учёных «Актуальные проблемы современного строительства», г. Санкт-Петербург, 2022 г.;
- II Национальная (всероссийская) научно-техническая конференция «Перспективы современного строительства», г. Санкт-Петербург, 2024 г.;
- International Conference on Materials Physics, Building Structures and Technologies in Construction, Industrial and Production Engineering (MPCPE-2024), г. Владимир, 2024 г.;
- XII Международная научная конференция «Задачи и методы компьютерного моделирования конструкций и сооружений» («Золотовские чтения»), г. Москва, 2024 г.

Публикации. Материалы диссертации опубликованы в 7 печатных работах, в том числе 3 статьи в изданиях из перечня рецензируемых научных журналов ВАК, 2 статьи в журналах, входящих в международные базы цитирования Scopus и Web of Science, и 2 публикации, включённые в базу данных РИНЦ.

Внедрение результатов работы. Результаты диссертационной работы используются ООО «СК-5» при разработке проектной и конструкторской документации сейсмозащитных устройств для обеспечения надёжности и безопасности эксплуатации уникальных объектов различного назначения в районах высокой сейсмической активности.

Структура и объем работы. Диссертационная работа состоит из введения, 4 глав, заключения, списка использованных источников из 97 наименований и приложения. Общий объём диссертации составляет 214 страниц машинописного текста, в том числе 177 рисунков и 44 таблицы.

Работа выполнена при Федеральном государственном образовательном учреждении высшего образования «Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет» (ФГБОУ ВО СПбГАСУ).

ГЛАВА 1. СОСТОЯНИЕ ИССЛЕДУЕМОГО ВОПРОСА

1.1 Общие положения

В настоящей главе выполнен анализ существующих конструктивных решений высотных зданий ствольной конструктивной системы, представлена их классификация, проведён обзор теоретических и экспериментальных исследований поведения подвесных конструкций при сейсмических воздействиях. Анализ выполнен на основе зарубежных и отечественных источников.

1.2 Анализ конструктивных решений высотных зданий ствольной конструктивной системы

Несущие системы высотных зданий различаются по способу передачи нагрузки от перекрытий к фундаменту. В качестве основной несущей конструкции, воспринимающей все вертикальные и горизонтальные нагрузки и передающей их на фундамент, в зданиях ствольной конструктивной системы выступает ядро жёсткости.

Начало внедрения ствольной конструктивной системы высотных зданий пришлось на 60-е года прошлого века. Разработка новых конструктивных решений началась благодаря американскому инженеру строителю и архитектору Фазлуру Хану, получившему патент на изобретение ствольной конструктивной системы высотных зданий в 1961 году [1].

Высотные здания с несущим стволом можно разделить по таким характеристикам как способ восприятия нагрузки от перекрытий стволом здания, форма ядра жёсткости, количество стволов, расположение стволов и компоновка ствола относительно объёма здания [2].

Различают две основных конструктивных системы зданий ствольного типа: ствольно-подвесную и ствольно-консольную. Зданиям ствольно-подвесной конструктивной системы присуще использование растянутых элементов, подвесок, для передачи нагрузки от перекрытий на ствол. В ствольно-консольных зданиях нагрузка от перекрытий стволу передаётся через узлы их сопряжения, выполненных жёсткими.

Сечение ядра жёсткости здания зачастую повторяет форму здания в плане. Для зданий ствольного типа, обладающих большой площадью в плане, характерно устройство несущих стволов в виде нескольких concentрических оболочек или многосекционных стволов, обладающих большей изгибной жёсткостью (рис. 1.1) [2].

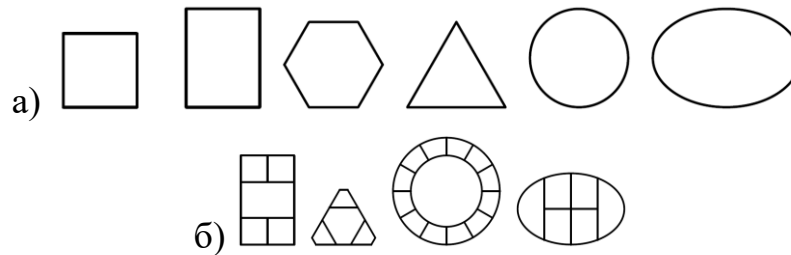


Рисунок 1.1 – Некоторые схематичные формы несущих стволов: а) односекционные; б) многосекционные

Применение нескольких несущих стволов преимущественно характерно зданиям большой протяжённости в плане (рис. 1.2) [2].

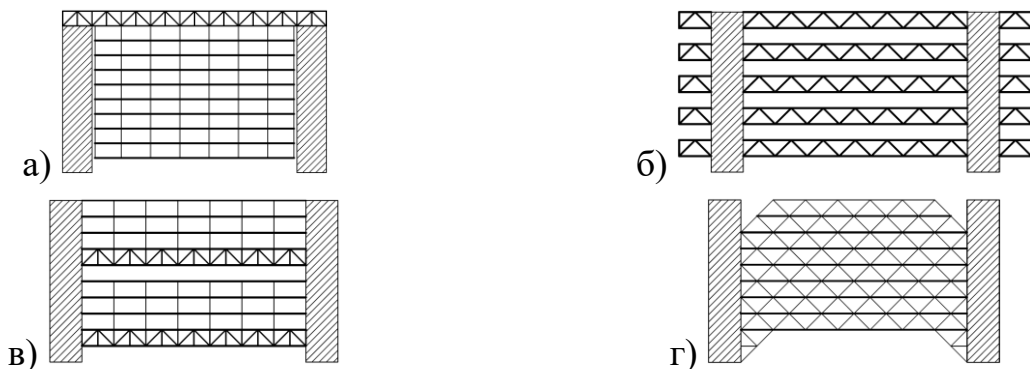


Рисунок 1.2 – Здания с двумя стволами жёсткости: а) с подвеской перекрытий к фермам; б) с устройством перекрытий по поясам ферм; в) с опиранием перекрытий на фермы; г) с несущим решётчатым каркасом стен

Однако периферийное расположение стволов может быть целесообразно для создания значительных по площади свободных пространств на этажах здания (рис. 1.3) [2].

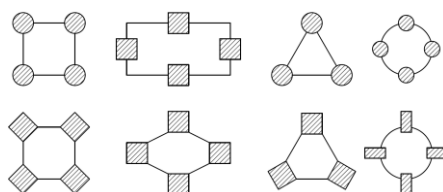


Рисунок 1.3 – Условные схемы планов зданий с расположением нескольких несущих стволов по периметру этажа

С целью наиболее рационального использования внутреннего объёма здания в стенах ствола жёсткости размещаются лифтовые шахты, лестничные блоки и различные инженерные системы и коммуникации. Как правило, ствол жёсткости расположен в центральной части здания [3]. Именно благодаря расположению несущего ствола в геометрическом центре здания возник и вошёл в практику строительства термин «ядро жёсткости» [1]. Однако среди реализованных проектов зданий ствольной конструктивной системы известны примеры внецентренного расположения ствола или применения нескольких несущих стволков. Последнее решение применимо для зданий сложной формы или большой протяжённости [4]. Стоит учитывать, что при несимметричном расположении ядер в плане в их стенах возникают напряжения от кручения, неблагоприятно влияющие на несущую способность несущего ствола здания, особенно при сейсмических воздействиях [5].

В качестве материалов для несущего ядра здания зачастую применяется монолитный железобетон, однако известны случаи применения жёстких стальных конструкций или их комбинации с железобетоном [3]. Применение железобетона предпочтительно, так как помимо несущей функции, стены ядра здания обладают ещё и ограждающей функцией. Кроме того, использование железобетона в качестве основного материала стен ядра удовлетворяет требования противопожарной безопасности [5]. Сечение стен монолитного ствола может изменяться по высоте здания. Так, стены нижних этажей могут иметь сечения 40-100 см, а верхних 20-30 см [3].

С точки зрения сопротивления здания крутильным колебаниям при горизонтальных динамических воздействиях целесообразно проектировать ядро жёсткости в виде закрытой системы, однако это невозможно по архитектурным соображениям [6]. Частично закрытую структуру ядра здания получают путём поддержки открытой части ствола жёсткости различными конструкциями, например, балками, имеющими достаточную прочность для сопротивления сдвигу и изгибу.

Жёсткость несущего ствола ограничена прежде всего отношением его сечения к высоте здания. В некоторых источниках в качестве такого минимального отношения приводится значение от $1/7$ [2] до $1/8$ [5]. Рационально использовать ствольную конструктивную систему в высотном здании при отношении площади ядра здания к площади этажа около 20% [1, 2, 3]. В среднем площадь ядра возведённых зданий ствольной конструктивной системы варьируется в пределах от 15% до 35% площади плана здания. Ширина ядра при этом составляет порядка $1/2$ - $1/3$ ширины здания [5]. При этом подобные кругу формы ствола и внешнего контура здания и центральное расположения ядра жёсткости вместе обеспечивают наилучшую пространственную работу конструкций здания [3].

Как и прочие конструктивные системы высотных зданий ствольная система обладает определённым диапазоном высот, в пределах которых её применение становится оправданным. Главным фактором, ограничивающим высоту зданий ствольной системы, является нагрузка от природных воздействий. Ствольные системы обеспечивают достаточную жёсткость для сопротивления боковым нагрузкам от ветровых и сейсмических воздействий в высотных зданиях высотой до 20 этажей [6]. Высота зданий ствольной конструктивной схемы также ограничена усилиями, возникающими в основании. Например, фундамент здания высотой более 200 метров не может воспринять значительную концентрированную нагрузку от небольшого в плане несущего ядра [3]. По мере увеличения высоты здания стоимость возведения зданий ствольно-подвесной и ствольно-консольной системы увеличивается быстрее, чем у зданий традиционных конструктивных систем, о чём свидетельствуют данные таблицы 1.1 [7]. Следовательно, возведение

зданий ствольного типа значительной высоты становится не выгодным и по экономическим соображениям.

Таблица 1.1 – Стоимостная процентная оценка четырёх конструктивных вариантов здания относительно варианта с неразрезными пятиэтажными колоннами

Вид конструкции	Число этажей			
	5	10	15	20
С неразрезными колоннами до фундаментов	100	108	125	150
С поддерживаемыми колоннами	121	130	155	187
С подвешенными перекрытиями	126	143	175	230
С консольными перекрытиями	127	145	182	223

Ствол жёсткости высотного здания по восприятию внешней нагрузки можно сравнить с консольной балкой, жёстко закреплённой в основании. Предварительное сжатие ствола от вертикальной нагрузки позволяет исключить из расчёта растягивающие усилия в элементах ядра, возникающие при действии на здание горизонтальной нагрузки [4]. То есть ядро здания, являясь основной несущей конструкцией зданий ствольного типа, должно воспринимать не только нормальные силы, но и силы сдвига в любом направлении, изгибающие моменты при действии горизонтальной нагрузки в любом направлении, а также не проходящие через центр жёсткости сечения ядра горизонтальные нагрузки, вызывающие его кручение [5].

На рисунке 1.4 представлена принципиальная схема работы некоторых несущих систем высотных зданий с ядром жёсткости [5]. В качестве характеристик статической работы приняты эпюры нормальных сил от вертикальных нагрузок, эпюры изгибающих моментов от горизонтальных нагрузок и изменения горизонтальных прогибов.

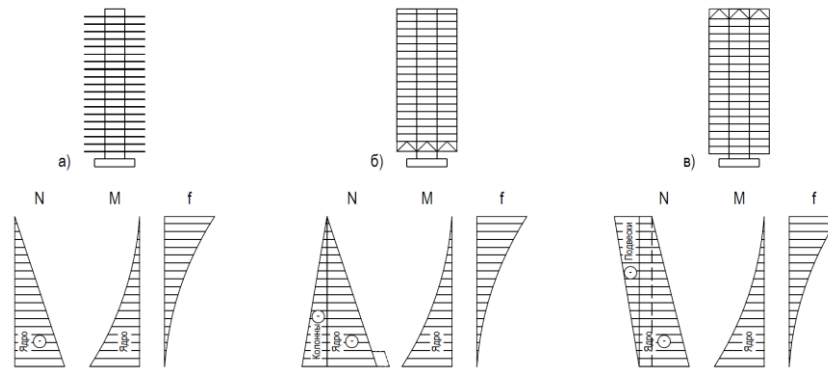


Рисунок 1.4 – Эпюры нормальных сил N , изгибающих моментов M и горизонтальные прогибы f для ствольных систем: а) с консольными конструкциями перекрытий; б) с перекрытиями, опирающимися на консольную платформу в уровне нижних этажей; в) с перекрытиями, подвешенными к консольному оголовку в уровне верхних этажей

В ствольно-консольных системах ядро образует вертикальную конструкцию, в элементах которой вертикальная нагрузка и изгибающий момент возрастает по мере приближения к фундаменту (рис. 1.4, а, б). Колонны, передающие нагрузку от перекрытий к стволу жёсткости, в зданиях с консольной платформой также испытывают максимальное продольное напряжение в уровне нижних этажей (рис. 1.4, б). В ствольно-подвесных системах силы растяжения в подвесках возрастают в направлении к консольному оголовку, расположенному вверху здания. Нагрузка от перекрытий при помощи консольного оголовка передаётся на вершину ядра, в результате чего в стенах ядра действует нормальная сжимающая сила (рис. 1.4, в). Ввиду наибольшего пути передачи нормальных сил от подвесок до фундамента здания, распределение нормальных сил в ствольно-подвесной системе максимальное среди приведённых примеров [5]. Для всех зданий ствольной конструктивной системы характерно возникновение максимальных горизонтальных смещений конструкций в уровне верхних этажей, что объясняется сходством ствола жёсткости высотного здания с закреплённой в основании консольной балкой в вопросе восприятия внешней нагрузки (рис. 1.4).

Одинаковая осадка фундамента, присущая зданиям со ствольной конструктивной системой, позволяет возводить их в районах сейсмической активности, а также на неоднородных основаниях [7]. Однако такое основание

должно обладать достаточной несущей способностью из-за значительных концентрированных напряжений от ствола здания [5].

Высотные здания ствольного типа вошли в практику строительства из-за удачной планировочной схемы таких зданий [3]. С архитектурной точки зрения применение ствольной конструктивной системы целесообразно для лучшего освещения внутренних помещений высотного здания [8]. Открытые фасады, а также внутренние площади, свободные от колонн большого сечения или сети пространственных связей, позволяют солнечному свету без препятствий проникать в здание. Согласно европейским строительным нормам по условиям обеспечения естественного освещения помещений расстояние от наружных стен здания до внутренних стен ядра жёсткости не должно превышать 8 метров [3]. В строительных нормах США допускается принимать это расстояние 16 метров [4]. В зданиях ствольной конструктивной системы возможно достичь подобных размеров перекрытий как в случае их подвески, так и при их консольном опирании на ствол здания. Однако с увеличением высоты здания площадь этажа, занимаемая несущим стволом, также будет увеличиваться.

Здания ствольно-подвесной конструктивной системы можно разделить исходя из принципа передачи нагрузки от перекрытий фундаменту здания, геометрической формы, объёмно-планировочных решений и т.д.

Наиболее распространённым конструктивным решением высотных зданий ствольно-подвесной системы является решение, при котором перекрытия подвешиваются по наружной стороне на подвески, а по внутренней на несущее ядро (рис. 1.5, а). Крепление подвесок в таком случае осуществляется к консольному оголовку, выполненному в виде пространственной конструкции, на вершине ствола здания. В качестве элементов оголовка могут использоваться балочный ростверк из преднапряжённых железобетонных балок или перекрёстных стальных ферм [4].

В зданиях, где применена подвеска перекрытий исключительно к консольному поясу (рис. 1.5, б), можно добиться независимой работы несущего

ствола и подвешенных этажных конструкций при горизонтальных динамических воздействиях, однако зачастую это требует внедрения в конструкцию здания демпфирующих устройств для уменьшения опасных перемещений перекрытий.

Известно конструктивное решение зданий подвесного типа, не требующее устройства несущих консолей наверху здания, что значительно может снизить общую массу строительных конструкций. В таком случае перекрытия подвешиваются непосредственно к стволу здания через единые подвески по внешнему контуру (рис. 1.5, в). Путь передачи нагрузки от перекрытий на фундамент здания, а, следовательно, и поведение здания при динамических воздействиях могут значительно отличаться при использовании различной схемы подвешивания перекрытий по внутреннему контуру: к верху ствола здания или в уровне каждого этажа.

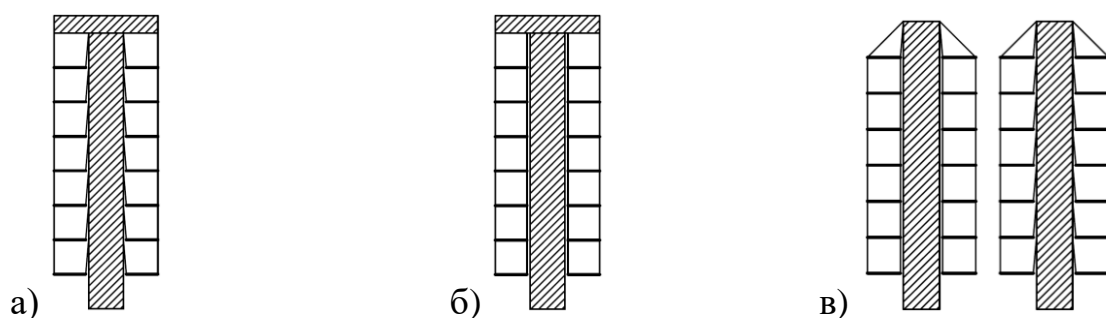


Рисунок 1.5 – Здания ствольно-подвесной конструктивной системы с передачей нагрузки от перекрытий на: а) ствол и консольный оголовок здания; б) на консольный оголовок здания; в) на ствол здания

Динамические характеристики высотных зданий ствольно-подвесного типа могут быть улучшены путём предварительного напряжения несущих подвесок [9]. Такое конструктивное решение (рис. 1.6) позволяет регулировать усилия в наиболее ответственных элементах конструкции и положительно влиять на материалоемкость. Благодаря использованию преднапряжённых вант также возможно создать уникальные очертания и архитектурный облик высотного здания.

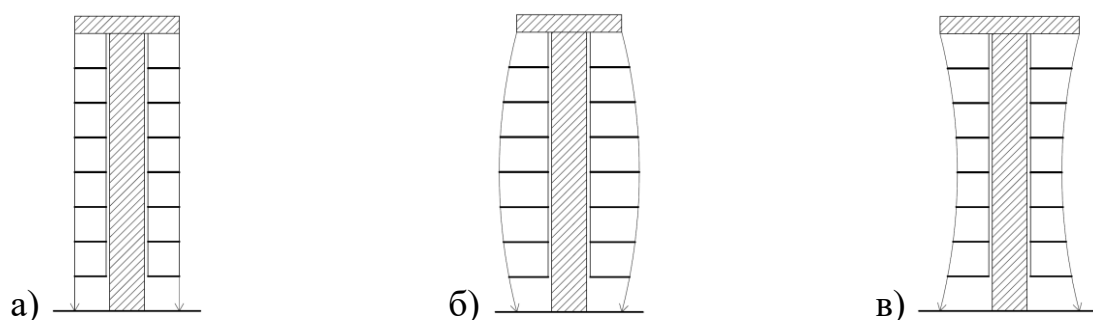


Рисунок 1.6 – Здания ствольной-подвесной конструктивной системы с преднапряжёнными подвесками: а) прямого очертания; б) выпуклого очертания; в) вогнутого очертания

Использование принципа подвески перекрытий обеспечивает дополнительную пригрузку несущего ствола вертикальной нагрузкой. Это благоприятно сказывается на напряжённо-деформированном состоянии ствола при одновременном действии вертикальной и горизонтальной нагрузки и повышает устойчивость всей несущей системы [7].

Ключевое достоинство зданий ствольной-подвесной конструктивной системы заключается в применении гибких несущих конструкций. Известно, что сооружение, запроектированное с учётом податливости конструкций, обладает повышенной способностью к восприятию сейсмических воздействий [10]. Работающие на растяжение подвески в отличие от колонн, подверженных продольному изгибу, обладают меньшими поперечными сечениями, что в целом позволяет снизить материалоемкость строительства. В некоторых случаях для реализации принципа подвески перекрытий на несущем стволе создаются оголовки или прочие конструкции в виде консольных поясов. Для восприятия значительных нагрузок от подвешенных перекрытий, несущие элементы таких оголовков должны обладать высокой жёсткостью и, следовательно, значительной площадью поперечных сечений. Это может свести на нет преимущество от использования лёгких подвесок. Минимальных усилий, возникающих в элементах консольных ростверков, а, следовательно, и лучшей материалоемкости можно добиться при наклоне основных элементов к горизонтали $30-35^\circ$ [2].

Характерная подвесным конструкциям гибкость обусловлена прежде всего малой изгибной жёсткостью вантовых канатов [10]. Это свойство, позволяющее добиться повышения сейсмостойкости ствольно-подвесных зданий при сейсмических воздействиях определённого рода, способно привести и к негативным эффектам, заключающимся в значительных перемещениях подвешенных конструкций при изменении внешних нагрузок, действующих на здания. Подобная неустойчивость проявляется прежде всего при ветровых воздействиях [10] либо сейсмических воздействиях с преобладающими низкими частотами колебаний. Именно возможность значительного смещения подвешенных конструкций является одним из основных вопросов при проектировании зданий ствольно-подвесной конструктивной системы. В зданиях подобного типа необходимо учитывать относительное смещение между стволом и конструкциями подвешенных этажей [10].

Схема возведения здания ствольно-подвесного типа предполагает последовательные работы по строительству ствола здания, установки консольного оголовка, подъёма и дальнейшего подвешивания перекрытий. Устройство консольного оголовка на вершине ядра здания также требует применения специальных подъёмных механизмов, а строительная технология по подъёму перекрытий несёт определённые трудности для одновременного выполнения строительно-монтажных работ [5]. Значительные напряжения, возникающие в несущих подвесках, также вызывают определённые трудности при их анкеровке [2].

При проектировании подвесных систем стоит учитывать изменения длины подвесок вследствие возникающих упругих и пластических деформаций стали под действием продольной нагрузки или колебаний температуры окружающей среды [7]. Для этого можно монтировать перекрытия с определённым допуском по высоте, в котором будет учтено их дальнейшее опускание в процессе эксплуатации здания [5]. Возможное удлинение подвесок и прогиба несущего оголовка ограничивают возможное число этажей, подвешиваемых к одному консольному оголовку. Для того чтобы избежать значительных вертикальных смещений

перекрытий число подвешиваемых к одному консольному поясу этажей не должно превышать 15 [5]. При возведении здания ствольно-подвесной конструктивной системы большей этажности возможно устройство промежуточных консольных поясов.

Стоит отметить, что несущий перекрытия консольный оголовок, устраиваемый на стволе здания, сам по себе способен стать выразительным архитектурным элементом здания [5]. Свободный от массивных несущих элементов фасад здания также позволяет применять разнообразные архитектурные решения, определяющие облик высотного здания.

Существует несколько возможных вариантов передачи нагрузки от перекрытий на фундамент здания консольного типа. Зачастую в высотных зданиях ствольно-консольного типа нагрузки от перекрытий передаются на основание через мощную консоль в основании ствола (рис 1.7, а). В качестве элементов консоли может быть применена преднапряжённая пространственная коробчатая структура высотой от трёх до пяти метров [4]. Установленные на каждом этаже здания стойки воспринимают нагрузку от перекрытий и передают её расположенному ниже консольному поясу. Сопряжение перекрытий и несущего ствола здания может быть как шарнирным, так и жёстким. В отличие от решения с устройством шарнирного сопряжения конструкций, в случае жёсткого опирания перекрытий на ядро жёсткости в узлах их сопряжения возникают изгибающие моменты. Это позволяет снизить нагрузку на стойки и консоль в основании ствола, однако требует увеличения сечения балок или плит перекрытий.

Так как на уровне первых этажей ядро здания ствольной конструктивной системой является единственной несущей конструкцией, целесообразно применять подобное конструктивное решение в условиях плотной городской застройки. Однако характерное для таких зданий преимущество от полного освобождения плана вне ствола в уровне нижних этажей не столь выражено в ствольно-консольных зданиях с консольными перекрытиями (рис. 1.7, б). Это объясняется тем, что консольное устройство перекрытий делает необходимым либо увеличение

их толщины, либо применение балок перекрытий больших сечений. Повышенная конструктивная высота этажей зданий ствольно-консольного типа ограничивает использование доступного для строительства объёма. Также повышенная гибкость консольных конструкций ограничивает максимальные размеры перекрытий [8]. Размеры здания, ограниченные прежде всего несущей способностью плит, также возможно увеличить путём применения в их конструкции стальных элементов с высокими механическими характеристиками или проектирования железобетонных плит с предварительным напряжением [10].

Этажные блоки могут быть запроектированы таким образом, чтобы создавать на несущем стволе здания консоли высотой в этаж. Консольные решётчатые конструкции в таком случае устраиваются через один этаж (рис. 1.7, в). Пространство внутри консольных этажных блоков может быть использовано для размещения определённого оборудования в то время как свободное пространство между консолями может быть предназначено для помещений различного назначения [10]. Межэтажные перекрытия в зданиях с подобным конструктивным решением устраиваются по верхним и нижним поясам консольных ферм.

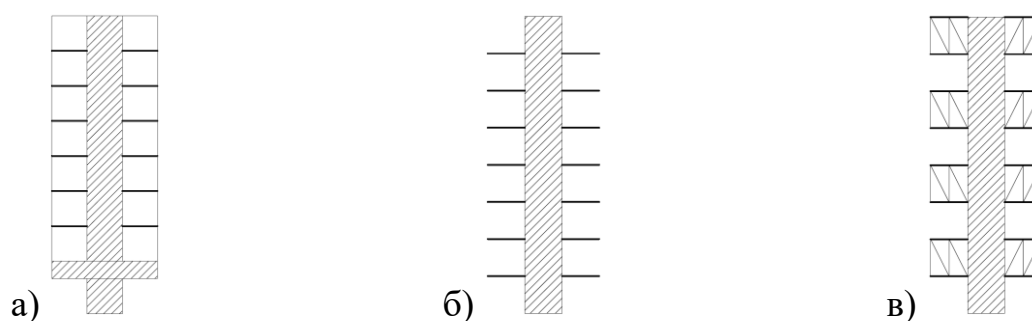


Рисунок 1.7 – Здания ствольно-консольной конструктивной системы: а) с консольным поясом в уровне нижних этажей; б) с консольными перекрытиями в уровне каждого этажа; в) с консолями высотой на этаж в уровне каждого второго этажа

Здания так называемых первичных конструктивных систем, рассмотренных ранее, в чистом виде встречаются редко [11]. В строительной практике известны системы несущих конструкций, состоящих из разнообразных сочетаний первичных систем. Здания ствольно-подвесной или ствольно-консольной конструктивной

системы могут стать основой для новых, гибридных решений. В комбинированных системах используются достоинства, присущие как зданиям с несущими подвесками, так и с устройством несущих консолей.

Например, сопряжения перекрытий и несущего ядра в рассмотренных ранее ствольно-подвесных системах высотных зданий могут быть выполнены шарнирно или жёстко (рис. 1.8, а). Именно это конструктивное решение получило наибольшее распространение среди возведённых зданий ствольного типа, что обусловлено прежде всего технологией подъёма перекрытий, используемой при возведении зданий ствольного типа. Зафиксированные по внутреннему контуру после подъёма перекрытия подвешиваются, к примеру, к несущему оголовку. Такое решение позволяет снизить нагрузку на несущие подвески, однако это делает невозможным независимое перемещение ствола жёсткости и подвешенных конструкций.

Предварительное натяжение вант можно обеспечить между двумя консольными поясами, расположенными в уровне нижнего и верхнего этажей (рис. 1.8, б). Эта комбинированная система, как и ствольно-подвесная, несёт в себе возможность изменения напряжённо-деформированного состояния несущих элементов путём изменения силы натяжения несущих вант.

Известно решение, при котором одна часть перекрытий здания ствольного типа подвешивается к консольному поясу, а другая часть опирается на него [12]. При этом в здании нагрузку от перекрытий может воспринимать как один, так и два консольный пояса (рис. 1.8, в). В первом случае на консольный пояс, расположенный в уровне средних этажей здания, передаётся нагрузка от находящихся выше перекрытий через стойки и расположенных ниже перекрытий через подвески. Во втором случае нагрузку от подвешенных и опёртых перекрытий воспринимают два разных консольных пояса соответственно. Отклик здания на внешние воздействия, в том числе его поведение при сейсмическом воздействии, в данных случаях зависит от соотношения размеров частей здания, опирающихся на консольный пояс, и частей, подвешенных к консольному поясу.

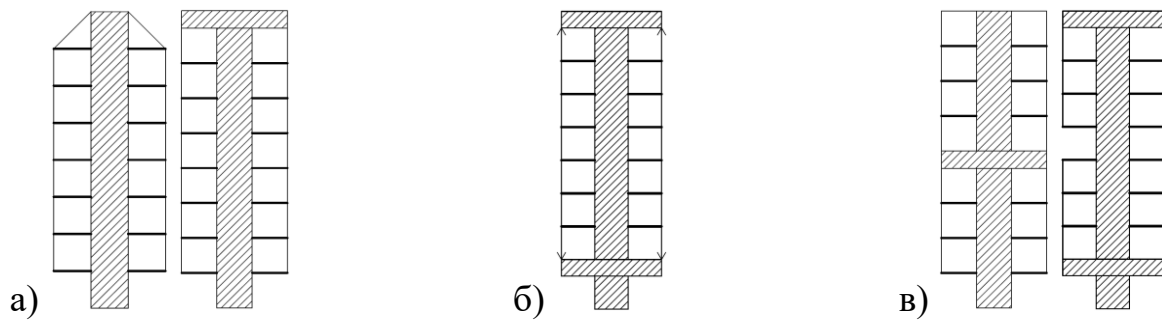


Рисунок 1.8 – Здания консольно-подвесной конструктивной системы: а) с подвешенными по периметру консольными перекрытиями в уровне каждого этажа; б) с преднапряжёнными вантами между консольными поясами в уровне верхних и нижних этажей; в) с перекрытиями, подвешенными к консольному поясу или опирающимися на него

1.3 Существующие объёмно-планировочные и конструктивные решения высотных зданий ствольной системы

Вследствие повышения роли городов в экономических и социальных отношениях, а также роста численности городского населения инженерное сообщество встало перед проблемой рационального использования городских пространств. Решение этой проблемы требовало не только планирования и создания городских пространств с плотной застройкой, но и применения новых подходов к конструированию высотных зданий. Удовлетворить данным требованиям смогли здания со ствольной конструктивной системой. Перечень возведённых высотных зданий с несущим стволом представлен в таблицах 1.2 и 1.3.

Таблица 1.2 – Высотные здания со ствольно-подвесной несущей системой

Название здания	Место и год постройки	Название здания	Место и год постройки
St. Helen's	Лондон, 1969	HSBC Hong Kong Commercial Banking	Гонконг, 1985
BP Building	Антверпен, 1963	The New Beijing Poly Plaza	Пекин, 2007
KNSB	София, 1978	Menara Tun Mustapha	Кота-Кинабалу, 1977
BMW Headquarters	Мюнхен, 1973	Celanese Mexicana	Мехико, 1968
Deutschland Radio	Кёльн, 1973	Seguros Monterrey	Мехико, 1963
Finnlandhaus	Гамбург, 1966	Gebouw VB (Philips Nederland)	Эйндховен, 1964
Hängehaus	Ганновер, 1982	Stalexport	Катовице, 1982
Stadtsparkasse Wuppertal	Вупперталь, 1973	Trzonolinowiec	Вроцлав, 1967
Uni-klinikum	Кёльн, 1971	ABSO	Поважска-Бистрица, 1978
Central Plaza	Дублин, 1978	Marquette Plaza	Миннеаполис, 1973
Edificio Castelar	Мадрид, 1983	Tour Totem	Париж, 1979
Torres de Colon	Мадрид, 1976	Standard Bank Centre	Йоханесбург, 1968
The Qube	Ванкувер, 1969		

Некоторые примеры ствольно-подвесных высотных зданий представлены на рисунке 1.9.



Рисунок 1.9 – Возведённые ствольно-подвесные здания: а) BP Building; б) Qube; в) Tour Totem; г) Stalexport

Таблица 1.3 – Высотные здания со ствольно-консольной несущей системой

Название здания	Место и год постройки	Название здания	Место и год постройки
Civic Tower	Сидней, 2004	Тверь	Тверь, 1989
Faraday Tower	Саутгемптон, 1963	Knights of Columbus Tower	Нью-Хейвен, 1969
Национальная библиотека Беларуси	Минск, 2006	Гостиница Салют	Киев, 1984
Tour du Midi	Брюссель, 1967	Tour Avant Seine	Париж, 1975
Edifício Sede do BNDES	Рио-де-Жанейро, 1982	Tour de Seine	Париж, 1970
Astra Haus	Гамбург, 1970	Tour Espace 2000	Париж, 1976
Aspire Tower	Доха, 2006	Tour Evasion 2000	Париж, 1971
201 Tower	Гуйян, 2012	Tour Reflets	Париж, 1976
Ромашка	Кишинёв, 1986	Tour Rive Gauche	Париж, 1975
Zieleniak	Гданьск, 1971	Tours Perspective	Париж, 1973
Пансионат Дружба	Сочи, 1985	HSB Turning Torso	Мальме, 2005
Санаторий «Ставрополье»	Сочи, 1974	Nakagin Capsule Tower	Токио, 1972

На рисунке 1.10 в качестве примера приведены некоторые высотные здания со ствольно-консольной несущей системой.

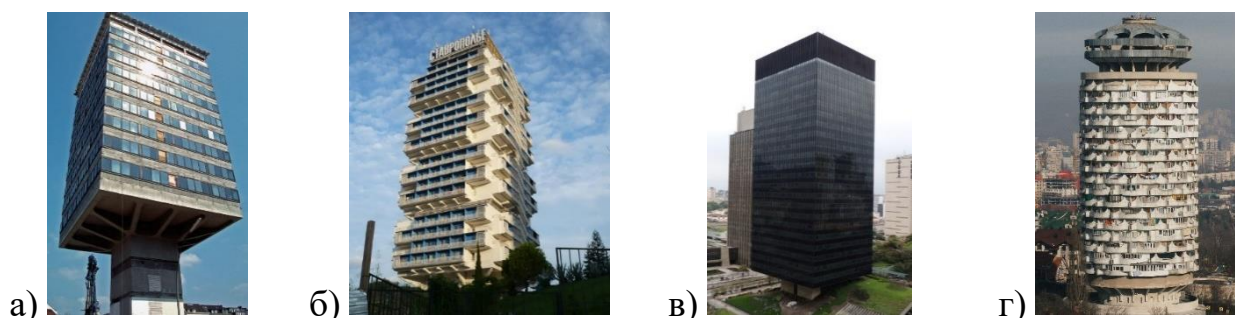


Рисунок 1.10 – Возведённые ствольно-консольные здания: а) Astra Haus; б) Санаторий «Ставрополье»; в) Edifício Sede do BNDES; г) Ромашка

Среди зданий с несущим стволом лишь одно возведено по комбинированной системе консольных и подвесных конструкций. Это здание HVB Tower, построенное в Мюнхене в 1981 г. (рис. 1.11).

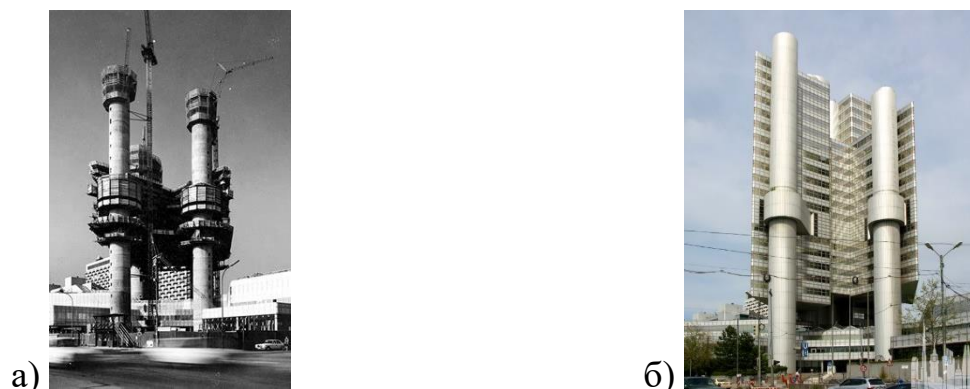


Рисунок 1.11 – HVB Tower: а) процесс строительства; б) экстерьер

Интерес к нестандартной несущей системе высотных зданий пришёл на 60-е – 80-е года, время ускоренных темпов урбанизации и формирования новых городских пространств (рис. 1.12).

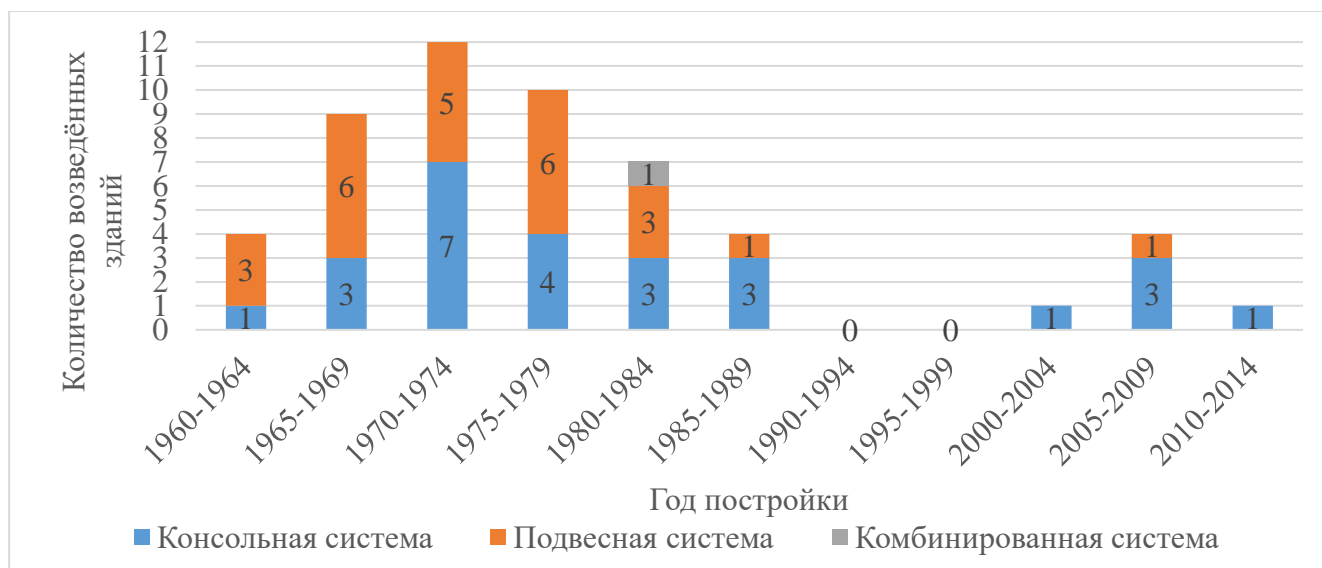


Рисунок 1.12 – Распределение зданий ствольных несущих систем по году окончания возведения

Выразительная форма, исключительная мощь несущих конструкций и масштабные композиционные решения высотных зданий ствольного типа позволили им стать ярким примером архитектурного модернизма. Архитекторами прошлого века по достоинству были оценены новизна конструктивных и объёмно-планировочных решений ствольных зданий, а также функциональный подход к устройству внутренних пространств. Однако архитектурные тенденции сместились от направления модернизма, в частности брутализма и футуризма, в сторону использования элементов традиционных исторических стилей. Пришедший на

смену модернизма в 80-х годах постмодернизм ознаменовал и снижение интереса к ствольной конструктивной системе высотных зданий.

Так как возведение высотных зданий с несущими консольными или подвесными конструкциями требовало разработки уникальных технологических решений и применения современных монтажных механизмов для каждого проекта, распространение они получили среди стран с высоким экономическим развитием. Общая картина распределения высотных зданий ствольной конструктивной системы по странам представлена на рисунке 1.13.

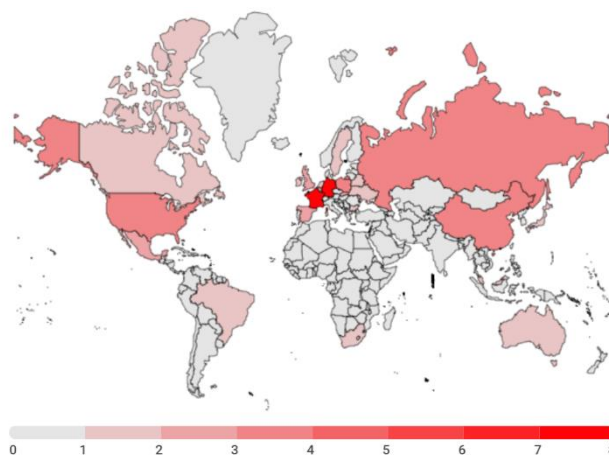


Рисунок 1.13 – Распределение зданий ствольной конструктивной системы по странам

Высотные здания ствольно-консольной конструктивной системы получили распространение во Франции, где они сформировали облик целого жилого квартала Парижа Front de Seine. Возведённые на территории бывшего Советского Союза общественные высотные здания консольного типа также стали доминантами крупных туристических центров. Наибольшего распространения высотные здания со ствольно-подвесной конструктивной системой получили на территории бывшей ФРГ. Помещения зданий с подвесными конструкциями предназначались преимущественно для государственных и общественных организаций или офисов предприятий. Построенные в Польше здания подвесного типа также использовались для размещения офисов крупных государственных предприятий.

Свободные от массивных несущих элементов и связей внутренние пространства зданий ствольной конструктивной системы целесообразно

использовать для административных зданий. Высотные здания ствольного типа позволяют создавать открытые офисные пространства со свободной планировкой. Конструкции фасадов при этом не препятствуют доступу солнечного света в здание и обеспечивают хорошую инсоляцию всего этажа. Реализованные проекты ствольных высотных зданий прежде всего предназначены для размещения органов власти, финансовых учреждений, штаб-квартир различных предприятий и общественных организаций (рис. 1.14).



Рисунок 1.14 – Распределение зданий ствольной конструктивной системы по назначению

Ограничение по высоте зданий с несущим стволом обусловлено прежде всего тем, что ядро здания обладает конечной жёсткостью для восприятия нагрузок от внешних воздействий. Возведение зданий ствольного типа может быть в меньшей степени целесообразным экономически, чем зданий с традиционными конструктивными решениями. Однако повышенные затраты на разработку строительного проекта, конструкционные материалы и монтажные работы могут быть оправданы за счёт положительного коммерческого эффекта от освобождения ценных городских площадей у подножия зданий. Будучи сложными в исполнении и выразительными в архитектурном плане, здания ствольного типа становились местными достопримечательностями и зачастую входили в список самых высоких зданий многих крупных городов. Высота известных реализованных зданий со ствольно-консольной конструктивной системой чаще принимает значения в диапазоне от 70 до 100 метров (рис. 1.15).

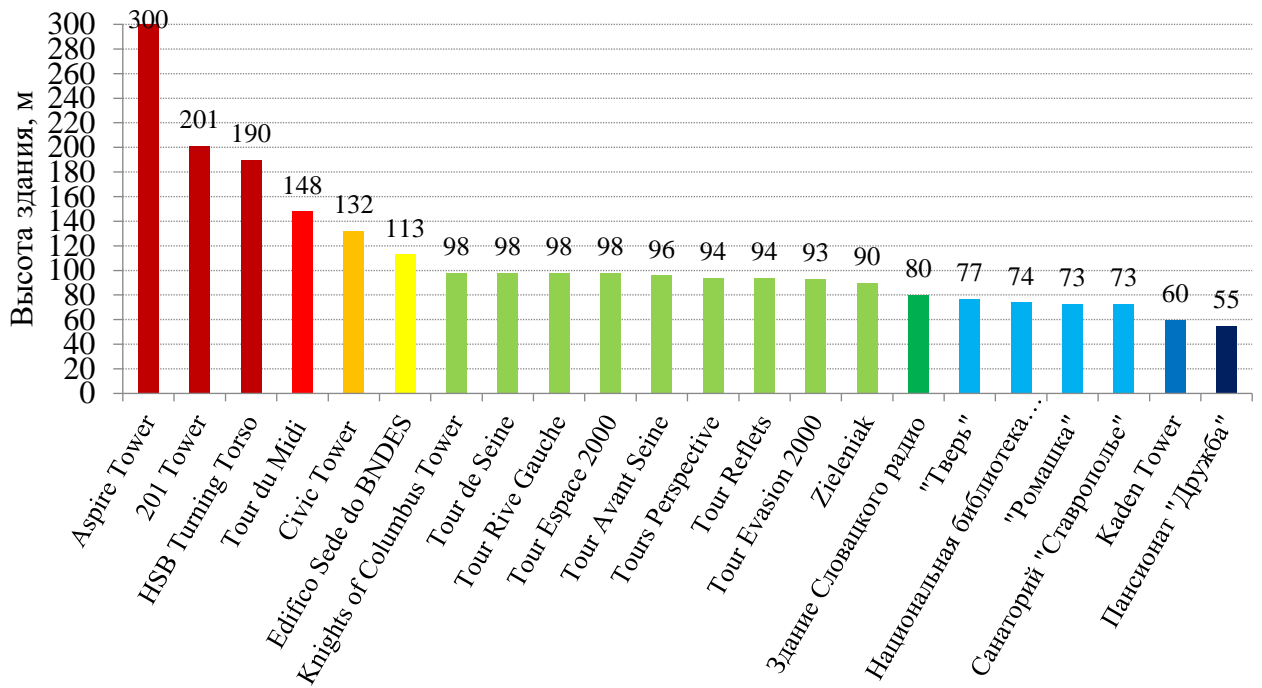


Рисунок 1.15 – Распределение зданий ствольно-консольной конструктивной системы по высоте

Среди большого количества высотных зданий подвешенного типа с несущим стволом наиболее часто можно встретить сооружения высотой от 50 до 100 метров (рис. 1.16). Это согласуется с данными некоторых источников о рациональной высоте подобных зданий в 20 этажей [6] и возможном её пределе в 200 метров [3].

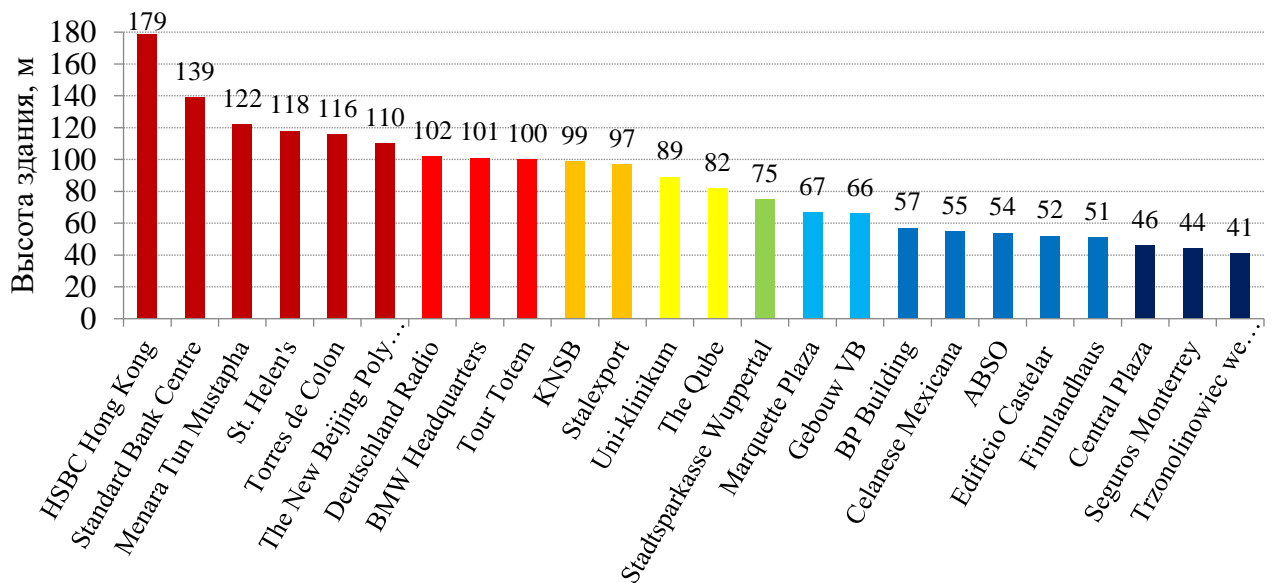


Рисунок 1.16 – Распределение зданий ствольно-подвесной конструктивной системы по высоте

Конструкции зданий ствольного типа отличаются большой вариативностью, а, следовательно, и широкой областью применения. В зависимости от назначения здания ствольная конструктивная система может быть использована для компактных в плане или, наоборот, протяжённых сооружений. В большинстве случаев высотные здания обладают малыми поперечными размерами по сравнению с их высотой. В таких случаях выполняется одно ядро жёсткости. Потребность устройства в общественных зданиях значительных по площади помещений может быть устранена при использовании нескольких стволов жёсткости, размещённых, например, периферийно. Соотношение зданий ствольного типа по количеству несущих ядер представлено на рисунке 1.17.

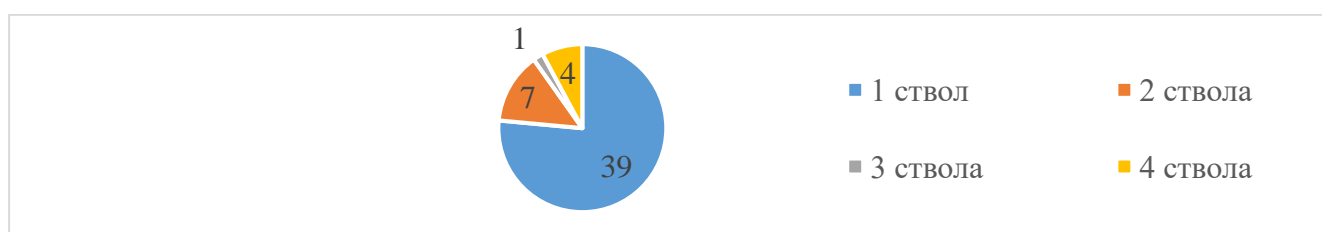


Рисунок 1.17 – Распределение зданий ствольной конструктивной системы по количеству несущих стволов

Некоторые примеры зданий с несколькими несущими ядрами представлены на рисунке 1.18.

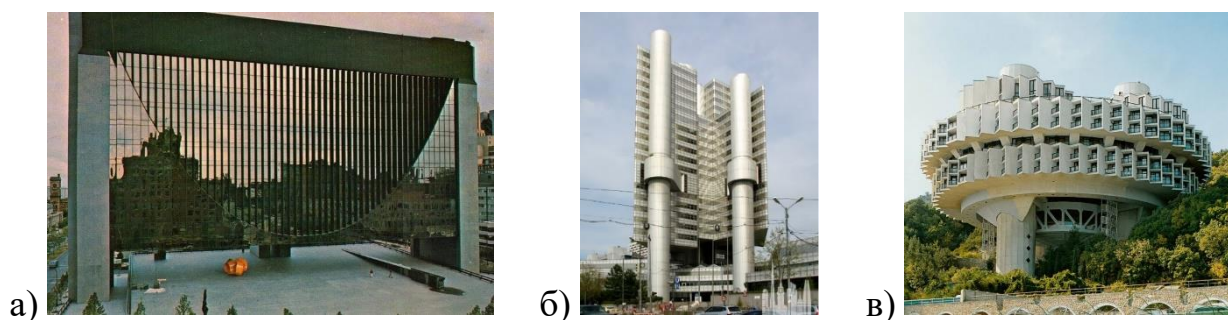


Рисунок 1.18 – Здания с несколькими несущими стволами: а) Marquette Plaza; б) HVB Tower; в) Пансионат «Дружба»

В качестве минимального отношения сечения железобетонного ствола к высоте здания, обеспечивающего сопротивление нагрузкам, приводятся значения от $1/7$ [2] до $1/8$ [5], что соответствует диапазону от 12% до 14%. Отношение площади ядра здания к площади этажа при этом должно составлять около 20% [1,

2, 3], однако она может варьироваться от 15% до 35%. В таблице 1.4 приведены данные об относительных размерах несущих ядер некоторых зданий. Представленные значения соответствуют описанным в литературных источниках рациональных сечениях ствола. Отклонения в значениях для здания Seguros Monterrey вызваны прежде всего тем, что в качестве несущих конструкций в нём выступают два ядра жёсткости.

Таблица 1.4 – Относительные размеры несущих ядер зданий

Здание	Отношение сечения ядра к высоте здания, %	Отношение площади ядра к площади этажа, %
Seguros Monterrey	26,4	6,0
Finnlandhaus	13,5	11,4
Tour du Midi	13,3	26,0

Толщина железобетонных стен здания Zieleniak равна 35 сантиметрам. В редких случаях в качестве материала вертикальных конструкций ствольного здания может выступать кирпич, что можно увидеть в сооружении Knights of Columbus Tower, или обетонированный стальной каркас в зданиях Nakagin Capsule Tower и 201 Tower (рис. 1.19).

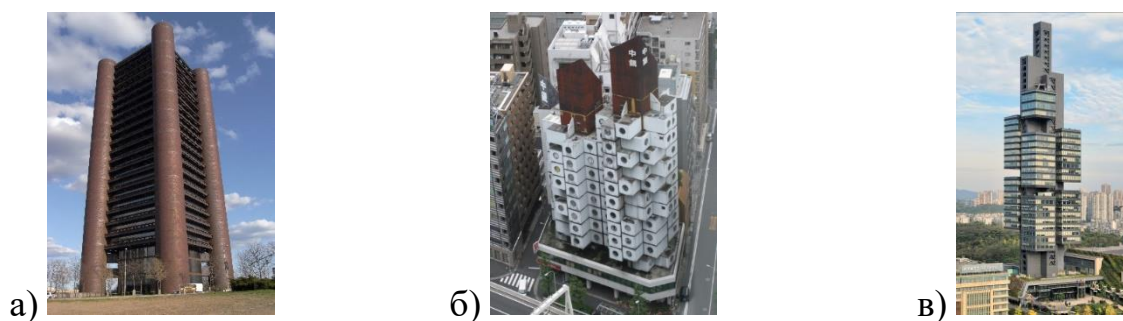


Рисунок 1.19 – Возведённые здания: а) Knights of Columbus Tower; б) Nakagin Capsule Tower; в) 201 Tower

Наилучшей пространственной работы конструкций ствола можно добиться при его центральном расположении и круглой форме. Среди одноствольных высотных зданий исключением является Edificio Castelar, ядро которого находится у края здания. Воспринимающий нагрузку от подвешенных перекрытий оголовок удерживается Г-образным консольным элементом, расположенном на вершине несущего ствола (рис. 1.20).

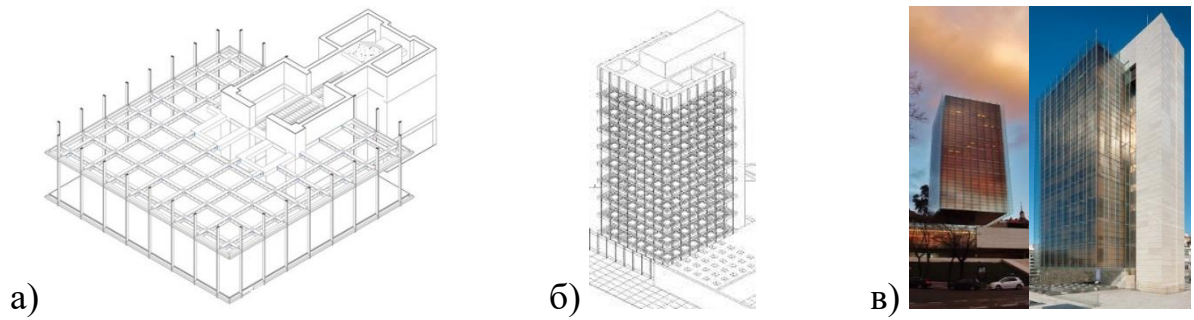


Рисунок 1.20 – Здание Edificio Castelar: а) схематичное изображение этажа; б) схематичное изображение несущих конструкций; в) экстерьер

На рисунке 1.21 представлена диаграмма распределения несущих стволов по форме. Круглая форма ствола, несмотря на обеспечение эффективной сопротивляемости здания внешним воздействиям, применена лишь в малой части возведённых зданий прежде всего из-за неэкономичного использования городской территории.

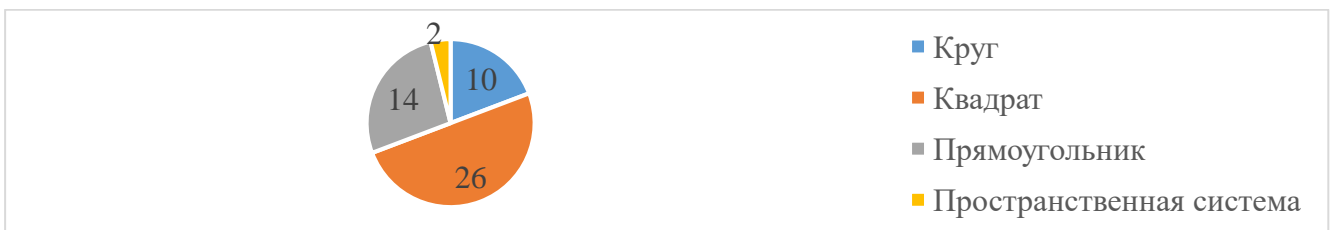


Рисунок 1.21 – Распределение несущих стволов зданий по форме

В зданиях Hängehaus и HSBC передачу нагрузки от перекрытий основанию осуществляют объединённые пространственными связями стальные трубные пилоны, которые вынесены за пределы ограждающих конструкций здания (рис. 1.22).



Рисунок 1.22 – Возведённые здания со стальными конструкциями: а) Hängehaus; б) HSBC

Среди возведённых ствольно-консольных высотных зданий существует два основных подхода к обеспечению передачи нагрузки от перекрытий к ядру жёсткости. В первом случае балки каждого перекрытия жёстко примыкают к несущему стволу здания. Данное конструктивное решение было применено при строительстве здания Tour du Midi, в котором нагрузка от 37 плит перекрытий передавалась на несущий ствол через консольные сборно-монолитные предварительно напряжённые железобетонные балки длиной, равной ширине здания (рис. 1.23, а). Второй подход к конструированию ствольно-консольного здания заключается в создании несущего консольного пояса в его стилобатной части, на который по периметру опираются конструкции этажей, расположенных выше. Примером здания, в котором применено данное конструктивное решение, является Civic Tower (рис. 1.23, б). Конструкция консольного пояса в нём представлена рядом наклонных стальных колонн и балок, а также монолитного ребристого железобетонного основания.



Рисунок 1.23 – Ствольно-консольные здания: а) Tour du Midi; б) Civic Tower

Подвеска перекрытий к несущему стволу также может осуществляться несколькими способами. Распространён способ, при котором перекрытия подвешиваются по наружной стороне на подвески, а по внутренней на несущее ядро. Крепление подвесок при этом осуществляется к консольному оголовку на вершине ствола. Элементы оголовка представлены либо балочным ростверком как в здании Finlandhaus с восемью предварительно напряжёнными железобетонными балками на вершине ствола (рис. 1.24, а), либо перекрёстными стальными фермами как в здании St. Helen's (рис. 1.24, б). Существует конструктивное решение, не требующее создания консольных поясов, что позволяет снизить общую массу конструкций. Перекрытия в таком случае прикрепляются непосредственно к

стволу здания через единые подвески по внешнему контуру, что воплощено в конструкции здания Deutschland Radio (рис. 1.24, в). Для протяжённых в плане зданий элементами, воспринимающими нагрузку от подвешенных перекрытий, могут выступать балки, расположенные на вершине ствола перпендикулярно продольной оси здания. Такой подход реализован в здании Philips Nederland, оголовок которого представлен двадцатью двумя стальными консолями, расположенными по главным фасадам здания (рис. 1.24, г).

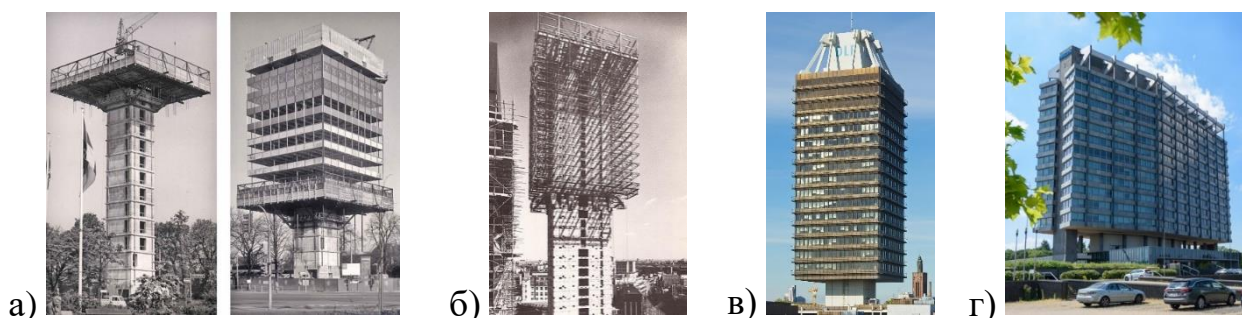


Рисунок 1.24 – Ствольно-подвесные здания: а) Finlandhaus; б) St. Helen's; в) Deutschland Radio; г) Philips Nederland

1.4 Особенности конструктивных решений высотных зданий ствольной конструктивной системы в районах с сейсмическими воздействиями

В 1975 году Корчинским И.Л. была предложена модель сейсмостойкого здания подвесного типа (рис. 1.25) [13]. Подвесные здания, выполненные с одним или двумя несущими стволами, оснащаются дополнительными амортизаторами в местах крепления подвесок к двухконсольным фермам, что обеспечивает большую сейсмостойкость по сравнению с известными на тот момент конструктивными решениями. Подвешенные перекрытия также соединяются со стволом посредством амортизаторов.

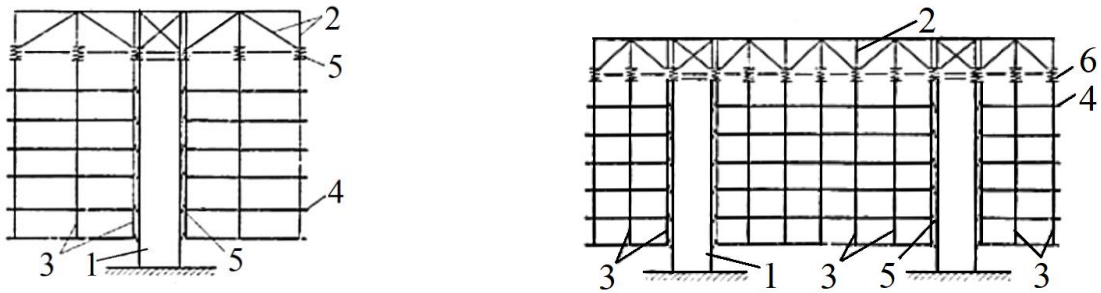


Рисунок 1.25 – Подвесное здание: 1 – железобетонный ствол; 2 – двухконсольные фермы; 3 – подвески; 4 – подвесные перекрытия; 5, 6 – амортизаторы

В патенте Семенца Г.Г. от 1975 года описывается многоэтажное сейсмостойкое здание ствольно-консольной несущей системы (рис. 1.26) [14]. Главным преимуществом применения такой системы автор патента называет увеличение гибкости здания с несущим стволом за счёт освобождения первого этажа от строительных конструкций. Опорная башня здания установлена на жёсткие упругие прокладки, устроенные в фундаменте, что повышает общую сопротивляемость конструкций воздействию динамических нагрузок. Между опорной полый башней и ядром жёсткости также расположены амортизирующие устройства. Узел примыкания плит перекрытия к несущему стволу выполнен жёстким. Вертикальные диафрагмы, размещённые между перекрытиями, повышают общую жёсткость примыкающих к стволу здания конструкций.

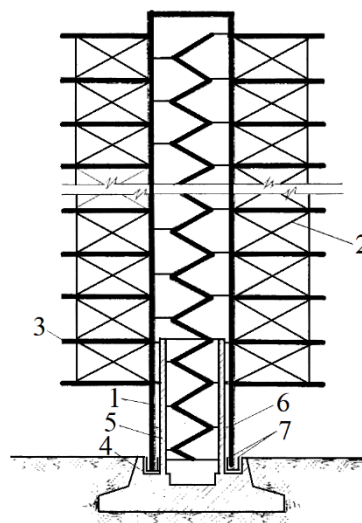


Рисунок 1.26 – Сейсмостойкое здание Г.Г. Семенца: 1 – опорная башня; 2 – диафрагмы жёсткости; 3 – плиты перекрытия; 4 – фундамент; 5 – ядро жёсткости; 6 – упругие прокладки; 7 – амортизирующие устройства

Внедрение новых конструктивных решений зданий ствольного типа в строительную практику требовало проработки узловых соединений. С целью снижения динамического воздействия на здание Саакяном О.А. в 1977 году была предложена конструкция фрикционного демпфера, устраиваемого между стеной несущей шахты здания и плитой перекрытия (рис. 1.27) [15]. Песочный демпфер выполняет функцию поглощения энергии колебаний перекрытий здания. Предварительно сжатая спиральная пружина, размещённая между шахтой и перекрытием, воспринимает горизонтальные сейсмические силы и увеличивает период собственных колебаний здания.

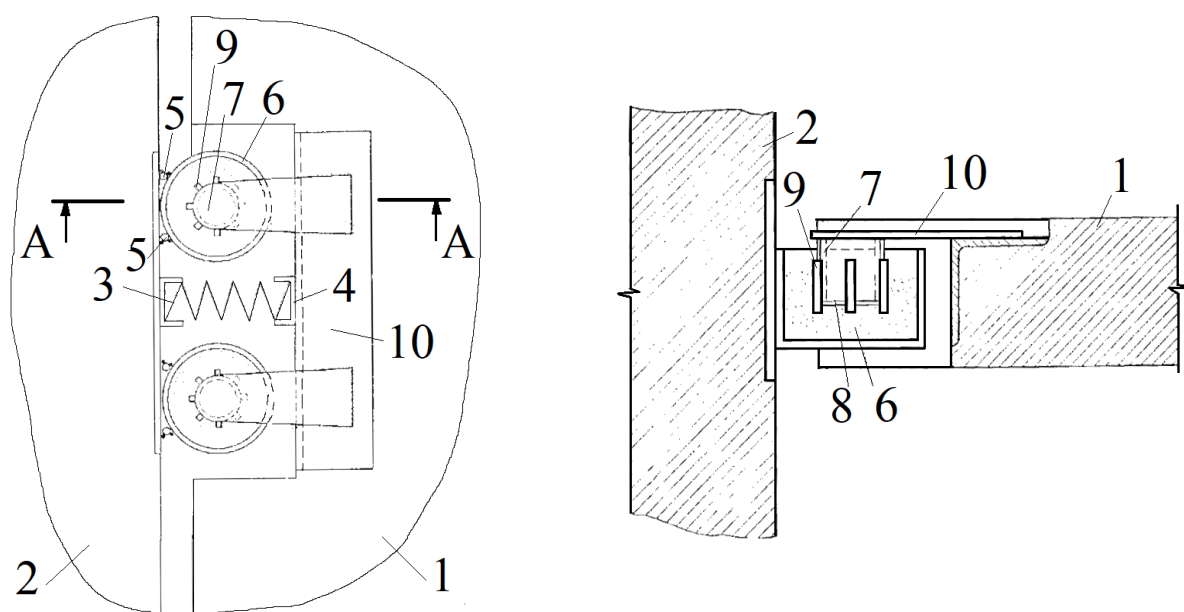


Рисунок 1.27 – Узловое соединение междуэтажного перекрытия сейсмостойкого здания с внутренней жесткой шахтой: 1 – плита перекрытия; 2 – стена шахты; 3 – спиральная пружина; 4 – обрамляющие элементы; 5 – соединительные стержни; 6 – стакан с кварцевым песком; 7 – полый цилиндр; 8 – заглушка; 9 – вертикальные штыри; 10 – пластина

В качестве сейсмостойкого здания в 1978 г. Чануквадзе Г.Ш. предлагает модель здания подвесного типа с повышенной жёсткостью (рис. 1.28) [16]. Для этого автор использует поэтажное чередование жёстких и шарнирных соединений подвешенных к пространственной консольной ферме перекрытий с несущим стволом. Подвески при этом подвергаются предварительному натяжению и анкеруются в фундамент здания.

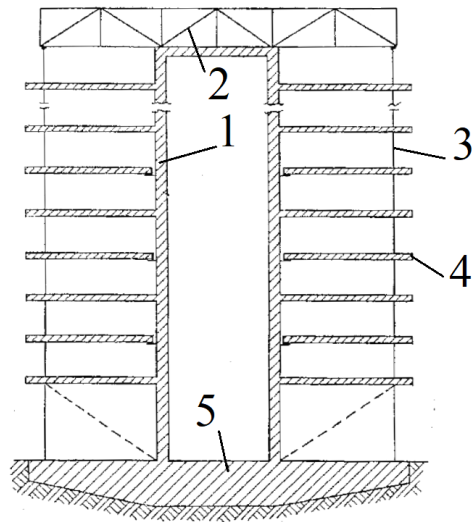


Рисунок 1.28 – Подвесное сейсмостойкое здание: 1 – ядро жёсткости; 2 – пространственная консольная ферма; 3 – подвеска; 4 – междуэтажные перекрытия; 5 – фундамент

Многоэтажное сейсмостойкое здание со ствольно-консольной несущей системой описано в патенте Семенца Г.Г. от 1978 года (рис.1.29) [17]. Конструктивное решение несущего ствола принято аналогичным патенту, представленному в 1975 году [14]. Несущая полая башня соединяется с внутренним контуром жёсткости через отключающиеся связи и устанавливается на жёсткие амортизирующие элементы, расположенные в фундаменте здания. Внешний решётчатый контур жёсткости соединён отключающимися связями с консольными плитами перекрытия по периметру. Связи, выходящие из работы при сейсмическом воздействии, могут быть выполнены болтовыми соединениями или демпферными элементами. Оба контура жёсткости образуют единую монолитную конструкцию вместе с фундаментом. Пространственная жёсткость консольных этажей обеспечивается вертикальными несущими диафрагмами. В исходном состоянии такое многоэтажное здание обладает низким периодом собственных колебаний, что позволяет ему сопротивляться сейсмическим нагрузкам с преобладающими низкочастотными колебаниями. При высокочастотном сейсмическом воздействии происходит перестройка несущей системы здания с жёсткой на гибкую в результате достижения амплитуды колебаний здания заданных значений и последующих выключения из работы связей ядра здания с контурами жёсткости и включения в работы демпферных устройств.

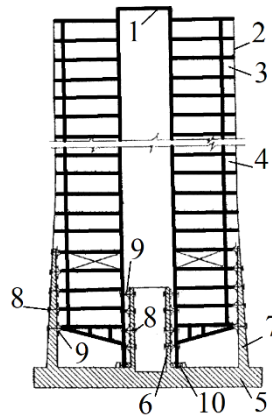


Рисунок 1.29 – Многоэтажное сейсмостойкое здание Семенца Г.Г.: 1- полая башня; 2 – плиты перекрытия; 3 – несущие вертикальные элементы; 4 – пространственно жёсткие этажи; 5 – фундамент; 6 – внутренний контур жёсткости; 7 – наружный контур жёсткости; 8 – болты; 9 – демпферные элементы; 10 – жёсткие амортизаторы

Сабуров В.С. в патенте от 1979 года отмечает положительную роль использования ствольной несущей системы не только в повышении сейсмостойкости зданий за счёт их увеличенной гибкости [18]. Многоэтажное здание включает в себя фундамент, железобетонную несущую шахту, панели стен и перекрытий (рис. 1.30). С целью повышения сейсмостойкости по высоте между стеновыми панелями консольных этажей устроен зазор, исключая передачу нагрузок между продольными стенами по вертикали. Благодаря этому решению при сейсмическом воздействии не происходит передача горизонтальных сил сдвига и повышается сейсмостойкость здания.

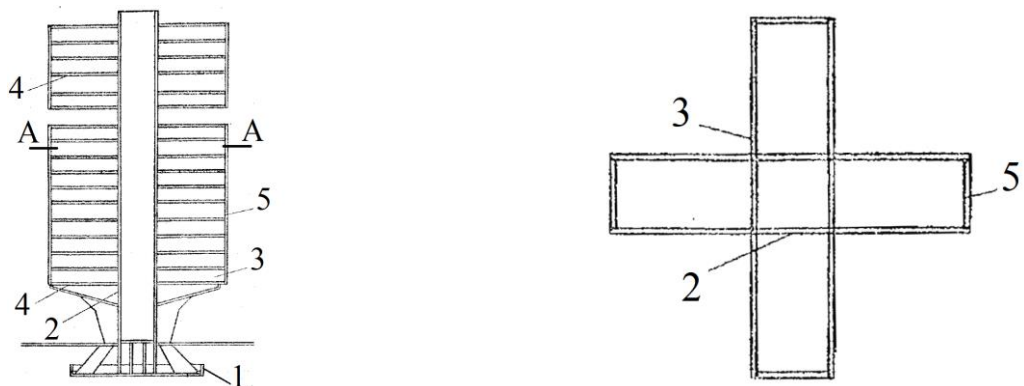


Рисунок 1.30 – Многоэтажное здание: 1 – фундамент; 2 – железобетонная шахта; 3 – стеновые панели; 4 – панели перекрытия; 5 – наружные стеновые панели

В качестве конструктивного решения, позволяющего улучшить условия эксплуатации и комфортности условий проживания в зданиях подвесного типа, в 1980 г. Остриков Г.М. предлагает свою модель здания (рис. 1.31) [19]. Поставленная им цель достигается тем, что ствол известной схемы здания с подвешенными на несущий оголовок этажами оборудуется опорным кольцом, позволяющим этажной конструкции перемещаться как вдоль ствола, так и вокруг его оси. Верх оголовка раскреплён оттяжками для снижения изгибающих моментов в стволе здания. Энергия колебания здания, вызванная сейсмическим воздействием, гасится за счёт амортизаторов, установленных между подвешенными перекрытиями и ядром здания.

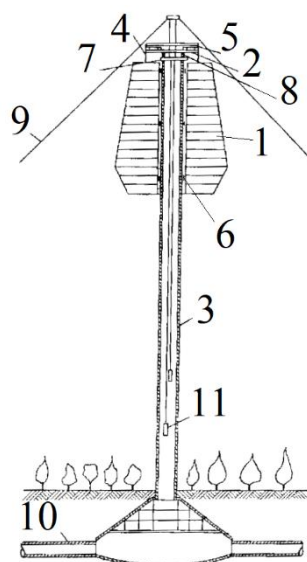


Рисунок 1.31 – Подвесное многоэтажное здание: 1 – перекрытия этажей; 2 – опорное кольцо; 3 – несущий ствол; 4 – стальные канаты; 5 – блоки; 6 – амортизаторы; 7 – оголовок; 8 – подшипники; 9 – оттяжки; 10 – пустотелый фундамент; 11 – шахта для лифтов

В предложенном в 1980 г. Чануквадзе Г.Ш. многоэтажном сейсмостойком здании с подвешенными этажами (рис. 1.32) [20] предварительно напряжённая подвесная система также освобождается от натяжения выключением связей, выполненных болтами-стяжками. Свободно подвешенные к пространственной консольной ферме перекрытия, соударяясь с ядром здания, выводят его из резонансного состояния при сейсмическом воздействии. Узлы соединения перекрытий и ствола здания выполняются шарнирными.

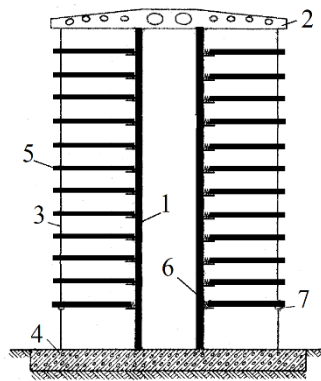


Рисунок 1.32 – Многоэтажное сейсмостойкое здание с подвешенными этажами: 1 – ядро жёсткости; 2 – пространственная консольная ферма; 3 – подвески; 4 – фундамент; 5 – перекрытия; 6 – шарниры; 7 – выключающиеся связи

Семенцом Г.Г. в 1980 г. для высотного строительства в сейсмических районах была предложена модель многоэтажного сейсмостойкого здания типа башни (рис. 1.33) [21]. В качестве решения по обеспечению стойкости подвесных зданий к широкому диапазону сейсмических нагрузок Семенец Г.Г. предлагает использовать связево-ростверковую структуру, закреплённую на подвесках к стволу здания. Данная структура является опорой для расположенных выше этажей и по периметру соединяется с фундаментом здания выключающимися связями. Перекрытия могут соединяться со стволом здания шарнирно либо через демпфирующие устройства.

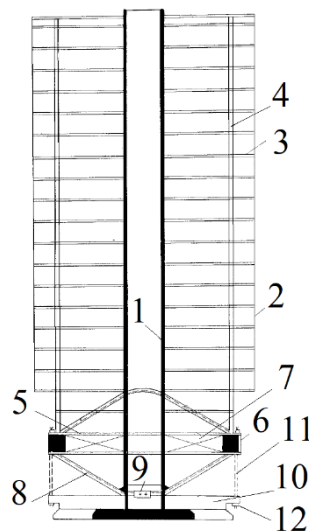


Рисунок 1.33 – Многоэтажное сейсмостойкое здание типа башни: 1 – опорный ствол; 2 – конструкция этажей; 3 – плиты перекрытия; 4 – колонны; 5 – связево-ростверковая опора; 6 – контурный ростверк; 7 – связевые диафрагмы; 8 – подвески; 9, 12 – элементы натяжения; 10 – фундамент; 11 – выключающиеся связи

Возможность применения сборных железобетонных изделий при возведении несущего ядра сейсмостойких зданий описана в патенте Качейшвили Н.Н. от 1981 года [22]. Повышение несущей способности здания со ствольной несущей системой достигается тем, что по торцам несущих стеновых панелей выполнены каналы, в которых размещаются предварительно напряжённые стальные тросы (рис. 1.34). Ядро жёсткости при этом может иметь выступающие за его контур стороны, что также повышает сопротивляемость здания воздействию горизонтальных и крутящих нагрузок, а также позволяет повесить этажность здания.

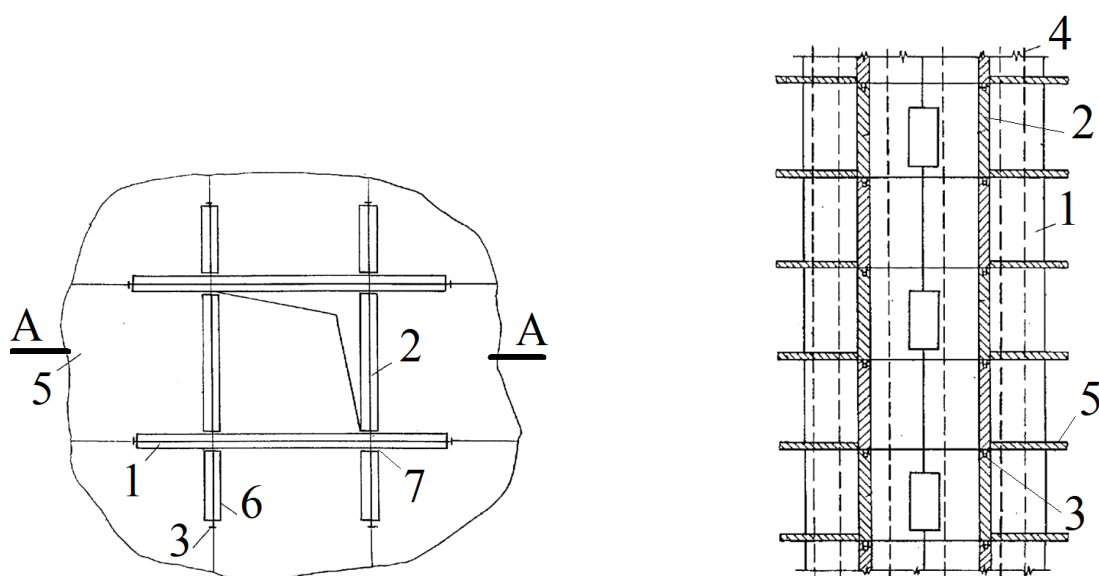


Рисунок 1.34 – Многоэтажное сейсмостойкое здание: 1, 2 – стеновые панели; 3 – горизонтальная напрягаемая арматура; 4 – вертикальная напрягаемая арматура; 5 – перекрытия; 6 – выступающие части панелей; 7 – внешние углы

Недостатками рассмотренных выше решений подвесных зданий Размадзе А.Н. назвал недостаточную изгибно-крутильную жёсткость, сейсмостойкость и трудоёмкий монтаж. С целью устранения данных недостатков в 1982 г. он предложил модель подвесного здания (рис. 1.35), в котором сочетаются вертикальные и наклонные подвески для крепления перекрытий, что позволяет обеспечить надёжное гашение изгибно-крутильных колебаний [23]. Вертикальные подвески с фермы покрытия пропускаются через перекрытия и анкеруются в фундамент, наклонные подвески соединяют торцы консольных ригелей и узлы соединения вышележащих ригелей с рёбрами жёсткости ствола здания.

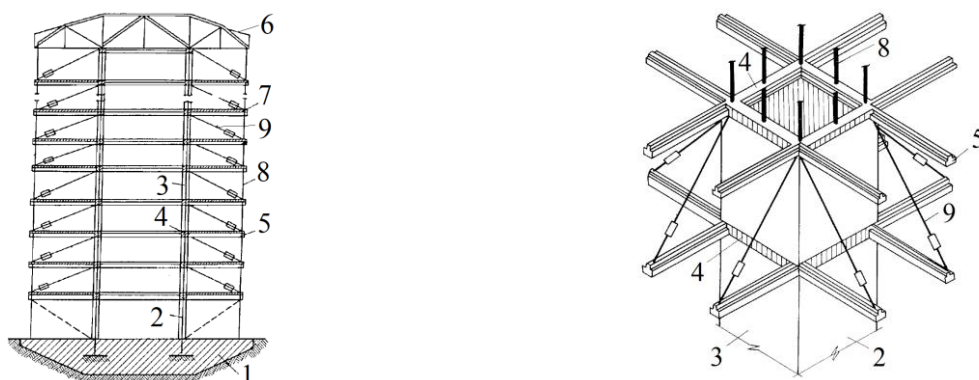


Рисунок 1.35 – Подвесное сейсмостойкое здание: 1 – фундамент; 2 – центральное ядро; 3 – сборные объёмные блоки; 4 – рёбра жёсткости; 5 – консольные ригели; 6 – консольная ферма; 7 – плиты перекрытий; 8, 9 – подвески

Конструкция башенного сооружения ствольно-подвесного типа представлена Гурским А.Ф. в патенте в 1983 году (рис. 1.36) [24]. Башенное сооружение включает опорную часть, ствол и подвешенные на тягах к консольным выступам конструкции обстройки. Тяги прикрепляются к одному из перекрытий обстройки, при этом между тягами и перекрытиями, через которые они пропущены, сохраняется зазор. Конструкции несущего ствола и обстройки при сейсмическом воздействии перемещаются независимо друг от друга. Автор патента отмечает, что увеличение длины тяг повышает сейсмостойкость башенного сооружения. Конструкция башни позволяет устраивать консольные выступы и подвешивать к ним обстройки в нескольких уровнях по высоте.

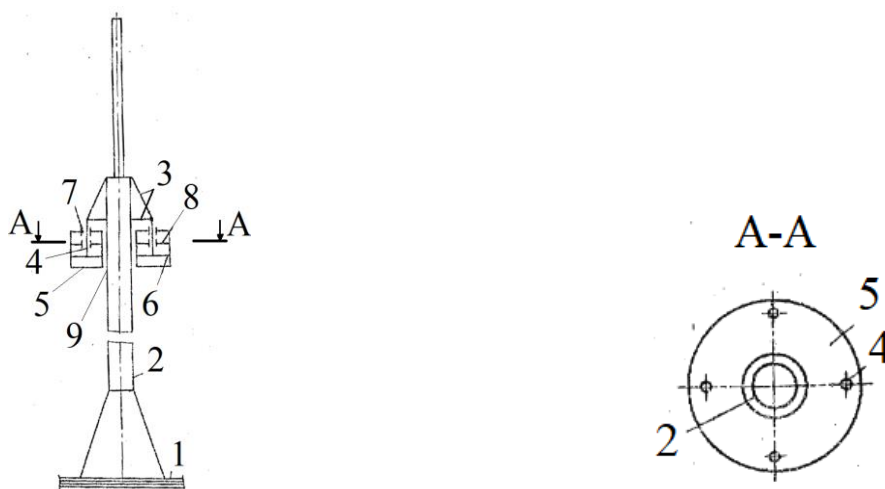


Рисунок 1.36 – Башенное сооружение: 1 – опорная часть; 2 – ствол; 3 – консольные выступы; 4 – тяги; 5 – обстройка; 6 – перекрытия; 7 – зазор между тягами и перекрытиями; 8 – перекрытие; 9 – зазор между обстройкой и стволом

Узел соединения ствола жёсткости и плит перекрытий, обеспечивающих их подвеску, был предложен Козодоем А.Е. в 1985 году (рис. 1.37) [25]. Подвеска выполнена из соединённых перпендикулярно между собой стальных полос. Представленный в патенте узел состоит из опорной конструкции с консолью и подвесной конструкции, состоящей из перекрытия и растянутых полос. Полосовая подвеска при этом может присоединяться к несущей конструкции через опорную планку или при помощи боковых накладок. Полосовая подвеска, обладая значительной гибкостью и податливостью, позволяет несущей и подвешенной конструкции перемещаться независимо друг от друга. Соединение полос подвесок может быть выполнено с образованием прорезей, посредством болтового соединения, через угловые накладки или тавровым сварным соединением. Некоторые вариации конструкции предложенного узла сопряжения подвешенного перекрытия и несущей конструкции можно найти в ряде других патентов Козодоя А.Е. [26, 27, 28, 29].

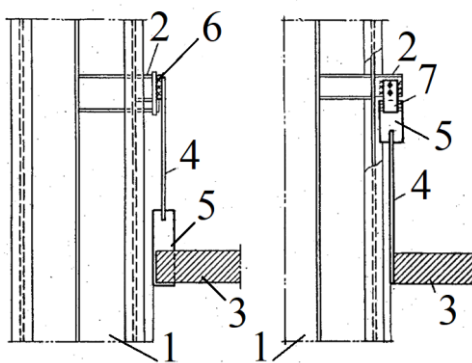


Рисунок 1.37 – Узел соединения строительных конструкций: 1 – несущая конструкция; 2 – консоль; 3 – подвешенное перекрытие; 4, 5 – стальные полосы; 6 – опорная планка; 7 – боковые накладки

Для увеличения сейсмостойкости и уменьшения материалоемкости многоэтажных зданий подвесного типа Дуброва Е.П. в 1985 году предложил свою модель здания (рис. 1.38) [30]. Пространственная конструкция этажей, образованная путём объединения подвешенных перекрытий жёсткими тяжами, размещена с зазором относительно ствола здания. Амортизирующие связи установлены между консольным оголовком и конструкцией этажей, а также между конструкциями этажей и стволом здания. Первые выполнены в виде гибких

подвесок, вторые – из изогнутых консольных стержней. Жёсткие горизонтальные замкнутые рамы, к которым консольно примыкают междуэтажные перекрытия, охватывают несущее ядро. При сейсмическом воздействии стержни, закреплённые на рамах, работают как фрикционно-демпфирующее устройство. После пластического деформирования данные стержни выключаются из работы, позволяя стволу здания свободно перемещаться относительно этажной конструкции. Верхняя рама, выполненная гибкой в вертикальной плоскости, и подвески из упругопластического материала создают амортизирующую связь с высокими энергопоглощающими свойствами.

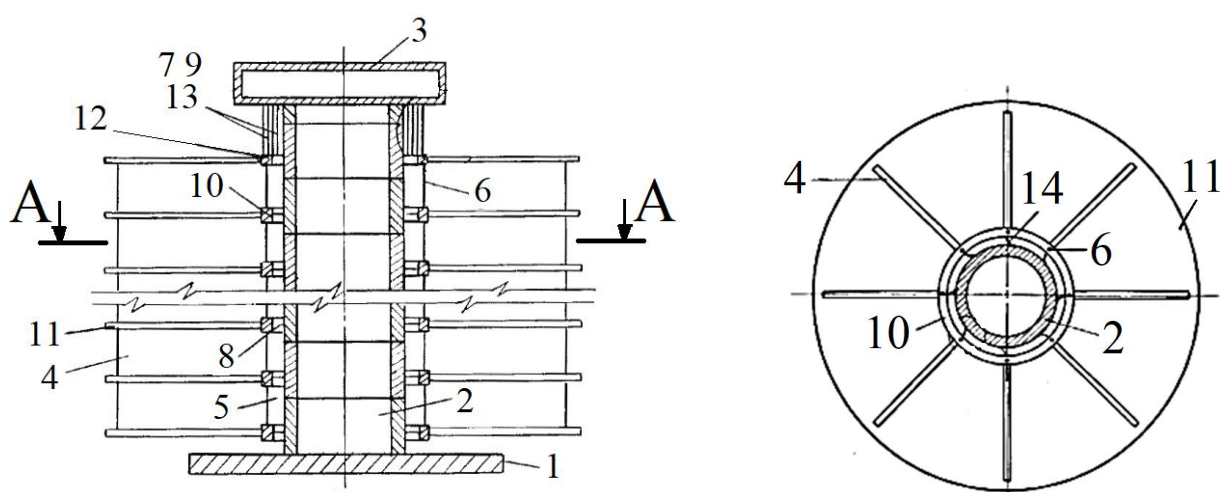


Рисунок 1.38 – Многоэтажное сейсмостойкое здание: 1 – фундамент; 2 – ядро жёсткости; 3 – оголовок; 4 – конструкции этажей; 5, 9 – зазор; 6 – тяжи; 7, 8 – амортизирующие связи; 10 – замкнутые рамы; 11 – перекрытия; 12 – верхняя рама; 13 – подвески; 14 – изогнутые консольные стержни

В патенте от 1985 г. Щербина В.И. описывает модель подвешенного здания, включающую в себя новую на тот момент конструкцию несущего оголовка (рис. 1.39) [31]. Данный оголовок имеет сферическую опорную поверхность, которая взаимодействует с ответной поверхностью на стволе здания. Обе поверхности покрыты антифрикционным материалом. Оголовок имеет радиально расположенные консольные балки, на которые установлены упругопластические опорные элементы подвесок. Подвешенные перекрытия объединены в жёсткий блок. Во избежание соударения этажного блока и ядра жёсткости между ними установлены амортизаторы. Выключающиеся связи в уровнях низа этажного блока

предусмотрены для устранения колебаний подвешенного блока этажей при нормальных условиях эксплуатации. Наличие связи оголовка и ствола здания в виде сферического шарнира позволяет создать фрикционный демпфер, что уменьшает сейсмические усилия в сечениях ствола. Опорные элементы подвесок снижают нагрузки в этажных конструкциях и стволе здания при значительных вертикальных толчках.

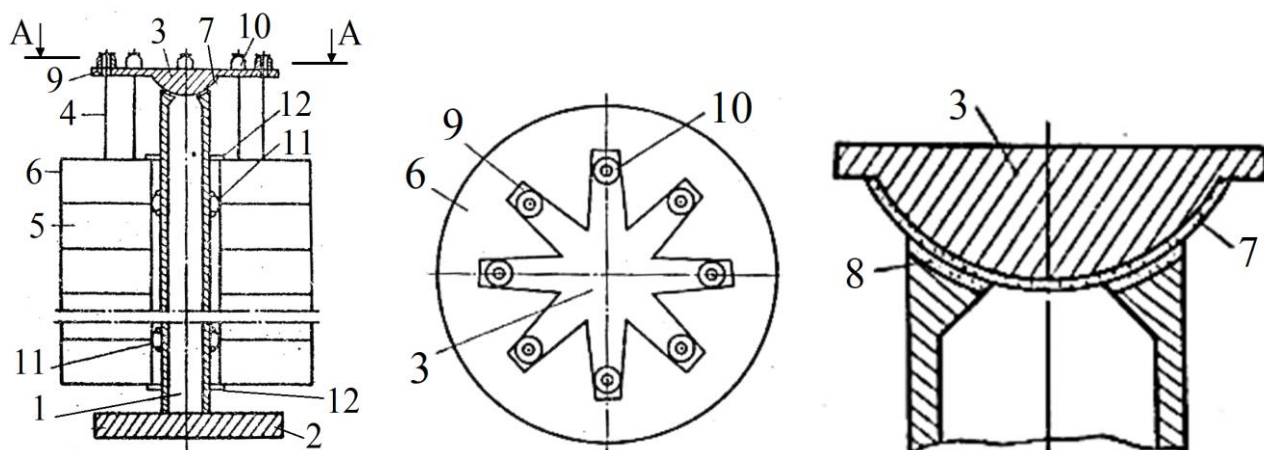


Рисунок 1.39 – Многоэтажное сейсмостойкое здание: 1 – несущий ствол; 2 – фундамент; 3 – оголовок; 4 – подвески; 5 – этажные конструкции; 6 –этажный блок; 7 – опорная поверхность оголовка; 8 – ответная поверхность ствола; 9 – балки; 10 – опоры подвесок; 11 – амортизаторы; 12 – включающиеся связи

Байнатов Ж.Б. в 1987 г. разрабатывает модель подвесного здания повышенной этажности (рис. 1.40) [32]. Заявленная им цель по эксплуатационным свойствам подвесных зданий достигается устройством опорных колец и направляющих в блоках этажных конструкций, позволяющих им перемещаться относительно ствола здания. Оттяжки в виде тросов, раскрепляющие ствол здания, позволяют снизить в нём значения изгибающих моментов. Механизм, позволяющий перемещаться этажным блокам, вместе с амортизирующими устройствами гасят колебания здания при сейсмическом воздействии. Этажные блоки, обладающие различными массами и, соответственно, собственными частотами колебаний препятствуют возникновению эффекта резонанса для колебаний всего здания. Многослойное исполнение железобетонного ствола здания также позволяет рассеивать энергию сейсмического воздействия за счёт трения слоёв.

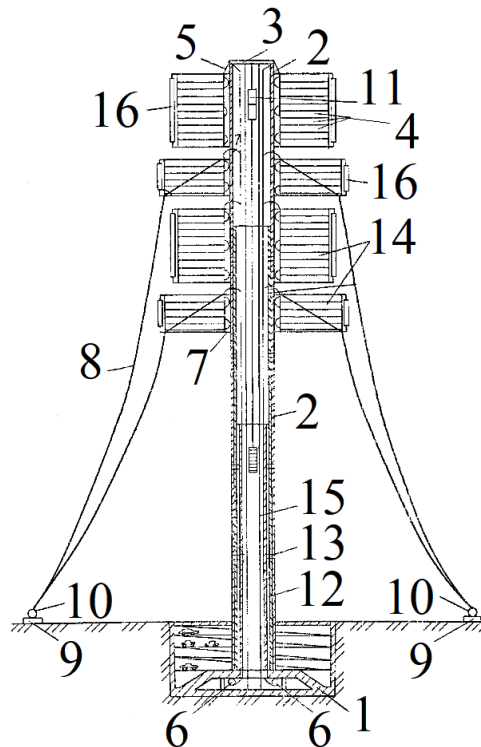


Рисунок 1.40 – Подвесное здание повышенной этажности: 1 – фундамент; 2 – несущий ствол; 3 – оголовок; 4 – этажные конструкции; 5 – подвески; 6 – механизмы подъёма; 7 – катки; 8 – оттяжки; 9 – опоры; 10 – лебёдки; 11 – лифты; 12 – шкивы; 13 – стяжные болты; 14 – этажные блоки; 15 – тросы; 16 – лопасти

Для применения в сейсмических районах Байнатовым Ж.Б. в 1988 году была предложена большепролётная многоэтажная подвесная конструкция (рис. 1.41) [33]. Несущие стволы здания являются опорой для арочных конструкций и местами крепления для вант. Одна часть этажных конструкций подвешивается на арочные фермы, другая – на ванты, расположенные ниже. Особенностью данного конструктивного решения является то, что совместное применение арочных ферм и вант обеспечивает взаимное гашение распора. Несущие стволы здания при этом воспринимают преимущественно вертикальную нагрузку, что позволяет снизить материалоемкость и повысить сейсмостойкость. При отклонении стволы здания от вертикали усилия в фермах и вантах возрастают незначительно, так как их сопряжения со стволем здания выполняются шарнирными. Конструкции этажей, подвешенных на арочных фермах и вантах, имеют различные собственные частоты колебаний, поэтому при сейсмическом воздействии энергия колебаний будет гаситься за счёт этой разницы.

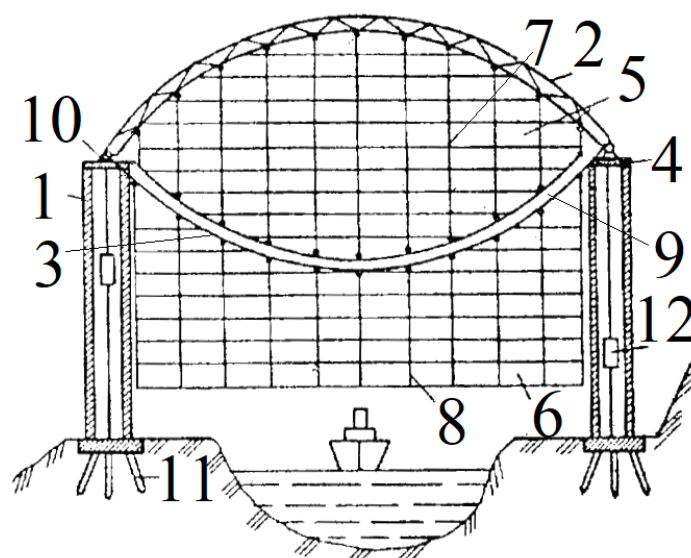


Рисунок 1.41 – Большепролётное многоэтажное сейсмостойкое здание: 1 – несущие стволы; 2 – арочные фермы; 3 – ванты; 4 – оголовки; 5,6 – конструкции этажей; 7, 8 – подвески; 9 – зазор; 10 – узлы крепления ферм и вант; 11 – фундаменты; 12 – лифты

Узел соединения подвешенной плиты перекрытия с ядром жёсткости многоэтажного здания разработан и представлен Григорьевой И.И. в 1988 году (рис. 1.42) [34]. Для устройства этого узла сопряжения стенах несущего ствола здания устраивается паз, в котором устанавливается опорная часть плиты перекрытия. Плита опирается на нижнюю грань паза в ядре жёсткости через фрикционную связь и имеет сквозное отверстие, предназначенное для размещения стержня, ограничивающего её смещение при динамическом воздействии. Упоры с пакетами предварительно сжатых пружин размещены между опорной частью плиты и гранями паза. Данный узел сопряжения можно рассматривать как жёсткий при сейсмических воздействиях низкой интенсивности. Однако при достижении сейсмическими нагрузками определённой величины происходит проскальзывание опорной части плиты перекрытия относительно ядра жёсткости здания и сжатие пакетов пружин, на что затрачивается кинематическая энергия сейсмического воздействия. Данная конструкция также позволяет вернуть подвешенные перекрытия в расчётное положение по окончании землетрясения.

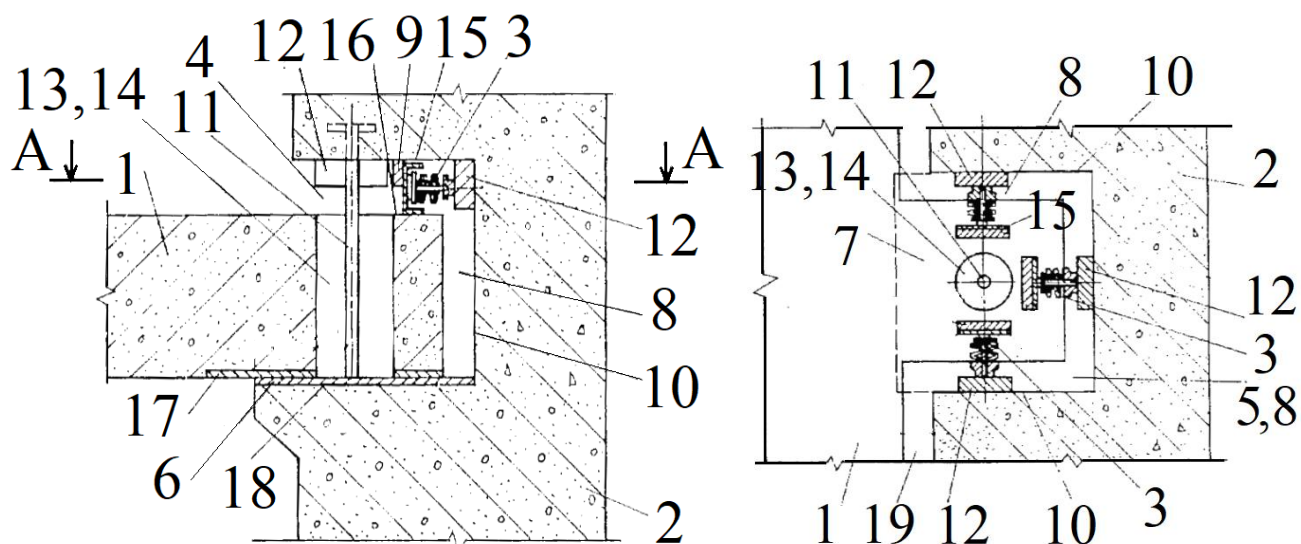


Рисунок 1.42 – Узел соединения плиты перекрытия с ядром жесткости многоэтажного сейсмостойкого здания с подвешенными этажами: 1 – плита перекрытия; 2 – ядро жёсткости; 3 – демпфирующие связи; 4 – зазор между плитой и стеной ядра; 5 – паз; 6 – нижняя грань паза; 7 – опорная часть плиты; 8 – зазор между плитой и гранью паза; 9 – верхняя грань паза; 10 – боковые грани паза; 11 – стержень; 12 – упоры; 13 – вертикальное отверстие; 14 – зазор между стержнем и стенками отверстия; 15 – обрамляющий профиль; 16 – верхняя грань опорной части плиты; 17, 18 – металлические пластины; 19 – расстояние между стеной и наружной кромкой плиты

Устройство для крепления консольных балок к несущим конструкциям, которое может быть применено и в зданиях со ствольно-консольной конструктивной системой, представлено в патенте Антонына М.А. от 1990 года (рис. 1.43) [35]. Данное устройство позволяет создавать упруго-гибкие соединения строительных конструкций, что может найти применение при возведении зданий в районах повышенной сейсмической активности. Так как рассматриваемое сопряжение балки с несущей конструкцией в значительно меньшей степени подвержено действию изгибающего момента за счёт натяжения канатов, вылет консольной балки может быть увеличен без увеличения материалоемкости.

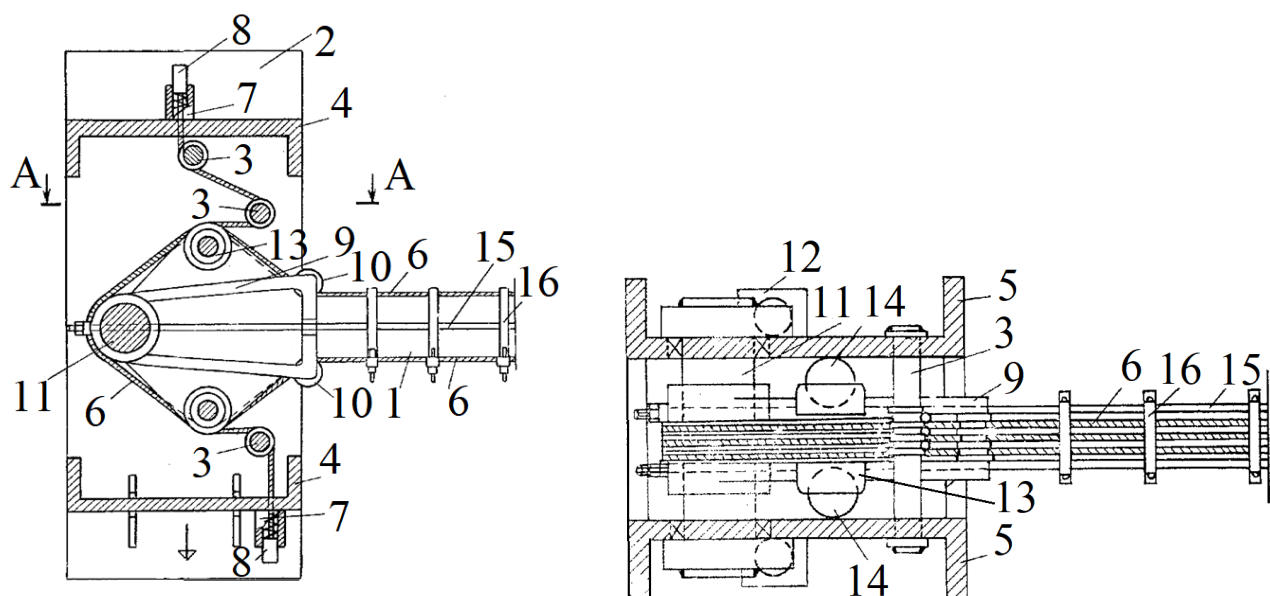


Рисунок 1.43 – Устройство для крепления консольной балки к несущей конструкции: 1 – консольная балка; 2 – упорная часть стойки; 3 – блоки качения; 4 – диафрагмы; 5 – ветви стойки; 6 – канаты; 7 – стаканы; 8 – концы каната; 9 – распределительное устройство; 10 (11) – периферийные блоки; 11 (13) – цилиндрический шарнир; 12 (14) – ограничители углового перемещения балки; 13 (19) – регулирующие блоки; 14 (20) – шаровые шарниры; 15 (22) – натягающие тяжи; 16 (25) – обжимающие хомуты

Сейсмостойкая конструкция многоэтажного здания описывается Талановым Б.П. в патенте от 1995 года (рис. 1.44) [36]. Сейсмостойкость приведённого здания обеспечивается тем, что подвешивание этажных конструкций повышает восприятие колебаний с повышенной амплитудой в любом направлении. Опорные конструкции здания выполнены в виде плит, которые имеют отверстия для пропуска центрально расположенной несущей стойки с образованием сквозной шахты. Амортизаторы, установленные на нескольких уровнях шахты, ограничивают колебания несущей стойки, к которой при помощи ттяг подвешены конструкции этажей. В условиях сейсмического воздействия подвешенное здание остаётся неподвижным, а полая стойка изгибается, воспринимая колебания основания и гася их. Неподвижные упоры в основании здания, ограничивают максимальное перемещение конструкций, за которым следует их разрушение.

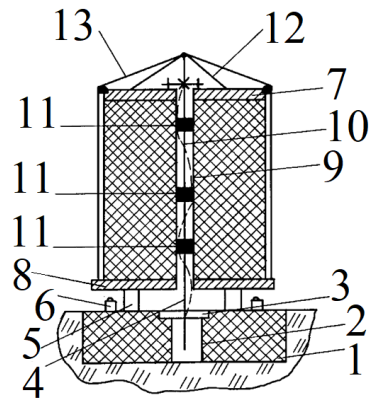


Рисунок 1.44 – Сейсмостойкая конструкция здания: 1 – свайный фундамент; 2 – сваи; 3 – бетонная обвязка; 4 – центральная свая; 5 – неподвижные упоры; 6 – подвижные упоры; 7, 8 – опорные плиты; 9 – шахта; 10 – полая стойка; 11 – амортизаторы; 12, 13 – тяги

В патенте Таланова Б.П. от 1996 года описывается конструкция подвесного здания, оснащённого гибкой связью этажной конструкции и несущего ствола здания (рис. 1.45) [37]. Это позволяет практически полностью устранить передачу колебаний основания различной амплитуды на подвесные конструкции. Гибкость подобной связи достигается за счёт соединения ствола здания и блока этажей через водную среду. Ствол здания в верхней части оснащён чашей, в которой расположена ёмкость. Рёбра жёсткости чаши и ёмкости играют роль ограничителей их относительных перемещений. Благодаря низкому гидравлическому сопротивлению воды перемещения основания здания не передаются на этажную конструкцию.

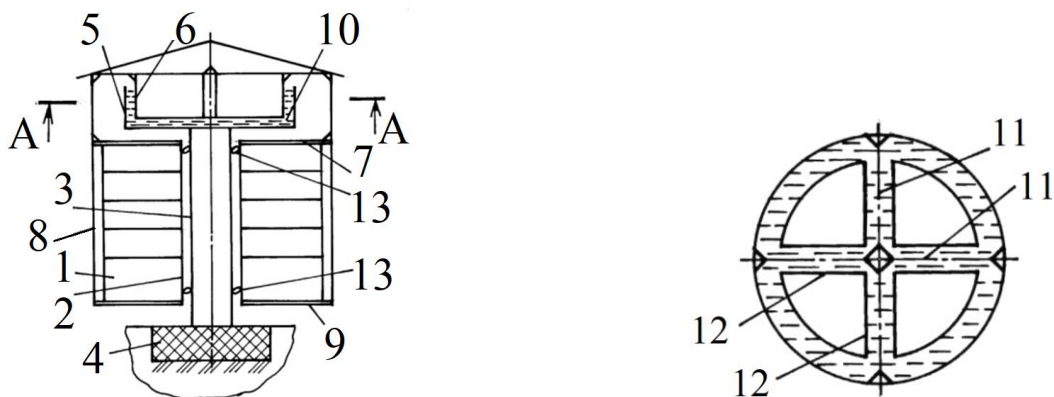


Рисунок 1.45 – Сейсмостойкая конструкция здания: 1 – блок этажей; 2 – шахта; 3 – стойка; 4 – фундамент; 5 – чаша; 6 – ёмкость; 7, 9 –плита перекрытия; 8 – тяги; 10 – вода; 11, 12 – рёбра жёсткости; 13 – амортизаторы

В опубликованном позже в 1997 году патенте Таланов Б.П. внёс ряд изменений в конструктивное решение подвесного здания (рис. 1.46) [38]. В этом решении блок этажей подвешивается за нижнюю плиту при помощи тяжей, которые в зависимости от исполнения могут располагаться как внутри шахты, так и снаружи подвесной конструкции. Тяги, пропущенные через проушины верхней плиты этажного блока, могут быть дополнены дополнительными стяжками верхней и нижней плит для обеспечения монолитности подвешенной конструкции.

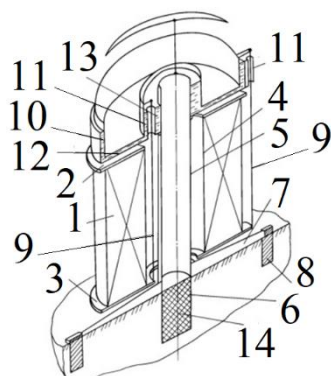


Рисунок 1.46 – Сейсмостойкая конструкция здания: 1 – блок этажей; 2, 3 – плиты перекрытия; 4 – шахта; 5 – стойка; 6 – труба; 7 – лапы; 8 – сваи; 9 – тяги; 10 – ёмкость; 11 – каналы; 12 – чаша; 13 – жидкость; 14 – бетон

Остроменский П.И. выбрал конструкцию здания, предложенную ранее Корчинским И.Л. [13], в качестве прототипа для разработки нового конструктивного решения, обладающего лучшими показателями сейсмостойкости (рис. 1.47) [39]. В патенте 2002 года эффективная сейсмозащита подвесной части здания обеспечивается за счёт выведения собственных частот здания за основной частотный диапазон сейсмических воздействий. Для этой цели создаются устройства упругой связи с режимом квазиулевого жесткости, содержащие параллельно включенные упругие элементы и корректоры жесткости. Они устанавливаются между стволом здания и нижней поверхностью фермы, а также между перекрытием нижнего этажа и основанием здания. Сейсмоизоляция подвешенной части здания в горизонтальном направлении обеспечивается установленными между перекрытиями и опорным стволом упругими изогнутыми отрезками троса. Крепление несущих подвесок к фермам осуществляется через устройства упругой связи в виде пружин. Принятые решения позволяют ослабить

передачу как вертикальных, так и горизонтальных колебаний от ствола здания к подвешенным перекрытиям при сейсмическом воздействии.

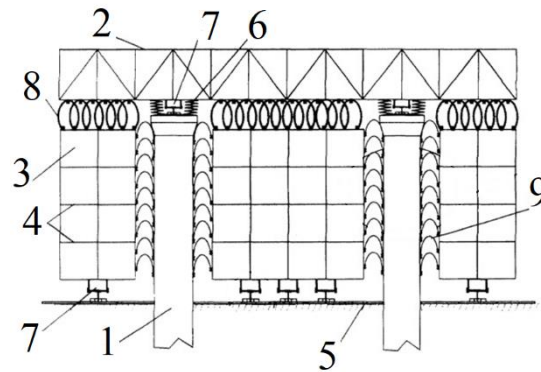


Рисунок 1.47 – Сейсмостойкое здание подвешеного типа: 1 – опорные стволы; 2 – двухконсольная ферма; 3 – подвесная часть здания; 4 – перекрытия; 5 – фундамент; 6, 8, 9 – упругие элементы; 7 – корректоры жёсткости

Модель здания, устойчивая к ветровым и сейсмическим воздействиям, представлена в патенте Сапожникова А.И. от 2015 года (рис. 1.48) [40]. Несущая система рассматриваемого здания подвешеного типа представлена рамной конструкцией, к ригелям которой на металлических тягах подвешены два этажных объёма здания. Основания блоков опираются на упругие опоры в виде пружин, установленные в конусообразных патрубках на нижнем ригеле рамы и фундаменте. Податливость несущей системы здания обеспечивается как возможностью поступательных и вращательных колебаний подвешенный этажей, так и гибкостью рамной конструкции в горизонтальном направлении.

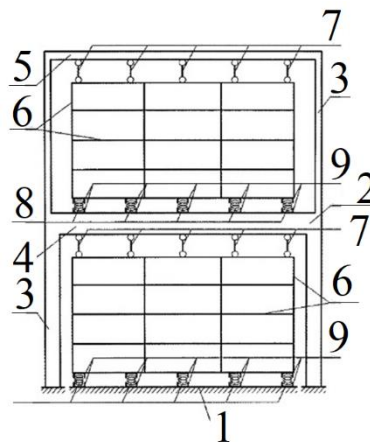


Рисунок 1.48 – Ветроустойчивое, сейсмостойкое подвешеное здание с подпружиниванием: 1 – фундамент; 2 – рамная конструкция; 3 – колонны; 4, 5 – ригели; 6 – этажные объёмы здания; 7 – подвески; 8 – упругие опоры; 9 – патрубки

Многоэтажное здание подвесного типа, описанное Пеньковским Г.Ф. в патенте 2017 года, не отличается применением новых конструктивных решений, обеспечивающих сейсмостойкость (рис. 1.49) [41]. Автор патента приводит описание работы здания с каскадной подвеской перекрытий к оголовку. Масса вышележащего перекрытия является динамическим гасителем колебаний для перекрытия, расположенного ниже, из-за возникающей разности в фазах вынужденных колебаний. Сдвиг по фазе равен $\frac{1}{4}$ периода вынужденных колебаний, благодаря чему конструкция не подвержена эффекту резонанса при сейсмических воздействиях и является устойчивой к землетрясениям.

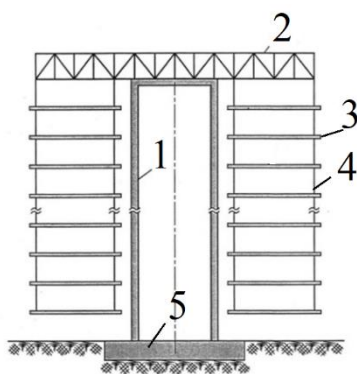


Рисунок 1.49 – Сейсмостойкое здание с подвешенными этажами: 1 – ядро жёсткости; 2 – консольная ферма, 3 – перекрытия; 4 – подвески; 5 – фундамент

1.5 Расчётно-теоретические и экспериментальные исследования ствольной конструктивной системы при сейсмических воздействиях

Одно из первых отечественных исследований, посвящённых высотным зданиям с подвесными конструкциями, проведено в диссертации на соискание учёной степени кандидата технических наук Складнева Н.Н [9]. Цель диссертации «Высотные здания с жёстким стволом и подвешенными на предварительно напряжённых вантах этажами, предназначенные для сейсмических районов» заключалась в разработке новой конструктивной формы стального предварительно напряжённого каркаса сейсмостойкого высотного здания.

Экспериментальная часть исследования состояла в испытаниях модели здания на виброэлектродинамическом стенде. Конструкции модели здания, предложенного Складневым, представлены стальным стволом, двумя горизонтальными диафрагмами жёсткости, тремя междуэтажными перекрытиями и вантовой системой (рис. 1.50). Было установлено, что увеличение уровня предварительного натяжения вант приводит к уменьшению амплитуд колебаний конструкций модели и выравниванию динамических напряжений в несущем стволе. Для расчётно-теоретического исследования высотного здания рассматриваемой конструкции были проведены расчёты на ЭВМ методом конечных элементов. Результаты расчётов подтвердили, что сила предварительного натяжения вант влияет на динамические характеристики как отдельных элементов, так и всего каркаса здания в целом. Ключевыми достоинствами предложенного конструктивного решения являются меньшая деформативность и большее рассеивание энергии по сравнению с прочими конструктивными формами зданий без предварительного напряжения.

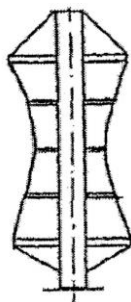


Рисунок 1.50 – Схема здания с преднапряжёнными вантами

В статье «Shaking table test and analysis of core-tube partial suspension structures» проводится испытание на вибростолу модели здания ствольной системы с частичной подвеской этажей [42]. В предложенном конструктивном решении используются преимущества как подвесных конструкций, обладающих хорошей сейсмостойкостью, так и элементов каркасной системы, обеспечивающих жёсткость конструкций. Верхние этажи здания подвешены к оголовку, в то время как нижние образуют рамный каркас (рис. 1.51). Соединение подвешенных этажей с несущим стволом здания осуществляется через неармированные бетонные блоки и амортизаторы. Бетонные блоки не подвергаются разрушению при землетрясениях малой интенсивности, обеспечивая жёсткое соединение между

подвешенными перекрытиями и ядром здания. При землетрясениях более высокой интенсивности, приводящими к частичному разрушению бетонных блоков, заслонка амортизатора включается в работу, рассеивая энергию сейсмических колебаний вместе с оставшимися бетонными блоками. Защита от обрушения конструкций здания при серьёзных землетрясениях достигается тем, что при совместном разрушении бетонных блоков и амортизаторов, конструкция верхней части здания становится полностью подвесной. Это позволяет уменьшить значения реакций в несущих элементах и гарантировать целостность основной конструкции.

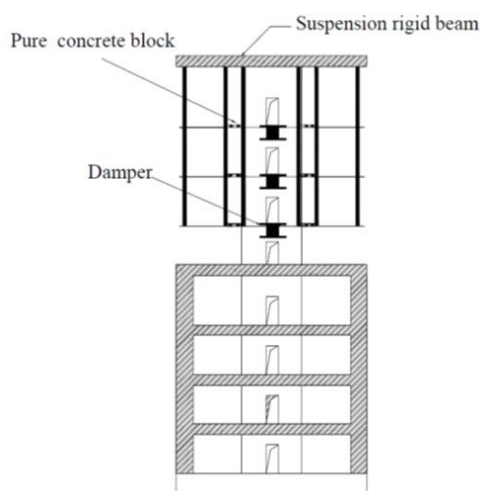


Рисунок 1.51 – Схема здания ствольной системы с частичной подвеской этажей

Вариант сейсмоизоляции здания с подвесными конструкциями описывается в статье «Development of the core-suspended isolation system» [43]. Данная система получила название системы с изолированным ядром, так как на несущий железобетонный остов здания устанавливается сейсмоизоляционный механизм, состоящий из двойного слоя наклонных резиновых подшипников (рис. 1.52 а, б). Рассматриваемое конструктивное решение, применённое при возведении четырёхэтажного офисного здания в Токио, позволило создать маятниковый изоляционный механизм. Этажи офисного здания были подвешены на ферме оголовка, смонтированной на сейсмоизоляционном механизме, защищающем её от движения грунта (рис. 1.52, в). Результаты испытания модели здания на вибрационном столе продемонстрировали эффективность применения системы с изолированным ядром в вопросе изоляции подвесной конструкции от колебаний грунта.

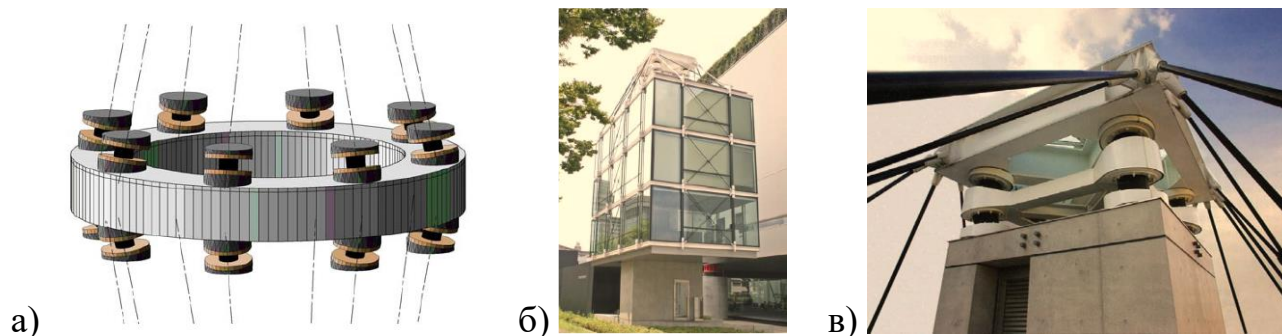


Рисунок 1.52 – Здание с изолированным ядром: а) модель сейсмоизоляционного механизма; б) реализация механизма сейсмоизоляции; в) возведённое здание

Описываемая в статье «Dynamic Responses of Core-Tubes with Semi-Flexible Suspension Systems Linked by Viscoelastic Dampers under Earthquake Excitation» новая конструкция зданий с несущим стволом и полугибкими подвесными системами состоит из центрального ядра, подвесной системы, вязкоупругих амортизаторов и гибких слоёв [44]. Предлагаемая система обладает преимуществами, характерными зданиям с подвесными конструкциями (рис. 1.53, а, б), но также обладает особенностями не присущими классическим подвесным системам: устройство гибкого слоя в уровне консольных ферм, а также заметное различие в жесткости между гибким слоем и подвешенным сегментом (рис. 1.53, в). Гибкий слой, состоящий из гибких кабелей, использует всю высоту консольной фермы, не требуя добавления дополнительного пространства для его устройства. Подвесной сегмент этажей перемещается как жёсткий блок, поэтому вязкоупругие демпферы размещены между каждым подвешенным этажом и несущим стволом здания. Эффективность предложенных решений по обеспечению сейсмостойкости здания подвесного типа подтверждена при расчётах.

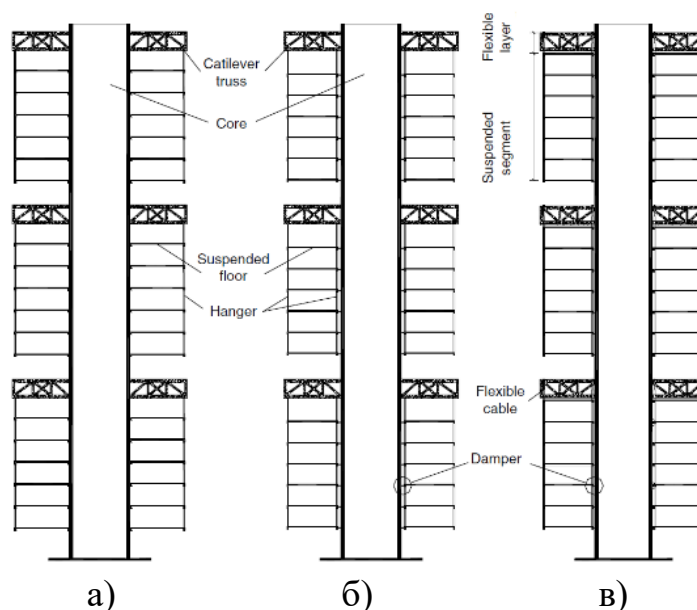


Рисунок 1.53 – Подвесные конструкции: а) традиционная схема; б) ствольная система с подвесками вдоль ствола; в) здание с полугибкими подвесными системами

Для рассеивания энергии сейсмических колебаний и предотвращения ударов подвешенных перекрытий о несущие конструкции ствола или каркаса здания разработана система управления колебаниями подвесных конструкций (рис. 1.54 а), описанная в статье «Seismic Performance and Storey-Based Stability of Suspended Buildings» [45]. Рассматриваемая самоадаптивная система управления колебаниями обладает тремя уровнями производительности: для незначительных, умеренных и сильных землетрясений соответственно (рис. 1.54 б). В условиях нормальной эксплуатации здания при незначительном землетрясении соединение между подвешенным перекрытием и несущей конструкцией остаётся эластичным. Второй уровень производительности системы, обеспечивающий защиту посетителей здания при умеренном землетрясении, допускает локальное разрушение конструкций для рассеивания энергии землетрясения. Пластичность развивается в горизонтальном полужёстком соединении. Соединение подвешенных перекрытий и несущей конструкции полностью теряет свою функцию при достижении системой третьего уровня производительности, соответствующего сильному землетрясению. Предотвращение обрушения здания достигается за счёт отделения подвешенного перекрытия от вертикальной несущей

конструкции, что позволяет ему свободно качаться и дополнительно рассеивать энергию сейсмических колебаний. Авторами статьи доказано, что увеличение отношения массы подвешенных конструкций к массе конструкций несущего остова здания, снижает реакцию на сейсмическое воздействие как ствола здания, так и самих подвешенных этажей. Подвесное здание в целом является оптимальной системой, уменьшающей реакцию на землетрясения широкого диапазона частот.

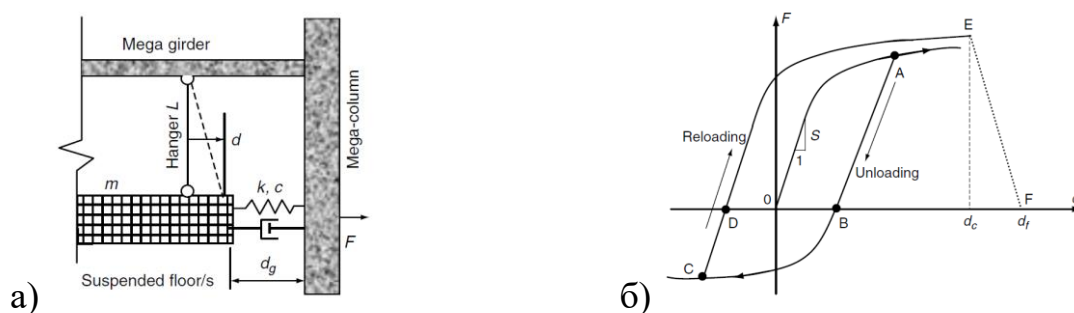


Рисунок 1.54 – Система управления колебаниями подвесных конструкций:

а) схема подвески перекрытий; б) диаграмма соотношения силы и деформации

В статье «Seismic behavior of suspended building structures with semi-rigid connections» [46] проведён анализ поведения подвесных конструкций с системой управления колебаниями, представленными ранее в статье «Seismic Performance and Storey-Based Stability of Suspended Buildings» [45]. Результаты анализа поведения динамической модели здания с подвесными конструкциями подтвердили предположение о том, что маятниковый эффект и полужёсткие соединения вертикальных несущих конструкций и подвешенных перекрытий позволяют создать пассивную систему управления колебаниями. При корректировке массы подвешенных конструкций и жёсткости соединений можно добиться значительных изменений форм колебаний, что приводит к возможности использования подвесных строительных конструкций в качестве систем защиты от сейсмических нагрузок.

Авторы статьи «Analysis of suspended structure system with huge concrete-filled tubular steel lattice column» предлагают новую систему подвесных конструкций с заполненной бетоном трубчатой стальной решётчатой колонной (рис. 1.55) [47]. Конструкции перекрытий подвешиваются к фермам, примыкающим к решётчатым

колоннам. Соединительные фермы, расположенные по периметру здания, обеспечивают совместную работу трубчатых решётчатых колонн, а также повышают боковую жёсткость конструкций здания. Болтовое соединение балок перекрытий и подвесок способно рассеивать энергию сейсмических колебаний. В целях обеспечения защиты здания от опрокидывания при сейсмических воздействиях, несущие подвески могут быть соединены с конструкциями фундамента.

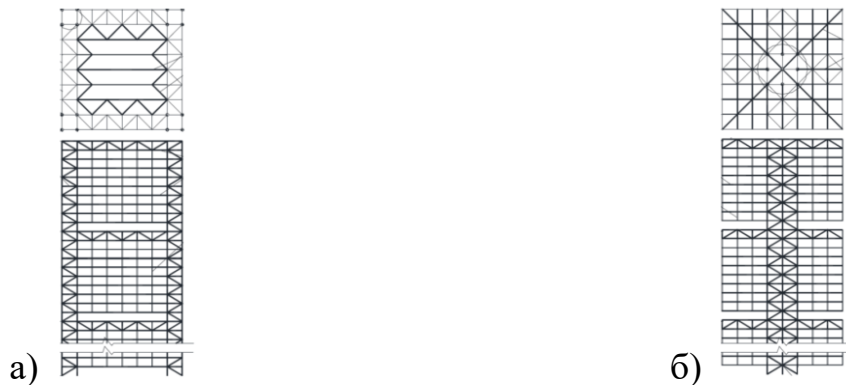


Рисунок 1.55 – Расположение решётчатых колонн: а) снаружи; б) внутри

Предлагаемые в статье «Response of building systems with suspended floor slabs under dynamic excitations» подвесные системы состоят из стального каркаса с плитами перекрытия, подвешенными к балкам с помощью стальных тросов (рис. 1.56) [48]. Рассеивание энергии осуществляется за счёт использования стальных связей, устанавливаемых между нижней поверхностью плиты и балкой перекрытия под плитой. Оптимальная производительность системы при сейсмическом воздействии достигается путём определения наилучших ориентации и количества стальных связей под плитами, а также выбора плит, которые будут подвешены. Самостоятельное центрирование плиты осуществляется установкой предварительно натянутых кабелей рядом со стальными связями. Подвешивание перекрытий к балкам осуществляется либо через ролики, либо через жёсткие связи. Доказано, что подобные системы могут быть использованы не только для сейсмоизоляции конкретных подвешенных перекрытий, но и для уменьшения отклика несущей рамы, особенно для высотных зданий. Рассматриваемое конструктивное решение показало худшие результаты относительно классической

рамной схемы для четырёхэтажного здания, однако для десятиэтажного здания система с подвешенными плитами оказалась эффективнее в обеспечении сейсмостойкости.

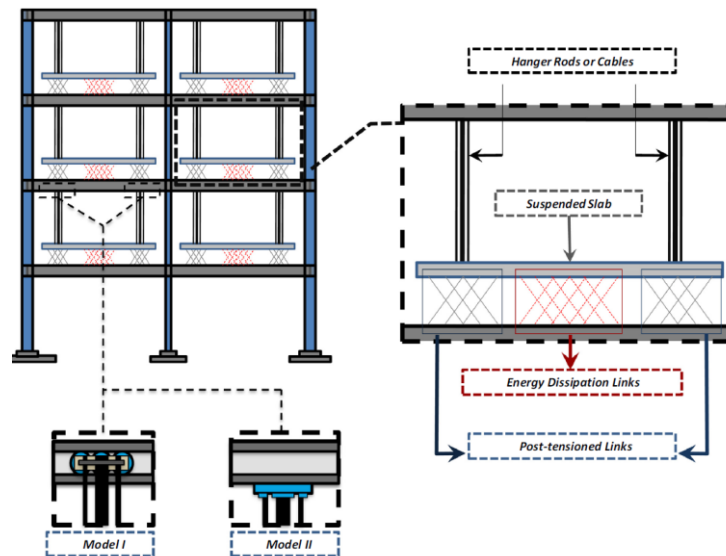


Рисунок 1.56 – Схема здания с подвешенными плитами перекрытий

Результаты испытаний, приведённые в статье «A combinatorial optimization approach for multi-hazard design of building systems with suspended floor slabs under wind and seismic hazards», показали, что модели подвесных систем, подобные описанным в статье «Response of building systems with suspended floor slabs under dynamic excitations» [48], могут быть настроены таким образом, чтобы одновременно удовлетворять требованиям по устойчивости при ветровых и сейсмических воздействиях [49].

Эффективность использования подвесных конструкций в высотных зданиях, расположенных в сейсмически опасных районах, исследуется в статье «Buildings with suspended structures in seismic areas» [50]. Авторами статьи в качестве основного критерия оценки расчётных схем здания выбран период собственных колебаний, так как по мере его увеличения коэффициент динамичности и сейсмическая нагрузка на здание уменьшаются. Установлено, что наиболее эффективными конструктивными решениями среди рассматриваемых конструкций являются модели с использованием вантовых подвесок по внешнему и внутреннему периметру перекрытий (рис. 1.57), а также с подвеской перекрытий по внешнему периметру и их поэтажным опиранием на несущий ствол через

упругие элементы (рис. 1.58). Отмечено, что применение подвесок, свободно спускающихся вдоль ствола здания, хоть и способно обеспечить большой период собственных колебаний, но при этом приводит к значительным смещениям подвешенных этажей при сейсмических воздействиях.

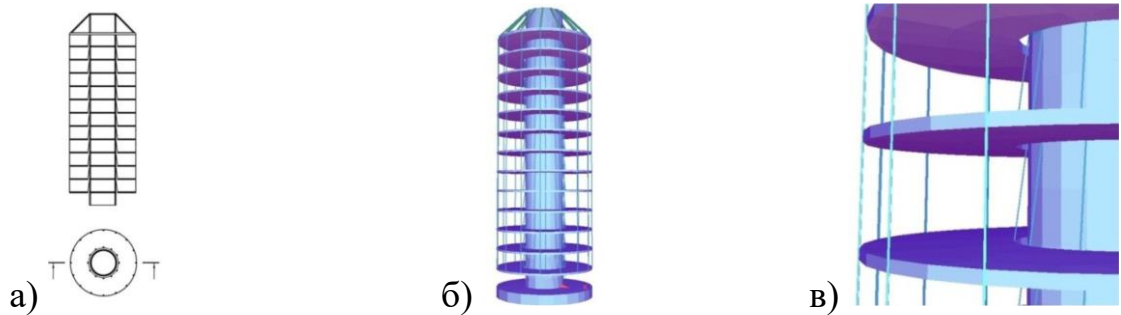


Рисунок 1.57 – Схема здания с подвеской перекрытий к оголовку и стволу: а) поперечный разрез; б) расчётная схема; в) схема расположения подвесок

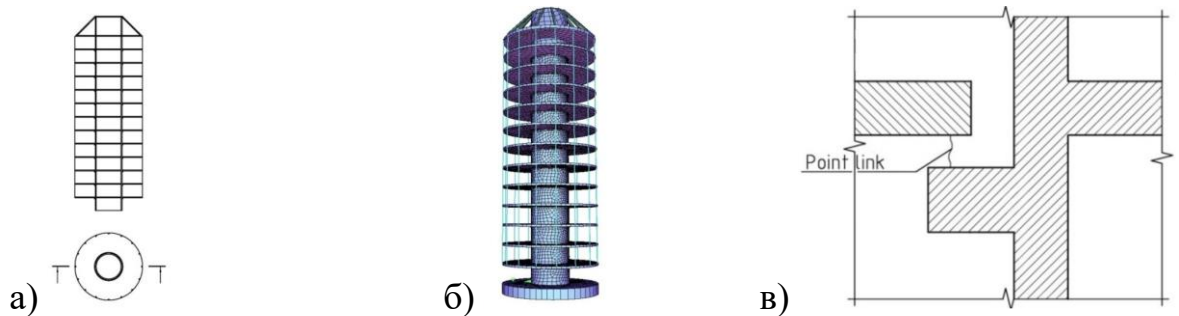


Рисунок 1.58 – Схема здания с упругими элементами: а) поперечный разрез; б) расчётная схема; в) схема расположения упругих элементов

Дополнительные исследования представленных выше расчётных схем, приведённые в статье «Earthquake resistance of buildings with suspended structures» показали, что вертикальные перемещения подвесных конструкций значительно превышают аналогичные перемещения элементов зданий традиционной конструктивной схемы, что свидетельствует о необходимости введения дополнительных демпфирующих элементов [51].

В дальнейшем было проведено пробное проектирование здания с вантовыми подвесами, что отражено в статье «Об эффективности использования конструктивных систем зданий с подвесными конструкциями» [52]. Использование подвесных конструкций в высотном здании позволило создать свободную планировку помещений (рис. 1.59). Отмечено, что, можно

корректировать частоту и амплитуду колебаний подвесной части здания, изменяя угол между стволом здания и подвесами, расположенными по внутреннему периметру перекрытий.

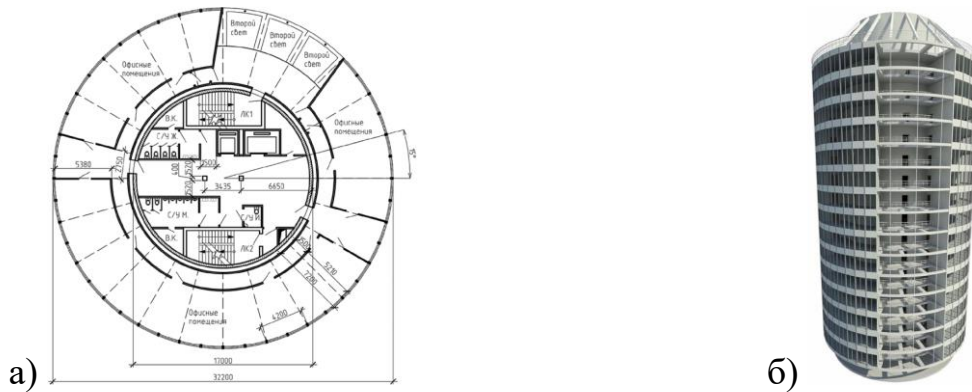


Рисунок 1.59 – Здание с подвесными конструкциями: а) план типового этажа; б) визуализация здания

Статья «Расчёт динамических усилий в элементах подвесного здания» посвящена разработке методики определения уравнений движения системы сейсмобезопасного здания (рис. 1.60) [53]. Решение представленной в работе системы дифференциальных уравнений Лагранжа позволяет получить закон движения системы, определить силы, действующие на элементы системы, а также предварительно назначить сечения конструкций несущей рамы и подвешенного здания для дальнейшего расчёта в программных комплексах. Доказано, что значения динамических сил на несущую раму рассматриваемого здания оказываются ниже, чем на классическую раму здания с закреплёнными в фундамент колоннами каркаса. Изменение соотношения масс подвешенного здания и несущей рамы, а также длины нити подвеса позволяет регулировать период собственных колебаний здания. Эта возможность позволяет избежать резонансных явлений при сейсмических воздействиях с преобладанием различных частот колебаний. При этом в статье «Improved technique for the earthquake proof suspension building» доказано, что уменьшение периода собственных колебаний зданий подвесного типа приводит к увеличению амплитуды колебаний подвешенных конструкций и увеличению значений динамических сил, действующих на элементы несущей рамы [54].

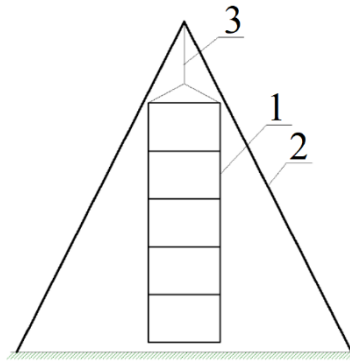


Рисунок 1.60 – Конструктивная схема сейсмобезопасного здания: 1 – каркас здания; 2 – несущая рама; 3 – подвеска

Рама предложенного в статье «Расчёт динамических усилий в элементах подвешенного здания» сейсмобезопасного здания подвешенного типа занимает значительную площадь, которая будет увеличиваться по мере увеличения высоты подвешенного здания. Для устранения этого недостатка в статье «Конструкция и расчёт сейсмически безопасного подвешенного здания» представлена усовершенствованная конструкция несущей рамы (рис. 1.61) [55]. Сейсмостойкость предложенной несущей рамы оказывается ниже сейсмостойкости рамы, рассматриваемой в статье «Расчёт динамических усилий в элементах подвешенного здания» [53], но, несмотря на это, подобное конструктивное решение обеспечивает большую сейсмостойкость зданий, чем их традиционное исполнение. Динамические усилия в здании подвешенного типа оказались в семь раз меньше усилий в здании с консольной схемой по результатам расчётов, представленных в статье «Динамическая расчетная схема подвешенного сейсмически безопасного здания» [56].

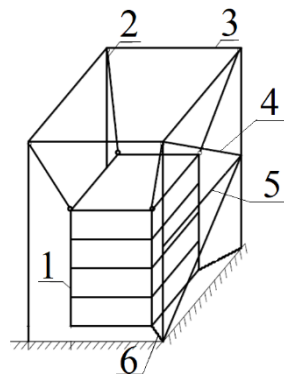


Рисунок 1.61 – Конструктивная схема сейсмобезопасного здания: 1 – здание; 2 – несущие тросы 3 – опорная рама; 4 – раскосы; 5 – распорки; 6 – предохранители

Схема монтажа рамы сейсмически безопасного подвесного здания, представленного в статье «Конструкция и расчёт сейсмически безопасного подвесного здания», приводится в статье «Конструкция несущей рамы подвесного здания и способ ее монтажа» [57]. Лёгкость монтажа шарнирно примыкающих к фундаменту колонн заключается в использовании лебёдки, а также системы блоков и тросов в качестве подъёмного механизма без необходимости применения прочего монтажного оборудования (рис. 1.62). Фиксация колонн в вертикальном положении осуществляется сваркой перпендикулярных консолей или их скреплением болтами.

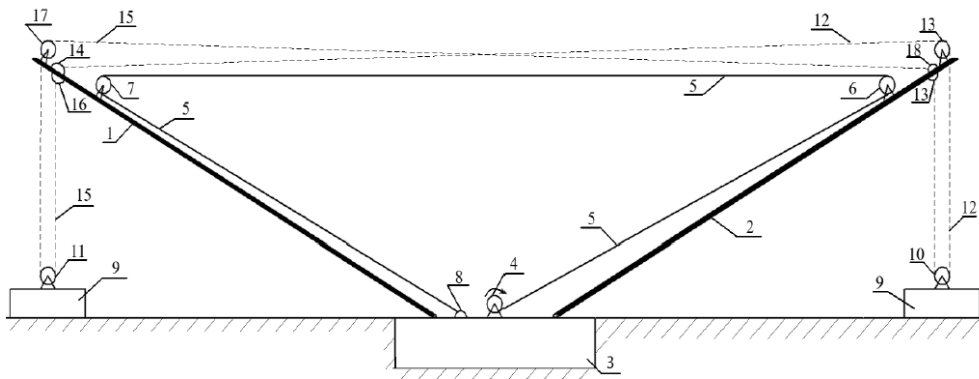


Рисунок 1.62 – Схема монтажа конструкций несущей рамы здания подвесного типа: 1, 2 – спаренные колонны; 3 – фундамент; 4 – лебёдка; 5, 12, 15 – тросы; 6, 7, 10, 11, 13, 17 – блоки; 8 – крепления троса к фундаменту; 9 – временные противовесы; 13, 14, 16, 18 – крепления тросов к колоннам

В статье «Advantages of suspension structures under seismic effects on the example of the water tank» рассматриваются преимущества применения подвешенных конструкций в зданиях, подверженных сейсмическим воздействиям, на примере конструкции водонапорной башни (рис. 1.63) [58]. Замена традиционной несущей системы на рамную с подвешенным резервуаром с водой, позволила достичь снижения динамических усилий в несущих элементах. Автором статьи для регулировки деформаций несущей системы предлагается использовать упругие элементы. Отмечается, что подобная регулировка должна быть обоснована наиболее вероятными частотой и амплитудой колебаний основания.



Рисунок 1.63 – Конструктивная схема водонапорной башни: а) традиционного типа; б) с подвешенным резервуаром

Эффективность применения конструктивной схемы с несущим каркасом и подвеской внутренних частей перекрытий в различных условиях продемонстрирована на примере десятиэтажного здания в статье «A Novel Multi-Objective Structural System Against Earthquake and Uncommon Environmental Loads» (рис. 1.64) [59]. Авторами статьи отмечено, что подвешенные перекрытия не только позволяют уменьшить амплитуду колебаний конструкций несущего каркаса при землетрясении, но и обеспечивают защиту несущих конструкций от прогрессирующего обрушения в результате террористических атак. Установлено, что перемещение верхнего этажа в здании с подвешенными перекрытиями при всех рассмотренных сейсмических воздействиях оказались ниже, чем в аналогичном здании, смоделированном с традиционной каркасной системой. Изменение каркасной схемы путём добавления подвешенных перекрытий также позволило уменьшить вертикальные смещения этажей при моделировании ситуаций, способных привести к прогрессирующему обрушению.

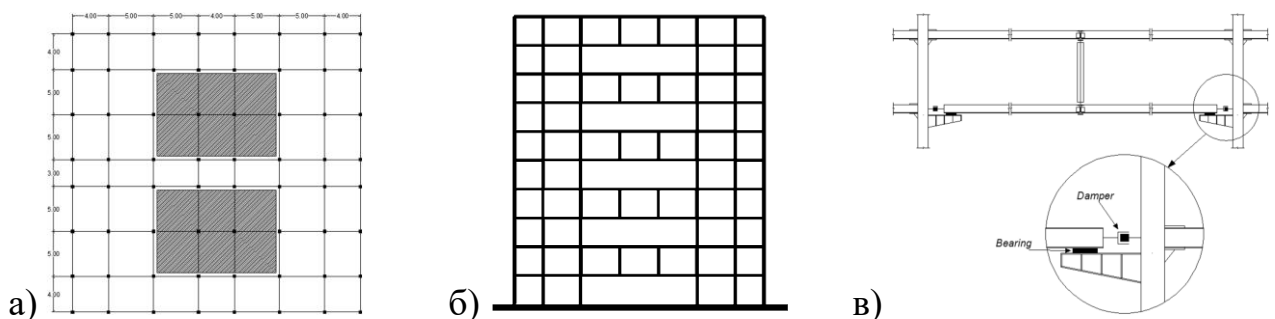


Рисунок 1.64 – Здание с подвешенными внутренними частями перекрытий: а) план типового этажа; б) поперечный разрез несущей рамы; в; схема расположения демпфирующих устройств

К основным недостаткам подвесных конструкций высотных зданий можно отнести их значительные межэтажные смещения при сейсмических воздействиях. Решение, призванное устранить данный эффект в зданиях подвесного типа, описывается в статье «Optimal lateral aseismic performance analysis of mega-substructure system with modularized secondary structures» [60]. Авторами статьи предлагается использовать подвешенные дискретные блоки, что позволяет не только устранить опасные смещения этажей относительно друг друга, но и уменьшить отклик на сейсмическое воздействие конструкций ядра здания (рис. 1.65). Подвешенные к консольной ферме этажные конструкции представлены модулями, последовательно соединёнными стальными трубами в местах стыка колонн и потолочных балок. Установленные между модулями пружины обеспечивают межэтажную жёсткость. Межэтажное смещение для такой схемы состоит из двух компонентов. Первый компонент происходит внутри модуля, может разрушать несущие элементы, но принимает малые значения. Вторым компонентом составляет большую часть межэтажного смещения, происходит в трубных соединениях модулей и не приводит к каким-либо повреждениям конструкций. Для сравнения различных вариантов блочного исполнения подвесных конструкций высотных зданий авторами статьи были созданы четыре модели (рис. 1.66), среди которых предложенный вариант с гибким межэтажным соединением показал лучшие результаты в вопросе уменьшения ускорений подвешенных конструкций и отклика конструкций ствола здания при сейсмических воздействиях.

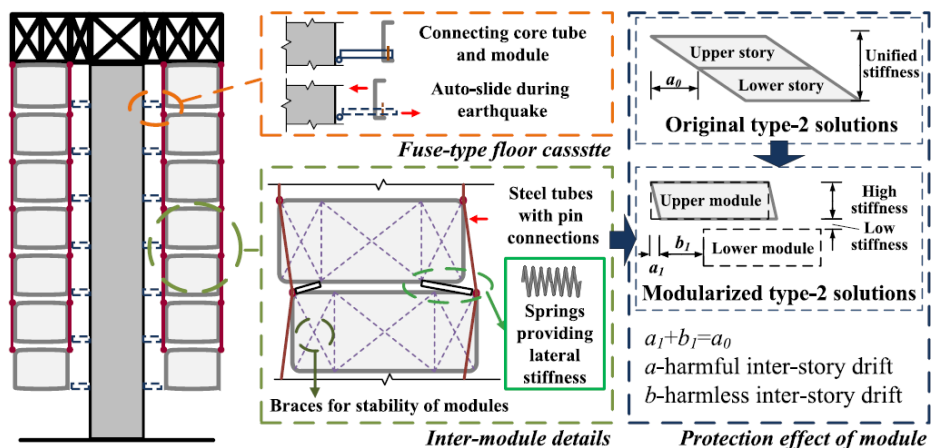


Рисунок 1.65 – Схема модульной подвесной системы

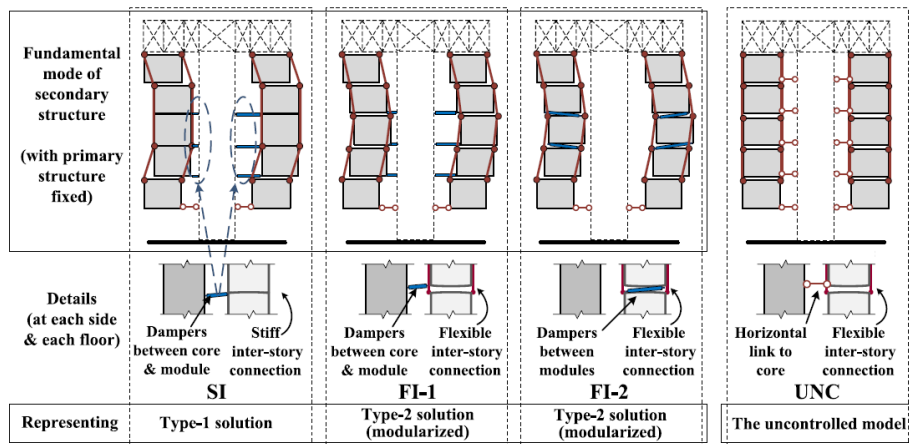


Рисунок 1.66 – Модульные подвесные системы: SI – с жёстким межэтажным соединением; FI-1, FI-2 – с гибким межэтажным соединением; SI – неконтролируемая модель

В дальнейших исследованиях, приведённых в статье «Seismic control of modularized suspended structures with optimal vertical distributions of the secondary structure parameters», доказано, что более быстрого затухания колебаний в подвешенных конструкциях можно достичь при обеспечении оптимального распределения жёсткостей упругих элементов, размещённых между модулями [61]. Оптимальное неравномерное распределение по вертикали жёсткостей упругих элементов позволяет значительно улучшить затухание откликов здания при нескольких формах колебаний, а не только при основной.

Экспериментальные исследования модели здания с модульными подвесными конструкциями представлены в статьях «Shake table testing and computational investigation of the seismic performance of modularized suspended building systems» и «Cross-level fragility analysis of modularized suspended buildings based on experimentally validated numerical models» [62, 63]. Модель для испытания представляла собой Т-образную конструкцию с двумя сегментами подвешенных стальных модулей (рис. 1.67). Проведённые испытания подтвердили выводы теоретического исследования об эффективности использования цепной связи модулей с использованием амортизаторов между ними при сейсмических воздействиях.

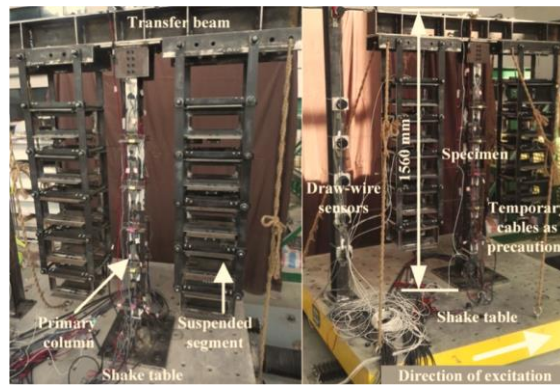


Рисунок 1.67 – Испытуемая модель

Результаты испытаний здания с подвесными конструкциями, оборудованного вязкими демпферами, приводятся в статье «Shaking Table Tests of Suspended Structures Equipped with Viscous Dampers» [64]. Авторами исследования проверено, каким образом тип связей между несущей и подвесной конструкциями здания, а также параметры сейсмических воздействий влияют на отклик моделей зданий подвешенного типа. Экспериментальная модель состояла из десятиэтажной бетонной рамы и шестиэтажного сегмента подвешенных этажей (рис. 1.68). В промежуток между подвешенными этажами и несущей рамой устанавливались вязкие демпферы либо жёсткие связи. По результатам испытаний авторами исследования сделан вывод о том, что модель здания подвешенного типа с вязкими демпферами обладает меньшей собственной частотой колебаний по сравнению с моделью обычного подвешенного здания. За счёт рассеивания энергии колебаний вязкими демпферами удалось снизить ускорения как основной несущей конструкции, так и конструкций подвешенных этажей.



Рисунок 1.68 – Испытуемая модель

Модель многоэтажных зданий с подвешенными перекрытиями предложена в статье «Seismic responses analysis of multi-story suspended floors system» [65]. Перекрытия здания подвешиваются к колоннам железобетонного каркаса (рис. 1.69). Установленные между перекрытиями и несущим каркасом демпферы позволяют рассеивать энергию колебаний конструкций. Изменение длины подвесок, коэффициента демпфирования и жёсткости амортизирующих устройств, массы подвешиваемых перекрытий позволяет корректировать период собственных колебаний здания. Результаты расчётов показывают, что ускорения конструкций предложенной модели принимают меньшие значения, чем ускорения конструкций традиционной каркасной системы.

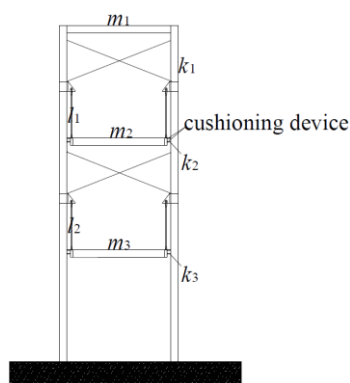


Рисунок 1.69 – Конструктивная схема здания с подвешенными перекрытиями

1.6 Выводы по главе. Цель, задачи диссертации

Высотные и многоэтажные здания ствольной конструктивной системы стали одними из главных доминант крупных городов по всему миру. Применение ядра жёсткости в качестве основной несущей конструкции высотного здания позволяло решать сразу несколько задач. Возможность возведения зданий ствольного типа в условиях плотной городской застройки или переменного ландшафта, освобождение значительных площадей уличных пространств, а также улучшенная инсоляция помещений были по достоинству оценены инженерным сообществом. Внешний вид зданий ствольного типа также отличается вариативностью, так как

фасады в таких зданиях свободны от несущих конструкций, что позволяет создавать уникальный архитектурный облик.

Во многих случаях затраты на усиление и повышение надёжности конструкций, возводимых в сейсмических районах, могут быть снижены за счёт применения специальных методов сейсмозащиты. Большое внимание уделяется поиску конструктивных схем, позволяющих обеспечить пассивную защиту зданий при землетрясениях. Одной из несущих систем, способных обеспечить сейсмостойкость высотного здания, является ствольная система. Так как ядро жёсткости является единственной несущей конструкцией в уровне основания, здания ствольного типа обладают больше гибкостью по сравнению со зданиями других несущих систем.

Наиболее плодотворный в плане количества исследований период изучения зданий ствольной конструктивной системы пришёлся на 60-е – 80-е годы прошлого века. В то же время были воплощены в жизнь проекты десятков высотных зданий с несущим стволом преимущественно в сейсмически неактивных зонах. Однако те немногие здания ствольного типа, которые подверглись сейсмическому воздействию, не получили серьёзных повреждений.

Среди зданий со ствольной конструктивной системой стоит выделить здания с подвесными конструкциями. Такая несущая система является рациональной в вопросе обеспечения сейсмостойкости высотных зданий. Это объясняется тем, что подвесные конструкции, потенциально являясь динамическими гасителями колебаний, способны создать механизм сейсмогашения без введения в конструкцию здания дополнительных массивных элементов. Несмотря на активный интерес отечественных учёных к идее подвески перекрытий к несущему стволу высотного здания, ни одно из подобных зданий не было построено на территории СССР или России.

Ключевой причиной потери интереса к ствольной конструктивной системе в пользу традиционных решений при строительстве высотных зданий стало то, что предлагаемые проекты были трудноосуществимы с технической точки зрения.

Возведение сверхвысоких зданий ствольной конструктивной системы стало возможно с наступлением 21 века, что сопряжено не только с совершенствованием технологий строительных работ, но и развитием вычислительной техники. Совершенствование компьютерных технологий и развитие методов расчёта математических моделей позволили вновь вернуться к вопросам обеспечения сейсмостойкости высотных зданий ствольной конструктивной системы. Современные вычислительные комплексы способны выполнять сложные задачи в области динамических линейных и нелинейных колебаний, в частности, колебаний подвесных конструкций высотных зданий.

Анализ проведённых исследований показал, что большинство из них направлено на решение вопросов по обеспечению сейсмостойкости зданий ствольно-подвесной конструктивной системы. В представленных работах отмечается исключительная роль применения подвешенных конструкций в снижении усилий в несущих элементах здания в условиях землетрясения. Подобные системы, обладая множеством различных изменяемых характеристик, позволяют регулировать отклик всего здания на сейсмические воздействия разной интенсивности и преобладающей частоты колебаний. При этом стоит отметить, что подвесные конструкции, обладая высокой податливостью, являются уязвимыми для низкочастотных сейсмических воздействий. Положительный эффект от снижения усилий в несущих элементах зданий подвесного типа может сойти на нет из-за возможной раскачки подвешенных перекрытий и повреждения конструкций здания.

На основе изложенного выше можно определить цель диссертации: изучение особенностей поведения высотных зданий ствольной системы с подвесными конструкциями во время сейсмического воздействия, выявление перспективных возможностей повышения их сейсмостойкости за счёт улучшения и усовершенствования существующих конструктивных решений с разработкой рекомендаций по проектированию и расчёту этих систем.

Основные задачи диссертационной работы:

- 1) Анализ состояния вопроса, выявление особенностей существующих объёмно-планировочных и конструктивных решений высотных зданий ствольной системы, в том числе построенных в сейсмических районах.
- 2) Расчётно-теоретическое обоснование выбора ствольно-подвесной системы в качестве основного конструктивного решения ствольной системы для сейсмически активных районов.
- 3) Изучение особенностей поведения высотных зданий ствольно-подвесной системы в районах с сейсмическими воздействиями с разработкой конструктивных предложений по её усовершенствованию.
- 4) Проведение исследования сейсмостойкости высотных зданий ствольно-подвесной системы с предложенным конструктивным решением с учётом сложного характера сейсмического воздействия, включая влияние частотного состава и интенсивности.
- 5) Оценка эффективности предложенных конструктивных решений для зданий ствольно-подвесной системы с учётом различных условий эксплуатации.

ГЛАВА 2. ИССЛЕДОВАНИЕ ОСОБЕННОСТЕЙ ПОВЕДЕНИЯ МНОГОЭТАЖНЫХ ЗДАНИЙ СТВОЛЬНОЙ СИСТЕМЫ ПРИ СЕЙСМИЧЕСКИХ ВОЗДЕЙСТВИЯХ

2.1 Общие положения

Как отмечено в первой главе, конструктивные решения многоэтажных зданий ствольной конструктивной системы отличаются разнообразием. Такое множество конструктивных решений зданий с несущим стволом позволяет реализовать различные механизмы передачи нагрузок от перекрытий основанию. Однако для зданий ствольного типа не определён наиболее рациональный и эффективный подход к обеспечению сейсмостойкости. Для определения параметров несущих систем, влияющих на сопротивляемость ствольных зданий сейсмическим воздействиям, а также поиска рационального конструктивного решения выполнено расчётно-теоретическое исследование.

В рамках исследования построено 11 расчётных схем. Моделируемые здания можно разделить на три типа: со ствольно-подвесной, со ствольно-консольной и со смешанной конструктивной системой.

Моделируемые здания подвесного типа выполнены по следующим схемам:

1) Схема здания с подвеской перекрытий к ростверку на вершине ствола по внешнему контуру и к центральному ядру по внутреннему контуру в уровне каждого этажа (рис. 2.1, а);

2) Схема здания, при которой передача нагрузок от перекрытий несущему стволу осуществляется только через консольный оголовок, выполненный на вершине ствола (рис. 2.1, б);

3) Схема здания с независимой подвеской перекрытий по внутреннему контуру к несущему стволу и единой подвеской к вершине ствола по внешнему контуру (рис. 2.1, в);

4) Схема здания, при которой подвеска перекрытий осуществляется непосредственно к вершине ствола здания без устройства ростверка (рис. 2.1, г).

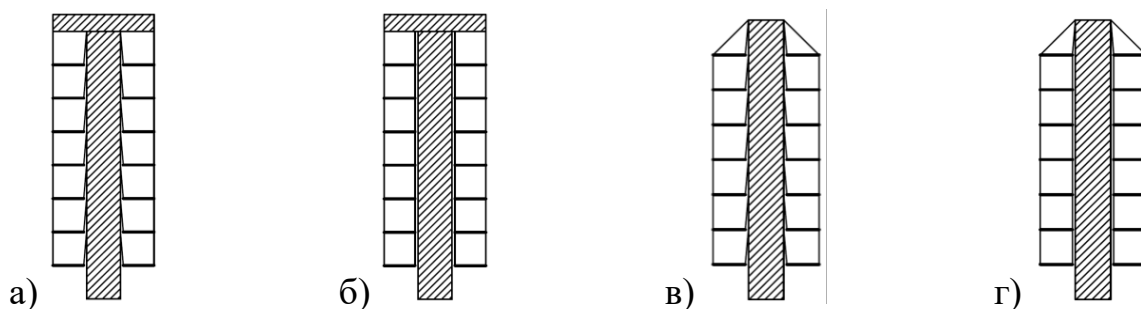


Рисунок 2.1 – Здания ствольно-подвесной конструктивной системы с передачей нагрузки от перекрытий на: а) ствол и консольный оголовок здания; б) на консольный оголовок здания; в), г) на ствол здания

Здания ствольного типа с комбинированным подходом к передаче нагрузок от перекрытий основанию выполнены по следующим схемам:

1) Схема здания с перекрытиями, опирающимися на центральное ядро по внутреннему контуру и на подвешенными к вершине ствола по внешнему контуру (рис. 2.2, а);

2) Схема здания с перекрытиями, подвешенными к оголовку в уровне верхних этажей по внешнему контуру и опирающимися на центральное ядро по внутреннему контуру (рис. 2.2, б);

3) Схема, совмещающая в себе подвеску перекрытий нижних этажей и опирание перекрытий верхних этажей на консольный ростверк, устроенный в уровне середины центрального ядра. По внутреннему контуру перекрытия опираются на несущий ствол (рис. 2.2, в);

4) Схема здания, предусматривающая устройство двух ростверков в уровне верхних и нижних этажей, на которые соответственно опираются либо подвешиваются перекрытия по внешнему контуру. Перекрытия опираются на ядро здания по внутреннему контуру (рис. 2.2, г).

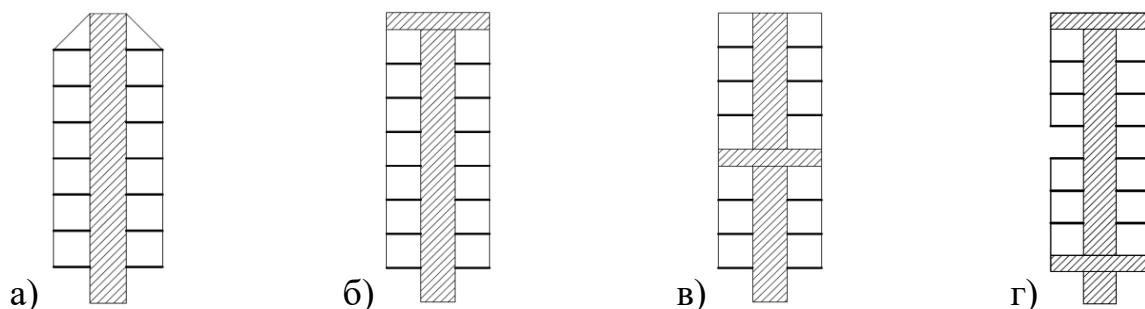


Рисунок 2.2 – Здания консольно-подвесной конструктивной системы: а) с подвешенными к стволу по периметру консольными перекрытиями в уровне каждого этажа; б) с подвешенными к оголовку по периметру консольными перекрытиями в уровне каждого этажа; в) с перекрытиями, подвешенными к консольному поясу в уровне средних этажей или опирающимися на него; г) с двумя консольными ростверками, на которые подвешиваются или опираются перекрытия

Моделируемые здания со ствольно-консольной конструктивной системой имеют три различных исполнения:

1) Схема здания с перекрытиями, опирающимися на центральное ядро по внутреннему контуру и на несущий ростверк в уровне нижних этажей через стойки по внешнему контуру (рис. 2.3, а);

2) Схема здания с перекрытиями, устроенными по консольным балкам в уровне каждого этажа (рис. 2.3, б);

3) Схема здания с консольными конструкциями высотой в этаж (рис. 2.3, в).

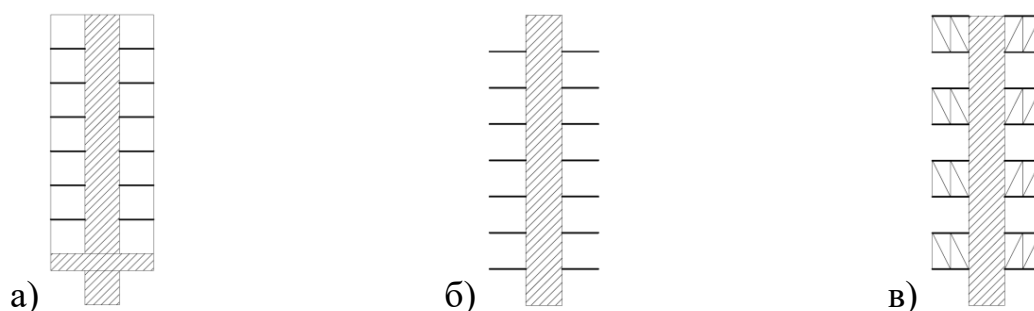


Рисунок 2.3 – Здания ствольно-консольной конструктивной системы: а) с консольным поясом в уровне нижних этажей; б) с консольными перекрытиями в уровне каждого этажа; в) с консолями высотой на этаж в уровне каждого второго этажа

2.2 Разработка методики расчётно-теоретических исследований

2.2.1 Построение расчётных схем

В качестве объекта моделирования выбрано 16-этажное здание с несущим стволом. Ядро жёсткости моделируемого здания имеет круглую форму, его диаметр равен 19 метрам. Во внутреннем объёме здания расположены четыре лифтовые шахты и две лестничные клетки. Ограждающие их стены в совокупности с наружными несущими стенами ядра обеспечивают жёсткость несущего ствола. Толщина несущих стен принята равной 500 мм, перегородок – 200 мм. По высоте центральное ядро разделено жёсткими дисками перекрытий, толщина которых принята равной 300 мм. Для уменьшения пролёта плит перекрытий в схему включены колонны сечением 500×500 мм, связанные со стенами лифтовых шахт балками высотой 700 мм и шириной 500 мм.

Наружный диаметр здания равен 38 метрам. Входящие во внешний объём здания плиты перекрытий, имеют толщину 200 мм. Несущие конструкции, воспринимающие нагрузку от плит перекрытий, выбраны на основе представленной ранее классификации зданий ствольного типа. План типового этажа здания подвесного типа изображён на рисунке 2.4.

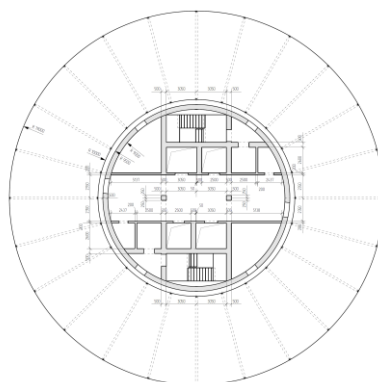


Рисунок 2.4 – План типового этажа здания со ствольно-подвесной несущей системой

Между ядром жёсткости зданий ствольно-подвесного типа и плитами перекрытий предусмотрен зазор шириной 500 мм с целью обеспечения независимого взаимного перемещения несущих и подвешенных конструкций. Консольный ростверк, устраиваемый на вершине ствольно-подвесных зданий (рис. 2.5, а, б) имеет высоту 2,2 м. Его конструкция представлена 12 радиально расположенными балками-стенками шириной 1000 мм, и примыкающими к ним плитами толщиной 500 мм. Плиты перекрытий прикреплены по внешнему и внутреннему контуру через 48 подвесок. Балки перекрытий, попарно соединяющие внутренние и внешние подвески, выполнены из стального двутавра. В подвесных зданиях без устройства консольного оголовка (рис. 2.5, в, г) нагрузка от этажного блока передаётся через наклонные тязи непосредственно к вершине ствола. Значение угла наклона подвесок по отношению к горизонтальной плоскости влияет на продольные усилия, возникающие в канатах, и необходимую для их крепления высоту ствола. В уровне верхнего этажа расчётных моделей подвески установлены под углом 45° .

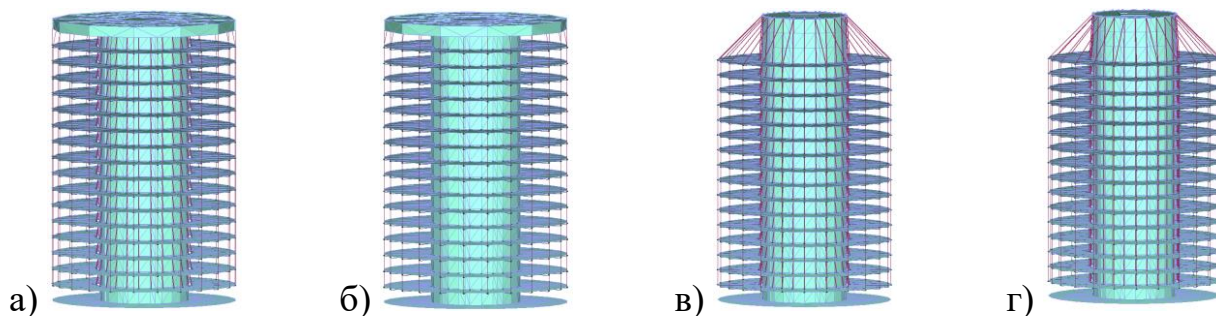


Рисунок 2.5 – Расчётная модель здания ствольно-подвесного типа с: а) первой расчётной схемой; б) второй расчётной схемой; в) третьей расчётной схемой; г) четвёртой расчётной схемой

Конструктивные решения моделируемых зданий консольно-подвесной конструктивной системы с перекрытиями, подвешенными по периметру непосредственно к несущему стволу или консольному оголовку (рис. 2.6, а, б) повторяют решения, применённые в зданиях с подвесными конструкциями (рис. 2.5, б, г). Нагрузка от плит перекрытий передаётся на ядро жёсткости здания через 24 подвески и 24 балки, консольно примыкающие к несущему стволу. Высота этих железобетонных балок принята равной 400 мм, ширина – 200 мм. В третьем

исполнении зданий с консольно-подвесной конструктивной системой плиты перекрытия опираются или подвешиваются по периметру на ростверк, устраиваемый в средней части здания (рис. 2.6, в). В моделируемом здании между конструкциями подвешенного блока этажей и несущего ствола предусмотрен зазор величиной 500 мм. Балки-стенки в количестве 12 штук, образующие консольный ростверк, обладают толщиной 500 мм и высотой 2,2 м. В качестве 24 сжатых элементов, которые воспринимают нагрузку от расположенных выше ростверка перекрытий, использованы колонны сечением 200×200 мм. Конструкции моделируемого здания консольно-подвесного типа с двумя ростверками имеют те же сечения, что и конструкции описанного выше здания (рис. 2.6, г). Главное отличие заключается в том, что при таком исполнении верхний консольный ростверк воспринимает нагрузку исключительно от подвешенных к нему перекрытий, а нижний – от опирающихся на него.

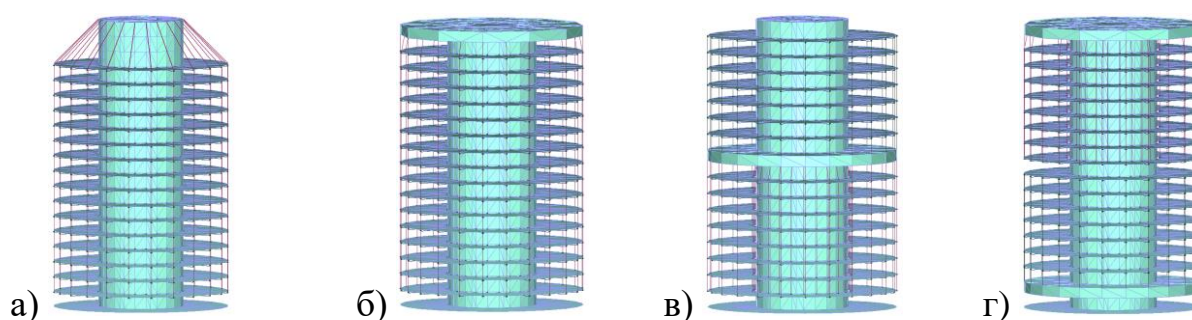


Рисунок 2.6 – Расчётная модель здания консольно-подвесного типа с: а) первой расчётной схемой; б) второй расчётной схемой; в) третьей расчётной схемой; г) четвёртой расчётной схемой

Плиты перекрытий первого моделируемого здания со ствольно-консольной конструктивной системой жёстко примыкают к центральному ядру по внутреннему контуру (рис. 2.7, а). Высота балок перекрытий принята равной 400 мм, ширина – 200 мм. По периметру перекрытия опираются на консольный ростверк, устроенный в уровне нижних этажей. Передача усилий на ростверк осуществляется через 24 колонны сечением 200×200 мм. Ростверк образован 12 балками-стенками высотой 2,2 м и толщиной 500 мм. Балки перекрытий моделируемого здания консольного типа во втором исполнении жёстко заземлены в несущем стволе (рис. 2.7, б). При таком конструктивном решении балки являются единственными конструкциями,

передающими нагрузку от плит перекрытия ядру жёсткости. Для восприятия значительных изгибающих моментов требуется применять элементы большего сечения. В данной схеме высота балок принята равной 700 мм, а их ширина – 450 мм. В третьем ствольно-консольном моделируемом здании плиты перекрытий попарно соединены радиальными стенами толщиной 300 мм и высотой 3,3 м (рис. 2.7, в). Общее количество таких диафрагм жёсткости в уровне одного этажа равно 12. Горизонтальные диски перекрытий, связанные перпендикулярными им рёбрами, образуют жёсткую пространственную конструкцию, консольно примыкающую к несущему стволу здания.

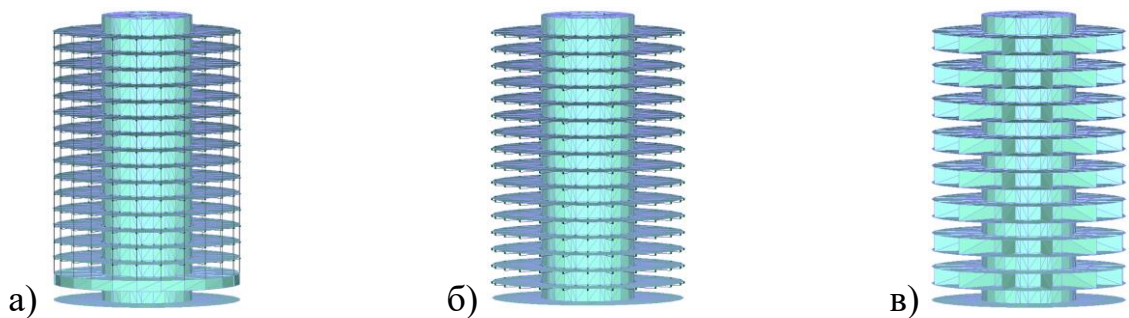


Рисунок 2.7 – Расчётная модель здания ствольно-консольного типа с: а) первой расчётной схемой; б) второй расчётной схемой; в) третьей расчётной схемой

Существенным отличием между рассматриваемыми ствольными зданиями является их высота. При равной этажности и совокупной полезной площади центральные ядра некоторых зданий обладают большей высотой (табл. 2.1). Применение принципа подвески межэтажных перекрытий к несущему стволу сопряжено с необходимостью увеличения объёмов ядра жёсткости здания, а консольные ростверки являются объёмом здания, недоступным для эксплуатации его посетителями.

Таблица 2.1 – Высота несущего ствола моделируемых зданий

Конструктивная система	Ствольно-подвесная				Консольно-подвесная				Ствольно-консольная		
	а	б	в	г	а	б	в	г	а	б	в
Высота несущего ствола, м	56,1	56,1	62,55	62,55	62,55	56,1	58,3	58,3	58,3	56,1	56,1

В качестве материала несущих конструкций ствола и оголовка здания принят бетон марки В45. Конструкции перегородок и подвешенных плит перекрытий выполнены из бетона класса по прочности В30. Двутавры с параллельными гранями полок по ГОСТ 26020-83, выполняющие функцию балок подвешенных перекрытий, изготовлены из стали класса прочности С285 [66]. Плетёные стальные канаты по ГОСТ 7669-80 использованы в качестве несущих подвесок [67].

2.2.2 Задание воздействий

В качестве постоянной нагрузки к расчётной модели прикладывалась нагрузка от собственного веса несущих и ограждающих строительных конструкций согласно [68]. Нормативное значение нагрузки определено на основании размеров и удельного веса материалов или изделий, из которых изготавливаются строительные конструкции. Коэффициенты надёжности по нагрузке от собственного веса γ_f подобраны равными 1,05 для металлических конструкций и 1,1 – для железобетонных. Суммарная нагрузка от собственного веса строительных конструкций для расчётных моделей приведена в таблице 2.2.

Таблица 2.2 – Суммарная нагрузка от собственного веса строительных конструкций

Конструктивная система	Ствольно-подвесная				Консольно-подвесная				Ствольно-консольная		
	а	б	в	г	а	б	в	г	а	б	в
Высота несущего ствола, м	30368	30368	26677	26677	27801	31285	25077	29552	28182	29023	28328

Нагрузка от людей и оборудования на плиты перекрытий расчётных моделей является кратковременной. Нормативное значение этой равномерно распределённой нагрузки принято равным 2,0 кПа исходя из возможного административного или жилого назначения рассматриваемых зданий. Коэффициент надёжности γ_f для равномерно распределённой нагрузки на перекрытия равен 1,2.

Нагрузка от сейсмического воздействия рассматривалась в качестве особого воздействия [69]. Сейсмическое воздействие для расчётного исследования задавалось через инструментальные сейсмограммы. Смещения основания, соответствующие подобранным записям движения грунта во время землетрясений, при задании динамического нагружения прикладывались в качестве узловых нагрузок к основанию расчётных моделей. В качестве допущения не учитывалась совместная работа здания и основания. Соединение фундаментной плиты и основания условно принято жёстким.

Сейсмограммы с различными спектрами реакции подобраны в веб-базе данных о движении грунта Тихоокеанского центра инженерных исследований землетрясений (рис. 2.18) [70]. Подобранные землетрясения имеют широкий диапазон частот, что позволяет проанализировать поведение расчётных моделей в различных динамических условиях.

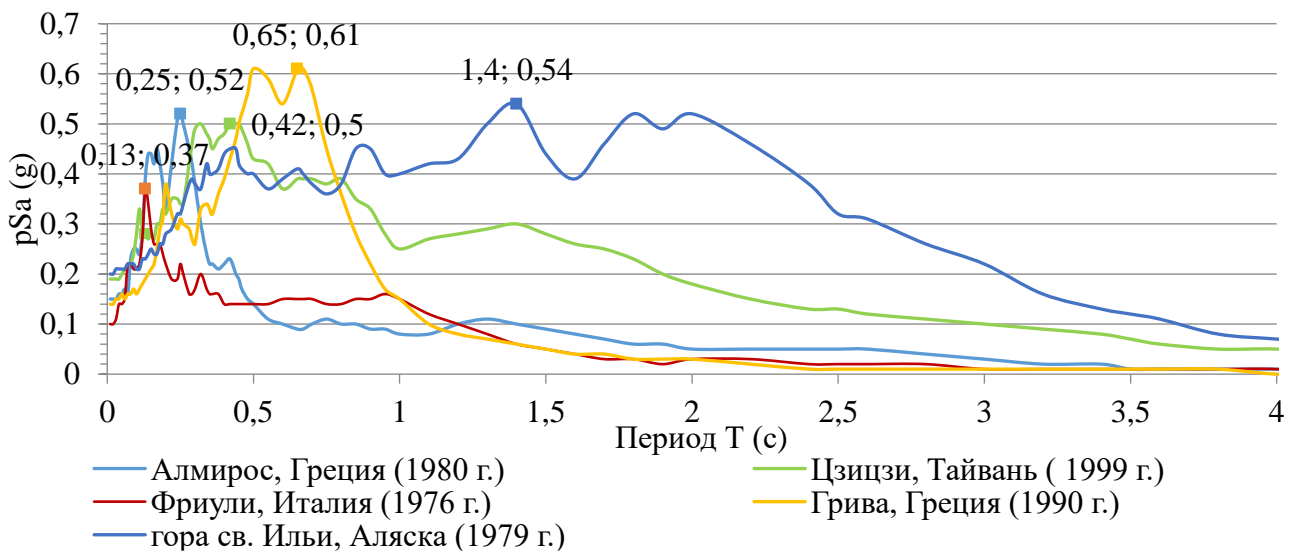


Рисунок 2.8 – Спектр реакции землетрясений

На основе преобладающих периодов колебаний T в спектрах реакции принято условное разделение записей землетрясений на высокочастотные ($T < 0,3$ с), среднечастотные ($0,3 \text{ с} \leq T < 1 \text{ с}$) и низкочастотные ($T \geq 1 \text{ с}$). Таким образом, к высокочастотным относятся землетрясения, произошедшие в г. Алмирос и области Фриули, к среднечастотным – землетрясение в г. Грива, и к низкочастотным – землетрясения в г. Цзицзи и горах св. Ильи. Сейсмограммы смещений грунта представлены на рисунках 2.9-2.13.

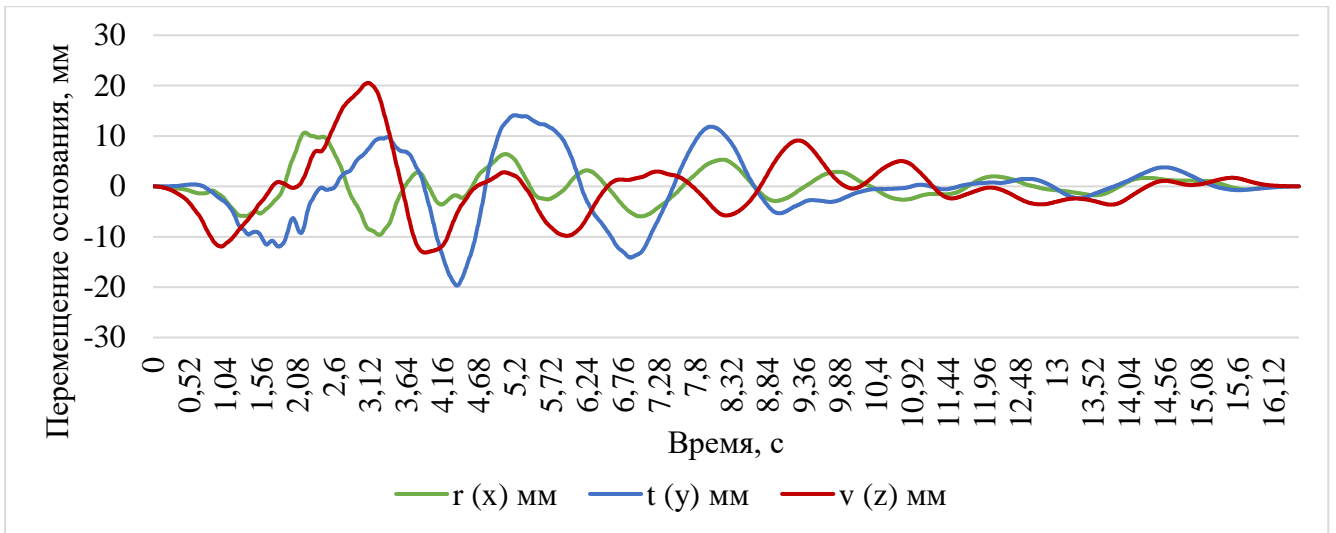


Рисунок 2.9 – Сейсмограмма землетрясения в Фриули, Италия

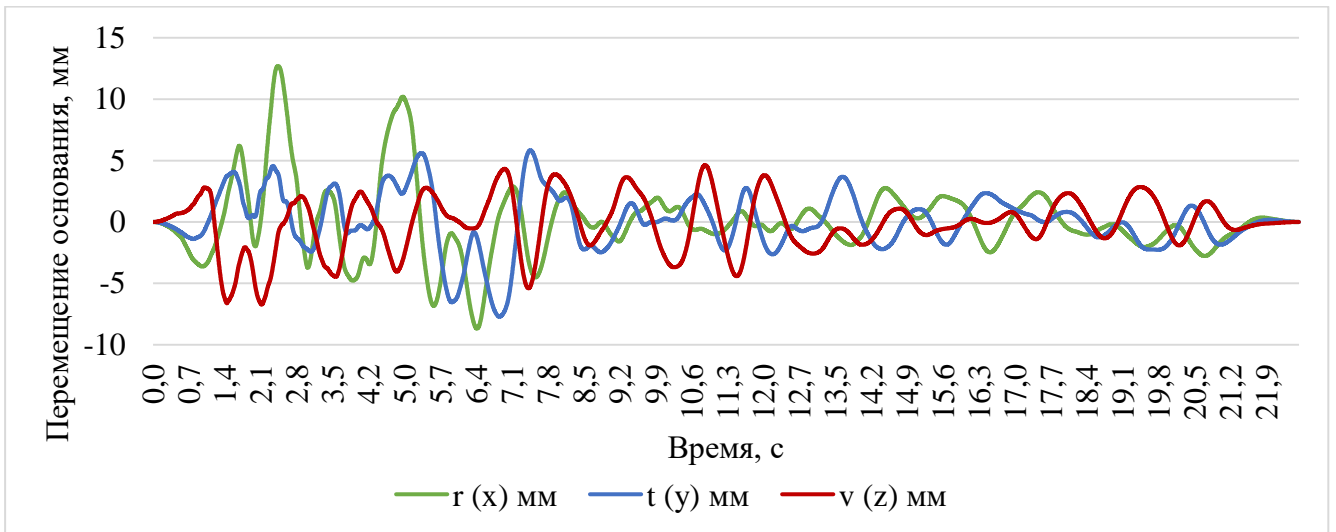


Рисунок 2.10 – Сейсмограмма землетрясения в г. Алмирос, Греция

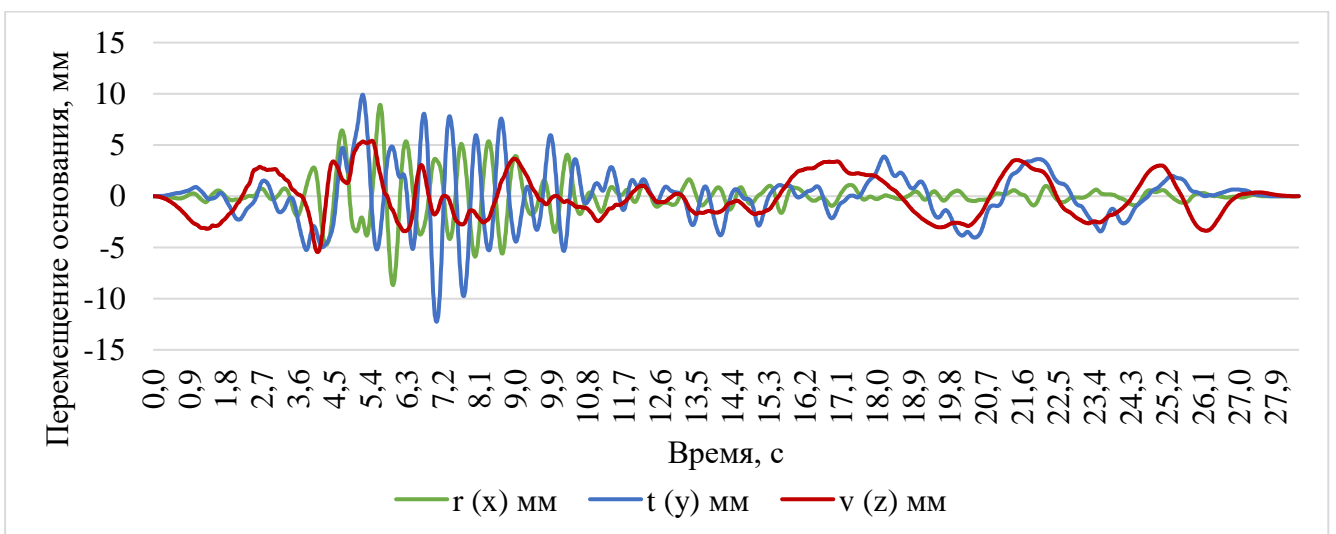


Рисунок 2.11 – Сейсмограмма землетрясения в г. Грива, Греция

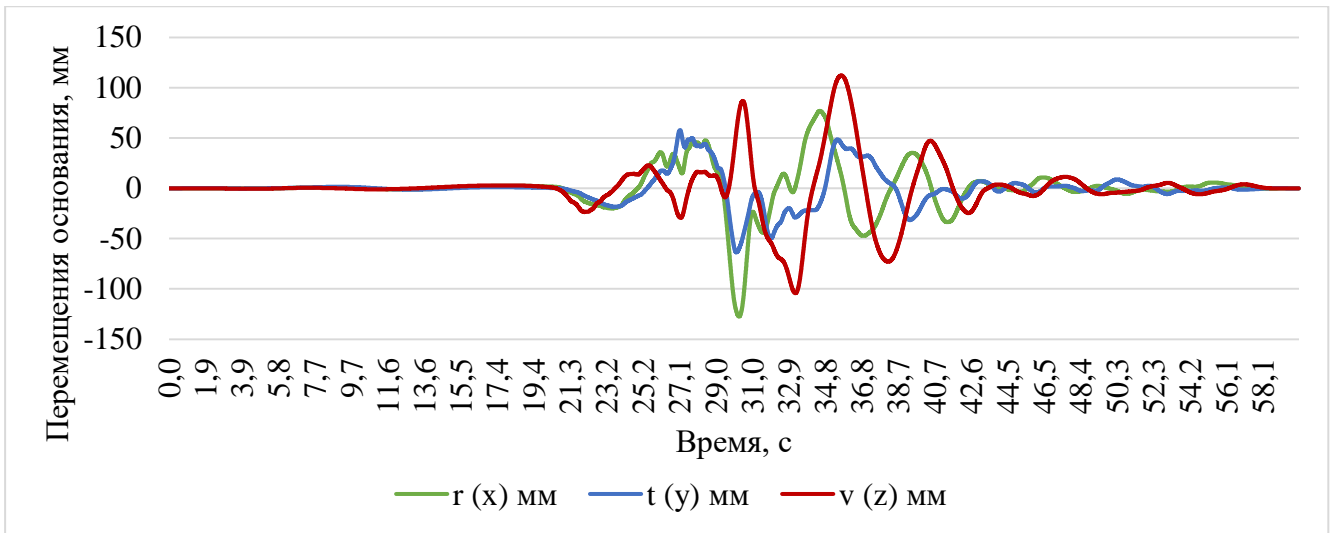


Рисунок 2.12 – Сейсмограмма землетрясения в г. Цзи-Цзи, Тайвань

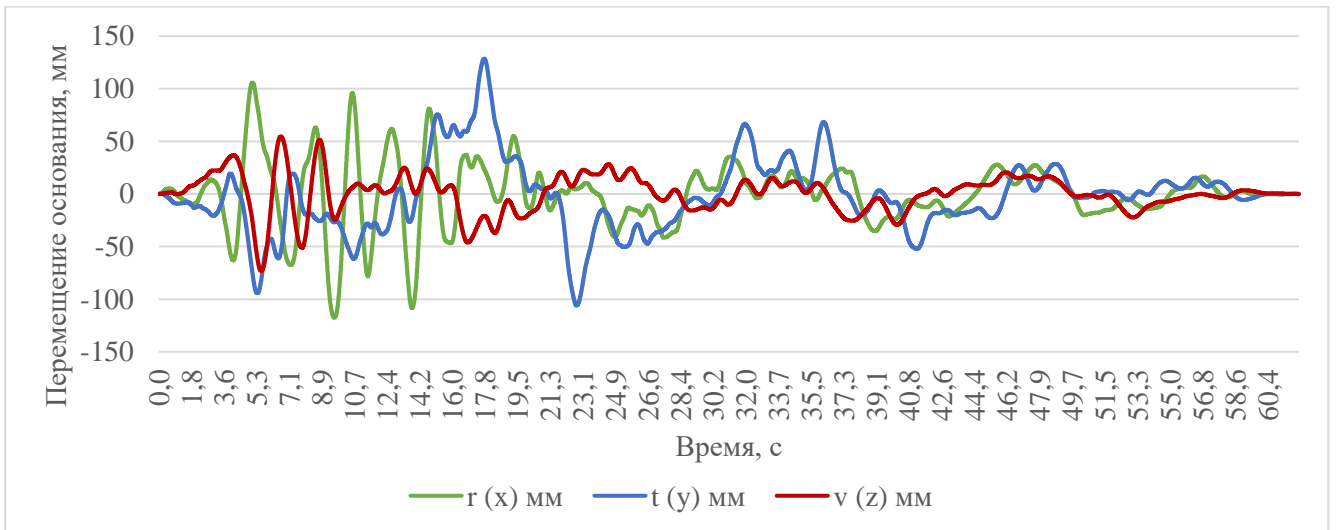


Рисунок 2.13 – Сейсмограмма землетрясения в горах св. Ильи, Аляска

Выбранные для расчётного исследования землетрясения обладали высокой магнитудой и нанесли значительный ущерб множеству строительных объектов. Так, например, землетрясение в итальянском регионе Фриули, произошедшее в 1976 году, обладало магнитудой 6,5 и экстремальной интенсивностью по шкале Меркалли. В результате данного землетрясения погибло 990 человек, а более 157000 остались без крова (рис. 2.14, а). Землетрясение 1999 года в городе Цзицзи стало вторым по значимости землетрясением на Тайване за всю истории, унеся жизни 2 415 человек, разрушив жилища у более чем 100000 людей (рис. 2.14, б). Магнитуда землетрясения составила 7,7.



Рисунок 2.14 – Последствия землетрясений: а) в регионе Фриули; б) в городе Цзицзи

Максимальные горизонтальные смещения грунта, соответствующие записям землетрясений, приведены в таблице 2.3.

Таблица 2.3 – Максимальные горизонтальные смещения грунта

Землетрясение	Фриули, Италия	Алмирос, Греция	Грива, Греция	Цзицзи, Тайвань	Горы св. Ильи, Аляска
Максимальное горизонтальное смещение грунта, мм	19,8	13,3	12,8	141,2	134,1

Рассматриваемые модели рассчитаны на основное и особое сочетания нагрузок. Коэффициенты сочетаний нагрузок ψ выбраны в соответствии с долей длительности и характера каждого силового воздействия (табл. 2.4).

Таблица 2.4 – Коэффициенты сочетания нагрузок

Сочетание нагрузок	Коэффициент сочетания, ψ		
	Собственный вес	Полезная кратковременная нагрузка	Сейсмическое воздействие
Основное	1,0	1,0	-
Особое	0,9	0,5	1,0

2.2.3 Задание расчётных инженерных параметров

Для анализа предложенных конструктивных решений выбран программный комплекс ЛИРА 10.12. Напряжённо-деформированное состояние моделей определялось с использованием модуля Динамика плюс, позволяющим моделировать отклик конструкции на динамические воздействия и выполнять расчёт во временной области с применением инструментальных сейсмограмм.

Теоретической основой ПК ЛИРА 10.12 является метод конечных элементов. Каждому конечному элементу модели назначен свой тип. Стержневые железобетонные и стальные элементы состоят из универсальных конечных элементов пространственного стержня (КЭ 10). В ходе триангуляции расчётной модели элементы в виде пластин раздроблены на конечные элементы тонкой оболочки (КЭ 42, 44). Применение линейных конечных элементов для моделирования канатов не позволяет учесть геометрическую нелинейность подвешенных конструкций. Всем подвескам задан тип геометрически нелинейного конечного элемента нить (КЭ 304).

Нелинейный процессор, реализованный в ПК ЛИРА, предназначен для выполнения расчётных задач с конструктивной нелинейностью. Большие перемещения подвешенных конструкций при их малой деформации приводят к изменению расчётной схемы модели. Данное явление учитывается при расчёте шаговым методом с автоматическим выбором шага. При этом нелинейный процессор обеспечивает пошаговое нагружение конструкций и вычисляет усилия, возникающие в элементах расчётной модели, а также перемещение узлов.

В программном комплексе ЛИРА для учёта демпфирующих свойств материалов используются коэффициенты пропорциональности массы и жёсткости по Рэлею:

$$[C] = \alpha[M] + \beta[K] \quad (2.1)$$

где $[C]$, $[M]$, $[K]$ – матрицы демпфирования, массы и жёсткости соответственно;

α – коэффициент пропорциональности массы по Рэлею, 1/с;

β – коэффициент пропорциональности жёсткости по Рэлею, с.

Упомянутые коэффициенты связаны между собой следующей зависимостью:

$$\alpha + \beta\omega_i^2 = 2\omega_i\xi_i \quad (2.2)$$

где ω_i – частота собственных колебаний здания для i -ой формы колебаний, рад/с;

ξ_i – коэффициент демпфирования для i -ой формы колебания, принятый равным 0,04 для железобетонных конструкций.

Коэффициент пропорциональности массы α вычисляется по формуле:

$$\alpha = \frac{2 \cdot \xi \cdot \omega_1 \cdot \omega_2}{\omega_1 + \omega_1}, \quad (2.3)$$

Коэффициент пропорциональности жёсткости β вычисляется по формуле:

$$\beta = \frac{2 \cdot \xi}{\omega_1 + \omega_1}, \quad (2.4)$$

2.3 Сравнительный анализ поведения зданий с консольными и подвесными конструкциями при сейсмических воздействиях различного частотного состава. Выбор и обоснование принятого конструктивного решения

Конструктивные системы зданий с несущим стилом сравниваются по критериям, отражающим напряжённо-деформированное состояние расчётных моделей в условиях землетрясений различного частотного состава. Для сравнительного анализа эффективности применения конструктивных решений выбраны перемещения и ускорения элементов расчётных моделей в общей системе координат, а также усилия, возникающие в несущих конструкциях ядра здания.

Для конструкций несущего стилола и перекрытий расчётных моделей определены максимальные перемещения. С целью визуализации поведения зданий в условиях сейсмического воздействия построены диаграммы перемещений элементов расчётных моделей (рис. 2.15-2.17). В качестве примера выбрана запись

землетрясения в горах св. Ильи, так как ему присущи значительные смещения грунтового основания. По оси ординат диаграмм откладываются высоты рассматриваемых конструкций относительно уровня земли.

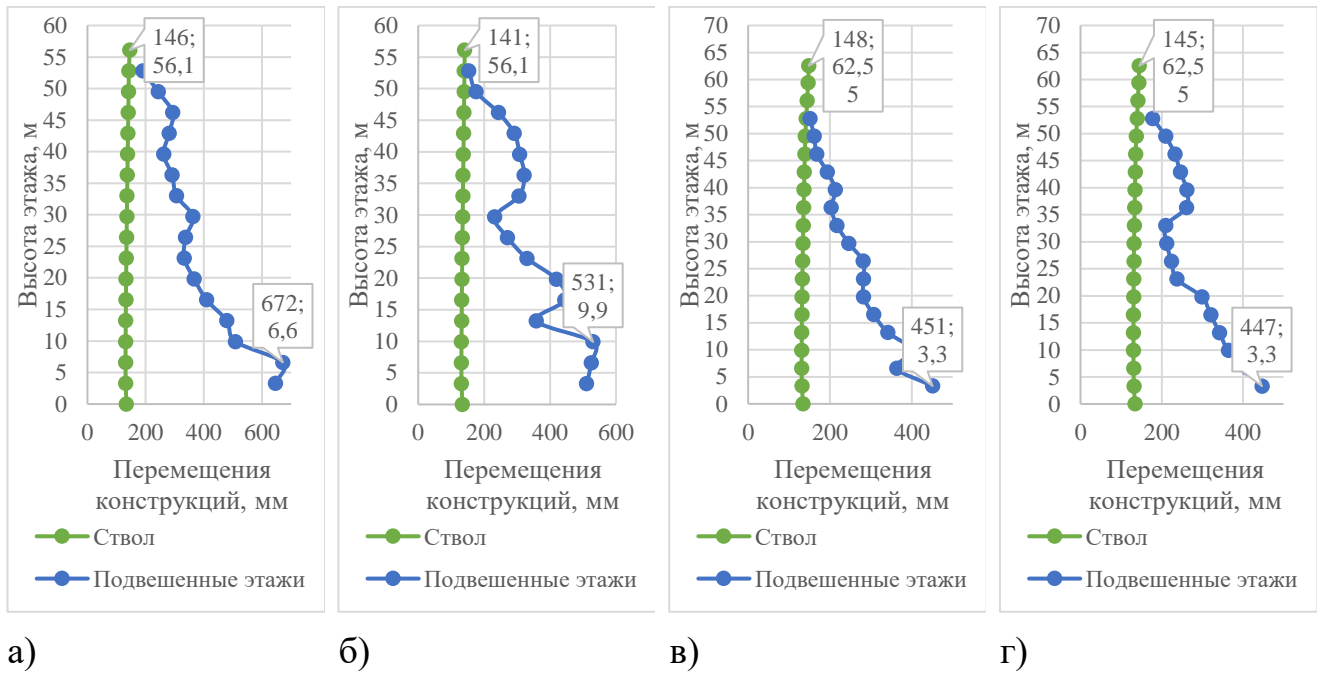


Рисунок 2.15 – Перемещения конструкций расчётных моделей ствольно-подвесных зданий типа а-г при сейсмическом воздействии в горах св. Ильи

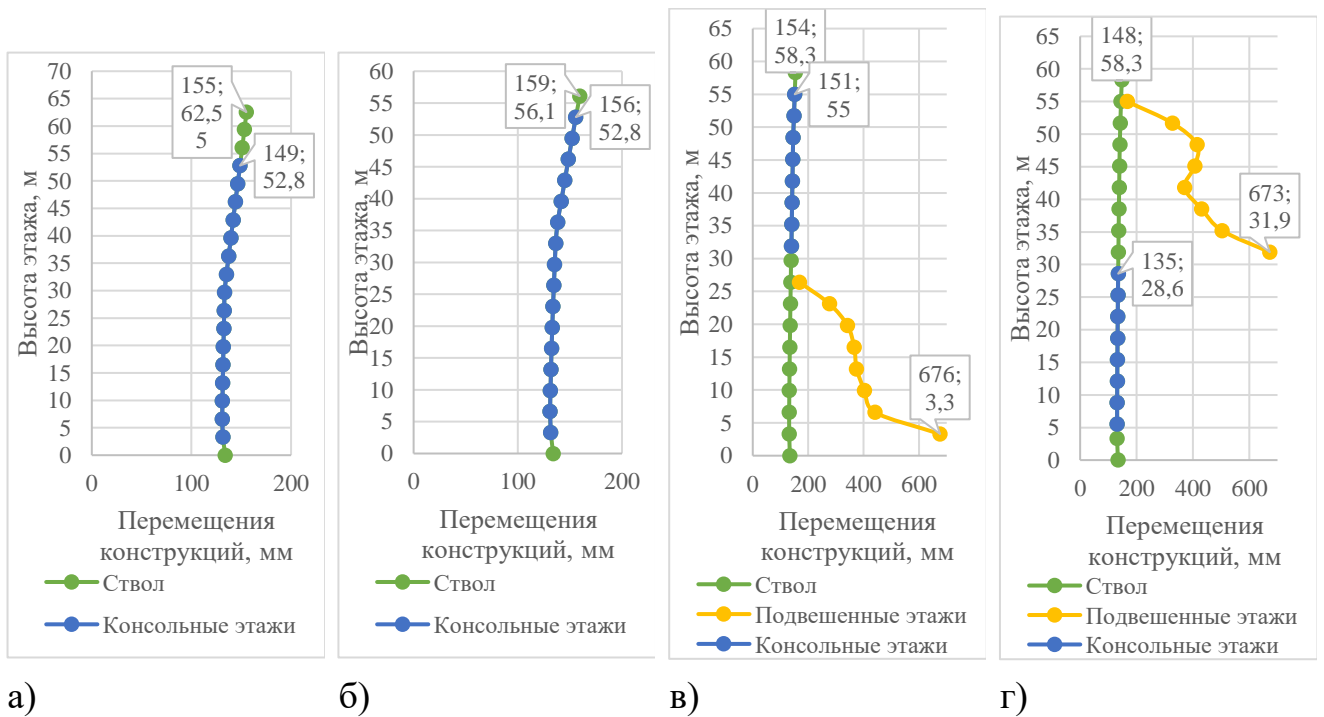
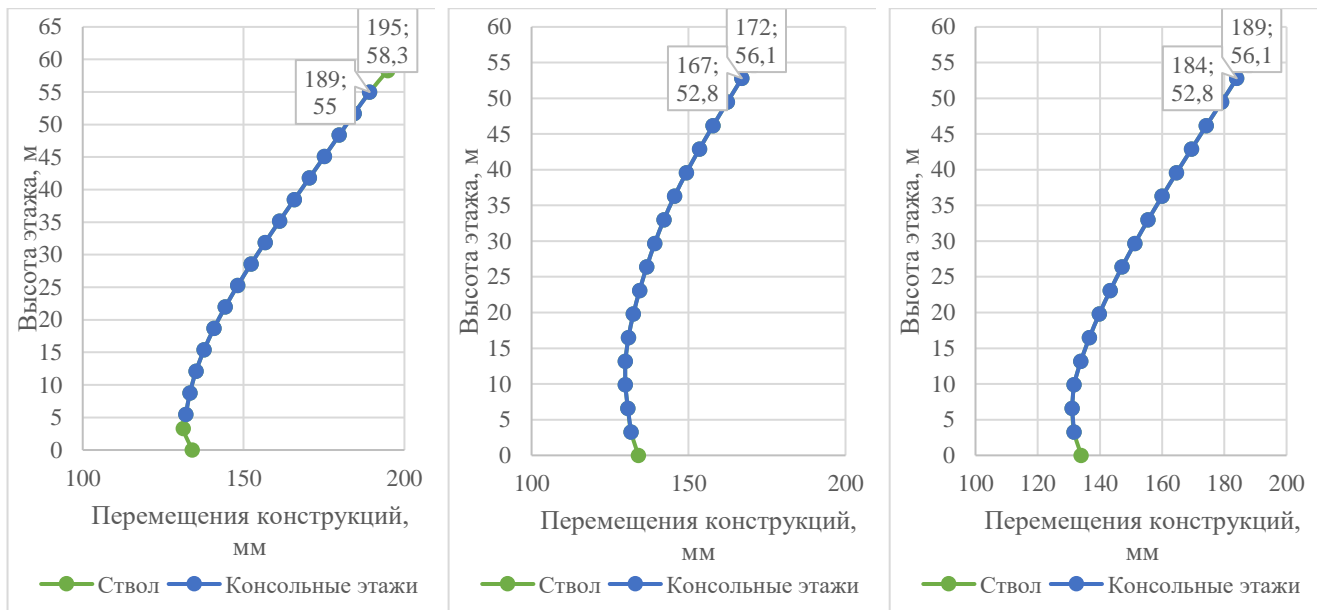


Рисунок 2.16 – Перемещения конструкций расчётных моделей консольно-подвесных зданий типа а-г при сейсмическом воздействии в горах св. Ильи



а)

б)

в)

Рисунок 2.17 – Перемещения конструкций расчётных моделей ствольно-консольных зданий типа а-в при сейсмическом воздействии в горах св. Ильи

Для всех расчётных моделей горизонтальные смещения ствола достигали максимальных значений в уровне верхних этажей, что характерно для зданий с несущим стволом (рис. 2.15-2.17). Ядро жёсткости воспринимает внешнюю динамическую нагрузку как защемлённая в основании консольная балка.

Подвесные конструкции, свободные от жёсткой связи с центральным стволом здания, способны перемещаться независимо от него при сейсмическом воздействии. Перемещения подвешенных этажей увеличивались по мере увеличения длины подвеса и принимали максимальные значения в уровне нижних этажей (рис. 2.15, 2.16, в, г). Данные расчётов позволяют сделать вывод о том, что гибкая связь большого количества последовательно подвешенных этажей способна привести к их значительным смещениям при низкочастотных сейсмических воздействиях, в том числе относительно несущего ствола. Устранение угрозы целостности несущих конструкций требует разработки новых конструктивных решений или применения специальных инженерных средств.

В сравнении друг с другом расчётные схемы зданий ствольно-подвесного типа в различных исполнениях показали схожие результаты в плане деформаций несущих элементов (рис. 2.15). При выборе того или иного варианта

конструктивной системы также следует принимать во внимание его объёмно-планировочные решения и трудоёмкость возведения.

Несмотря на возможный эффект раскачки плит перекрытий, применение подобного конструктивного решения позволило добиться лучших результатов в вопросе снижения значений перемещений и ускорений конструкций несущего ствола по сравнению со зданиями ствольно-консольного типа (рис. 2.17).

Использование принципа подвески также положительно отразилось на перемещениях конструкций ядра жёсткости зданий консольно-подвесной несущей системы (рис. 2.16). При этом между схемами с консольным ростверком в уровне средних этажей и двумя консольными ростверками предпочтение следует отдать второй (рис. 2.16, в, г). Подвешенные конструкции, обладающие отличающимся от несущего остова здания периодом собственных колебаний, способны работать как динамические гасители колебаний. Согласно инженерной практике элементы сейсмогашения целесообразно размещать в уровне верхних этажей, где смещения конструкций центрального ядра максимальны.

Полученные в ходе вычислений данные о перемещениях и ускорениях конструкций расчётных моделей отображены в таблицах 2.5 и 2.6 соответственно. Для наглядного сопоставления данных принята цветовая индикация ячеек таблиц. В пределах каждого столбца таблицы, соответствующего записи одного землетрясения, ячейкам присвоен цвет в зависимости от значения, которые они содержат. Наибольшие значения отражены в ячейках красного цвета, наименьшие – зелёного.

Таблица 2.5 – Перемещения конструкций расчётных моделей

Схема	Вариант	Перемещения ствола, мм					Перемещения перекрытий, мм				
		Фриули	Алмирос	Грива	Цзи-Цзи	Св. Ильи	Фриули	Алмирос	Грива	Цзи-Цзи	Св. Ильи
Ствольно-подвесные	а	37	38	44	141	146	83	40	54	369	672
	б	32	45	51	141	141	72	49	44	482	531
	в	41	26	35	141	148	46	36	50	534	451
	г	36	25	33	141	145	44	41	41	491	447
Консольно-подвесные	а	44	48	64	141	155	37	41	54	140	149
	б	36	65	82	150	159	34	61	76	146	156
	в	39	36	50	144	154	56	35	47	711	676
	г	36	32	39	142	148	63	44	41	717	673
Ствольно-консольные	а	55	46	93	171	195	53	43	87	166	189
	б	46	41	90	153	172	43	39	85	146	167
	в	59	29	100	162	189	55	28	93	160	184

Таблица 2.6 – Ускорения конструкций расчётных моделей

Схема	Вариант	Ускорения ствола, м/с ²					Ускорения перекрытий, м/с ²				
		Фриули	Алмирос	Грива	Цзи-Цзи	Св. Ильи	Фриули	Алмирос	Грива	Цзи-Цзи	Св. Ильи
Ствольно-подвесные	а	2,62	2,50	4,26	4,22	3,45	2,31	3,36	5,24	4,23	4,22
	б	2,69	3,18	5,06	4,41	2,78	3,44	3,54	4,53	5,80	4,95
	в	4,17	3,26	3,80	5,01	3,94	6,98	3,97	6,17	8,92	7,43
	г	4,09	3,27	3,36	4,96	3,53	5,73	3,27	5,18	7,69	5,55
Консольно-подвесные	а	4,17	4,19	7,01	6,77	5,43	3,40	3,36	5,85	5,53	4,41
	б	2,22	4,42	7,33	5,22	4,62	1,90	4,00	6,75	4,84	4,30
	в	3,55	3,49	5,42	5,47	4,05	3,37	3,18	5,13	5,14	3,78
	г	4,30	3,15	4,21	5,29	3,34	2,71	3,27	3,80	4,69	4,20
Ствольно-консольные	а	8,61	7,57	14,35	12,06	18,30	7,61	6,78	13,37	10,94	17,13
	б	8,22	6,86	11,31	11,78	17,26	7,65	6,22	10,66	10,86	16,11
	в	8,87	5,27	17,18	12,16	24,77	8,02	4,57	15,74	10,55	23,35

В качестве характеристик, описывающих напряжённое состояние несущих конструкций ствола зданий, выбраны нормальные усилия вдоль вертикальной оси и изгибающие моменты, действующие на сечение ортогональное оси, в стенах

ствола моделей. Максимальные усилия, возникающие в несущих конструкциях расчётных моделей представлены на диаграммах (рис. 2.18-2.23). По оси ординат этих диаграмм откладывается номер этажа, в пределах которого находятся рассматриваемые несущие элементы. Как и при визуализации максимальных перемещений конструкций расчётных моделей для примера выбрана сейсмограмма землетрясения в горах св. Ильи.

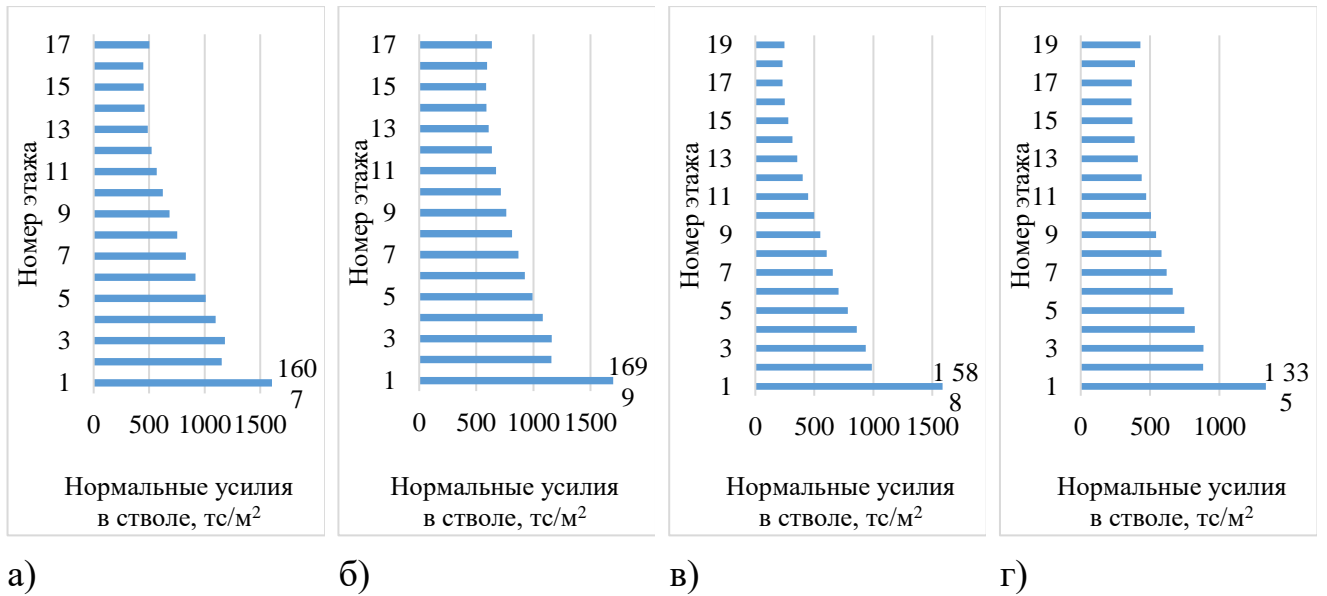


Рисунок 2.18 – Нормальные усилия в стенах расчётных моделей ствольно-подвесных зданий типа а-г при сейсмическом воздействии в горах св. Ильи

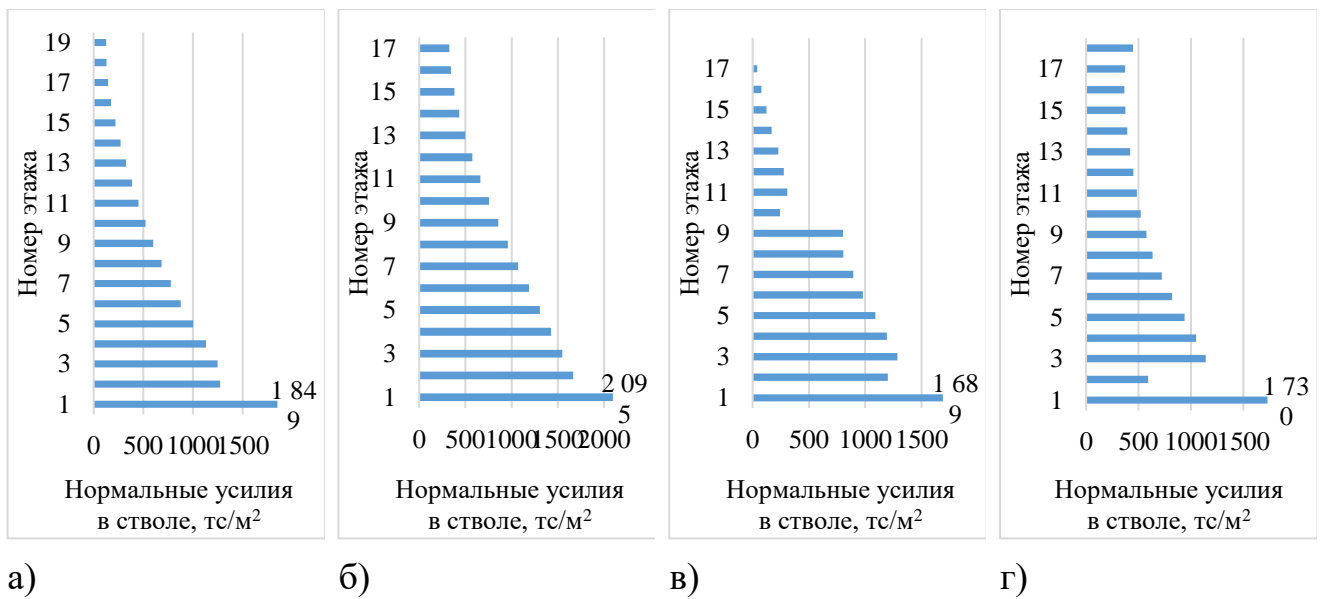
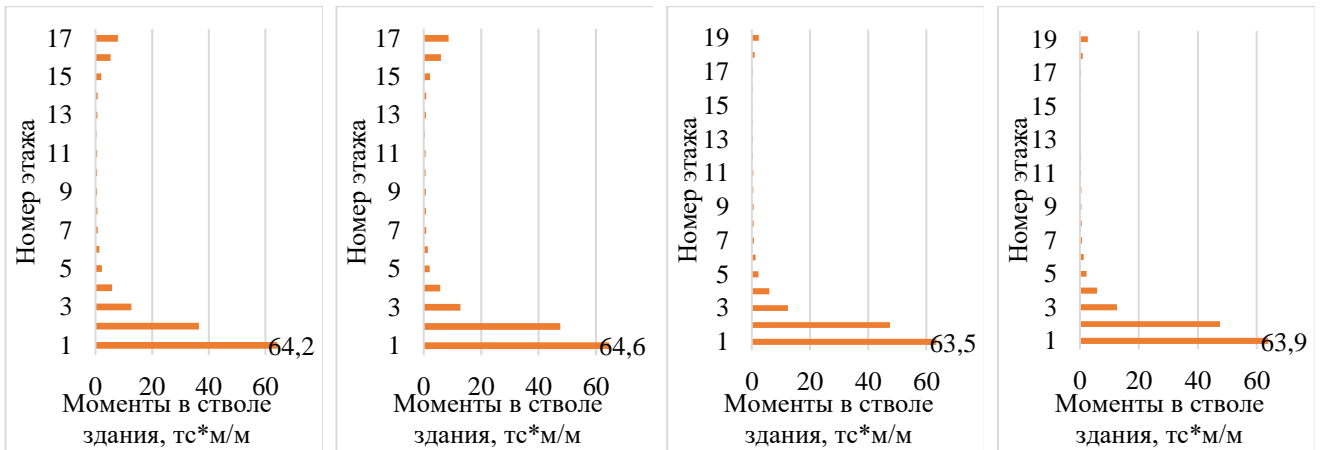


Рисунок 2.19 – Нормальные усилия в стенах расчётных моделей консольно-подвесных зданий типа а-г при сейсмическом воздействии в горах св. Ильи



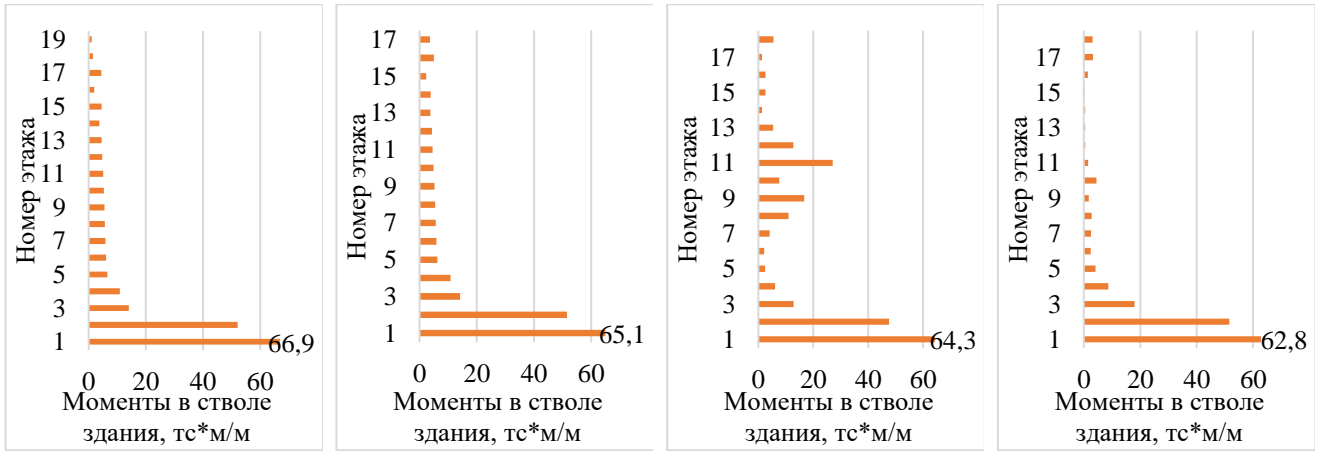
а) б) в)

Рисунок 2.20 – Нормальные усилия в стенах расчётных моделей ствольно-консольных зданий типа а-в при сейсмическом воздействии в горах св. Ильи



а) б) в) г)

Рисунок 2.21 – Изгибающие моменты в стенах расчётных моделей ствольно-подвесных зданий типа а-г при сейсмическом воздействии в горах св. Ильи



а) б) в) г)

Рисунок 2.22 – Изгибающие моменты в стенах расчётных моделей консольно-подвесных зданий типа а-г при сейсмическом воздействии в горах св. Ильи

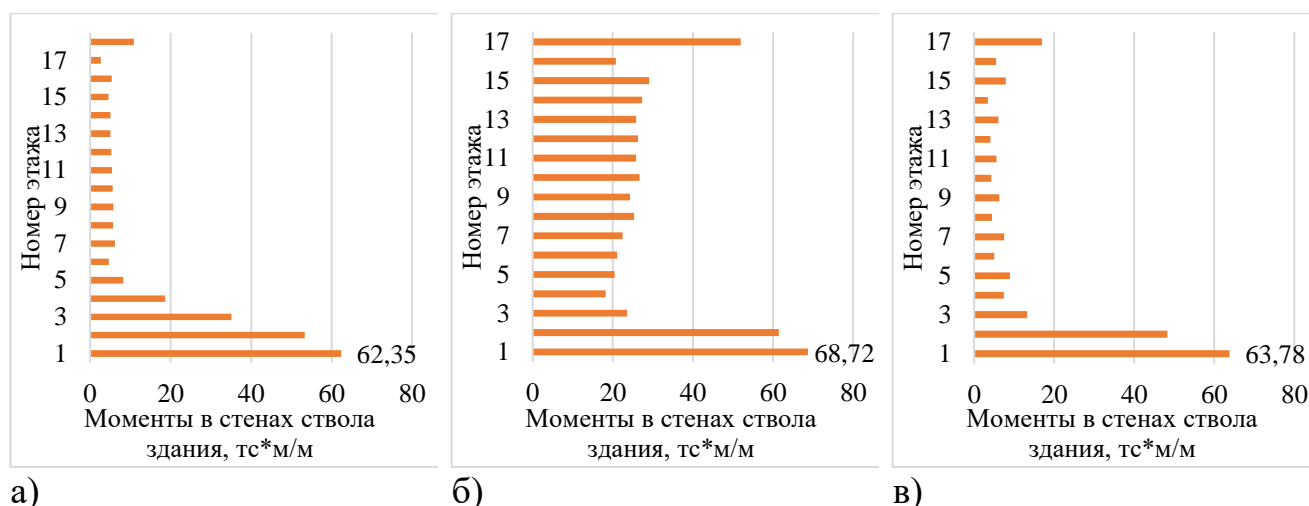


Рисунок 2.23 – Изгибающие моменты в стенах расчётных моделей ствольно-консольных зданий типа а-в при сейсмическом воздействии в горах св. Ильи

На рисунке 2.24 показаны усилия, действующие в несущем стволе ствольно-подвесного здания исполнения а при сейсмическом воздействии в горах св. Ильи.



Рисунок 2.24 – Несущий ствол модели здания ствольно-подвесного типа а с визуализированными: а) продольными усилиями; б) изгибающими моментами

Нормальные усилия в несущих стенах ствола расчётных моделей принимали максимальные значения в уровне первого этажа (рис. 2.18-2.20). Относительная разность между максимальной и минимальной суммарной нагрузкой от собственного веса конструкций равна 15% (табл. 2.2). Несмотря на это нормальные усилия, возникшие в стенах ядра жёсткости расчётных моделей консольного типа, превышают усилия в несущих стенах других расчётных моделей в 1,8 – 4,7 раз (рис. 2.20). Это связано с тем, что конструкции центрального ядра зданий консольного типа подвергаются значительным деформациям при сейсмических воздействиях (табл. 2.5) и испытывают большие по значению продольные сжимающие усилия.

Значения максимальных изгибающих моментов в несущих стенах убывают по мере отдаления от основания здания, что подчёркивает сходство ствола с жёстко заземлённым стержнем в восприятии горизонтальной динамической нагрузки (рис. 2.21-2.23). В наружных стенах зданий с устройством ростверков изгибающие моменты увеличиваются в уровне примыкания консолей к несущему стволу (рис. 2.21, а, б, 2.22, б-г, 2.23, б). Максимальные изгибающие моменты принимают схожие значения в рассматриваемых расчётных моделях. Ядра зданий консольного типа по всей своей высоте воспринимают изгибающий момент от жёстко примыкающих к ним по периметру конструкций (рис.2.23, б, в). Подобное распределение изгибающих моментов по стенам приведёт к необходимости увеличения их жёсткости, прежде всего, за счёт дополнительного армирования. В сравнении со зданиями ствольно-подвесных и консольно-подвесных несущих систем здания возведение ядра здания консольного типа может оказаться более материалоемким и менее экономичным. Полученные расчётные данные об усилиях в несущих конструкциях моделируемых зданий отображены в таблице 2.7.

Таблица 2.7 – Усилия в конструкциях моделей

Схема	Вариант	Продольные усилия в стволе, тс/м ²					Изгибающие моменты в стволе, тс*м/м				
		Фриули	Алмирос	Грива	Цзи-Цзи	Св. Ильи	Фриули	Алмирос	Грива	Цзи-Цзи	Св. Ильи
Ствольно-подвесные	а	1110	1300	1444	1359	1607	10,2	11,8	17,8	41,1	64,2
	б	953	1447	1614	1443	1699	9,6	12,2	17,7	39,6	64,6
	в	1044	846	1081	1025	1588	10,6	9,8	17,4	39,3	63,5
	г	874	832	1018	1038	1335	10,3	10,1	17,5	40,0	63,9
Консольно-подвесные	а	1105	1507	1712	1753	1849	13,2	14,3	17,0	43,6	66,9
	б	1188	1971	2469	2392	2095	13,7	15,4	17,9	45,4	65,1
	в	1059	1125	1395	1559	1689	25,8	24,6	27,4	40,9	64,3
	г	1211	1271	1376	1639	1730	15,6	15,5	18,8	38,5	62,8
Ствольно-консольные	а	2002	1921	3424	3355	3920	26,6	25,3	29,6	41,8	62,4
	б	1790	1686	2852	2744	3755	30,3	28,4	32,8	45,4	68,7
	в	2080	1260	4053	2319	6233	13,1	12,1	19,2	41,0	63,8

Сравнительный анализ поведения зданий со ствольной конструктивной системой при сейсмических воздействиях проводится путём оценивания значений параметров напряжённо-деформированного состояния по 10-балльной шкале. Алгоритм оценивания эффективности применения того или иного конструктивного решения здания заключается в сравнении значений одного из рассматриваемых параметров НДС в условиях каждого сейсмического воздействия. В пределах столбца, соответствующего одному землетрясению, наименьшему значению присваивается наивысшая оценка, равная 10. Безразмерная оценка других значений является относительной и вычисляется по следующей формуле:

$$X_n = \frac{p_n}{p_{10}} \cdot 10, \quad (2.5)$$

где X_n – оценка значения параметра НДС для n-ой расчётной модели;

p_n – значение параметра НДС для n-ой расчётной модели;

p_{10} – наименьшее значение параметра НДС среди рассматриваемых расчётных моделей.

Сравнительные оценки значений параметров напряжённо-деформированного состояния для расчётных схем с несущим стволом приведены в таблицах 2.8-2.10. Итоговая оценка значений каждого параметра вычисляется как среднее арифметическое всех значений, представленных в таблице для рассматриваемого конструктивного решения.

Итоговая оценка поведения зданий ствольного типа при сейсмических воздействиях различного частотного состава является суммой итоговых оценок для перемещений и ускорений конструкций, а также усилий в несущих стенах (табл. 2.11).

Таблица 2.8 – Сравнительная оценка перемещений конструкций моделей

Схема	Вариант	Перемещения ствола, мм					Перемещения перекрытий, мм					Итог
		Фриули	Алмирос	Грива	Цзи-Цзи	Св. Ильи	Фриули	Алмирос	Грива	Цзи-Цзи	Св. Ильи	
Ствольно-подвесные	а	8,6	6,6	7,5	10,0	9,7	4,1	7,0	7,6	3,8	2,2	6,7
	б	10,0	5,6	6,5	10,0	10,0	4,7	5,7	9,2	2,9	2,8	6,7
	в	7,8	9,9	9,4	10,0	9,5	7,4	7,8	8,1	2,6	3,3	7,6
	г	8,8	10,0	10,0	10,0	9,8	7,7	6,7	9,9	2,9	3,3	7,9
Консольно-подвесные	а	7,2	5,3	5,1	10,0	9,1	9,1	6,8	7,6	10,0	10,0	8,0
	б	8,8	3,9	4,0	9,4	8,9	10,0	4,6	5,4	9,6	9,6	7,4
	в	8,1	7,0	6,6	9,8	9,2	6,0	8,1	8,6	2,0	2,2	6,8
	г	8,9	8,0	8,5	10,0	9,6	5,4	6,4	10,0	2,0	2,2	7,1
Ствольно-консольные	а	5,7	5,5	3,5	8,3	7,2	6,4	6,4	4,7	8,4	7,9	6,4
	б	6,9	6,2	3,6	9,3	8,2	7,8	7,2	4,8	9,6	8,9	7,3
	в	5,4	8,7	3,3	8,7	7,5	6,1	10,0	4,4	8,8	8,1	7,1

Таблица 2.9 – Сравнительная оценка ускорений конструкций моделей

Схема	Вариант	Ускорения ствола, м/с ²					Ускорения перекрытий, м/с ²					Итог
		Фриули	Алмирос	Грива	Цзи-Цзи	Св. Ильи	Фриули	Алмирос	Грива	Цзи-Цзи	Св. Ильи	
Ствольно-подвесные	а	8,5	10,0	7,9	10,0	8,1	8,2	9,5	7,3	10,0	9,0	8,8
	б	8,2	7,9	6,6	9,6	10,0	5,5	9,0	8,4	7,3	7,6	8,0
	в	5,3	7,7	8,8	8,4	7,1	2,7	8,0	6,2	4,7	5,1	6,4
	г	5,4	7,7	10,0	8,5	7,9	3,3	9,7	7,3	5,5	6,8	7,2
Консольно-подвесные	а	5,3	6,0	4,8	6,2	5,1	5,6	9,4	6,5	7,7	8,6	6,5
	б	10,0	5,7	4,6	8,1	6,0	10,0	8,0	5,6	8,8	8,8	7,5
	в	6,3	7,2	6,2	7,7	6,9	5,6	10,0	7,4	8,2	10,0	7,5
	г	5,2	7,9	8,0	8,0	8,3	7,0	9,7	10,0	9,0	9,0	8,2
Ствольно-консольные	а	2,6	3,3	2,3	3,5	1,5	2,5	4,7	2,8	3,9	2,2	2,9
	б	2,7	3,6	3,0	3,6	1,6	2,5	5,1	3,6	3,9	2,3	3,2
	в	2,5	4,7	2,0	3,5	1,1	2,4	7,0	2,4	4,0	1,6	3,1

Таблица 2.10 – Сравнительная оценка усилий в конструкциях моделей

Схема	Вариант	Продольные усилия в стволе, тс/м ²					Итого	Изгибающие моменты в стволе, тс*м/м					Итого
		Фриули	Алмирос	Грива	Цзи-Цзи	Св. Илья		Фриули	Алмирос	Грива	Цзи-Цзи	Св. Илья	
Ствольно- подвесные	а	7,9	6,4	7,1	7,5	8,3	7,4	9,5	8,3	9,6	9,4	9,7	9,3
	б	9,2	5,7	6,3	7,1	7,9	7,2	10,0	8,0	9,6	9,7	9,6	9,4
	в	8,4	9,8	9,4	10,0	8,4	9,2	9,1	10,0	9,8	9,8	9,8	9,7
	г	10,0	10,0	10,0	9,9	10,0	10,0	9,4	9,7	9,7	9,6	9,8	9,6
Консольно- подвесные	а	7,9	5,5	5,9	5,8	7,2	6,5	7,3	6,8	10,0	8,8	9,3	8,5
	б	7,4	4,2	4,1	4,3	6,4	5,3	7,0	6,3	9,5	8,5	9,6	8,2
	в	8,3	7,4	7,3	6,6	7,9	7,5	3,7	4,0	6,2	9,4	9,7	6,6
	г	7,2	6,5	7,4	6,3	7,7	7,0	6,2	6,3	9,1	10,0	9,9	8,3
Ствольно- консольные	а	4,4	4,3	3,0	3,1	3,4	3,6	3,6	3,9	5,8	9,2	10,0	6,5
	б	4,9	4,9	3,6	3,7	3,6	4,1	3,2	3,4	5,2	8,5	9,1	5,9
	в	4,2	6,6	2,5	4,4	2,1	4,0	7,4	8,1	8,9	9,4	9,8	8,7

Таблица 2.11 – Итоговая сравнительная оценка расчётных моделей

Схема	Вариант	Перемещения	Ускорения	Продольные усилия	Изгибающие моменты	Итого
Ствольно- подвесные	а	6,7	8,8	7,4	9,3	32,3
	б	6,7	8,0	7,2	9,4	31,4
	в	7,6	6,4	9,2	9,7	32,9
	г	7,9	7,2	10,0	9,6	34,7
Консольно- подвесные	а	8,0	6,5	6,5	8,5	29,5
	б	7,4	7,5	5,3	8,2	28,4
	в	6,8	7,5	7,5	6,6	28,4
	г	7,1	8,2	7,0	8,3	30,6
Ствольно- консольные	а	6,4	2,9	3,6	6,5	19,5
	б	7,3	3,2	4,1	5,9	20,5
	в	7,1	3,1	4,0	8,7	22,9

Данные таблицы 2.11 свидетельствуют о том, что применение подвесных конструкций в зданиях ствольного типа обеспечило лучшие результаты в части

возникающих в несущих конструкциях усилий. Данное преимущество потенциально позволяет снизить затраты на возведение подобных зданий в сравнении с сооружениями ствольно-консольного типа.

Применение принципа подвески перекрытий в зданиях ствольно-подвесного и консольно-подвесного типа позволило добиться меньших значений ускорений конструкций. Можно сделать вывод о том, что при землетрясении в подобных зданиях с большей вероятностью удастся сохранить жизнь и здоровье его посетителей, а также их имущество и прочие блага.

Одна из сторон применения подвесных конструкций в зданиях с несущим стволом, требующая особого внимания – это перемещения несущих элементов в условиях сейсмического воздействия. Как уже было отмечено, для зданий такой конструктивной системы свойственны меньшие перемещения несущего ствола по сравнению со зданиями консольного типа. Однако свободные от связи с центральным ядром перекрытия могут значительно смещаться от статического положения при динамическом воздействии. Во избежание соударения конструкций, влекущих за собой нарушение их целостности, следует усовершенствовать рассмотренные конструктивные решения.

Основываясь на результатах сравнительного анализа напряжённо-деформированного состояния конструкций, для дальнейшего исследования и развития конструктивных решений выбраны здания со ствольно-подвесной несущей системой.

2.4 Выводы по главе

1) Предложена классификация многоэтажных зданий с несущим стволом. Для трёх различных несущих систем зданий ствольного типа, а именно ствольно-подвесной, ствольно-консольной и консольно-подвесной, определены наиболее характерные им конструктивные решения.

2) Разработана методология расчёта в шаговой нелинейной постановке с применением инструментальных сейсмограмм землетрясений. Описаны принципы определения расчётных нагрузок и задания расчётных инженерных параметров.

3) Проведён сравнительный анализ поведения зданий с различными конструктивными схемами при землетрясениях широкого диапазона преобладающих частот. Определены параметры несущих систем зданий с центральным стволом, влияющие на их сейсмостойкость.

4) Выявлены особенности поведения ствольных зданий различного исполнения при сейсмических воздействиях различного частотного состава.

5) Разработана система оценки эффективности применения конструктивных решений зданий со ствольной конструктивной системой для обеспечения их сейсмостойкости на основе параметров напряжённо-деформированного состояния несущих элементов расчётных моделей зданий.

6) По результатам расчётно-теоретического исследования сделан вывод о положительном влиянии применения подвешенных конструкций на сопротивляемость зданий с несущим стволем сейсмическому воздействию. Конструктивное решение ствольных зданий с подвесными конструкциями выбрано и обосновано для дальнейшего исследования и разработки мер по его улучшению.

ГЛАВА 3. ПРЕДВАРИТЕЛЬНАЯ ОЦЕНКА СЕЙСМОСТОЙКОСТИ ВЫСОТНЫХ ЗДАНИЙ СТВОЛЬНО-ПОДВЕСНОЙ СИСТЕМЫ. ПРЕДЛОЖЕНИЯ ПО ЕЁ УСОВЕРШЕНСТВОВАНИЮ

3.1 Предлагаемые решения по усовершенствованию конструктивной системы ствольно-подвесного типа

Результаты расчётного исследования, представленные во второй главе, отражают положительную роль применения подвесных конструкций в вопросах обеспечения сейсмостойкости многоэтажных зданий. Негативным последствием использования принципа подвески перекрытий при сейсмическом воздействии стало их значительное смещение от статичного положения. Для устранения этого эффекта, угрожающего целостности несущих конструкций здания, известные конструктивные решения зданий ствольно-подвесного типа должны быть усовершенствованы.

Перемещения подвешенных этажей зачастую принимают максимальные значения в уровне нижних этажей, на максимальном отдалении от конструкций, к которым осуществляется подвеска. Внедрение предварительно напряжённых оттяжек, связывающих нижнее подвешенное перекрытие с фундаментом здания, способно уменьшить горизонтальные перемещения всей подвесной части здания. Увеличение пути передачи динамической нагрузки от основания здания подвешенным перекрытиям может привести к уменьшению отклика подвесных конструкций на сейсмическое воздействие. Через внедрение упругих связей между несущими конструкциями ядра жёсткости и гибкой частью здания, включающей элементы подвеса, можно добиться эффекта сейсмогашения колебаний всего здания. На основе этих предположений о поведении зданий со ствольно-подвесной несущей системой разработаны новые конструктивные решения. Их описанию, обоснованию и расчётному исследованию посвящена данная глава.

Предлагаемое конструктивное решение здания представлено на рисунке 3.1. Конструкция здания включает в себя фундамент 1, несущий ствол 2 с расположенными в нём лифтовыми шахтами 3, на которых установлены балки 6. Плиты перекрытий 4 через подвески 5 передают нагрузку на несущий оголовок 7 и установленное на нём опорное кольцо 10. Для сопротивления изгибающим усилиям противоположные точки кольца 10 связаны между собой растяжками 11. Нижняя часть несущего оголовка 7 подвешена к балкам 6 при помощи тяжа 8 и соединена с несущим стволом 2 амортизирующими устройствами 9. Подвешенные конструкции связаны с фундаментом посредством предварительно напряжённых подвесок 5 во избежание опрокидывания оголовка 7 и возникновения опасных смещений плит перекрытий 4 в ходе землетрясения.

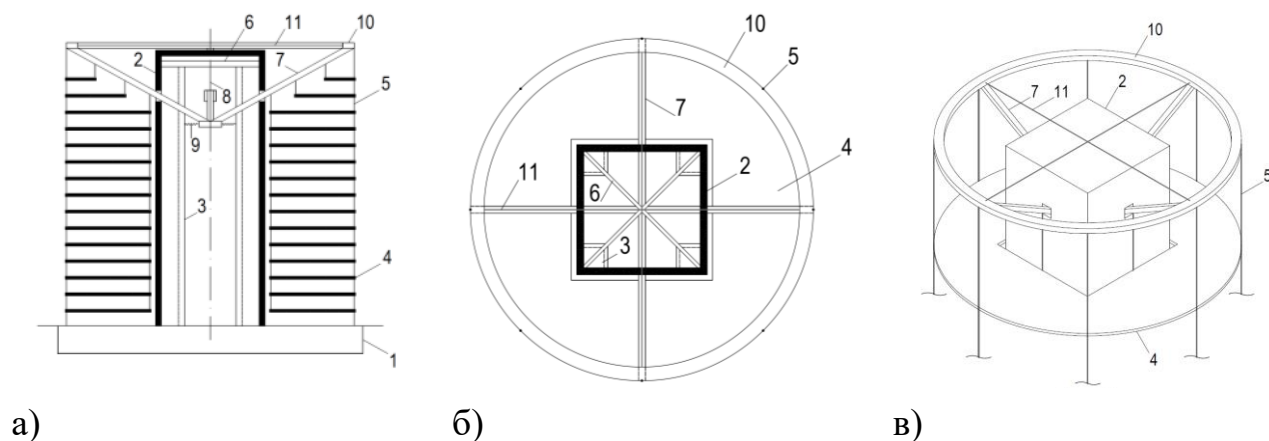


Рисунок 3.1 – Предлагаемое конструктивное решение здания: а) вертикальный разрез здания; б) план здания; в) аксонометрическая проекция верхней части здания

В условиях землетрясения конструкции предлагаемого здания работают следующим образом. Перемещения основания здания передаются на несущий ствол 2, работающий как консольный стержень, закреплённый в уровне фундамента 1. Наибольших значений перемещения конструкций ядра жёсткости 2 принимают в уровне верхних этажей, где при помощи тяжа 8 к балкам 6, установленным на лифтовых шахтах 3, подвешен оголовок 7. Соединяясь при помощи амортизирующих устройств 9 с несущим стволом здания 2, подвешенный оголовок выполняет функцию динамического гасителя колебаний. Период собственных колебаний оголовка 7 отличается от периода собственных колебаний

ядра здания 2, причём эта разница может быть изменена путём изменения длины подвеса 8 для достижения оптимальных динамических характеристик. Передача нагрузки от подвешенных этажей 4 через подвески 5 на несущий оголовок 7 приводит к концентрации массы подвесной части здания в его верхней части, что обеспечивает эффективное гашение колебаний несущих конструкций. Оголовки 7, состоящий из радиально расположенных наклонных балок, пропущенных сквозь стены несущего ствола 2 здания, в верхней части замкнут опорным кольцом 10, к которому при помощи подвесок 5 присоединены плиты перекрытий 4. Такой протяжённый путь передачи перемещений основания здания 1 подвешенным этажам 4 положительно влияет на их поведение при сейсмическом воздействии, снижая амплитуду их колебаний. Наклонные балки ростверка 7 и растяжки 11 образуют шарнирно-стержневую систему, в которой балки сопротивляются продольному сжатию, а тросы 11 работают исключительно на растяжение. Также устройство растяжек 11 снижает изгибающие усилия, возникающие в опорном кольце 10, воспринимающем нагрузку от подвешенных перекрытий 4.

В условиях нормальной эксплуатации, сопровождающихся ветровыми воздействиями, колебания подвесной части здания предотвращаются путём предварительного натяжения подвесок 5, установленных между опорным кольцом 10 и фундаментом здания 1. Предварительное натяжение подвесок 5, расположенных по периметру здания, также увеличивает устойчивость оголовка 7 при динамическом воздействии, предотвращая его опрокидывание. Возврат оголовка 7 в исходное положение происходит под действием сил тяжести и натяжения подвесок 5.

Ниже описывается второе конструктивное решение сейсмостойкого здания подвесного типа, вынесенное для рассмотрения в этой главе. Конструкция здания отражена на рисунке 3.2.

Здание включает в себя фундамент 1, центральный несущий ствол 2, плиты перекрытий 4, подвешенные к консольному ростверку 3 при помощи подвесок 5, а также диафрагмы жёсткости 6, объединяющие этажи в геометрически

неизменяемые блоки 12. Связь между ядром здания и подвешенными блоками этажей осуществляется через амортизаторы 9 и выключающиеся связи в виде неармированных бетонных балок 8. Включающиеся связи в виде труб 7 установлены между этажными блоками.

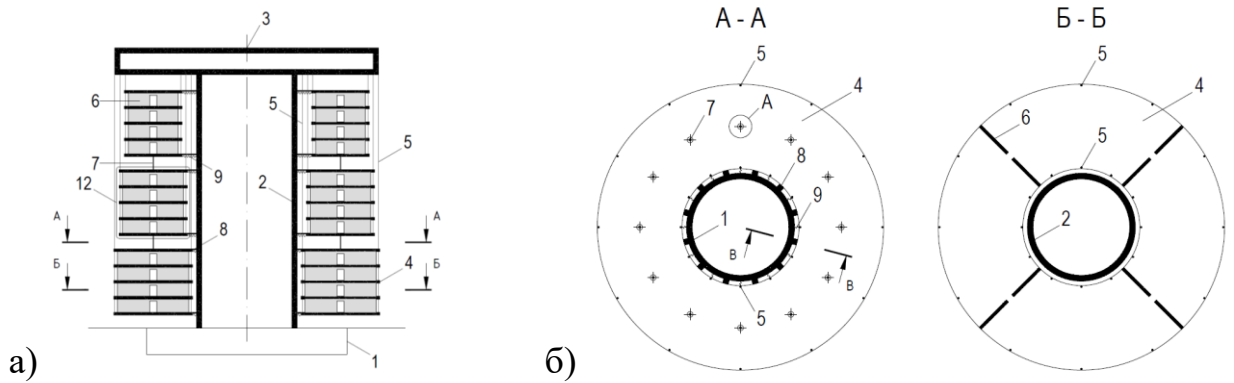


Рисунок 3.2 – Предлагаемое конструктивное решение здания: а) вертикальный разрез; б) поперечные разрезы

При динамическом воздействии несущие конструкции заявляемой полезной модели работают следующим образом. Совместная работа ядра жёсткости здания 2 и подвешенных этажных блоков 12 в условиях нормальной эксплуатации, сопровождающихся ветровыми воздействиями, осуществляется при помощи связей 8 в виде неармированных бетонных балок. Устройство балок предусматривает обетонирование выпусков арматуры 13 из стен ядра жёсткости 2 и плит перекрытий 4 (рис. 3.3).

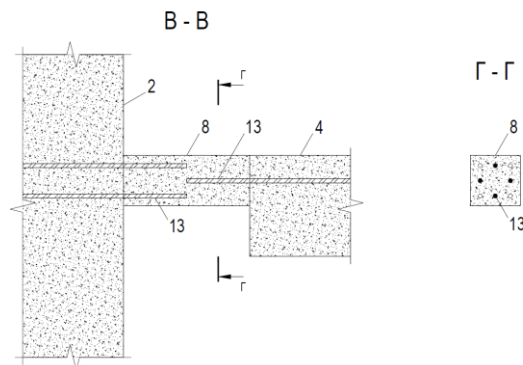


Рисунок 3.3 – Выключающаяся связь в виде бетонной балки

Разрушение бетонных балок 8 происходит при сейсмическом воздействии, что приводит к изменению конструктивной системы здания. Освобождённые от жёсткой связи с центральным несущим стволем 2 блоки этажей 12 начинают

колебаться независимо друг от друга, так как они прикреплены к консольному ростверку 4 при помощи отдельных подвесок 5. Для обеспечения подобного принципа подвески, перекрытия 4 блока 12, расположенного выше, должны обладать меньшими габаритами. Разность в поведении этажных блоков 12 при сейсмическом воздействии обусловлена различной длиной подвеса 5, причём частота собственных колебаний блока будет тем больше, чем больше длина подвеса этого блока. Взаимодействие блоков этажей 12 с несущим стволом здания 2 осуществляется через амортизаторы 9, установленные в зазоре между перекрытиями 4 и стволом 2 по его периметру. Обладающие отличной от ядра жёсткости 2 здания частотой собственных колебаний подвешенные блоки 12 выполняют функцию снижения колебаний.

Во избежание возникновения эффекта раскачки подвешенных конструкций здания 12, между ними установлены включающиеся связи 7 (рис. 3.4). В состав включающейся связи входит труба с фланцем 7, а также трубные проходки 10, устанавливаемые в монолитные перекрытия 4 соседних блоков 12 до бетонирования. Диаметр трубной проходки 10 превышает диаметр трубной связи 7, что позволяет блокам перемещаться независимо друг от друга. Труба 7 включится в работу, если взаимное смещение блоков 12 превысит величину, равную двум зазорам между элементами связи. Резкое повышение жёсткости подвешенной части здания за счёт включения связей 7 в работу позволяет вывести этажные блоки 12 из резонансного состояния. Этажные блоки 12, отличающиеся друг от друга частотой собственных колебаний, препятствуют значительным перемещениям друг друга. При этом величина допускаемого относительного смещения блоков и жёсткости связей обладают большой вариативностью за счёт разнообразия сортамента трубных элементов. Во избежание шума, способного возникнуть при соударении элементов включающейся связи, по внутреннему периметру трубной проходки 10 предусмотрена прокладка из упругого материала 11, в качестве которого можно использовать техническую резину.

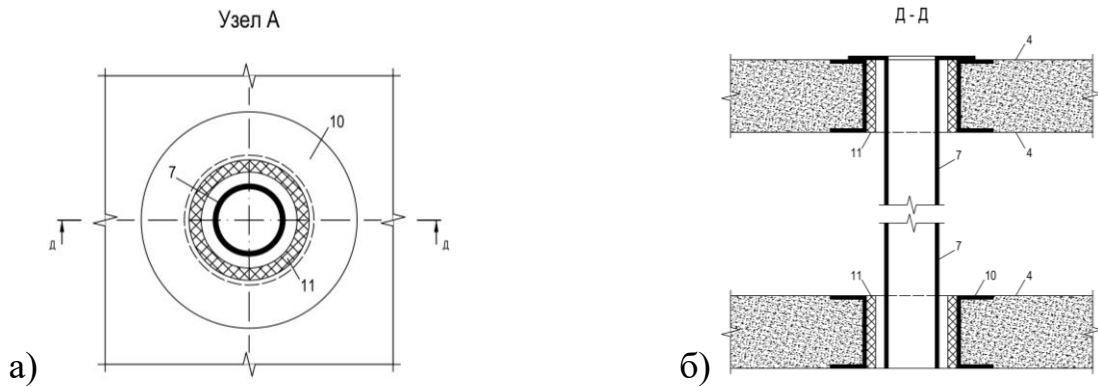


Рисунок 3.4 – Включающая трубная связь: а) поперечный разрез; б) продольный разрез

В ходе исследования следует определить целесообразность применения описанных выше мер по обеспечению сейсмостойкости зданий подвешного типа. Расчётному исследованию поведения зданий с предложенными конструктивными решениями в условиях сейсмического воздействия посвящены последующие пункты данной главы.

3.2 Исследование сейсмостойкости принятого планировочного и конструктивного решения здания ствольно-подвесной системы

3.2.1 Построение расчётных схем

В качестве объекта моделирования вновь выбрано 16-этажное здание с несущим стволом. Объёмно-планировочное и конструктивное решения центрального ствола рассматриваемых зданий одинаковы, что делает возможным проведение сравнительного анализа поведения зданий при сейсмическом воздействии. Планировка типовых этажей ядра жёсткости здания принята аналогичной планировке, рассмотренной ранее в п. 2.2.1 (рис. 2.4). Сечения элементов несущего ствола также сохранены.

Внешние плиты перекрытий, подвешиваемые к оголовкам моделируемых зданий, имеют толщину 200 мм. Для восприятия изгибающего момента, а также передачи нагрузки от перекрытий на подвески предусмотрены 24 балки, выполненные из стального двутавра. Подвески, попарно прикреплённые к концам балок перекрытий, присоединены к оголовкам моделируемых зданий. Общий вид модели здания с подвешенным оголовком представлен на рисунке 3.5.

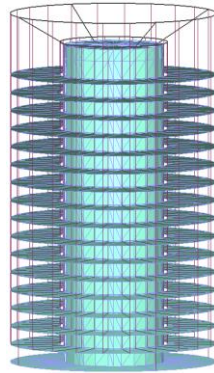


Рисунок 3.5 – Расчётная модель здания с подвешенным оголовком

Ядро жёсткости здания с подвешенным оголовком на своей вершине имеет две железобетонные балки, расположенные перпендикулярно друг другу (рис. 3.6). Их высота равна 2200 мм, а толщина их сечения – 1000 мм. Крепление подвеса оголовка к балкам осуществляется в месте их пересечения, находящемся на центральной оси здания. Воспринимая нагрузку от подвешенных конструкций через ванты, данные балки передают её на несущие стены ядра здания. По верхней и нижней грани балок устроены перекрытия толщиной 500 мм, в совокупности с балками обеспечивающие жёсткость вершине несущего ствола.

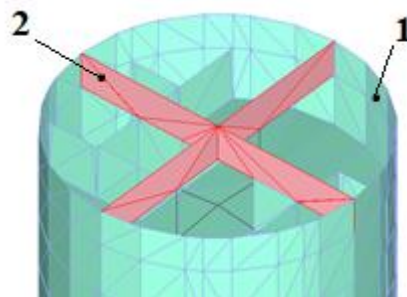


Рисунок 3.6 – Фрагмент расчётной модели: 1 – несущий ствол; 2 – балка

Конструкция подвешенного оголовка представлена четырьмя наклонными балками, двумя опорными кольцами, а также растяжками, соединяющими

противоположные точки каждого кольца (рис. 3.7). Наклонные железобетонные балки, обладающие сечением 500x1500 мм, объединены между собой с одного конца. Сформированная таким образом база оголовка подвешивается к конструкциям несущего ствола здания. Опорные железобетонные кольца, устраиваемые в двух уровнях по наклонным балкам, обладают шириной 500 и высотой 2000 мм. Распор каждого из колец, возникающий от веса подвешенных к ним конструкций, частично компенсируется растяжками в количестве 8 штук.

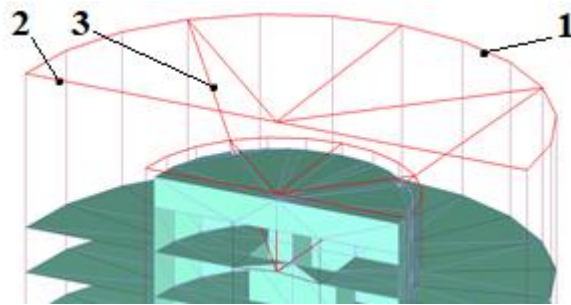


Рисунок 3.7 – Фрагмент расчётной модели: 1 – опорное кольцо; 2 – растяжка; 3 – наклонная балка

Четыре предварительно напряжённые подвески, связывающие подвешенные конструкции с фундаментом (рис. 3.8), смоделированы при помощи геометрически нелинейных специальных конечных элементов предварительного натяжения (КЭ 308). Жёсткость данного конечного элемента определена на основе данных о применённых в качестве подвесок стальных канатах и равняется произведению модуля упругости материала каната на его сечение. Натяжение каната задавалось как нелинейное сопутствующее статическое нагружение.

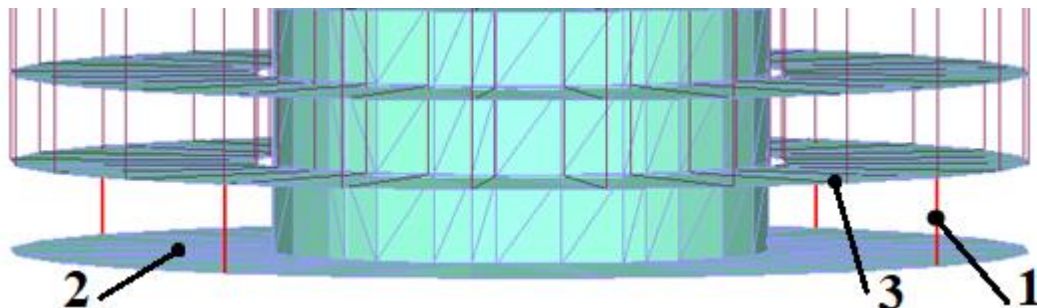


Рисунок 3.8 – Фрагмент расчётной модели: 1 – предварительно напряжённые ванты; 2 – фундамент; 3 – подвешенное перекрытие

На рисунке 3.9 представлен общий вид модели здания с перекрытиями, объединёнными в подвешенные жёсткие блоки.

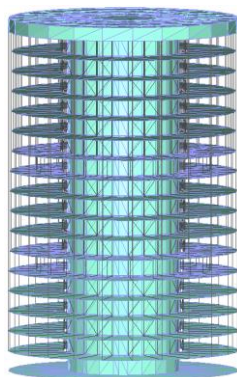


Рисунок 3.9 – Расчётная модель здания с подвешенными блоками этажей

Подвешенные перекрытия объединены в геометрически неизменяемые жёсткие блоки при помощи элементов трубного профиля, объединённых в пространственную решётчатую систему (рис. 3.10). Соединение элементов между собой принято шарнирным, конструкции освобождены от поворотной связи в направлении, перпендикулярном плоскости решётки.

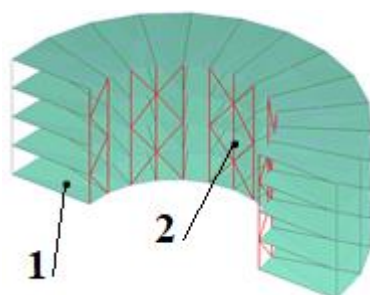


Рисунок 3.10 – Фрагмент расчётной модели: 1 – элементы пространственной жёсткости; 2 – подвешенные перекрытия

Для обеспечения принципа независимой подвески этажных блоков перекрытия, принадлежащие разным блокам, обладают различными размерами. Внешний диаметр перекрытий нижнего блока равен 38 метрам, среднего – 37 метрам, верхнего – 36 метрам. Диаметры перекрытий по внутреннему периметру равны 20, 21 и 22 метрам для нижнего, среднего и верхнего блоков этажей соответственно.

Включающиеся связи, устанавливаемые с целью недопущения эффекта раскачки подвешенных конструкций в ходе землетрясения, располагаются между

перекрытиями соседних блоков этажей. Общее количество трубных связей, размещённых в пределах этажа, равно 24 (рис. 3.11).

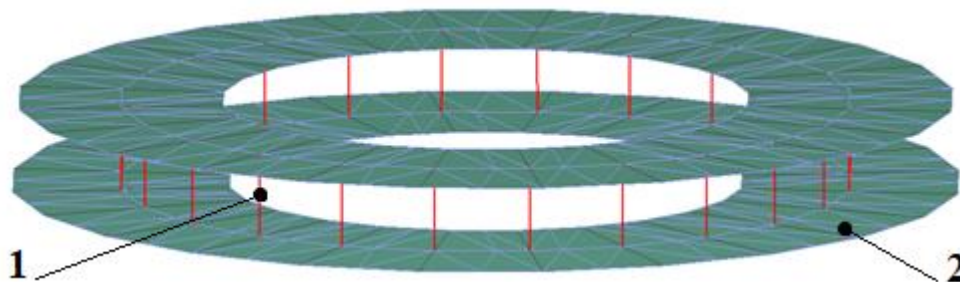


Рисунок 3.11 – Фрагмент расчётной модели: 1 – включающиеся трубные связи; 2 – подвешенные перекрытия

Трубная связь моделировалась из четырёх элементов (рис. 3.12). К перекрытиям жёстко примыкают стержневые элементы (КЭ 10), моделирующие препятствующую взаимному смещению этажных блоков трубу. Между собой стержневые элементы соединены двумя физически нелинейными специальными стержневыми элементами односторонних неупругих связей (КЭ 265). Элементы неупругих связей располагаются в одном месте, соосно с трубными упругими элементами. Один из элементов неупругой связи обеспечивает работу на сжатие, другой – на растяжение в направлении, перпендикулярном оси трубной связи. Выбранная погонная жёсткость связей на растяжение-сжатие позволяет считать их абсолютно жёсткими. Зазор по линейному направлению назначался для связей исходя из параметров, принятых для расчётных моделей.

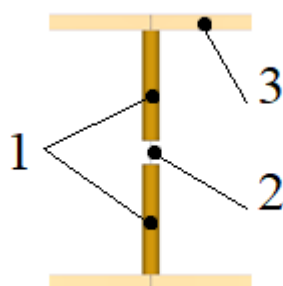


Рисунок 3.12 – Включающаяся трубная связь в расчётной модели: 1 – КЭ 10; 2 – КЭ 265; 3 – перекрытия

Амортизаторы, предусмотренные для обеспечения взаимодействия блоков этажей с центральным ядром здания, смоделированы при помощи элементов

упругой связи (КЭ 55). Данные элементы расположены в зазоре между несущим стволом здания и крайними подвешенными перекрытиями каждого блока этажей. Продольная жёсткость связей на растяжение-сжатие определялась исходя из их расположения относительно глобальных осей модели, а также на основе выбранных для расчётных моделей параметров. Расположение элементов упругой связи в плане представлено на рисунке 3.13.

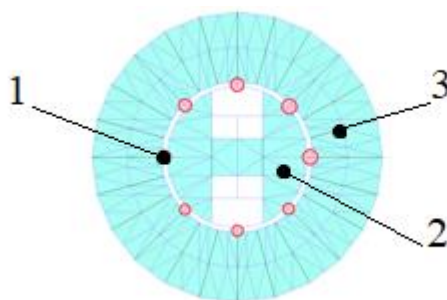


Рисунок 3.13 – Поперечное сечение расчётной модели: 1 – места установки упругих элементов; 2 – конструкции несущего ствола; 3 – перекрытие

В качестве материала несущих конструкций ядра жёсткости принят бетон марки В45. Перегородки и подвешенные плиты перекрытий выполнены из бетона класса по прочности В30. Сталь для двутавровых балок, воспринимающих нагрузку от внешних плит перекрытий, обладает классом прочности С285. Образующие пространственную систему подвешенного оголовка балки выполнены из бетона класса по прочности В45, как и консольный ростверк в здании с включающимися трубными связями. Элементы, образующие связи между блоками этажей, а также элементы пространственной жёсткости этажных блоков выполнены из трубного проката общего назначения по ГОСТ 54929-2012, изготовленного из стали класса прочности С285 [71]. Для несущих подвесок, растяжек подвешенного оголовка и предварительно напряжённых вант подобраны плетёные стальные канаты по ГОСТ 7669-80 [6766].

Предлагаемые конструктивные решения обладают большой вариативностью, так как габаритные размеры, жёсткость и напряжение некоторых элементов системы могут быть изменены. Подобное изменение расчётной схемы здания способно повлиять на его поведение в условиях сейсмического воздействия. В

дальнейшем расчётном исследовании проводится анализ влияния принятых параметров элементов конструкций на сейсмостойкость зданий.

Для здания с подвешенным оголовком в качестве параметров, изменение которых способно повлиять на сейсмостойкость здания, выбраны длина подвеса оголовка, натяжение связывающих блок этажей с фундаментом подвесок и жёсткость упругих связей, установленных между ядром здания и подвешенным оголовком. Изменение длины подвеса влияет на общую длину передачи сейсмической нагрузки от конструкций ядра здания до подвешенных перекрытий. Задание предварительного натяжения в тросах и изменение жёсткости упругих связей влияют на общую жёсткость несущей системы. На рисунке 3.14. изображена схема, по которой проводилось изменение параметров элементов расчётной модели здания с подвешенным оголовком. Длина подвеса оголовка, L , изменялась от 3 до 1 метра, натяжение подвесок, T , принимало значения от 0 до 100 тонн, жёсткость связей, R , изменялась в диапазоне от 0 до 100 тс/м. Для анализа эффективности рассматриваемых решений построено тринадцать расчётных схем.

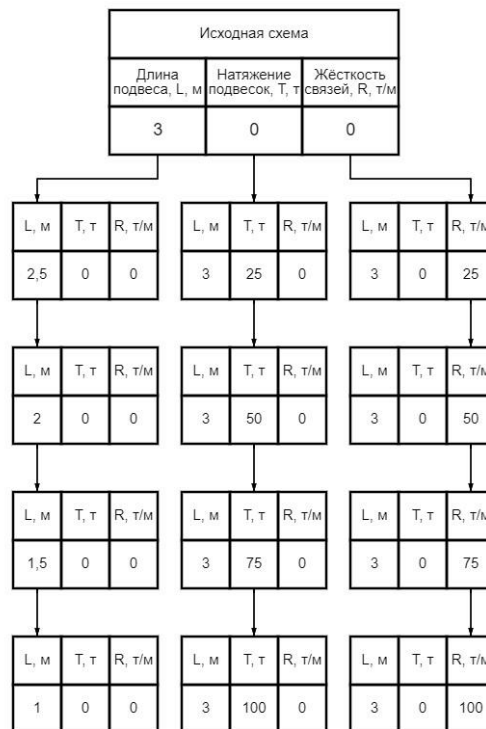


Рисунок 3.14 – Параметры расчётных схем здания с подвешенным оголовком

В расчётных схемах здания с подвешенными перекрытиями, объединёнными в геометрически неизменяемые жёсткие блоки, изменению подверглись жёсткость упругих связей, устанавливаемых между несущим стволом здания и блоками этажей, профиль трубных связей, расположенных между этажными блоками, а также величина зазора между элементами трубных связей. Жёсткость упругих связей, как и жёсткость профиля, выбранного для включающихся трубных связей, влияет на общую жёсткость моделируемого здания. Зазор, предусмотренный между элементами включающихся связей, определяет относительные смещения блоков, в пределах которых они могут перемещаться независимо друг от друга. Следовательно, это также напрямую влияет на поведение здания в ходе землетрясения. Схема, по которой проводилось изменение параметров элементов расчётной модели здания с подвешенными блоками этажей, приведена на рисунке 3.15. Для анализа эффективности рассматриваемых решений построено четырнадцать расчётных схем.

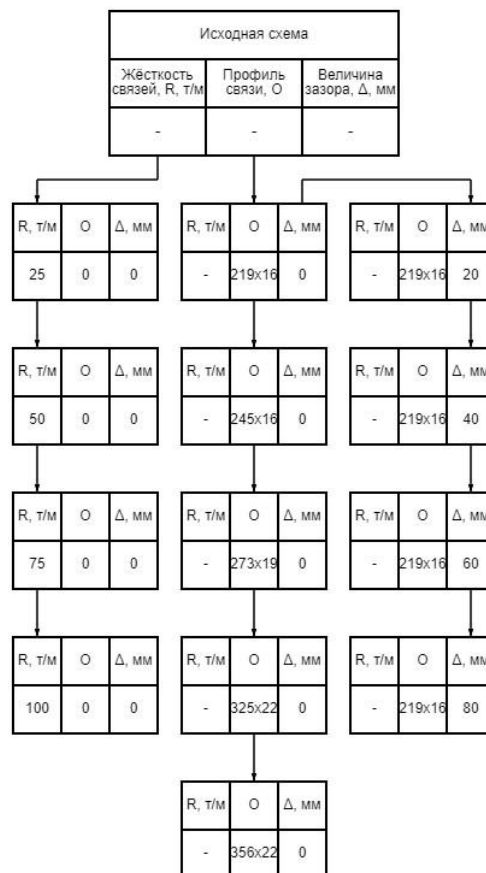


Рисунок 3.15 – Параметры расчётных схем здания с жёсткими этажными блоками

3.2.2 Выбор расчётных параметров и методов исследования

К элементам расчётных моделей прикладывалась постоянная нагрузка, кратковременная нагрузка от людей и оборудования, а также особая нагрузка в виде нагрузки от сейсмического воздействия. Подробное описание принципов, по которым перечисленные нагрузки учитывались в расчётном исследовании, приведено в п. 2.2.2. Для оценки поведения рассматриваемых в данной главе зданий в условиях сейсмического воздействия выбрана запись низкочастотного землетрясения в г. Цзицзи. Колебания грунтового основания в подобном частном диапазоне с большой амплитудой представляют наибольшую угрозу для целостности ствольных зданий подвешенного типа, что было выяснено ранее.

Инженерные параметры, определяющие то, как моделируемые конструкции соотносятся с базой конечных элементов, перечислены в п. 2.2.3. Расчёт проводился в нелинейной постановке шаговым методом.

3.2.3 Анализ результатов

Приведённые в предыдущей главе результаты расчётных исследований свидетельствуют о том, что ключевым критерием оценки эффективности применения конструктивного решения здания ствольного типа в условиях сейсмического воздействия следует считать максимальные перемещения конструкций. Значительные относительные смещения элементов ствола жёсткости здания и подвешенных этажей способны привести к повреждению несущих конструкций, их разрушению и дальнейшему обрушению всего здания. Выбранные для расчётного исследования конструктивные решения здания разработаны с целью снижения опасных смещений подвешенных конструкций. Анализ эффективности применения рассматриваемых несущих систем проводится на

основе данных о перемещениях элементов расчётных моделей в общей системе координат.

Параметры расчётных моделей, изменение которых способно повлиять на напряжённо-деформированное состояние моделируемых зданий, а также их условные обозначения приведены ранее на рисунках 3.14 и 3.15.

На рисунке 3.16 представлена диаграмма максимальных перемещений элементов исходной расчётной модели здания с подвешенным оголовком. Высотная отметка, на которой находится рассматриваемая конструкция, откладывается по оси ординат.

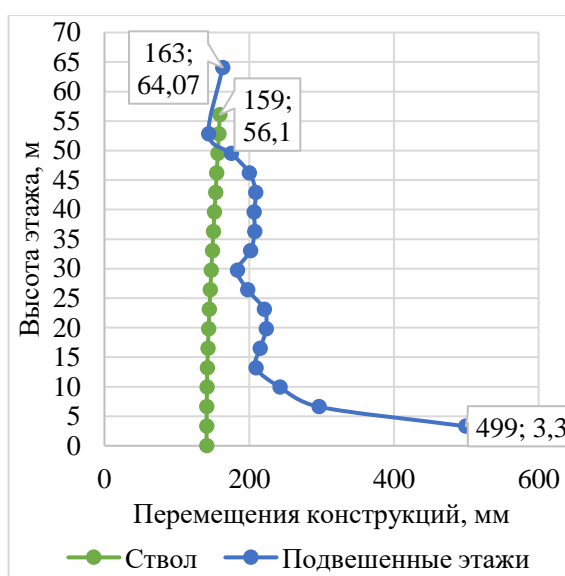


Рисунок 3.16 – Перемещения конструкций расчётной модели здания с подвешенным оголовком при $L=3$ м, $T=0$ т и $R=0$ тс/м

На рисунке 3.17 изображена диаграмма максимальных перемещений конструкций моделируемого здания при различной длине подвеса оголовка к несущему стволу. Уменьшение длины канатов, соединяющих базу оголовка с вершиной ядра жёсткости, привело к уменьшению перемещений конструкций как несущего ствола, так и самого оголовка. Внесение изменений в конструктивную систему зданий при этом не повлияло на деформации гибкого подвешенного объёма здания.

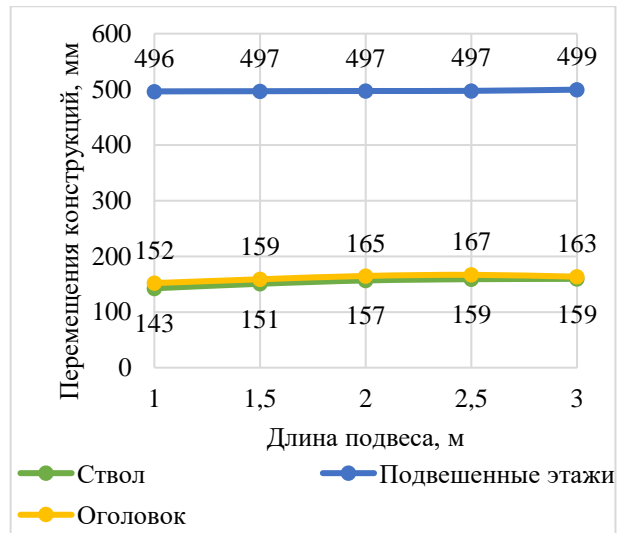


Рисунок 3.17 – Перемещения конструкций расчётной модели здания при различной длине подвеса оголовка

Предварительное натяжение подвесок между опорным кольцом оголовка и основанием здания отразилось на деформациях основных несущих конструкций. Диаграмма максимальных перемещений элементов расчётной модели с натянутыми вантами представлена на рисунке 3.18.

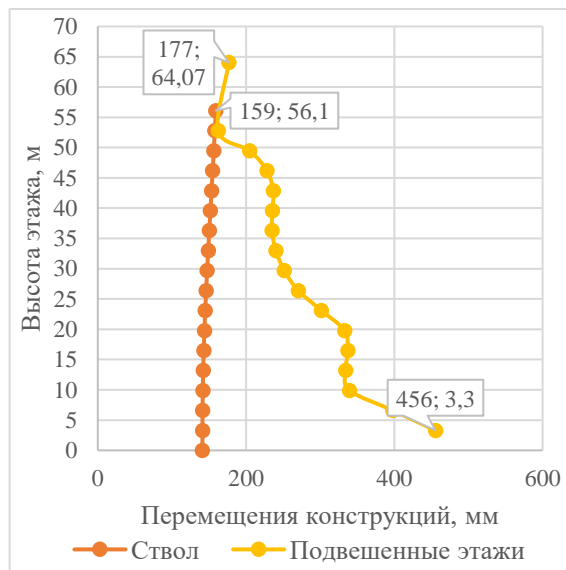


Рисунок 3.18 – Перемещения конструкций расчётной модели здания с подвешенным оголовком при $L=3$ м, $T=100$ т и $R=0$ тс/м

Увеличение продольных усилий в оттяжках сопряжено с возрастанием перемещений подвешенных конструкций моделируемого здания (рис. 3.19). Стоит отметить, что при усилении в вантах равном 100 т, величина перемещений подвешенных плит перекрытий была наименьшей. Можно предположить, что

тенденция к снижению перемещений подвешенных этажей сохранится при увеличении натяжения подвесок, а значения этих перемещений будут приближаться к значениям перемещений грунтового основания. Рассматриваемые изменения в напряжённом состоянии несущей системы не отразились на поведении несущего ствола здания при сейсмическом воздействии.

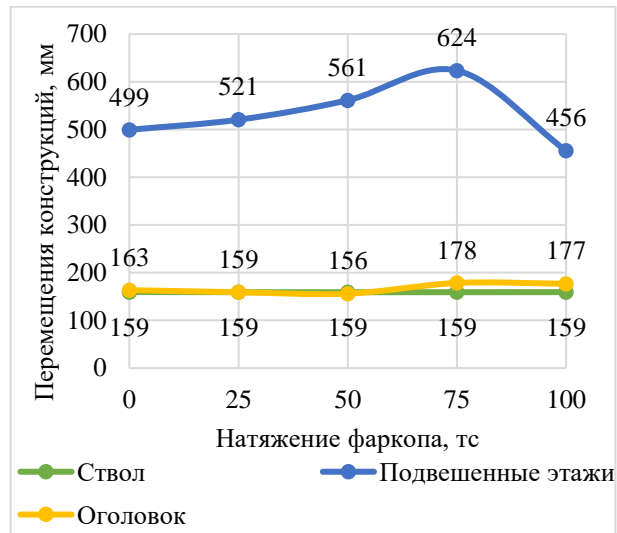


Рисунок 3.19 – Перемещения конструкций расчётной модели здания при различном натяжении подвесок

Жёсткость упругих элементов, обеспечивающих связь конструкций ядра жёсткости с базой подвешенного оголовка, была увеличена, однако это не повлияло на перемещения несущих конструкций моделируемого здания (рис. 3.20).

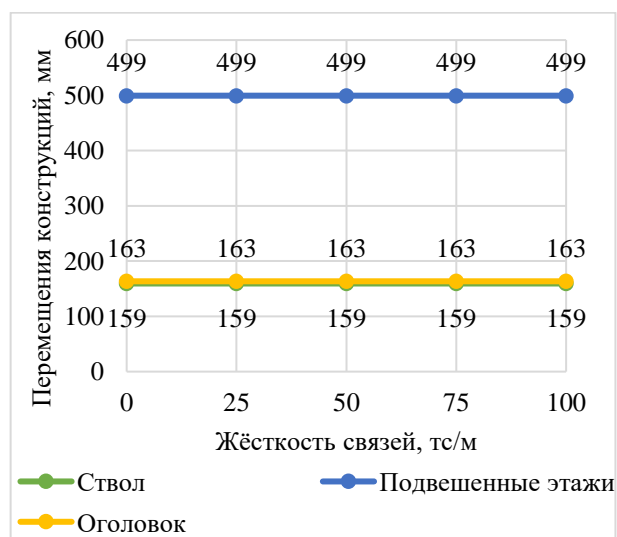


Рисунок 3.20 – Перемещения конструкций расчётной модели здания при различной жёсткости упругих связей

На рисунке 3.21 представлена диаграмма максимальных перемещений элементов исходной расчётной модели здания с подвешенными этажами, объединёнными в жёсткие блоки.

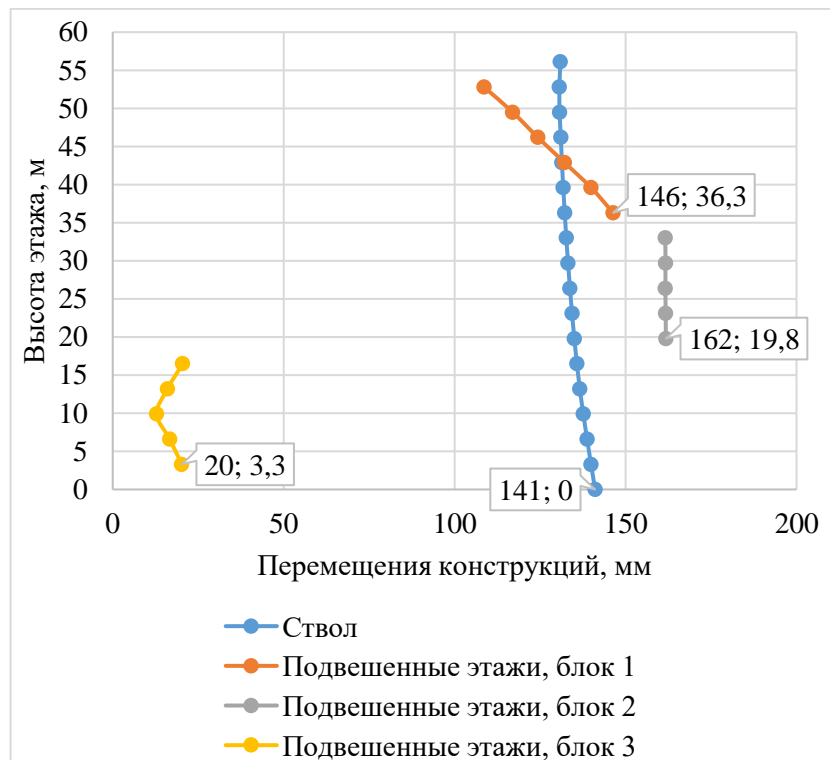


Рисунок 3.21 – Перемещения конструкций расчётной модели здания с жёсткими этажными блоками без упругих и включающихся связей

За счёт внедрения упругих связей между несущим стволом и подвешенными блоками этажей появляется возможность в разы изменить значения максимальных перемещений плит перекрытий (рис. 3.22).

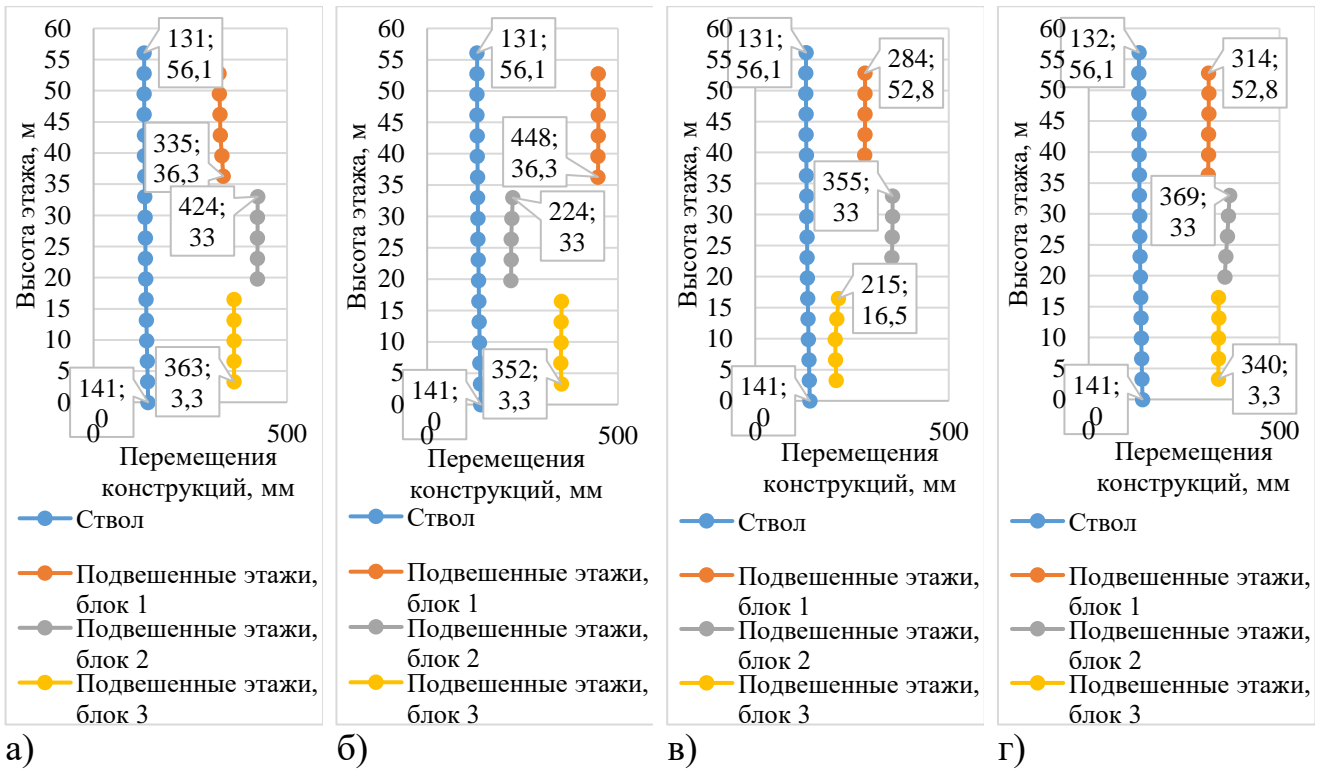


Рисунок 3.22 – Перемещения конструкций расчётной модели здания с жёсткими этажными блоками без включающихся связей при: а) $R=25$ тс/м; б) $R=50$ тс/м; в) $R=75$ тс/м; г) $R=100$ тс/м

Диаграмма, отражающая зависимость максимальных перемещений конструкций моделируемого здания от жёсткости упругих связей представлена на рисунке 3.23.

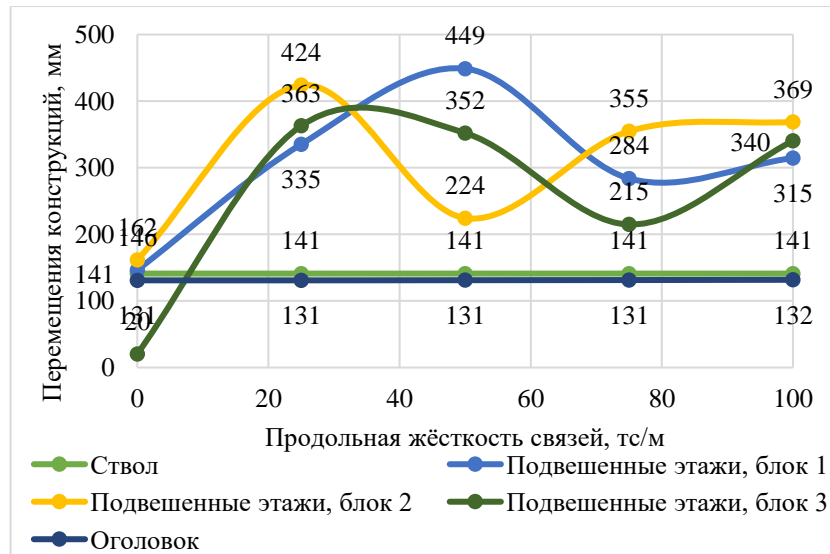


Рисунок 3.23 – Перемещения конструкций расчётной модели здания с жёсткими этажными блоками без включающихся связей при различной жёсткости упругих связей

Для здания с независимой подвеской жёстких этажных блоков возможно определить рациональные значения продольной жёсткости упругих связей. Устройство упругой связи для нижнего блока этажей с наибольшей длиной подвески не является целесообразным, так как приводит к значительному увеличению его перемещений. Определённые жёсткости упругих элементов, устанавливаемых между центральным ядром и верхними этажными блоками, позволяют добиться значений перемещений сравнимых с результатами, полученными при свободной от связей подвески перекрытий. Внедрение упругих связей при этом позволяет снизить вероятность того, что взаимодействие перекрытий с центральным стволом при землетрясении будет носить ударный характер. В условиях сейсмического воздействия данная конструктивная мера повышает надёжность всей несущей системы.

Повышение жёсткости упругих связей сближает значения перемещений этажных блоков и несущего ствола друг к другу. Дальнейшее увеличение жёсткости приведёт к изменению конструктивной системы здания со ствольно-подвесной на консольно-подвесную, так как взаимное смещение конструкций будет незначительным.

Следующим параметром, влияющим на поведение здания с подвешенными этажными блоками при землетрясении, является профиль трубного проката, выбранного в качестве элементов включающихся связей. Расчёту подверглись модели здания со связями определённых профилей, приведённых на рисунке 3.15. Для сравнительного анализа эффективности рассматриваемых решений зазор, устраиваемый между элементами включающихся связей, в расчёте не учитывался.

Для корректной визуализации зависимости перемещений конструкций от применённого для трубных связей профиля вычислены значения общей поперечной жёсткости внедряемых в пределах одного этажа элементов:

$$D_i = I_y \cdot E \cdot n, \quad (3.1)$$

где D_i – общая поперечная жёсткость связей для i -ой расчётной модели;

I_y – момент инерции сечения трубных связей в i -ой расчётной модели;

E – модуль упругости материала элементов связей;

n – количество трубных связей в пределах одного этажа.

В таблице 3.1 приведены значения общей поперечной жёсткости трубных связей различного профиля, вводимых в расчётные модели.

Таблица 3.1 – Общая поперечная жёсткость трубных связей в пределах одного этажа

Профиль трубной связи	Количество связей на этаж, n , шт.	Момент инерции сечения, I_y , см ⁴	Модуль упругости материала, E , Па	Общая поперечная жёсткость, D , Н×м ²
-	-	-	-	0
219х16	24	5288,8	2×10^{11}	253862,4
245х16	24	7582,3	2×10^{11}	363950,4
273х19	24	12295	2×10^{11}	590160
325х22	24	24160	2×10^{11}	1159680
356х22	24	32330	2×10^{11}	1551840

Эффект от внедрения трубных связей между подвешенными блоками этажей заключается в уменьшении максимальных перемещений конструкций верхнего и среднего блоков этажей по сравнению с конструкциями исходной расчётной модели без трубных связей (рис. 3.24-3.25). За счёт применения трубных связей с профилем 219х16 максимальные перемещения верхнего блока снижены на 52%, среднего – на 79%.

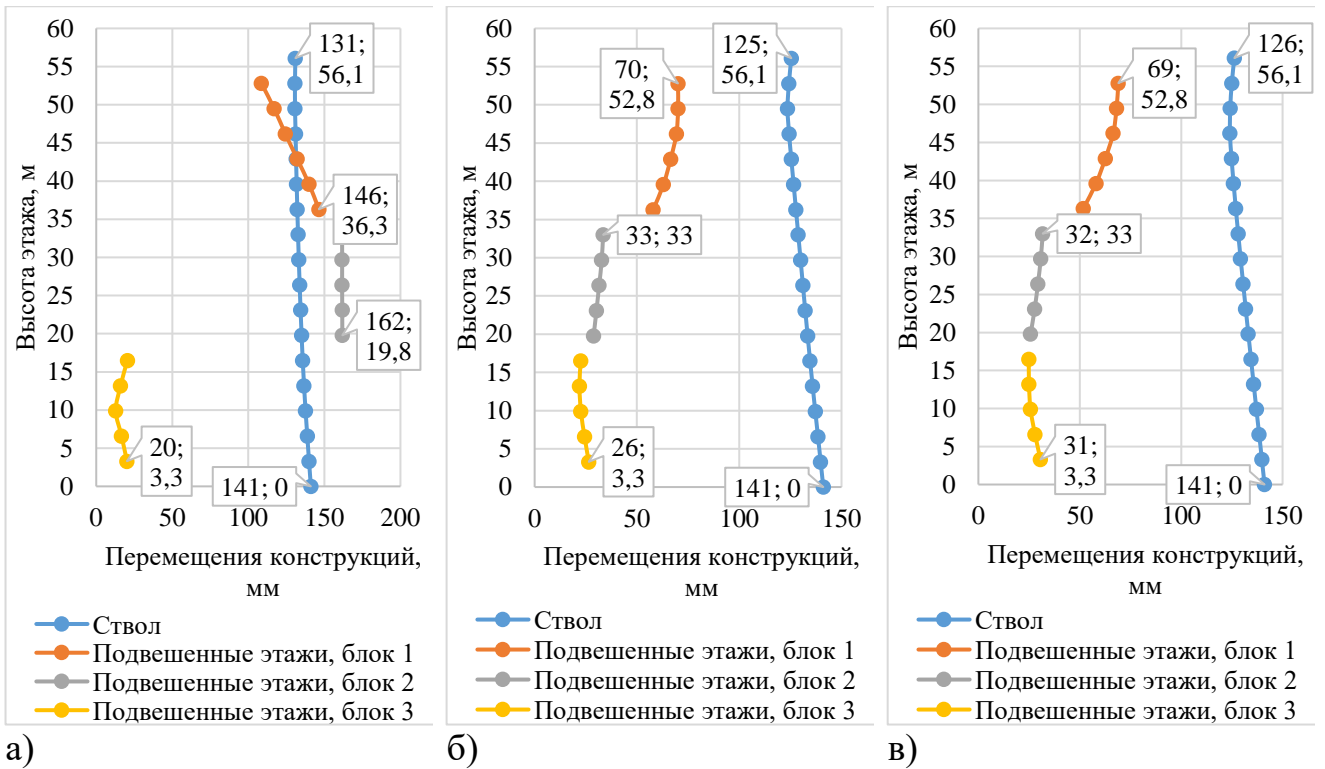


Рисунок 3.24 – Перемещения конструкций расчётной модели здания с жёсткими этажными блоками при профиле включающихся связей: а) —; б) 219x16; в) 245x16

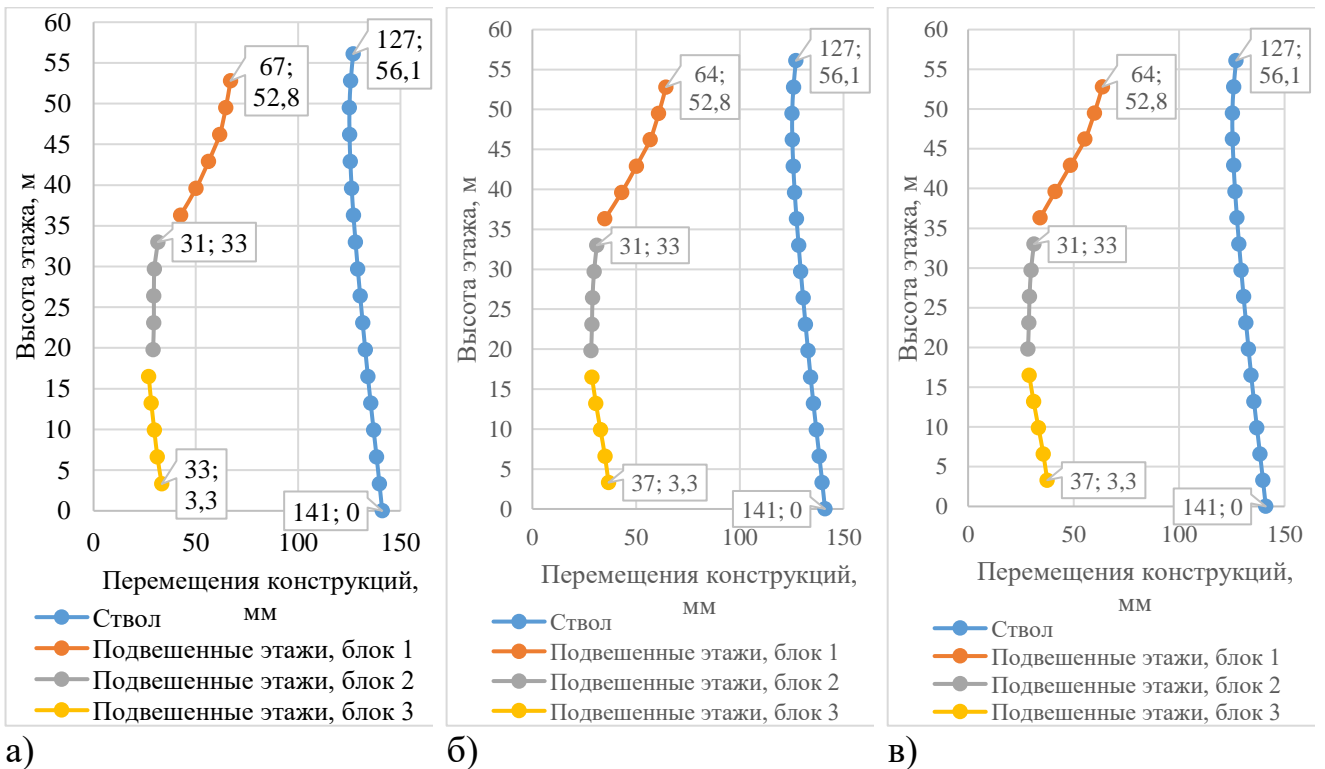


Рисунок 3.25 – Перемещения конструкций расчётной модели здания с жёсткими этажными блоками при профиле включающихся связей: а) 273x19; б) 325x22; в) 356x22

Стоит отметить, что дальнейшее увеличение жёсткости связей хоть и приводит к снижению перемещений конструкций, может быть нецелесообразным. Применение более массивных сечений трубного проката не только приведёт к необоснованным экономическим затратам, но и увеличит нагрузку от собственного веса конструкций. По достижении общей поперечной жёсткости трубных связей значений, близких к жёсткости элементов пространственной решётчатой конструкции, взаимное смещение этажных блоков можно считать незначительным.

Снижение перемещений блоков этажей в ходе сейсмического воздействия привело к уменьшению инерционной нагрузки, которую они передавали на несущий ствол здания. Тем самым внедрение трубных связей позволило добиться уменьшения максимальных перемещений оголовка моделируемого здания на 5% (рис. 3.26). Следовательно, положительный эффект от внедрения связей между подвешенными блоками этажей заключается и в снижении напряжений, возникающих в несущих конструкциях ядра здания при динамическом воздействии.

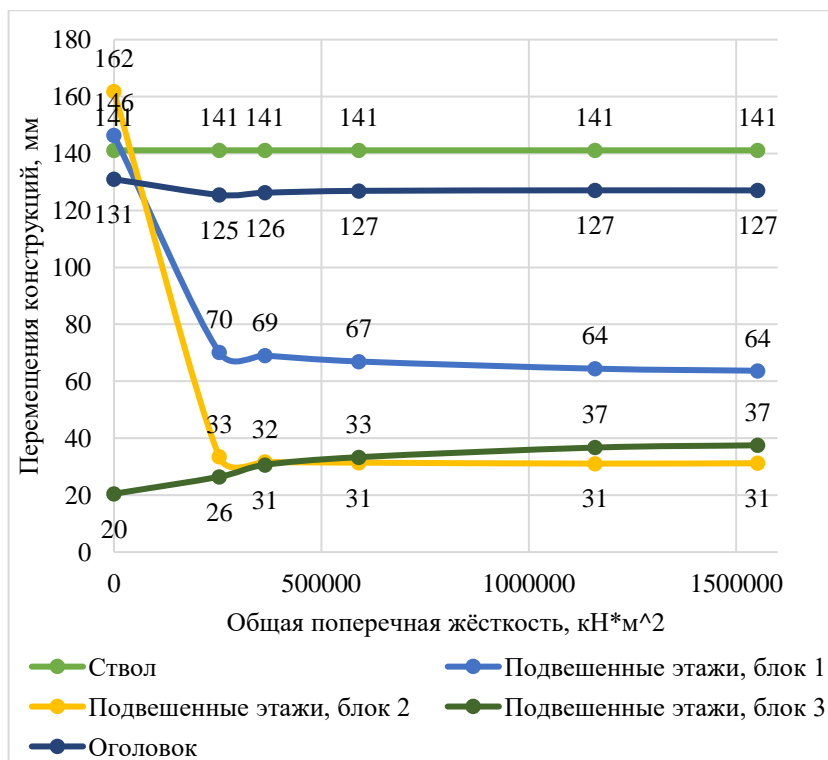


Рисунок 3.26 – Перемещения конструкций расчётной модели здания с жёсткими этажными блоками при различном профиле включающихся связей

Зазор, устраиваемый между элементами включающихся связей, определяет максимальные относительные смещения этажных блоков, при которых они способны колебаться независимо друг от друга. Значения величины зазоров находятся в широком диапазоне, так как сортамент элементов трубного проката отличается большим разнообразием. Для расчётного исследования построены модели здания с определённым зазором во включающихся связях (рис. 3.15). Для элементов включающихся связей выбраны трубы профиля 219x16.

Изменения в величине зазора между элементами включающихся связей напрямую влияют на поведение подвешенных конструкций при землетрясении. Диаграммы зависимости максимальных смещений рассматриваемых несущих элементов моделируемого здания от величины зазора приведены на рисунках 3.27-3.28.

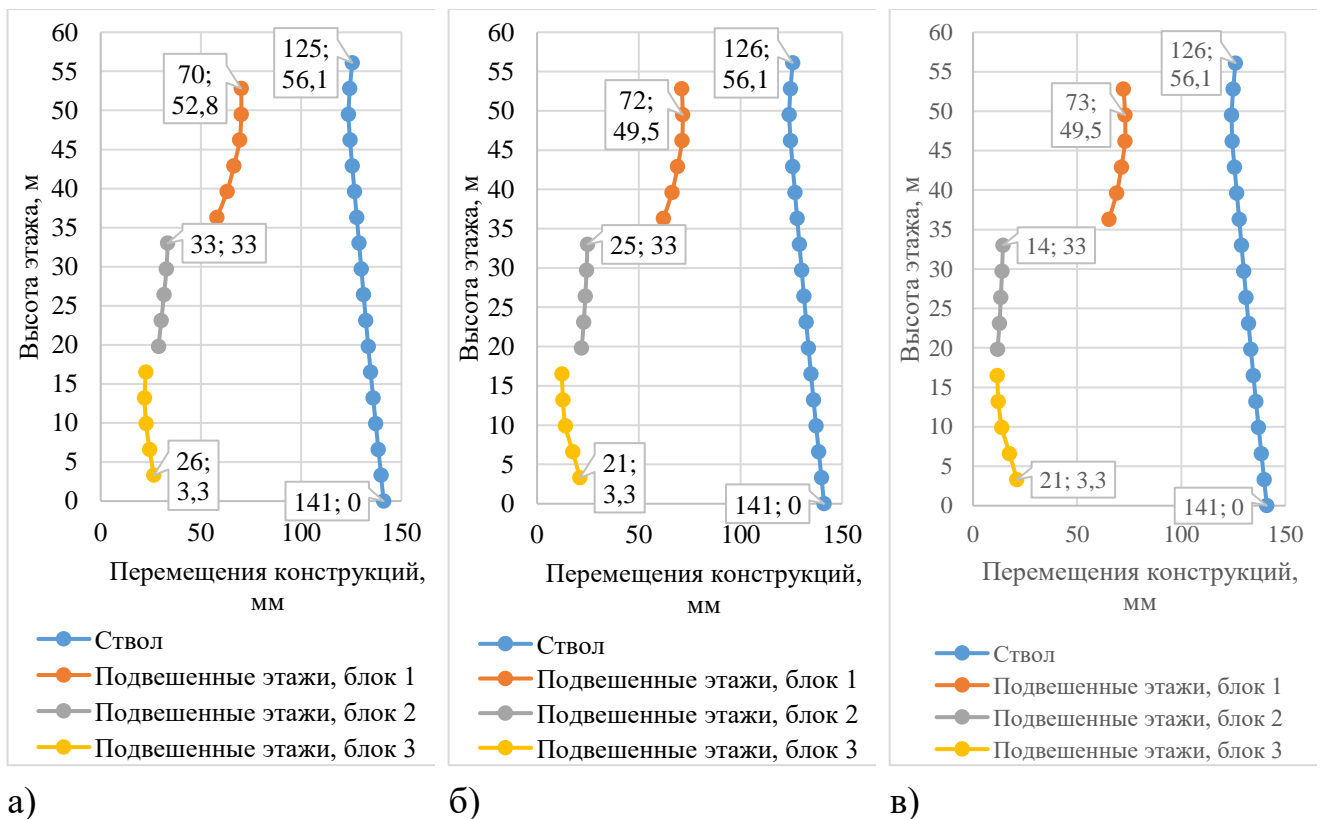


Рисунок 3.27 – Перемещения конструкций расчётной модели здания с жёсткими этажными блоками при Δ : а) —; б) 20 мм; в) 40 мм

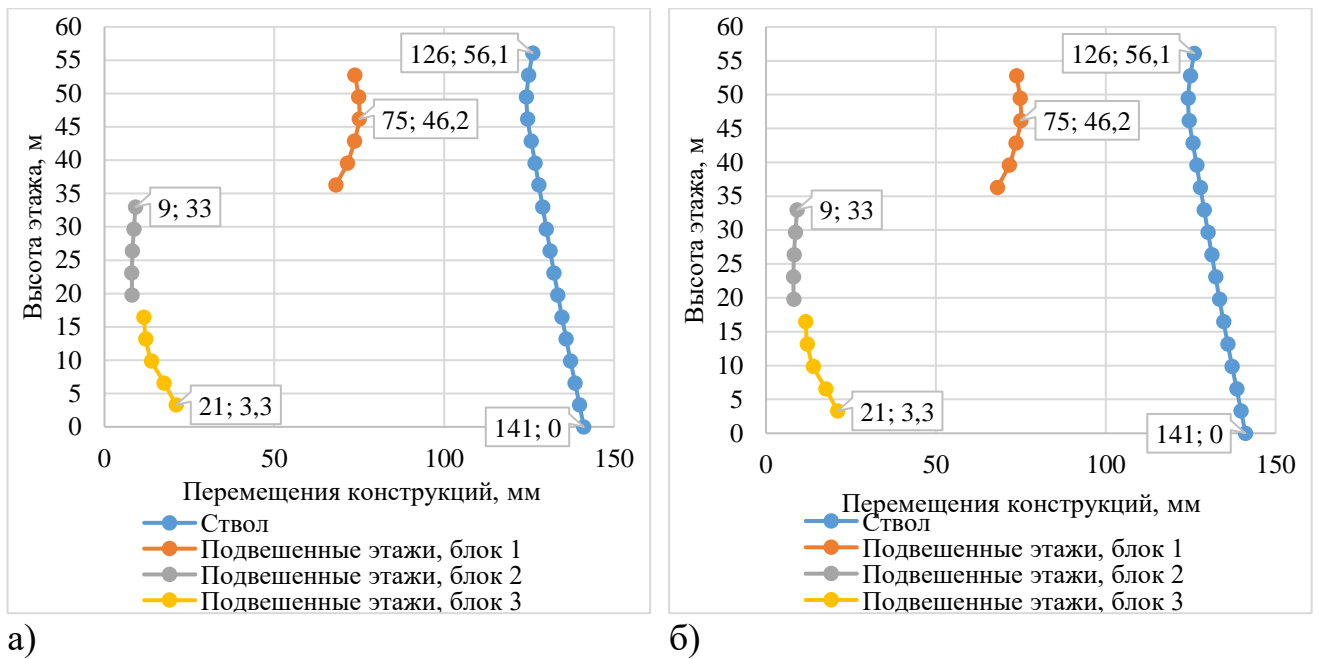


Рисунок 3.28 – Перемещения конструкций расчётной модели здания с жёсткими этажными блоками при Δ : а) 60 мм; б) 80 мм

Переход от упругой связи блоков этажей между собой к связям, позволяющим подвешенным объёмам здания колебаться в определённом диапазоне, показал лучшие результаты в обеспечении сейсмостойкости подвесных конструкций. При зазоре равном 60 мм между элементами включающихся связей максимальные перемещения среднего блока этажей оказались на 72% ниже, чем при устройстве упругих связей между блоками. Зазор в 20 мм позволил добиться снижения максимальных перемещений нижнего блока этажей на 19% (рис. 3.29).

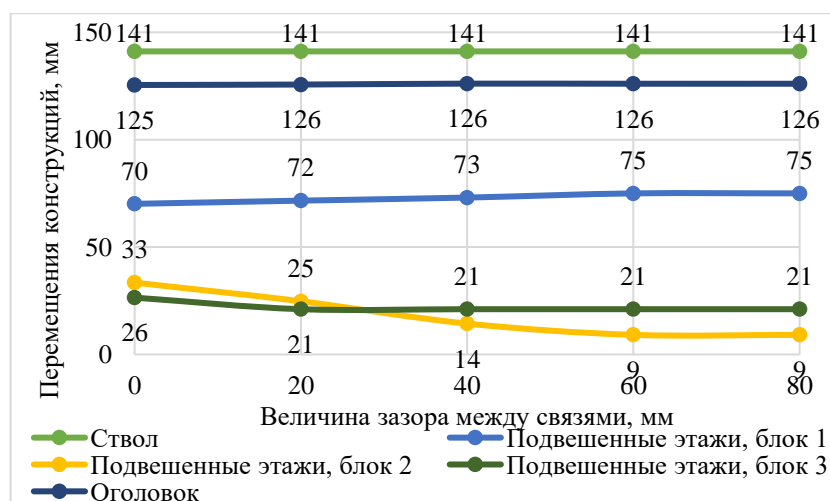


Рисунок 3.29 – Перемещения конструкций расчётной модели здания с жёсткими этажными блоками при различном зазоре между элементами включающихся связей

Варьирование величины зазора во включающихся связях существенно не повлиял на деформации, возникающие в несущем ядре здания. Положительного эффекта от применения трубных связей с зазором на поведение ствола жёсткости в ходе землетрясения можно добиться при обеспечении меньших колебаний верхнего блока этажей. Данная задача может быть решена за счёт подбора рациональных значений величин устраиваемых зазоров, возможно, отличных для включающихся связей, расположенных на разных высотных отметках.

Стоит отметить, что зазоры между элементами включающихся связей, предусмотренные для значительных смещений подвешенных этажных блоков при низкочастотных землетрясениях, могут оказаться слишком большими для расчётной ситуации с высокочастотным сейсмическим воздействием. Вследствие этого включающиеся связи не будут способны повлиять на амплитуду горизонтальных перемещений подвешенных конструкций. Параметры включающихся связей должны определяться на основе наиболее вероятных и опасных землетрясений, характерных для района строительства здания.

3.3 Применение подвешенных конструкций в качестве элемента динамического гасителя колебаний здания

Эффект динамического гашения колебаний достаточно хорошо известен в динамике сооружений. Впервые он был обнаружен немецким механиком Г. Фрамом. Проблемой динамического гашения колебаний в отечественном строительстве занимались многие известные учёные, такие как Савинов О.А., Корнев В.Г., Резников Л.М. [72, 73] и многие другие. Идея динамического гасителя заключается в том, что к колеблющемуся объекту с помощью упругой связи присоединяют дополнительную массу (рис. 3.30, а) [74].

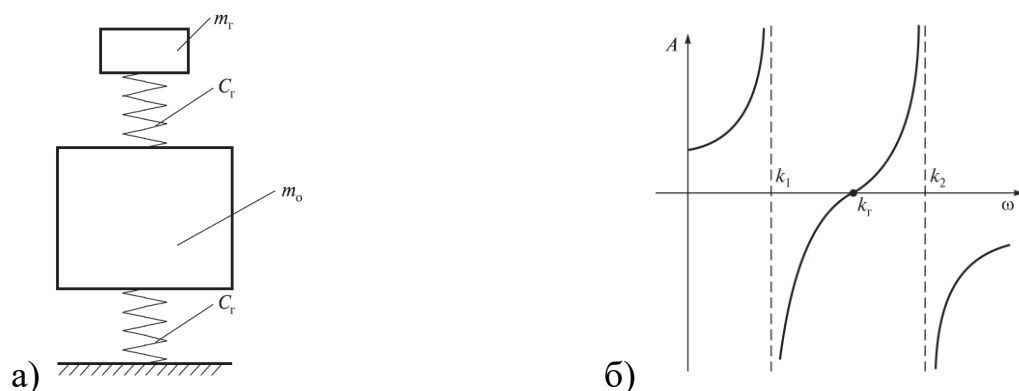


Рисунок 3.30 – Динамический гаситель колебаний: а) принципиальная схема; б) амплитудно-частотная характеристика

Можно добиться полной остановки колеблющегося объекта. Для этого необходимо, чтобы парциальная частота колебаний гасителя равнялась частоте возмущающей силы:

$$k_r = \sqrt{\frac{c_r}{m_r}} \quad (3.2)$$

где c_r – жёсткость гасителя;

m_r – масса гасителя.

Этот эффект проиллюстрирован на рисунке 3.30, б. На оси ординат отмечены частоты собственных колебаний системы k_1 и k_2 , а также парциальная частота колебаний гасителя [74].

Практическая реализация динамического гасителя в сейсмостойком строительстве описана в работах Цейтлина А.И., Хачияна Э.Е., Уздина А.М. и многих других учёных [75]. В 1976 г. Цейтлиным А.И. было впервые предложено конструктивное решение, в котором в роли гасящей массы выступает гибкий верхний этаж, связанный с верхними конструкциями здания посредством гибкой связи [76]. Роль гибкой связи выполняют гибкие стойки. К стойкам подвешиваются лёгкие навесные стены. Здание с гибким верхним этажом впервые построено в г. Кировакане (Армения). Исследования этих конструкций проводились под руководством академика Хачияна Э.Е. многими армянскими специалистами [77]. Для гашения колебания опор мостов в качестве гасящей массы может служить

пролётное строение. Эта идея была впервые реализована Уздиным А.М. [78] и получила развитие в работах его учеников [79-85].

Как показывает анализ существующих исследований, при настройке гасителя стремятся соблюдать определённые принципы проектирования. К ним относятся: настройка парциальной частоты колебаний гасителя на частоту основного тона колебаний сооружения, так как частота сейсмического воздействия заранее неизвестна и имеет изменчивый характер. Гаситель должен защищать объект от наиболее опасных резонансных воздействий с частотой, равной частоте основного тона колебаний сооружения. Масса гасителя должна по возможности быть большой. С этой целью в качестве гасящей массы целесообразно использовать части самой защищаемой конструкции.

В настоящее время в отечественном строительстве всё большее распространение получают высотные здания, имеющие различные конструктивные решения, одним из которых является ствольная система с подвесными конструкциями этажей. Эта система получила широкое распространение за рубежом, но в России её применение пока носит ограниченный характер, в том числе и в сейсмических районах. Это связано с недостаточной изученностью поведения рассматриваемых зданий при землетрясениях.

Между тем, саму конструкцию верхних подвешенных этажей можно условно принимать как элемент конструкции гасителя колебаний, а подвески рассматривать в качестве гибкой связи непосредственно с самим зданием. При этом обеспечить условия эффективной настройки такого гасителя с учётом вышеизложенных рекомендаций к классическому варианту динамического гасителя достаточно сложно, учитывая непредсказуемый и сложный характер землетрясения. Однако роль верхних подвешенных этажей в общей системе повышения сейсмостойкости здания рассматриваемого типа может быть весьма существенной.

Для анализа влияния параметров подвешенных элементов на сейсмостойкость здания выбрана конструкция верхнего этажного блока, так как в уровне верхних этажей перемещения несущего ствола достигают наибольших

значений. Масса блока этажей варьировалась в зависимости от толщины плит перекрытий, входящих в его состав (табл. 3.2).

Таблица 3.2 – Масса верхнего подвешенного блока этажей

Толщина перекрытий блока этажей, мм	Масса надземной части здания, т	Масса блока этажей, т	Относительная масса блока этажей, М, %
100	27086	2408	8,9
200	28286	3607	12,8
400	30685	6006	19,6
600	33084	8406	25,4
800	35484	10805	30,5
1000	37883	13204	34,9

Масса верхнего подвешенного блока этажей, отнесённая к массе надземной части здания, принимает значения от 9 до 35%. Высота центра тяжести здания возрастает пропорционально увеличению относительной массы этажного блока (рис. 3.31).

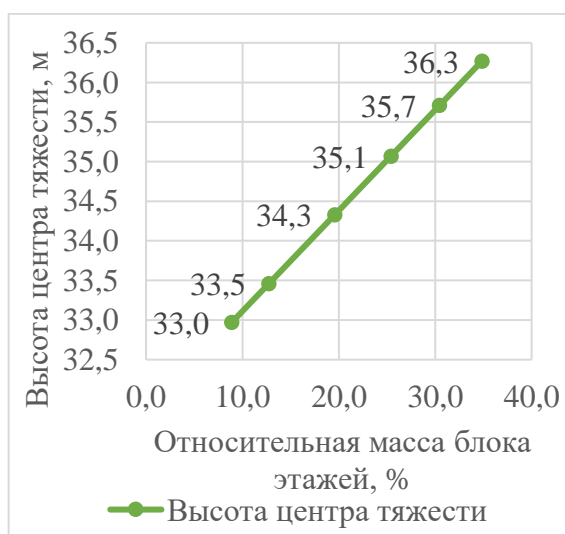


Рисунок 3.31 – Зависимость высоты центра тяжести здания от относительной массы верхнего подвешенного блока этажей

Одним из принципов возведения сейсмостойких зданий является выбор объёмно-планировочных решений, при которых центр масс сооружения находится как можно ближе к его основанию. Применение конструкций, обладающих значительной массой, для снижения колебаний сооружения при динамическом

воздействии может привести к увеличению усилий, возникающих в элементах несущего ствола здания.

Жёсткость упругих связей, устанавливаемых между верхним блоком этажей и несущим стволом, принимала значения в диапазоне от 0 до 100 тс/м.

Эффективность применения различных параметров подвешенной части для рассматриваемого конструктивного решения здания в условиях сейсмического воздействия оценивается на основе данных об перемещениях и ускорениях несущих конструкций. Полученные данные сравнивались с результатами расчётов здания с жёсткой связью подвешенных блоков этажей с несущим стволом (рис. 3.32).

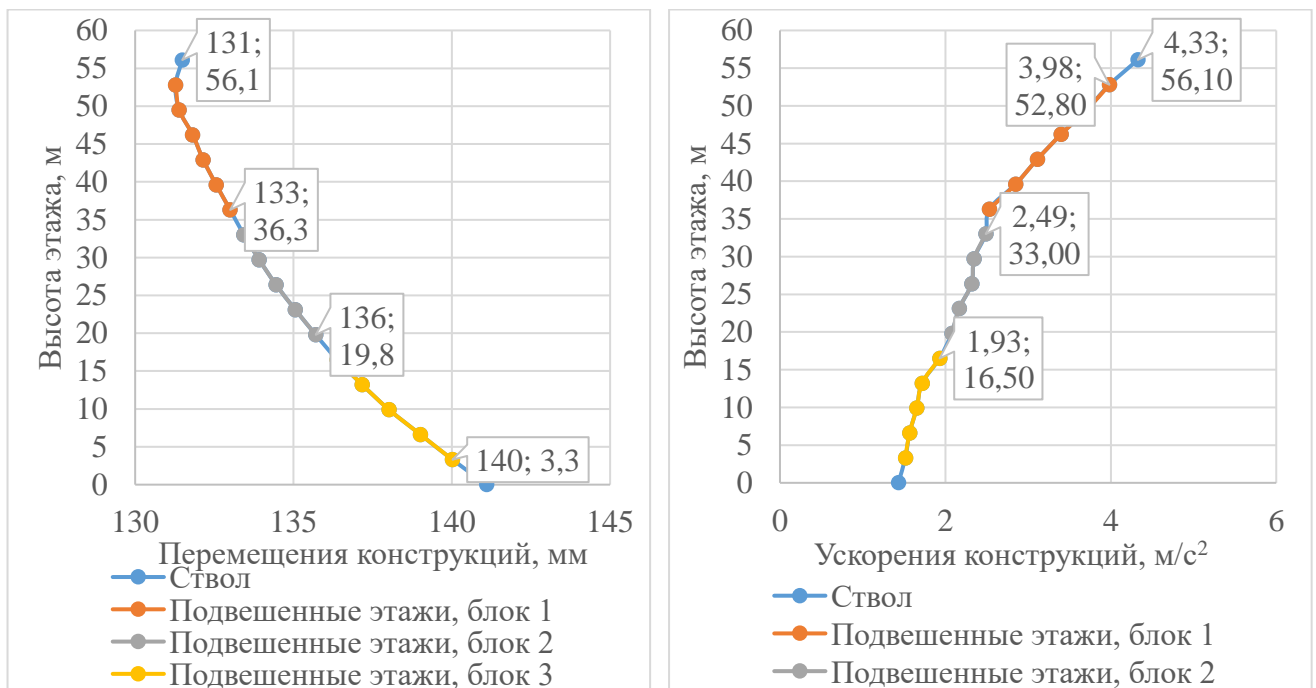


Рисунок 3.32 – Максимальные перемещения и ускорения конструкций расчётной модели с жёсткой связью подвешенных блоков с несущим стволом при $M=12,8\%$

Выявлено, что изменение продольной жёсткости упругих связей практически не влияет на перемещения несущего ствола здания (табл. 3.3). При этом перемещения ядра здания могут быть снижены путём изменения массы верхнего этажного блока: увеличение его относительной массы с 12,8% до 19,6% привело к снижению перемещения несущего ствола на 3,1% (рис. 3.33).

Таблица 3.3 – Максимальные горизонтальные перемещения конструкций несущего ствола в уровне верхнего этажа, мм

		Относительная масса блока этажей, М, %					
		8,9	12,8	19,6	25,4	30,5	34,9
Жёсткость связей, R, тс/м	0	131	131	127	136	135	129
	25	129	131	127	135	135	129
	50	129	131	127	135	135	129
	75	129	131	127	135	135	129
	100	129	132	128	135	135	130

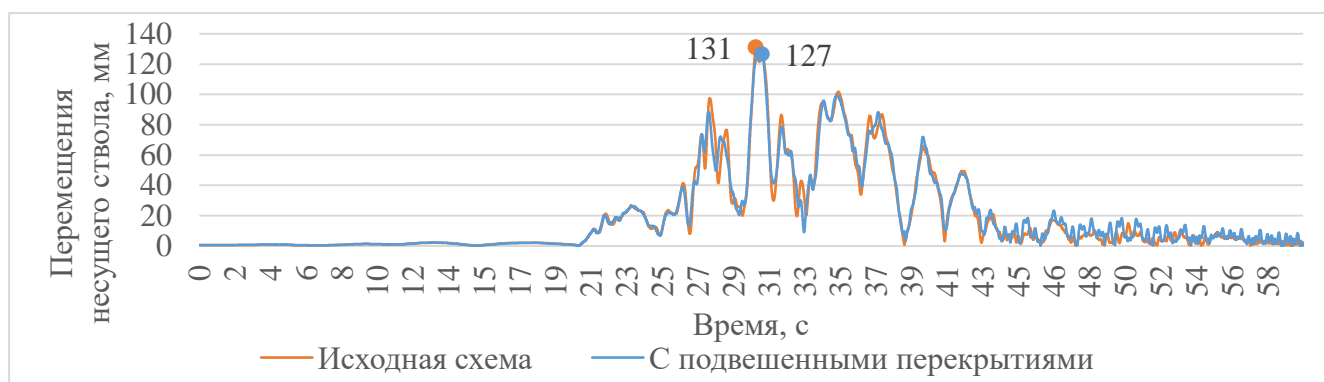


Рисунок 3.33 – Перемещения стволов расчётных моделей при М=12,8% с жёсткими связями и при М=19,6 % с упругими связями R=25 тс/м

На перемещения перекрытий влияют как их масса, так и жёсткость их связей с несущим стволом (табл. 3.4). Перемещения блока этажей с перекрытиями толщиной 400 мм на 21,8% ниже перемещений перекрытий, жёстко связанных с несущим стволом (рис. 3.34).

Таблица 3.4 – Максимальные горизонтальные перемещения конструкций подвешенного блока этажей, мм.

		Относительная масса блока этажей, %					
		8,9	12,8	19,6	25,4	30,5	34,9
Жёсткость связей, тс/м	0	146	146	104	148	134	181
	25	447	335	172	161	137	182
	50	284	449	402	302	329	205
	75	402	284	454	418	338	328
	100	405	315	406	456	413	367

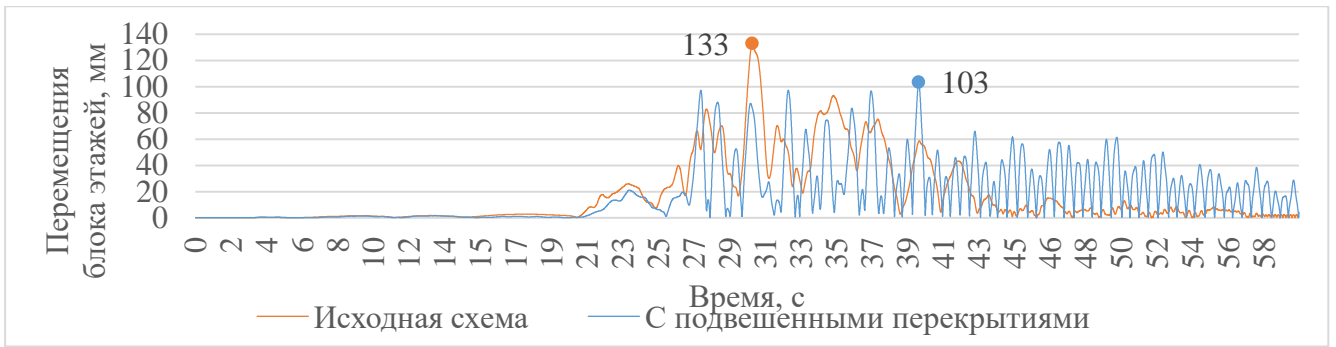


Рисунок 3.34 – Перемещения перекрытий расчётных моделей при $M=12,8\%$ с жёсткими связями и при $M=19,6\%$ с $R=0$ тс/м

Зданиям с большей относительной массой подвешенного блока этажей соответствуют меньшие значения ускорений конструкций ядра жёсткости (табл. 3.5). Это может свидетельствовать о том, что при сейсмическом воздействии несущие элементы в них испытывают меньшую нагрузку. Во всех рассматриваемых случаях отсутствие жёсткой связи подвешенных конструкций с несущим стволом приводит к уменьшению ускорений его конструкций вплоть до 20,1% (рис. 3.35).

Таблица 3.5 – Максимальные горизонтальные ускорения конструкций несущего ствола в уровне верхнего этажа, m/c^2

		Относительная масса блока этажей, %					
		8,9	12,8	19,6	25,4	30,5	34,9
Жёсткость связей, тс/м	0	3,78	3,78	3,68	3,58	3,56	3,57
	25	3,75	3,71	3,67	3,64	3,66	3,56
	50	3,72	3,79	3,66	3,58	3,52	3,55
	75	3,72	3,69	3,66	3,61	3,47	3,53
	100	3,72	3,71	3,65	3,64	3,46	3,52

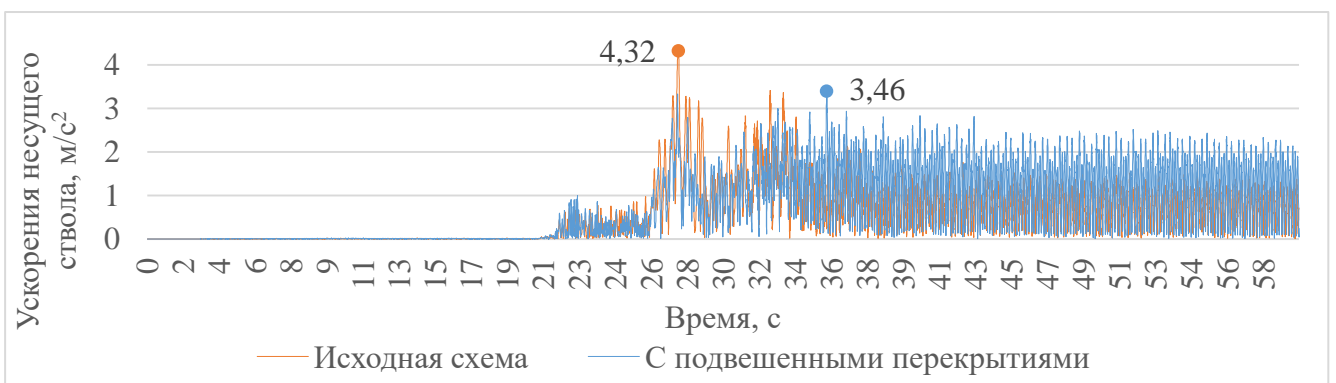


Рисунок 3.35 – Ускорения стволов расчётных моделей при $M=12,8\%$ с жёсткими связями и при $M=30,5\%$ с упругими связями $R=100$ тс/м

Увеличение относительной массы подвешенных конструкций также привело к уменьшению их ускорений при сейсмическом воздействии (табл. 3.6). Повышение жёсткости упругих связей также привело к снижению максимальных ускорений подвешенных элементов. Ускорения конструкций блока этажей с относительной массой 34,9% при жёсткости упругих связей 100 тс/м на 55,8% ниже ускорений перекрытий, жёстко связанных с несущим стилом (рис. 3.36).

Таблица 3.6 – Максимальные горизонтальные ускорения конструкций подвешенного блока этажей, м/с²

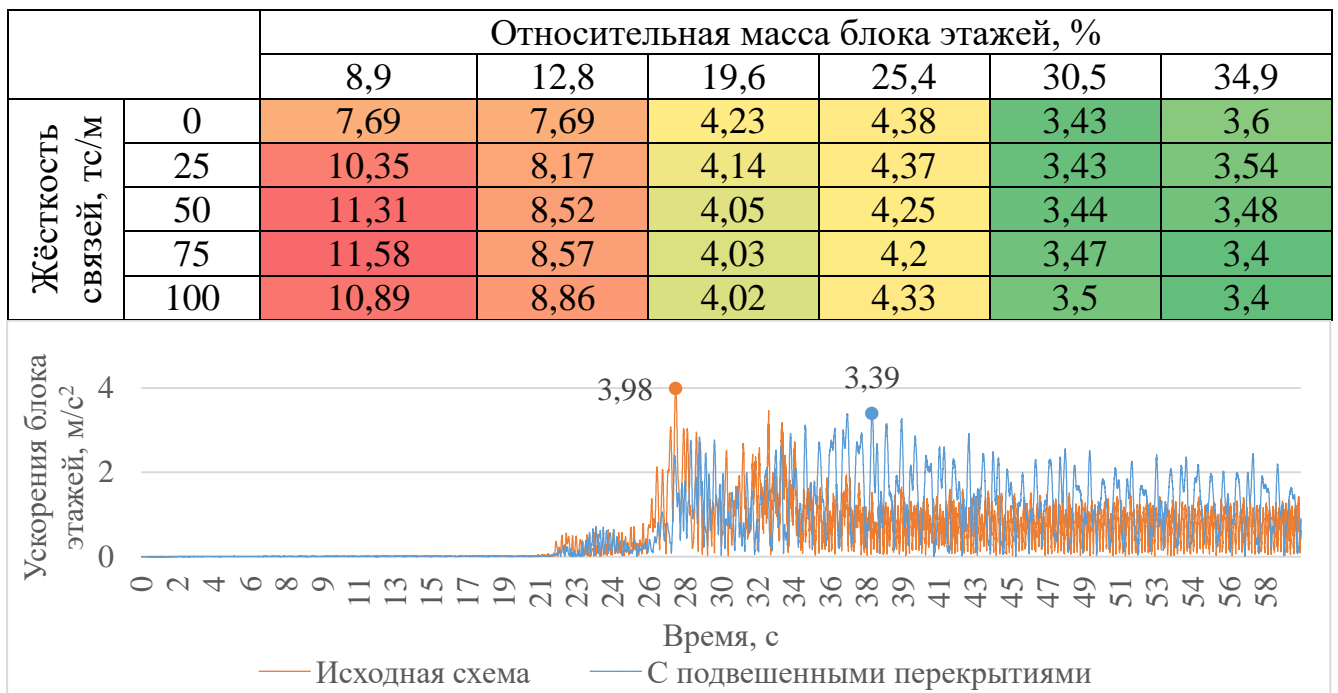


Рисунок 3.36 – Ускорения стволов расчётных моделей при $M=12,8\%$ с жёсткими связями и при $M=34,9\%$ с упругими связями $R=100$ тс/м

Данные результаты позволяют подтвердить предположение о том, что колебания многоэтажного здания с несущим стилом могут быть снижены благодаря применению подвешенных элементов. Отклик здания на сейсмическое воздействие может быть уменьшен путём применения упругих связей с рациональными значениями жёсткости и подвешенного этажного блока с достаточной массой, которые могут быть определены в ходе исследования параметров колебательной системы. Данные инженерные параметры могут быть изменены за счёт применения различных демпфирующих устройств, а также

этажных блоков, объединяющих в себе необходимое количество перекрытий требуемой массы. Это обеспечивает вариативность возможных конструктивных решений здания со ствольно-подвесной несущей системой.

3.4 Выводы по главе

1) Предложены меры по усовершенствованию известных конструктивных решений зданий со ствольно-подвесной несущей системой. Ствольные здания с подвешенным оголовком, а также здания с подвешенными жёсткими блоками этажей рассмотрены в качестве сейсмостойких конструктивных решений.

2) Для рассматриваемых зданий с предлагаемыми конструктивными решениями выбраны инженерные параметры, изменение которых может повлиять на поведение зданий при землетрясении.

3) Установлено, что изменение длины подвеса оголовка к несущему стволу здания, а также варьирование значения усилия предварительного натяжения подвесок влияет на перемещение несущих конструкций и, следовательно, сейсмостойкость здания с подвешенным оголовком. Перемещения подвешенных этажей при низкочастотном землетрясении снижены до 456 мм.

4) Доказано, что изменение жёсткости упругих связей и параметров элементов включающихся связей влияет на сейсмостойкость здания с подвешенными перекрытиями, объединёнными в геометрически неизменяемые жёсткие блоки. Максимальные перемещения подвешенных этажей при низкочастотном землетрясении составили 64 мм.

5) Даны рекомендации по устройству зданий с предлагаемыми конструктивными решениями на основе рациональных значений инженерных параметров, обеспечивающих лучшие результаты в вопросе сейсмостойкости зданий ствольно-подвесной несущей системы.

6) Доказано, что конструкция верхних подвешенных этажей может выполнять функцию снижения колебаний ствольно-подвесного здания при устройстве упругих связей между стволом и перекрытиями здания. Перемещения и ускорения несущего ствола могут быть снижены на 3,1% и 20,1% по сравнению со стволом здания с жёсткой связью перекрытий с ядром жёсткости. Значения перемещений и ускорений подвешенных перекрытий ниже на 21,8% и 55,8% в сравнении с перекрытиями, жёстко связанными со стволом.

7) Конструктивное решение здания с геометрически-неизменяемыми подвешенными блоками этажей выбрано для дальнейшей оценки эффективности его применения при ветровом воздействии, а также в условиях особого сочетания нагрузок, соответствующем локальному обрушению несущих элементов.

ГЛАВА 4. РАСЧЁТНО-ТЕОРЕТИЧЕСКОЕ ИССЛЕДОВАНИЕ ВЫСОТНЫХ ЗДАНИЙ СТВОЛЬНО-ПОДВЕСНОЙ СИСТЕМЫ С ПРЕДЛАГАЕМЫМИ КОНСТРУКТИВНЫМИ РЕШЕНИЯМИ С УЧЁТОМ РАЗЛИЧНЫХ ФАКТОРОВ, ВЛИЯЮЩИХ НА РАБОТУ ЭТИХ КОНСТРУКЦИЙ

4.1 Оценка поведения зданий с предложенными конструктивными решениями с учётом влияния грунтового основания

4.1.1 Проектирование фундамента здания

При проектировании фундаментов зданий ствольно-подвесной несущей системы необходимо учесть некоторые особенности сооружений этого типа. У зданий с несущим стволом давление по подошве фундамента больше, чем у зданий с другими несущими системами. По этой причине грунтовые основания зданий ствольного типа должны обладать высокой несущей способностью.

Фундамент должен воспринимать значительные концентрированные нагрузки от несущего ствола, обладающего небольшими размерами в плане. К числу этих нагрузок относятся и динамические, действующие преимущественно в горизонтальной плоскости и вызванные, например, сейсмическим или ветровым воздействием. Применение фундамента плитного типа малых габаритов может привести к возникновению значительного крена здания и его дальнейшему опрокидыванию под действием этих нагрузок.

Возведение многоэтажных зданий со ствольной несущей системой целесообразно в условиях плотной городской застройки. Их преимущество, выраженное в малых размерах в плане у подножия, позволяет рационально использовать городское пространство. Нагрузки от здания, передающиеся на грунтовое основание, не должны влиять на устойчивость сооружений по близости.

Конструктивное решение здания, выбранное для дальнейшего исследования, описано в п. 3.2.1. Для оценки влияния учёта грунтового основания на поведение здания с предложенным конструктивным решением в условиях сейсмического воздействия выбрана свайная конструкция фундамента. Его применение позволяет передавать концентрированную нагрузку от здания на грунты с более глубоким залеганием, а также препятствовать возникновению значительных кренов при динамическом воздействии. Возведение свайных фундаментов также не требует устройства больших котлованов, что в целом приводит к сокращению объёмов земляных работ. Погружение свай в грунтовое основание путём вдавливания или устройство буронабивных свай при этом не сказываются негативно на несущей способности грунтов, воспринимающих нагрузку от близстоящих зданий.

Толщина плитного ростверка, распределяющего нагрузку от здания между сваями, равна 1,5 метрам. Размещение свай в плане принято в соответствии с требованиями нормативных документов [86, 87]. Сваи располагаются по окружности в восемь рядов с постоянным шагом в пределах группы (рис. 4.1, а). Сваи в наружном ряду располагаются соосно с наружными стенами несущего ствола здания (рис. 4.1, б). Длина свай принята равной 16 метрам.

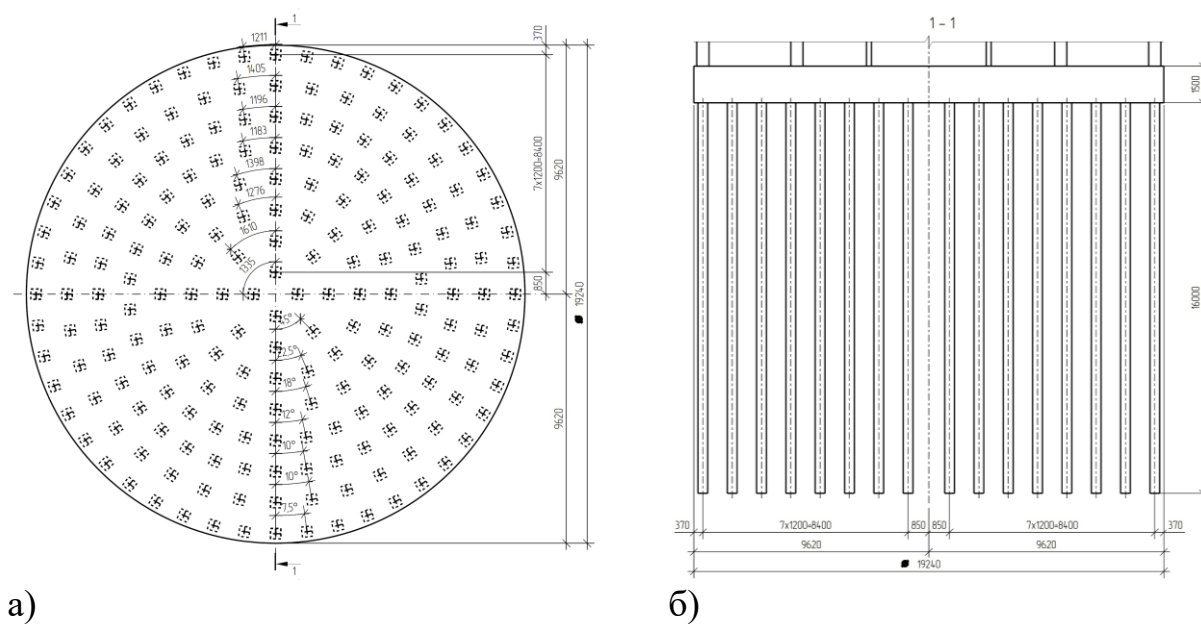


Рисунок 4.1 – Фундамент здания: а) план; б) разрез

4.1.2 Выбор расчётных параметров и методов исследования

Для расчётного исследования подобраны грунты с различными характеристиками. Это полутвёрдая и твёрдая глины, суглинок и гравелистый грунт (табл. 4.1). Представленные грунты прежде всего отличаются по модулю деформации, что непосредственно влияет на их несущую способность.

Таблица 4.1 – Характеристики инженерно-геологических элементов, применённые в расчётном исследовании

Тип ИГЭ	Модуль деформации E, т/м ²	Показатель текучести I _L	Плотность ρ, т/м ³	Коэффициент Пуассона ν
Полутвёрдая глина	5000	0,2	1,8	0,42
Твёрдая глина	10000	0	1,95	0,42
Суглинок	15000	0	1,7	0,35
Гравелистый грунт	20000	-	2,2	0,27

Предварительный расчёт предельного сопротивления грунта проведён по методике, описанной в [87]. Несущая способность основания обеспечена для основного сочетания нагрузок.

Для расчёта в динамической постановке необходимо определить демпфирующие свойства грунтовых оснований. Коэффициент демпфирования грунтов определён по формуле [88]:

$$\xi = 0,333 \frac{1 + e^{-0,0145\pi^{1,3}}}{2} \left[0,586 \left(\frac{G}{G_{max}} \right)^2 - 1,547 \frac{G}{G_{max}} + 1 \right] \quad (4.1)$$

где $\frac{G}{G_{max}}$ – отношение, учитывающее изменение модуля сдвига грунта G при динамическом воздействии, условно принятое равным 1.

$$\xi = 0,333 \frac{1 + e^{-0,0145\pi^{1,3}}}{2} [0,586 \cdot 1^2 - 1,547 \cdot 1 + 1] = 0,0126$$

Частоты собственных колебаний грунтового основания определены по формуле:

$$\omega_i = \frac{\pi \bar{V}_s}{2H} (1 + 2i), i = 0, 1, 2, \dots, \infty \quad (4.2)$$

где \bar{V}_s – средняя скорость поперечных s-волн в грунтовой толще на глубине H, м/с;

H – глубина нижней границы рассматриваемого слоя грунтового основания, м;

i – номер формы колебаний грунтового основания.

Принятые значения скоростей поперечных волн в грунтовой толще представлены в таблице 4.2.

Таблица 4.2 – Скорость поперечных волн в грунтовых основаниях

Тип ИГЭ	Полутвёрдая глина	Твёрдая глина	Суглинок	Гравелистый грунт
Средняя скорость поперечных волн \bar{V}_s , м/с	350	600	500	400

Для цифрового моделирования выбран грунтовой массив толщиной, сопоставимой с высотой здания. Глубина нижней границы рассматриваемого слоя грунтового основания равна 60 метрам.

Значения коэффициентов пропорциональности массы α и жёсткости β по Рэлею определялись путём решения системы уравнений для фундаментальной и первой форм колебаний грунтовых оснований:

$$\begin{cases} \alpha + \beta \omega_0^2 = 2\omega_0 \xi_0 \\ \alpha + \beta \omega_1^2 = 2\omega_1 \xi_1 \end{cases} \quad (4.3)$$

Вычисленные значения частот собственных колебаний и коэффициентов пропорциональности представлены в таблице 4.3.

Таблица 4.3 – Частоты собственных колебаний и коэффициенты пропорциональности по Рэлею грунтовых оснований

Тип ИГЭ	ω_0 , рад/с	ω_1 , рад/с	α , рад/с	α , 1/с	β , с/рад	β , с
Полутвёрдая глина	9,16	27,48	0,173	0,0275	0,000687	0,00431
Твёрдая глина	15,70	47,10	0,296	0,0472	0,000401	0,00252
Суглинок	13,08	39,25	0,247	0,0393	0,000481	0,00302
Гравелистый грунт	10,47	31,40	0,198	0,0315	0,000601	0,00378

Для моделирования конструкций здания выбраны стержневые и пластинчатые конечные элементы, подчиняющиеся линейной теории упругости. Соединение блоков этажей с центральным ядром здания принято жёстким. Это позволило не учитывать геометрическую нелинейность системы, вызванную применением подвешенных конструкций, и уменьшить объём задач для вычисления. Сформулировано допущение о незначительном влиянии учёта колебаний этажных блоков на сравнительную оценку сейсмостойкости зданий на различных грунтовых основаниях. Сваи моделировались при помощи стержневых конечных элементов, не подверженных деформациям.

Основание здания моделировалось при помощи объёмных конечных элементов. Глубина моделируемого грунтового массива равна 60 метрам, размеры моделируемого участка в плане – 120x120 метров. Размеры сторон объёмных конечных элементов уменьшались от 4 до 1 метра по мере приближения к фундаменту здания (рис. 4.2).

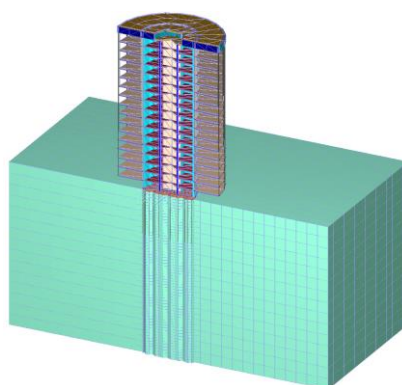


Рисунок 4.2 – Фрагмент расчётной модели

Сейсмостойкость моделируемого здания на различных грунтовых основаниях оценивается путём анализа данных о напряжённо-деформированном состоянии несущих конструкций ствола. Сейсмическое воздействие задавалось при помощи инструментальных сейсмограмм землетрясения в г. Цзицзи. Заданное смещение грунтового основания представлено в виде узловых нагрузок, приложенных к границам моделируемого грунтового массива. Описание особого сочетания нагрузок, соответствующего сейсмическому воздействию, приведено в п. 2.2.2.

Для сравнительного анализа в исследование включены результаты расчётов здания, в модели которого отсутствует грунтовое основание, а нагрузки от сейсмического воздействия приложены непосредственно несущему стволу.

4.1.3 Анализ результатов

На рисунке 4.3. изображен фрагмент расчётной модели с грунтовым основанием, деформированным под действием основного сочетания нагрузок. Изогнутая поверхность грунта под моделируемым зданием обращена вниз, значит подошве фундаментной плиты характерная деформация прогиба.

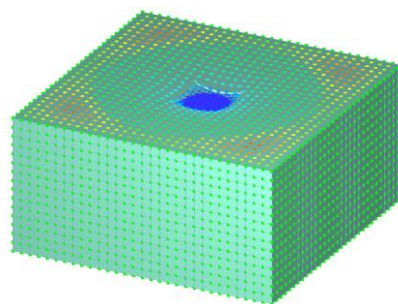


Рисунок 4.3 – Модель деформированного объёма грунта

Предельно допустимая осадка фундамента многоэтажных зданий монолитной конструкции составляет 180 мм [79]. Данные о максимальных значениях осадки фундаментов моделируемых зданий на грунтовых основаниях с различным модулем упругости представлены в виде диаграммы (рис. 4.4)

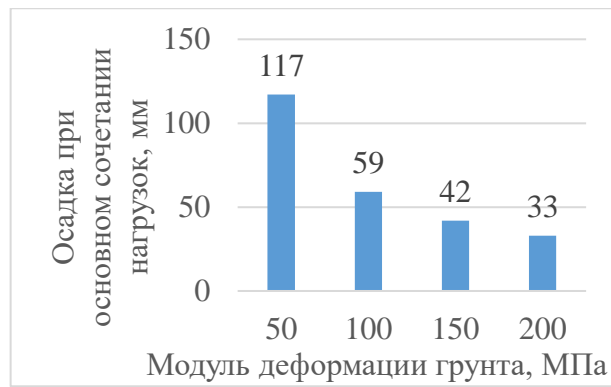


Рисунок 4.4 – Максимальные осадки фундаментов на различных грунтах

Полученные значения осадок фундаментов находятся в пределах допустимых, однако деформации грунтового основания, представленного полутвёрдой глиной, превышают 100 мм. При возведении зданий с несущим стволом на грунтах с малым модулем деформации следует предусматривать строительный подъём сооружения, соответствующий его осадке [87].

Одним из требований к деформациям оснований фундамента является их равномерность. Предельная относительная разность осадок монолитных зданий не должна превышать 0,0024 [87]. В таблице 4.4. Представлены данные об осадках моделируемого здания на рассматриваемых грунтовых основаниях.

Таблица 4.4 – Относительные прогибы фундамента

Тип ИГЭ	Максимальная разность осадок D_s , мм	Расстояние между точками L , мм	Относительный прогиб i
Полутвёрдая глина	2	9620	0,0001
Твёрдая глина	2	9620	0,0001
Суглинок	1	9620	0,00005
Гравелистый грунт	1	9620	0,00005

Моделируемому зданию ствольной несущей системы соответствует равномерная осадка по всей плоскости подошвы фундамента на различных грунтовых основаниях. Значения относительного прогиба фундаментной плиты не превышают предельно допустимых. Стоит отметить, что грунтам с меньшими модулями деформации соответствуют большие значения разности осадок здания.

Для конструкций несущего ствола определены максимальные перемещения в глобальной системе координат в условиях моделируемого сейсмического воздействия (рис. 4.5).

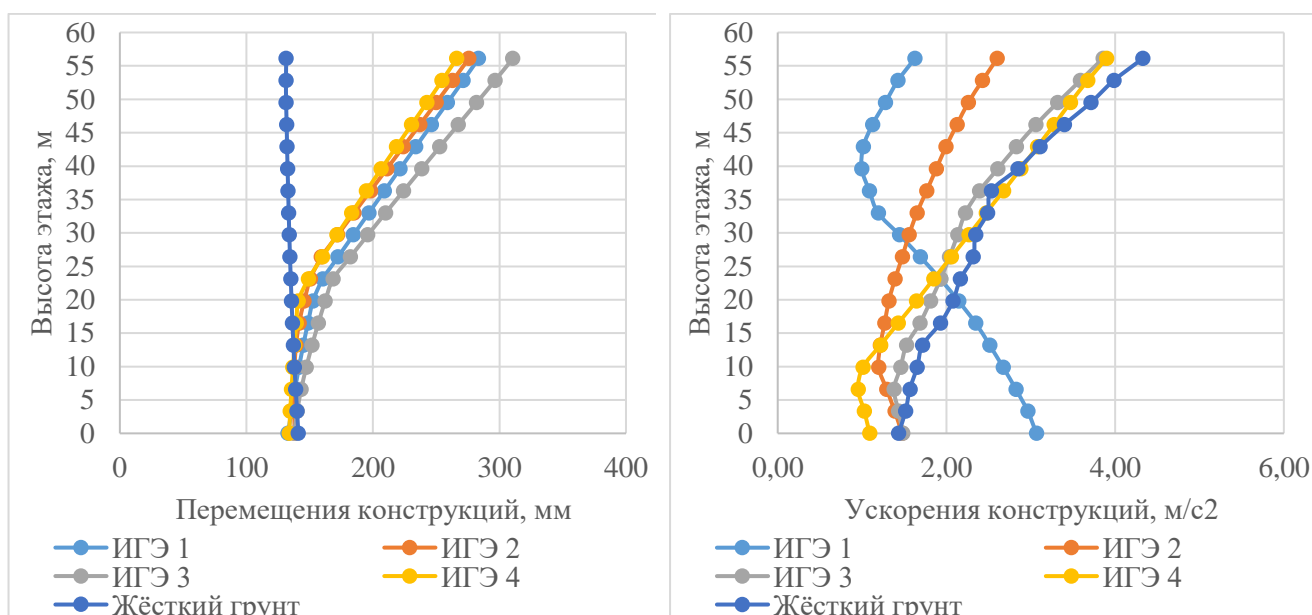


Рисунок 4.5 – Перемещения и ускорения конструкций несущего ствола

Цифровое моделирование здания без учёта его совместной работы с грунтовым основанием в условиях сейсмического воздействия отражается на данных о колебаниях его несущих конструкций (рис. 4.5). Максимальные перемещения центрального ядра зданий, моделируемых на грунтовых основаниях, принимают схожие значения. Максимальные перемещения консольного ростверка, установленного на вершине моделируемого здания с жёстким соединением фундамента с основанием, принимают наименьшие значения.

Распределения максимальных ускорений несущих конструкций ствола моделируемого здания по его высоте имеют схожий характер (рис. 4.5). Несущим конструкциям ствола в уровне верхних этажей соответствуют большие значения ускорений. Исключением является ряд данных, полученных для максимальных ускорений конструкций здания, возведённого на полутвёрдых глинах. В нём наибольших значений ускорений достигают несущие конструкции, расположенные у основания здания, что влияет на ускорения вышележащих элементов при колебаниях.

Полученные данные о максимальных перемещениях и ускорениях несущих конструкций ствола здания представлены в таблице 4.5.

Таблица 4.5 – Перемещения и ускорения конструкций несущего ствола

Тип ИГЭ	Полутвёрдая глина	Твёрдая глина	Суглинок	Гравелистый грунт	Жёсткий грунт
Максимальное горизонтальное смещение основания, мм	133	138	138	134	141
Отклонение смещения основания под зданием от данных сейсмограммы, %	-5,7	-2,1	-2,1	-5,0	0,0
Максимальное горизонтальное ускорение основания, м/с ²	3,07	1,47	1,48	1,09	1,43
Отклонение ускорения основания под зданием от данных сейсмограммы, %	114,7	2,8	3,5	-23,8	0,0
Максимальное горизонтальное смещение оголовка, мм	284	276	311	266	131
Максимальное горизонтальное ускорение оголовка, м/с ²	1,62	2,60	3,85	3,90	4,33

Задание свойств грунта при цифровом моделировании позволяет учесть их влияние на сейсмическую нагрузку на здание, выраженную в заданном смещении основания. Данные расчётов свидетельствуют о том, элементам грунтового основания, находящимся под подошвой фундамента, соответствуют смещения меньшие, чем приложенные к границам моделируемого грунтового массива (табл. 4.8). Ускорения грунтового основания при этом могут как уменьшаться, так и увеличиваться. Наиболее ярко этот эффект выражен в данных цифрового моделирования здания на основаниях, представленных полутвёрдой глиной и гравелистым грунтом. В первом случае ускорения основания здания увеличились на 114,7%, во втором – снизились на 23,8% (табл. 4.5).

Для несущих стен ствола моделируемых зданий также определены максимальные продольные усилия и изгибающие моменты, действующие вдоль вертикальной оси здания (рис. 4.6).

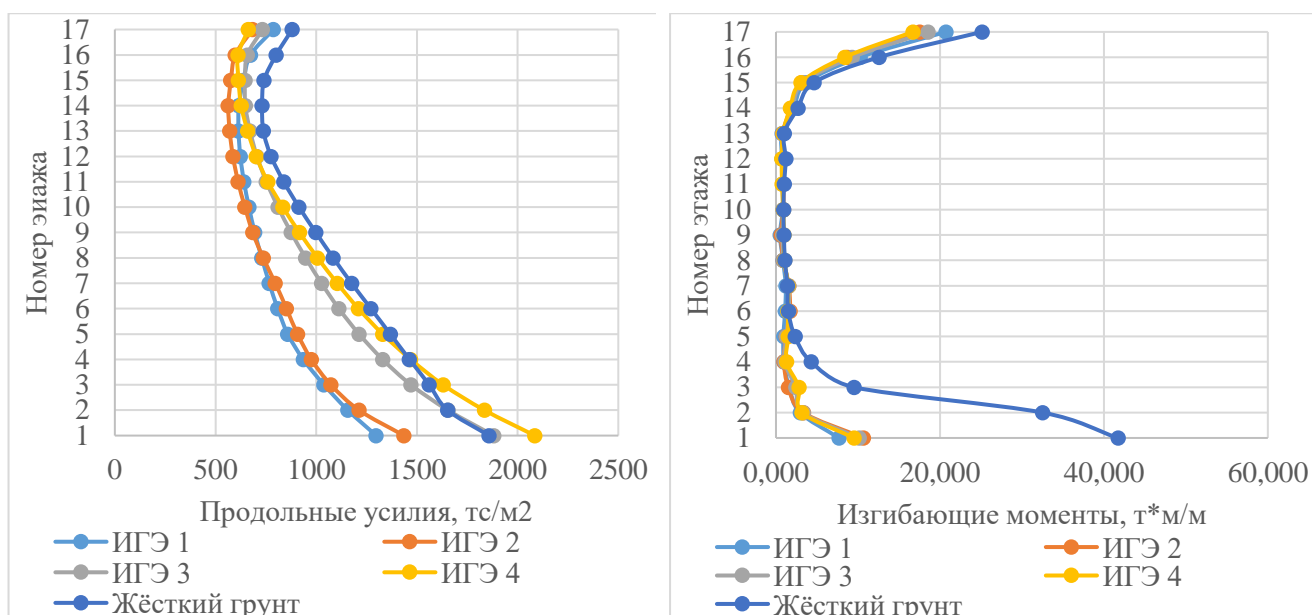


Рисунок 4.6 – Продольные усилия и изгибающие моменты в стенах ствола

Полученные данные о максимальных усилиях в несущих стенах ствола здания представлены в таблице 4.6.

Таблица 4.6 – Усилия в стенах несущего ствола

Тип ИГЭ	Полутвёрдая глина	Твёрдая глина	Суглинок	Гравелистый грунт	Жёсткий грунт
Максимальное продольное усилие в стенах ствола у основания, N_u , tc/m^2	1298	1436	1882	2086	1858
Максимальное продольное усилие в стенах ствола у оголовка, N_u , tc/m^2	787	684	733	663	881
Максимальный изгибающий момент вдоль вертикальной оси у основания, M_u , $tc*m/m$	7,67	10,66	10,12	9,53	41,71
Максимальный изгибающий момент вдоль вертикальной оси у оголовка, M_u , $tc*m/m$	20,70	17,51	18,55	16,69	25,14

Продольные усилия в несущих стенах центрального ядра моделируемых зданий уменьшались по мере удаления элементов от основания (рис. 4.6). Конструкциям зданий, возведённых на основаниях с большим модулем деформации, соответствуют усилия с большим значением. Максимальные продольные усилия в несущих стенах ствола здания на гравелистом основании на 60,7% превышают усилия в стенах здания с основанием из полутвёрдой глины.

Наименьшие значения изгибающих моментов, действующих на несущие стены ствола у его основания, получены при цифровом моделировании здания на основании из полутвёрдой глины (рис. 4.6). Допущение о жёсткой связи центрального ядра здания с основанием привело к значительному всплеску изгибающих моментов, действующих на несущие стены ствола здания в уровне его первых этажей. Максимальные изгибающие элементы в несущих стенах зданий, моделируемых на грунтовом основании, возникали у консольного ростверка, установленного на его вершине. Возведение рассматриваемого здания ствольного типа на грунтовых основаниях с большим модулем деформации является предпочтительнее, так как значения изгибающих моментов в стенах здания на гравелистом грунте на 19,4% меньше значений, полученных для здания на полутвёрдой глине.

Особенность фундаментов зданий с несущим стволом, заключающаяся в их равномерной осадке, подтверждена данными цифрового моделирования. Здания ствольного типа могут возводиться на различных грунтовых основаниях, однако недостаточная их жёсткость может привести к значительным осадкам всего сооружения. Во избежание возникновения данного эффекта целесообразно предусматривать строительный подъём здания требуемой величины либо повышать несущую способность свай за счёт применения особых конструкций, например, уширения их пяты. Несущая способность грунтового основания может быть увеличена за счёт его упрочнения путём цементации, силикатизации или другими способами, выбор которых зависит от типа грунтов.

Свойства грунтового основания могут значительно отразиться на сейсмической нагрузке, действующей на здание. Учёт демпфирующих и деформационных свойств грунта позволяют дать более точное представление о динамическом воздействии на здание, вызванном землетрясением.

Учёт грунтового основания в расчётных задачах, связанных с сейсмическими воздействиями на здание, позволяет дать более точную картину об усилиях, возникающих в несущих элементах здания. Допущение о жёсткой связи

конструкций здания с основанием приводит к увеличению значений вычисляемых усилий. Это может привести к завышенным требованиям к обеспечению несущей способности элементов здания, а значит и к увеличению затрат на возведение всего сооружения.

Многоэтажные здания с несущим стволом могут быть возведены на грунтовых основаниях с различными свойствами, однако предпочтение при выборе площадки для их возведения стоит отдавать местам с залеганием грунтов с большими значениями модуля деформаций. Строительство зданий ствольного типа на динамически неустойчивых грунтах может привести к значительным смещениям грунтового основания в ходе землетрясения. Это представляет угрозу для сооружения со значительными концентрированными нагрузками, передающимися основанию.

4.2 Исследование поведения зданий при ветровом воздействии

4.2.1 Построение расчётных схем

Подвешенные конструкции многоэтажных зданий устойчивы к непродолжительным знакопеременным динамическим воздействиям, таким как землетрясения, что отражено в предыдущих главах. Ветровая нагрузка на здание действует преимущественно в одном направлении на протяжении долгого отрезка времени и обладает низкочастотной динамической составляющей. Она способна не только нарушить динамическую комфортность посетителей здания, но и привести к повреждению несущих элементов системы.

С целью анализа эффективности применения предлагаемого решения сейсмостойкого здания в условиях ветрового воздействия проведено расчётно-теоретическое исследование. Вывод о достаточности предусмотренных

мероприятий, обеспечивающих сопротивляемость здания динамическим воздействиям, будет сделан на основании результатов о напряжённо-деформируемом состоянии конструкций здания при ветровом воздействии.

Среди расчётных схем, описанных ранее в п. 3.2.1 выбраны 5 схем зданий с независимо подвешенными жёсткими блоками этажей:

- 1) Исходная схема здания без устройства связей между подвешенными блоками и несущим стволом здания;
- 2) Схема здания с внедрёнными между стенами ядра жёсткости и подвешенными блоками упругими связями с продольной жёсткостью равной 100 тс/м;
- 3) Схема здания с жёсткой связью между стенами ядра жёсткости и подвешенными блоками;
- 4) Схема здания с установленными без зазора трубными связями профиля 219x16 мм между блоками этажей;
- 5) Схема здания с размещёнными между этажными блоками включающимися трубными связями профиля 219x16 мм, зазор между элементами которой составляет 20 мм.

Широкий выбор расчётных схем, отражающих различные аспекты устройства многоэтажного здания предлагаемого конструктивного решения, позволяет дать оценку влияния определённых элементов системы на общую сопротивляемость здания ветровому воздействию.

4.2.2 Выбор расчётных параметров и методов исследования

Для задания одновременного действия различных нагрузок на рассматриваемые конструкции составлено основное сочетание нагрузок. Данное сочетание включает нагрузки от веса конструкций, полезную нагрузку и нагрузку от ветрового воздействия. Методика задания основной ветровой нагрузки, а

именно её средней составляющей, в расчётно-теоретическом исследовании соответствует требованиям, изложенным в [68]. Сосредоточенные нагрузки, соответствующие средней составляющей ветровой нагрузки, прикладывались к элементам расчётной модели как нелинейное статическое загрузеие, сопутствующее нагрузкам от собственного веса конструкций здания и равномерно распределённой полезной нагрузки на перекрытия здания.

Принцип, по которому определяется нормативное значение пульсационной составляющей ветровой нагрузки, выбирается на основании частот собственных колебаний здания. В зависимости от их соотношения с предельным значением собственной частоты f_{lim} следует использовать одну из методик, изложенных в [68]. Значение частоты f_{lim} определяется по формуле:

$$f_{lim} = \frac{\sqrt{w_0 k(z_{эк}) \gamma_f}}{940 T_{g,lim}}, \quad (4.4)$$

где f_{lim} – предельная частота собственных колебаний, Гц;

w_0 – нормативное значение ветрового давления, Па;

$k(z_{эк})$ – коэффициент, учитывающий изменение давления ветра для высоты $z_{эк}$;

γ_f – коэффициент надёжности по нагрузке, принятый равным 1,4;

$T_{g,lim}$ – предельный безразмерный период, с.

Значение эквивалентной высоты $z_{эк}$ определяется по формуле:

$$z_{эк} = 0,8z, \quad (4.5)$$

где $z_{эк}$ – эквивалентная высота здания, м;

z – действительная высота здания, м.

$$z_{эк} = 0,8 \cdot 56,1 = 44,9 \text{ м}$$

Значение коэффициента k для эквивалентной высоты 44,9 м равно 1,17.

Значение предельного безразмерного периода колебаний $T_{g,lim}$ определяется на основе значения суммарного логарифмического декремента колебаний здания δ .

Рассматриваемое в рамках расчётно-теоретического исследования здание одновременно содержит в своей конструкции стальные и железобетонные элементы. Суммарный логарифмический декремент колебаний δ для зданий подобного исполнения равен 0,22. Соответствующее ему значение предельного безразмерного периода колебаний $T_{g,lim}$ равно 0,014.

$$f_{lim} = \frac{\sqrt{0,48 \cdot 10^3 \cdot 1,17 \cdot 1,4}}{940 \cdot 0,014} = 2,13 \text{ Гц}$$

Частоты собственных колебаний расчётных моделей рассматриваемых зданий определялись в ходе модального анализа, выполненного в программном комплексе ЛИРА 10.12. Суммарная модальная масса форм колебаний, полученных в ходе модального анализа, превышала 90%. Для анализа собственных частот колебаний здания выбраны формы колебаний, модальная масса которых превышала 5%. Характеристики значимых форм колебания здания без устройства связей между перекрытиями и несущим стволом приведены в таблице 4.7.

Таблица 4.7 – Значимые формы колебаний первой расчётной модели

№ формы колебаний	Частота собственных колебаний, Гц	Период собственных колебаний, с	Модальная масса, %
9	1,22	0,82	10,4
10	1,57	0,64	11,2
11	1,8	0,56	8,3

Соответствующие значимым формам колебаний здания виды деформированной модели представлены на рисунке 4.7.

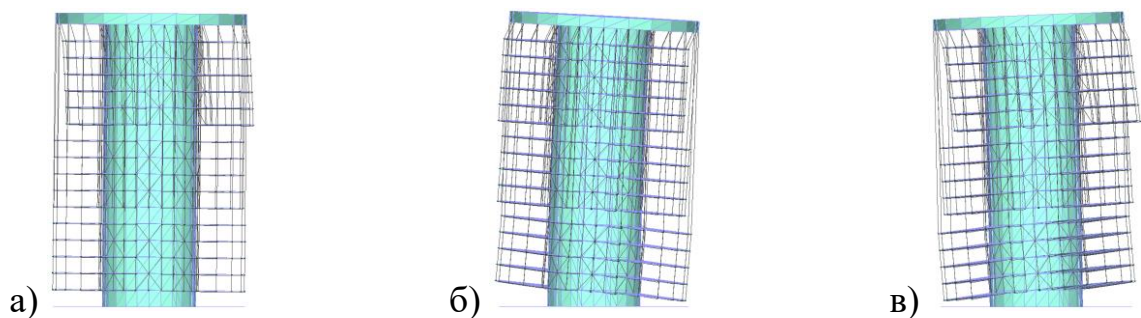


Рисунок 4.7 – Вид деформированной первой расчётной модели, соответствующий форме колебаний с порядковым номером: а) 9; б) 10; в) 11

Для каждого подвешенного этажа определены относительные перемещения, характерные одной из значимых форм колебаний (рис. 4.8).

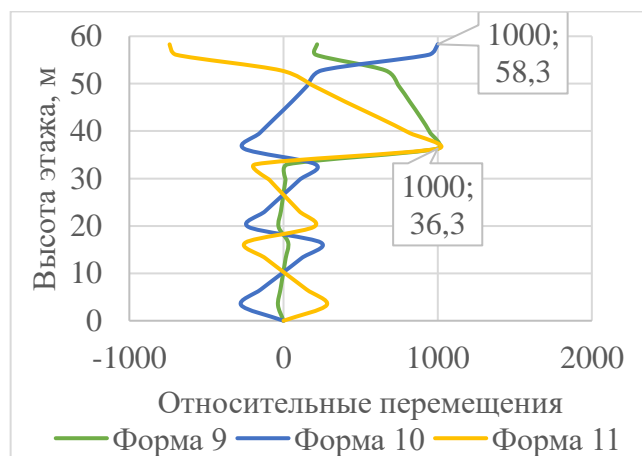


Рисунок 4.8 – Относительные перемещения подвешенных конструкций первой расчётной модели при различных формах колебаний

Для здания с упругими связями, установленными между несущим стволом и подвешенными блоками этажей, определены характеристики основных форм колебаний (табл. 4.8).

Таблица 4.8 – Значимые формы колебаний второй расчётной модели

№ формы колебаний	Частота собственных колебаний, Гц	Период собственных колебаний, с	Модальная масса, %
9	1,24	0,81	10,6
10	1,58	0,63	11,1
11	1,81	0,55	7,6

Виды деформированной второй расчётной модели, а также относительные перемещения подвешенных конструкций представлены на рисунках 4.9 и 4.10.

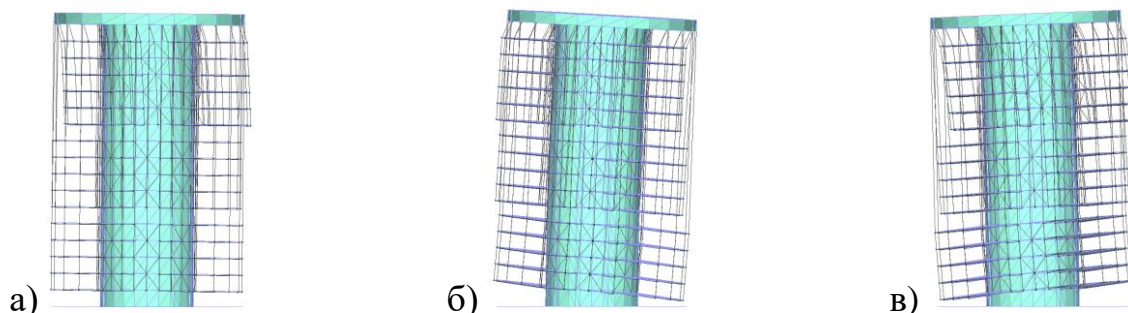


Рисунок 4.9 – Вид деформированной второй расчётной модели, соответствующий форме колебаний с порядковым номером: а) 9; б) 10; в) 11

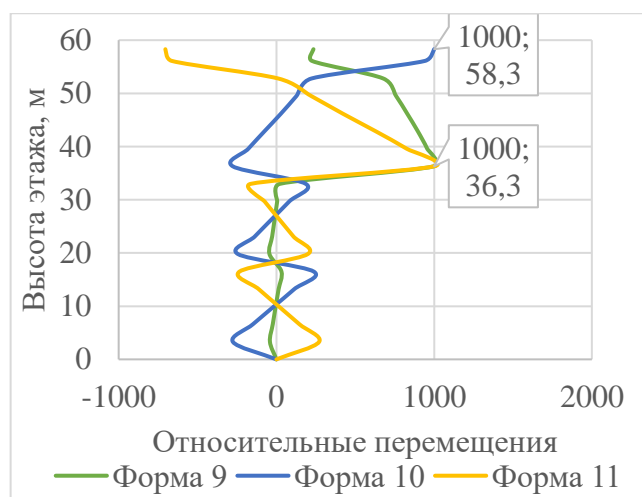


Рисунок 4.10 – Относительные перемещения подвешенных конструкций второй расчётной модели при различных формах колебаний

Данные об основных формах колебания расчётной модели здания с жёсткой связью между подвешенными этажными блоками и центральным ядром представлены в таблице 4.9.

Таблица 4.9 – Значимые формы колебаний третьей расчётной модели

№ формы колебаний	Частота собственных колебаний, Гц	Период собственных колебаний, с	Модальная масса, %
1	1,45	0,69	9,4
2	1,55	0,65	32,8

Значимые формы колебаний третьей расчётной модели проиллюстрированы на рисунках 4.11 и 4.12.



Рисунок 4.11 – Вид деформированной третьей расчётной модели, соответствующий форме колебаний с порядковым номером: а) 1; б) 2

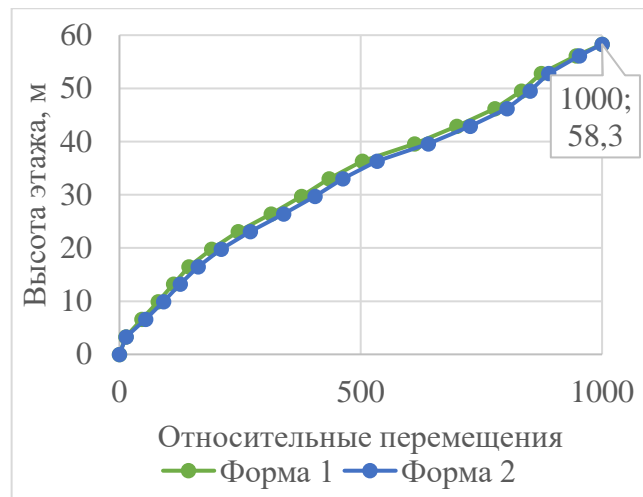


Рисунок 4.12 – Относительные перемещения подвешенных конструкций третьей расчётной модели при различных формах колебаний

Характеристики значимых форм колебаний четвёртой расчётной модели здания с установленными трубными связями представлены в таблице 4.10.

Таблица 4.10 – Значимые формы колебаний четвёртой расчётной модели

№ формы колебаний	Частота собственных колебаний, Гц	Период собственных колебаний, с	Модальная масса, %
3	0,4	2,5	9,2
10	1,63	0,61	18,2

Рисунки 4.13 и 4.14 содержат визуальное представление основных форм колебаний четвёртой расчётной модели



Рисунок 4.13 – Вид деформированной четвёртой расчётной модели, соответствующий форме колебаний с порядковым номером: а) 3; б) 10

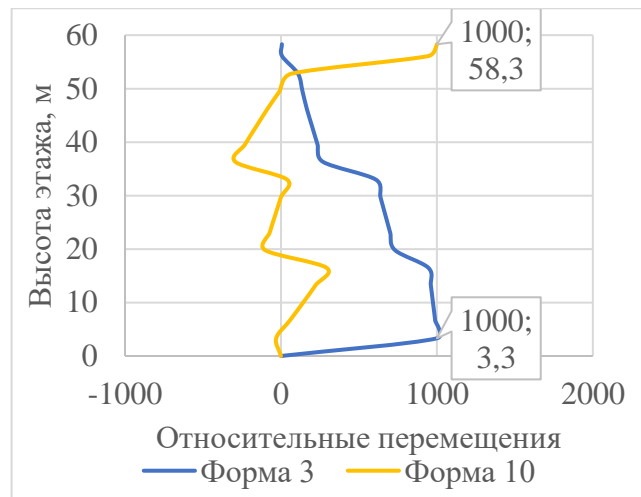


Рисунок 4.14 – Относительные перемещения подвешенных конструкций четвертой расчетной модели при различных формах колебаний

Разложение по собственным формам колебаний конструкций выполняется для систем, деформация элементов которой происходит по линейному закону. В следствие этого в ходе модального анализа невозможно получить корректные данные о формах колебания здания с включающимися связями, представленными в модели физически нелинейными специальными стержневыми элементами односторонних неупругих связей. Для дальнейших расчетов принято допущение о схожести форм колебаний пятой расчетной модели здания с включающимися связями с формами колебания первой расчетной модели.

Так как для всех рассматриваемых несущих систем здания с подвешенными конструкциями значение частоты второй формы колебаний оказалось меньше предельного f_{lim} , необходимо производить динамический расчет здания с учетом первых s форм собственных колебаний. Число учитываемых в расчете первых форм собственных колебаний s определяется из условия $f_s < f_{lim} < f_{s+1}$.

Значение пульсационной составляющей ветровой нагрузки зависит как от значения основной составляющей ветровой нагрузки, так и от формы колебания, учитываемой при динамическом расчете [89]. Пульсационная составляющая ветровой нагрузки на k -й участок по i -й форме собственных колебаний вычисляется по формуле:

$$w_{gki} = m_k \xi_i \psi v_{ki}, \quad (4.6)$$

где w_{gki} – пульсационная составляющая ветровой нагрузки на k -й участок по i -й форме собственных колебаний, Па;

m_k – масса k -го участка здания, т;

ξ_i – коэффициент динамичности;

ψ – безразмерный коэффициент;

v_{ki} – относительное перемещение массы m_k по i -ой форме собственных колебаний.

Расчётные модели зданий разделены на участки, для каждого из которых определена масса (табл. 4.11).

Таблица 4.11 – Масса участков здания расчётных моделей

Участок здания k	Масса участка здания m_k , т				
	Модель 1	Модель 2	Модель 3	Модель 4	Модель 5
18	2669,3	2669,3	2669,3	2669,3	2669,3
17	2980,0	2980,0	2980,0	2980,0	2980,0
16	415,6	415,6	974,0	415,6	415,6
15	429,2	429,2	987,7	429,2	429,2
14	429,2	429,2	987,7	429,2	429,2
13	429,2	429,2	987,7	429,2	429,2
12	429,2	429,2	987,7	429,2	429,2
11	416,5	416,5	974,9	419,8	419,8
10	446,6	446,6	1005,0	449,9	449,9
9	454,0	454,0	1012,4	454,0	454,0
8	454,0	454,0	1012,4	454,0	454,0
7	454,0	454,0	1012,4	454,0	454,0
6	440,5	440,5	998,9	443,8	443,8
5	475,7	475,7	1034,2	479,1	479,1
4	478,7	478,7	1037,1	478,7	478,7
3	478,7	478,7	1037,1	478,7	478,7
2	478,7	478,7	1037,1	478,7	478,7
1	465,2	465,2	1288,0	465,2	465,2

Коэффициент динамичности ξ_i принимается в зависимости от суммарного логарифмического декремента колебаний δ и безразмерного периода $T_{g,i}$, значение которого вычисляется по формуле:

$$T_{g,i} = \frac{\sqrt{w_0 k(z_{ЭК}) \gamma_f}}{940 f_i}, \quad (4.7)$$

где $T_{g,i}$ – безразмерный период;

w_0 – нормативное значение ветрового давления, Па;

$k(z_{ЭК})$ – коэффициент, учитывающий изменение давления ветра для высоты $z_{ЭК}$;

γ_f – коэффициент надёжности по нагрузке, принятый равным 1,4;

f_i – собственная частота i -ой формы колебаний, Гц.

Для каждой формы колебаний рассматриваемых расчётных моделей здания определены значения безразмерных периодов $T_{g,i}$ и соответствующие им значения коэффициентов динамичности ξ_i (табл. 4.12).

Таблица 4.12 – Значения безразмерных периодов $T_{g,i}$ и коэффициентов динамичности ξ_i для основных форм колебаний расчётных моделей

Номер расчётной модели	Номер формы колебаний	Безразмерный период $T_{g,i}$	Коэффициент динамичности ξ_i
1	9	0,0244	1,50
	10	0,0190	1,40
	11	0,0166	1,35
2	9	0,0240	1,50
	10	0,0189	1,40
	11	0,0164	1,35
3	1	0,0205	1,45
	2	0,0193	1,40
4	3	0,0745	1,80
	10	0,0182	1,40
5	9	0,0244	1,50
	10	0,0190	1,40
	11	0,0166	1,35

Безразмерный коэффициент ψ определяется по формуле:

$$\psi = \frac{\sum_{k=1}^r v_{ki} w_{gk}}{\sum_{k=1}^r v_{ki}^2 m_k}, \quad (4.8)$$

где ψ – безразмерный коэффициент;

v_{ki} – относительное перемещение массы m_k по i -ой форме собственных колебаний;

w_{gk} – равнодействующая пульсационной составляющей ветровой нагрузки w_g на массу m_k ;

m_k – масса k -го участка здания, т.

Для каждой части здания определены значения относительных амплитуд v_{ki} при основных формах колебаний (табл. 4.13).

Таблица 4.13 – Значения относительных амплитуд v_{ki} частей расчётных моделей при различных формах колебаний

Часть здания i	v_{ki} расчётной модели 1 при форме колебания			v_{ki} расчётной модели 2 при форме колебания			v_{ki} расчётной модели 3 при форме колебания		v_{ki} расчётной модели 4 при форме колебания		v_{ki} расчётной модели 5 при форме колебания		
	9	10	11	9	10	11	1	2	3	10	9	10	11
18	218	1000	-739	235	1000	-704	1000	1000	6	1000	218	1000	-739
17	210	942	-696	226	941	-663	946	953	7	945	210	942	-696
16	661	247	-17	677	223	11	874	889	109	68	661	247	-17
15	748	152	197	759	127	221	833	851	138	-9	748	152	197
14	819	54	400	829	29	420	778	803	166	-87	819	54	400
13	889	-50	614	896	-75	628	699	727	200	-159	889	-50	614
12	952	-154	818	956	-178	826	611	640	234	-230	952	-154	818
11	1000	-256	1000	1000	-277	1000	503	534	270	-292	1000	-256	1000
10	27	207	-181	22	186	-162	434	463	608	39	27	207	-181
9	13	103	-91	5	82	-75	377	405	638	0	13	103	-91
8	-2	-8	5	-11	-28	16	314	340	669	-36	-2	-8	5
7	-17	-119	102	-27	-137	108	246	271	700	-72	-17	-119	102
6	-32	-228	197	-44	-244	199	191	211	731	-102	-32	-228	197
5	30	242	-246	32	237	-234	144	163	945	292	30	242	-246
4	14	117	-118	14	113	-112	112	126	961	221	14	117	-118
3	-3	-14	15	-5	-18	17	80	91	975	140	-3	-14	15
2	-20	-147	149	-23	-149	146	46	54	989	56	-20	-147	149
1	-36	-275	280	-41	-276	271	13	14	1000	-31	-36	-275	280

Равнодействующая пульсационной составляющей ветровой нагрузки w_g на массу m_k определяется по формуле:

$$w_{gk} = w_{mk} \zeta(z_{эк}) v, \quad (4.9)$$

где w_{mk} – равнодействующая средней составляющей ветровой нагрузки w_m на массу m_k , Па;

$\zeta(z_{эк})$ – коэффициент пульсации ветра для эквивалентной высоты $z_{эк}$;

v – коэффициент пространственной корреляции пульсаций давления ветра.

Эквивалентной высоте здания равной 44,9 м соответствует значение коэффициента пульсации ветра ζ равное 0,78.

Коэффициент пространственной корреляции пульсаций давления ветра v определяется на основе значений параметров ρ и χ , для здания обозначающих геометрические размеры перпендикулярно направлению действия ветровой нагрузки. При ρ равном 38 м и χ равном 58,3 м коэффициент пространственной корреляции пульсаций ветра v принимает значение 0,674.

После преобразования множителей в составе формулы 4.6 она принимает следующий вид:

$$w_{gki} = m_k \xi_i \frac{\sum_{k=1}^r v_{ki} w_{mk} \zeta(z_{эк})}{\sum_{k=1}^r v_{ki}^2 m_k} v_{ki}, \quad (4.10)$$

При назначении нагрузок, соответствующих пульсационной составляющей, проведён переход от распределённых сил к сосредоточенным:

$$W_{gki} = m_k \xi_i \frac{\sum_{k=1}^r v_{ki} W_{mk} \zeta(z_{эк})}{\sum_{k=1}^r v_{ki}^2 m_k} v_{ki}, \quad (4.11)$$

где W_{gki} – сосредоточенная сила, соответствующая пульсационной составляющей ветровой нагрузки w_{gki} , Н;

W_{mk} – сосредоточенная сила, соответствующая равнодействующей средней составляющей ветровой нагрузки w_{mk} , Н.

Вычисленные значения сосредоточенных сил пульсационной составляющей динамического воздействия приведены в таблице 4.14.

Таблица 4.14 – Нормативные значения пульсационной составляющей сосредоточенной ветровой нагрузки W_{gki}

Часть здания i	W_{gki} расчётной модели 1 при форме колебания, т			W_{gki} расчётной модели 2 при форме колебания, т			W_{gki} расчётной модели 3 при форме колебания, т		W_{gki} расчётной модели 4 при форме колебания, т		W_{gki} расчётной модели 5 при форме колебания, т		
	9	10	11	9	10	11	1	2	3	10	9	10	11
18	11,78	5,80	-6,21	12,36	4,97	-7,06	16,98	16,42	0,31	4,39	11,78	5,80	-6,21
17	12,67	6,10	-6,53	13,27	5,22	-7,42	17,93	17,47	0,40	4,64	12,67	6,10	-6,53
16	5,56	0,22	-0,02	5,54	0,17	0,02	5,42	5,33	0,87	0,05	5,56	0,22	-0,02
15	6,50	0,14	0,27	6,42	0,10	0,36	5,23	5,17	1,13	-0,01	6,50	0,14	0,27
14	7,12	0,05	0,54	7,01	0,02	0,68	4,89	4,88	1,36	-0,06	7,12	0,05	0,54
13	7,73	-0,05	0,83	7,58	-0,06	1,01	4,39	4,42	1,64	-0,11	7,73	-0,05	0,83
12	8,27	-0,14	1,11	8,08	-0,14	1,33	3,84	3,89	1,92	-0,16	8,27	-0,14	1,11
11	8,43	-0,23	1,31	8,21	-0,21	1,56	3,12	3,20	2,17	-0,20	8,43	-0,23	1,31
10	0,24	0,20	-0,25	0,19	0,15	-0,27	2,77	2,86	5,24	0,03	0,24	0,20	-0,25
9	0,12	0,10	-0,13	0,04	0,07	-0,13	2,43	2,52	5,54	0,00	0,12	0,10	-0,13
8	-0,02	-0,01	0,01	-0,10	-0,02	0,03	2,02	2,12	5,81	-0,03	-0,02	-0,01	0,01
7	-0,16	-0,12	0,15	-0,24	-0,12	0,18	1,58	1,69	6,08	-0,05	-0,16	-0,12	0,15
6	-0,29	-0,22	0,27	-0,38	-0,20	0,33	1,21	1,30	6,21	-0,07	-0,29	-0,22	0,27
5	0,29	0,25	-0,37	0,30	0,21	-0,42	0,95	1,04	8,67	0,23	0,29	0,25	-0,37
4	0,14	0,12	-0,18	0,13	0,10	-0,20	0,74	0,80	8,81	0,17	0,14	0,12	-0,18
3	-0,03	-0,01	0,02	-0,05	-0,02	0,03	0,53	0,58	8,93	0,11	-0,03	-0,01	0,02
2	-0,19	-0,15	0,22	-0,22	-0,13	0,26	0,30	0,34	9,06	0,04	-0,19	-0,15	0,22
1	-0,34	-0,28	0,41	-0,38	-0,24	0,47	0,11	0,11	8,90	-0,02	-0,34	-0,28	0,41

Соответствующие пульсационной составляющей ветровой нагрузки сосредоточенные силы прикладывались к элементам расчётной модели как динамические нагрузки. Стохастический характер действия пульсационной составляющей ветровой нагрузки в рамках расчётного исследования возможно учесть лишь с определённой точностью. Принято допущение о наличии условного закона, по которому действует динамическая нагрузка. Вычисленные значения динамических нагрузок изменяются по гармоническому закону.

Значение пульсационной составляющей сосредоточенной ветровой нагрузки W_{gki} в момент времени t вычисляется по формуле:

$$W_{gki}(t) = W_{gki}Z(t), \quad (4.12)$$

где $W_{gki}(t)$ – сосредоточенная сила, соответствующая пульсационной составляющей ветровой нагрузки w_{gki} в момент времени t , Н;

$Z(t)$ – масштабный множитель к сосредоточенной силе W_{gki} для времени t .

Масштабный множитель к динамической нагрузке принимает значения в диапазоне от 0 до 1 и определяется по формуле:

$$Z(t) = 0,5 + \frac{1}{2} \sin(2\pi t f_i - \frac{\pi}{2}), \quad (4.13)$$

где $Z(t)$ – масштабный множитель к динамической нагрузке в момент времени t ;

t – время, прошедшее с начала действия ветровой нагрузки;

f_i – собственная частота здания, соответствующая его i -ой форме колебаний.

В качестве примера на рисунке 4.15 представлен график изменения масштабного множителя $Z(t)$ для первой расчётной модели при пульсационной составляющей ветровой нагрузки, соответствующей 9 форме колебаний.

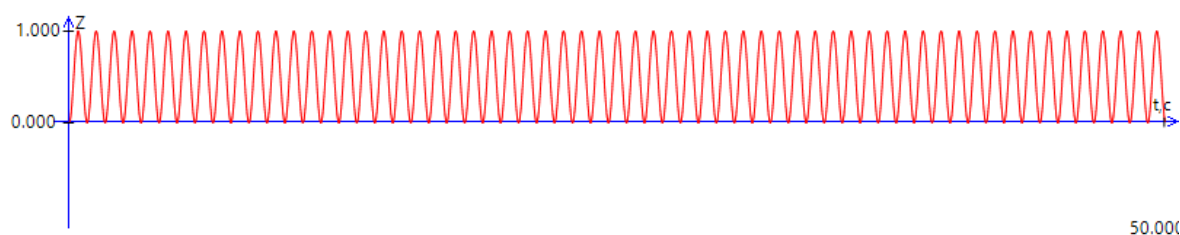


Рисунок 4.15 – График изменения масштабного множителя $Z(t)$ во времени для первой расчётной модели при 9 форме колебаний

Действие динамической нагрузки на элементы расчётных моделей ограничено 50 секундами. При такой продолжительности действия пульсационной составляющей ветровой нагрузки амплитуды следующих друг за другом колебаний конструкций моделируемых зданий принимают схожие устоявшиеся значения.

При учёте динамической реакции по i собственным формам колебаний усилия и перемещения определяются по формуле:

$$X^2 = \sum X_i^2, \quad (4.14)$$

где X – суммарные усилия или перемещения;

X_i – усилия или перемещения по i -й форме колебаний.

Значения суммарных ускорений конструкций при динамическом воздействии, являющихся второй производной от их перемещений, также вычислялись по формуле 4.14.

Значения усилий в несущих элементах системы, а также значения перемещений и ускорений конструкций вычислялись при расчётных значениях нагрузок, соответствующих первому и второму предельным состояниям.

4.2.3 Анализ результатов

Оценка эффективности применения рассматриваемых конструктивных решений в условиях ветрового воздействия проводилась на основе данных о напряжённно-деформируемом состоянии несущих конструкций. В качестве критериев, отражающих напряжённно-деформируемое состояние, выбраны перемещения и ускорения элементов расчётных моделей в общей системе координат, а также усилия, возникающие в несущих конструкциях ядра здания.

На рисунках 4.16 – 4.20 представлены диаграммы максимальных перемещений и ускорений конструкций рассматриваемых расчётных моделей. На диаграммах максимальных ускорений также представлены предельные

допустимые значения ускорений этажей зданий, обеспечивающие динамическую комфортность.

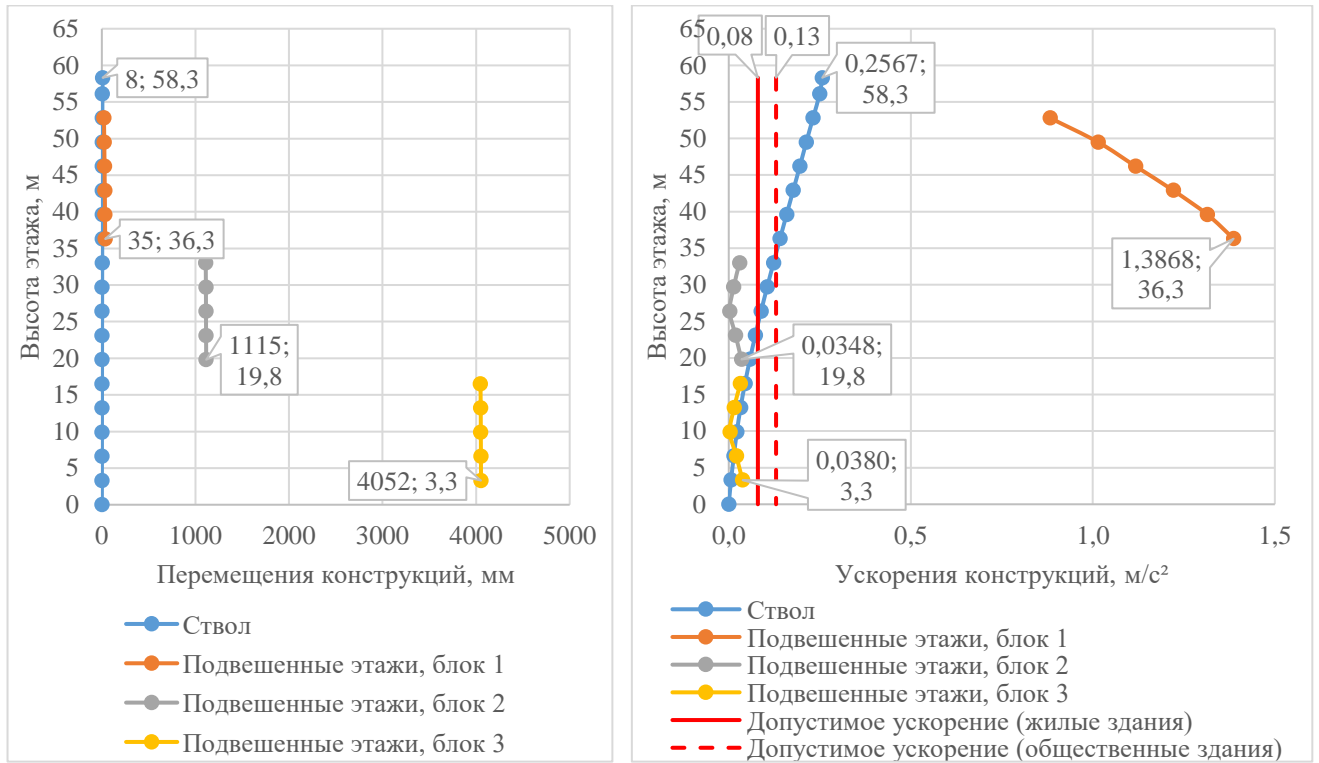


Рисунок 4.16 – Перемещения и ускорения конструкций первой расчётной модели

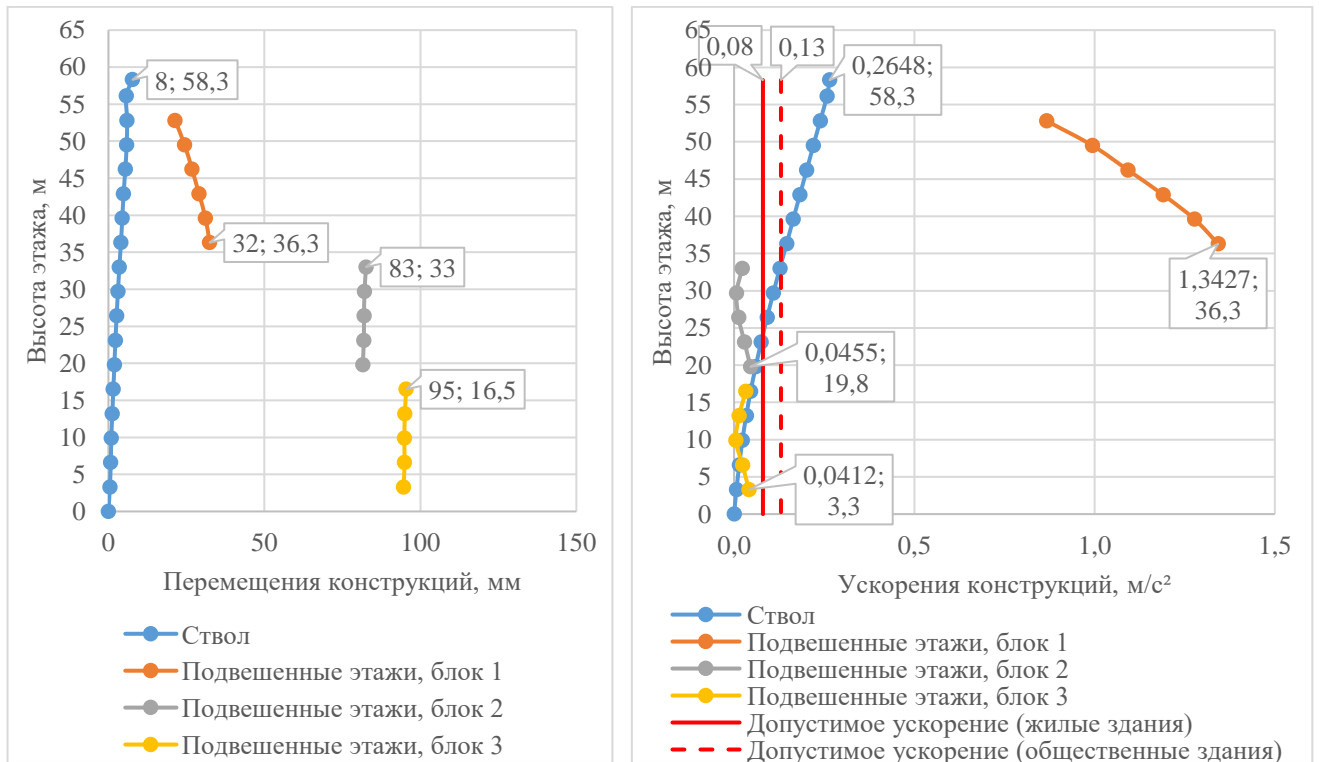


Рисунок 4.17 – Перемещения и ускорения конструкций второй расчётной модели

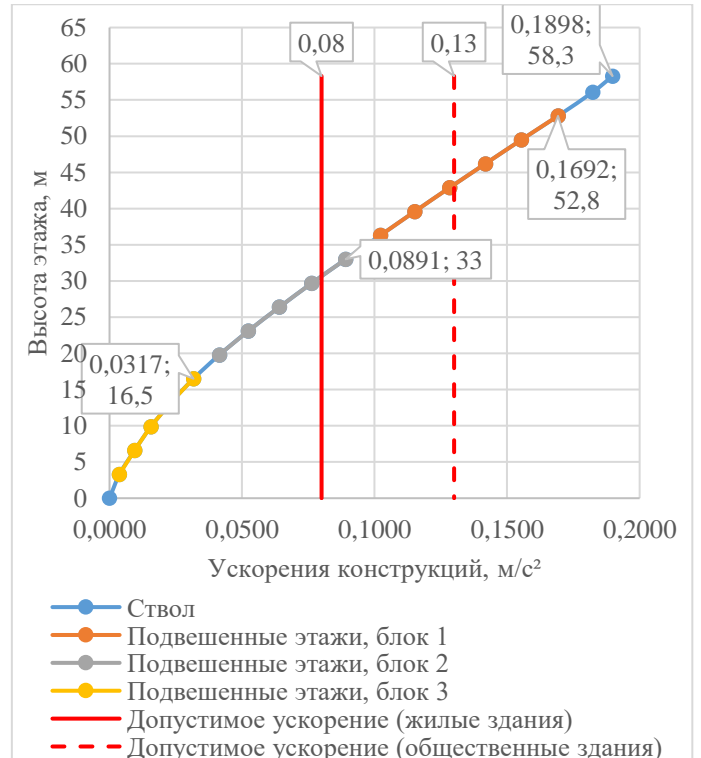
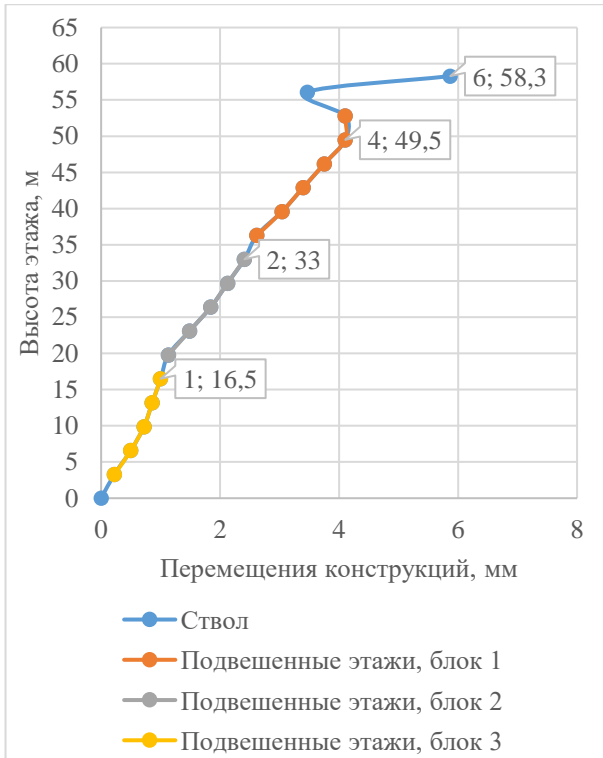


Рисунок 4.18 – Перемещения и ускорения конструкций третьей расчётной модели

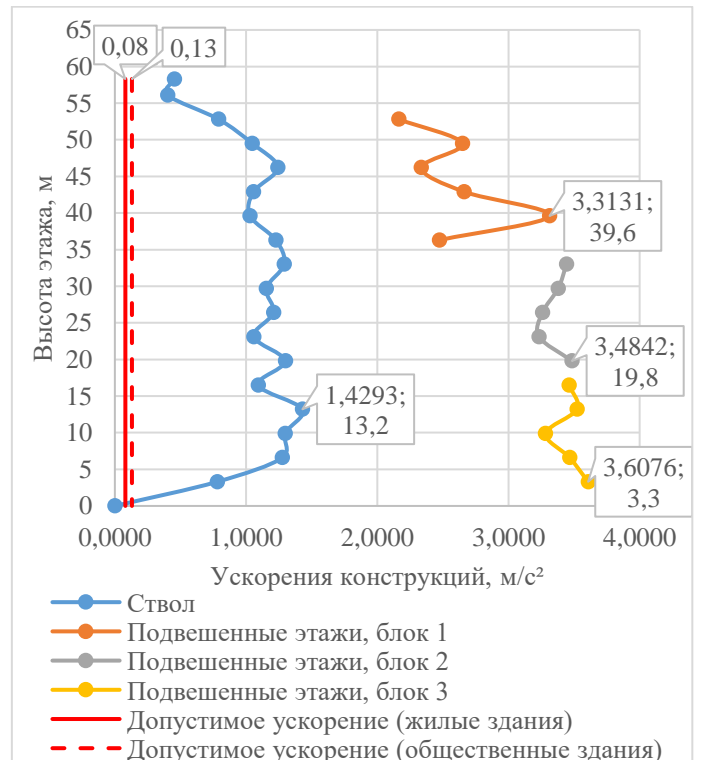
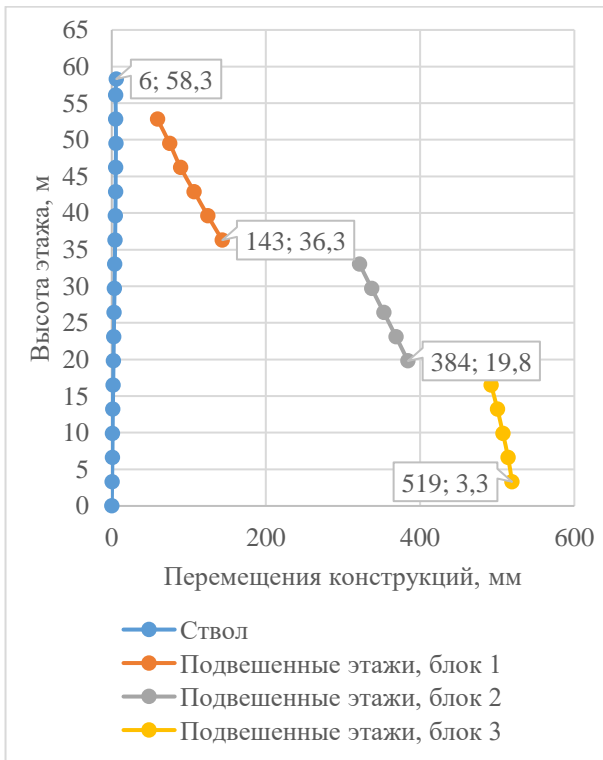


Рисунок 4.19 – Перемещения и ускорения конструкций четвёртой расчётной модели

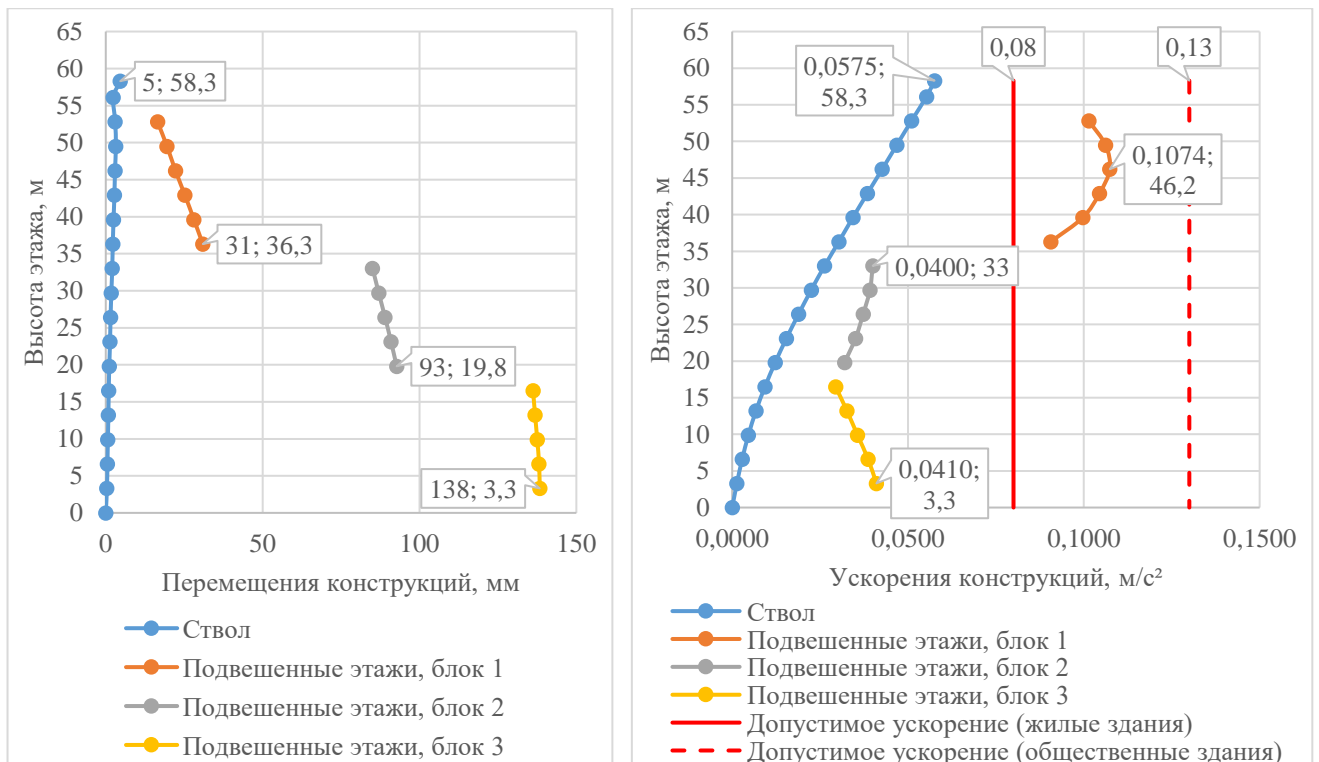


Рисунок 4.20 – Перемещения и ускорения конструкций пятой расчётной модели

На рисунке 4.21. представлена сравнительная диаграмма максимальных перемещений конструкций расчётных моделей при ветровом воздействии.

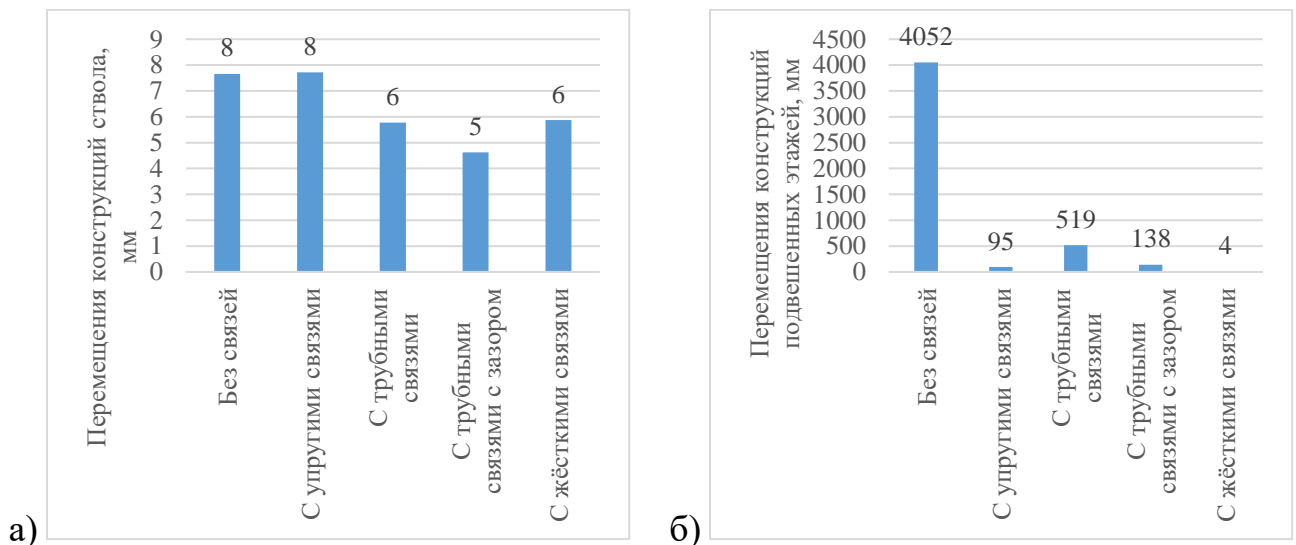


Рисунок 4.21 – Максимальные перемещения конструкций: а) стволы расчётных моделей; б) подвешенных этажей расчётных моделей

Максимальные перемещения конструкций несущего ствола здания рассматриваемых расчётных моделей принимают схожие значения (рис. 4.21, а). Применение включающихся трубных связей в пятой расчётной модели позволило

достичь наилучших результатов в обеспечении устойчивости ядра жёсткости здания.

Влияние ветрового воздействия на рассматриваемое здание ствольно-подвесного типа наиболее выражено в перемещениях его подвешенной части (рис. 4.21, б). Подвешенные конструкции первой расчётной модели, свободные от связи с ядром жёсткости здания, при ветровом воздействии смещались от исходного положения на наибольшее расстояние по сравнению с подвешенными конструкциями в расчётных моделях другого исполнения. Положение элементов такой системы в статической постановке определяется равнодействующей сил от веса конструкций, оборудования и людей, а также ветрового воздействия (рис. 4.22).

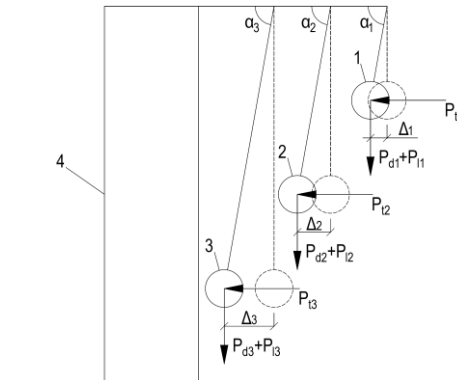


Рисунок 4.22 – Схема действия нагрузок на элементы первой расчётной модели: 1, 2, 3 –подвешенные блоки этажей; 4 – несущий ствол здания

Горизонтальное смещение блоков можно определить по формуле:

$$\Delta_n = l_n \cos(\alpha_n), \quad (4.15)$$

где Δ_n – горизонтальное смещение n-го блока;

l_n – длина подвеса n-го блока;

α_n – угол между подвесом n-го блока и горизонтальной плоскостью.

Значение угла между подвесом n-го блока под действием ветровой нагрузки и горизонтальной плоскостью вычисляется по формуле:

$$\alpha_n = \arctg \frac{P_{dn} + P_{l1}}{P_{tn}}, \quad (4.16)$$

где P_{dn} – суммарная нагрузка от собственного веса n -го блока;

P_{ln} – суммарная полезная нагрузка на n -й блок;

P_{tn} – суммарная ветровая нагрузка на n -й блок.

После преобразования формула 4.15 принимает следующий вид:

$$\Delta_n = l_n \cos(\arctg \frac{P_{dn} + P_{l1}}{P_{tn}})$$

Можно сделать вывод о том, что при равной массе большее перемещение получит этажный блок с наибольшей длиной подвеса и наибольшим значением ветровой нагрузки. Длина подвеса третьего блока этажей, превышающая длины подвесов первого и второго блоков в 12 и в 1,7 раз соответственно, является причиной значительных перемещений этих подвешенных конструкций. Во избежание возникновения смещений подвешенной части здания, представляющих угрозу целостности несущих конструкций, в рассматриваемом здании необходимо предусмотреть элементы, препятствующие свободному перемещению подвешенных этажей.

Объединение блоков этажей путём внедрения трубных связей между ними хоть и позволило снизить максимальные перемещения подвешенных конструкций, но не обеспечило сохранения зазора между перекрытиями и несущим стволом здания. Данная мера не является достаточной для создания ветроустойчивого конструктивного решения подвесного здания.

Значения перемещений подвешенных конструкций в других расчётных моделях находятся в допустимых пределах, обеспечивающих надёжность рассматриваемого конструктивного решения здания. Наибольшую эффективность в уменьшении смещений этажных блоков показали жёсткие связи, установленные между перекрытиями и несущим стволом в третьей расчётной модели.

На рисунке 4.23 представлена сравнительная диаграмма максимальных ускорений конструкций расчётных моделей при ветровом воздействии.

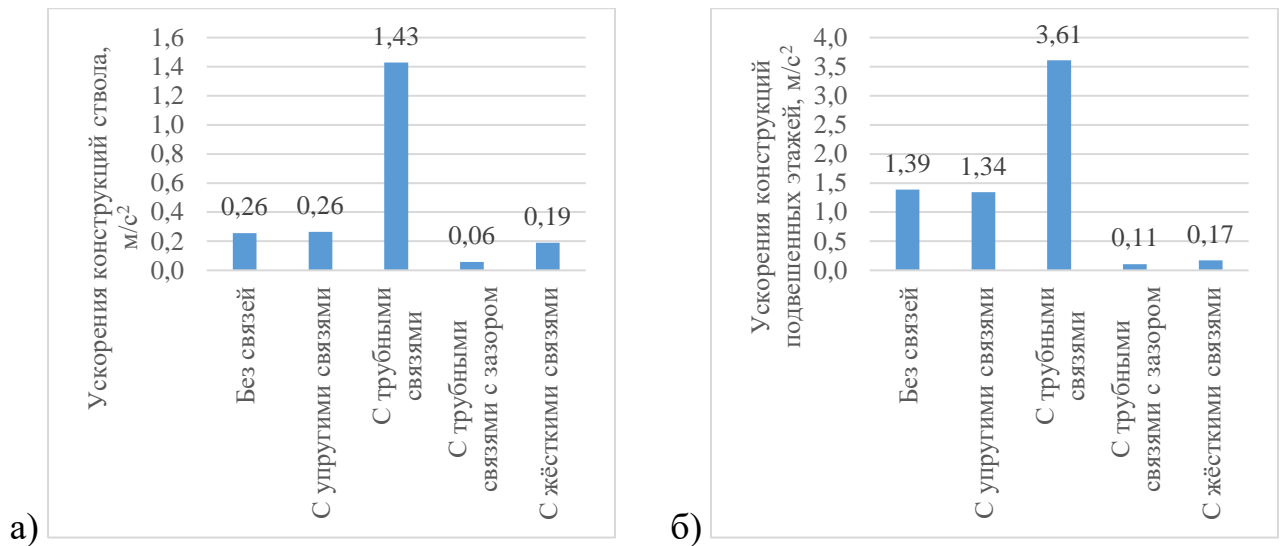


Рисунок 4.23 – Максимальные ускорения конструкций: а) стволов расчётных моделей; б) подвешенных этажей расчётных моделей

Ускорения конструкций, вызванные перемещениями элементов под действием ветровой нагрузки, являются показателем комфортности пребывания людей в здании. Динамическая комфортность в расчётных моделях зданий без установки связей, а также с внедрением упругих и жёстких связей между перекрытиями и стволом достигается в уровне лишь некоторых этажей. Применение упругих связей позволило уменьшить значения максимальных ускорений этажных блоков, однако не отразилось на ускорениях конструкций несущего ствола здания. Увеличение продольной жёсткости упругих связей вплоть до замены их неподвижными соединениями приводит к уменьшению ускорений как подвешенной, так и основной части здания.

Этажные блоки, соединённые между собой трубными связями, подверглись эффекту резонанса от действия пульсационной составляющей ветровой нагрузки. Полученные в результате расчёта значения ускорений конструкций свидетельствуют о том, что применение подобного конструктивного решения может негативно повлиять на безопасность посетителей здания.

Только в расчётной модели здания, в которой элементы трубных связей установлены с зазором, удалось достичь значений ускорений конструкций, обеспечивающих динамическую комфортность при ветровом воздействии.

Диаграммы максимальных усилий, возникающих в несущих стенах стволов моделируемых зданий, представлены на рисунках 4.24 – 4.28. Распределение усилий в стенах центральных ядер носило схожий характер во всех моделируемых зданиях. Нормальные усилия в конструкциях несущих стволов расчётных моделей принимали наибольшие значения с подветренной стороны здания. Значения нормальных усилий и изгибающих моментов в стеновых конечных элементах уменьшались по высоте здания, локально возрастая в уровне ближайших к оголовку этажей.

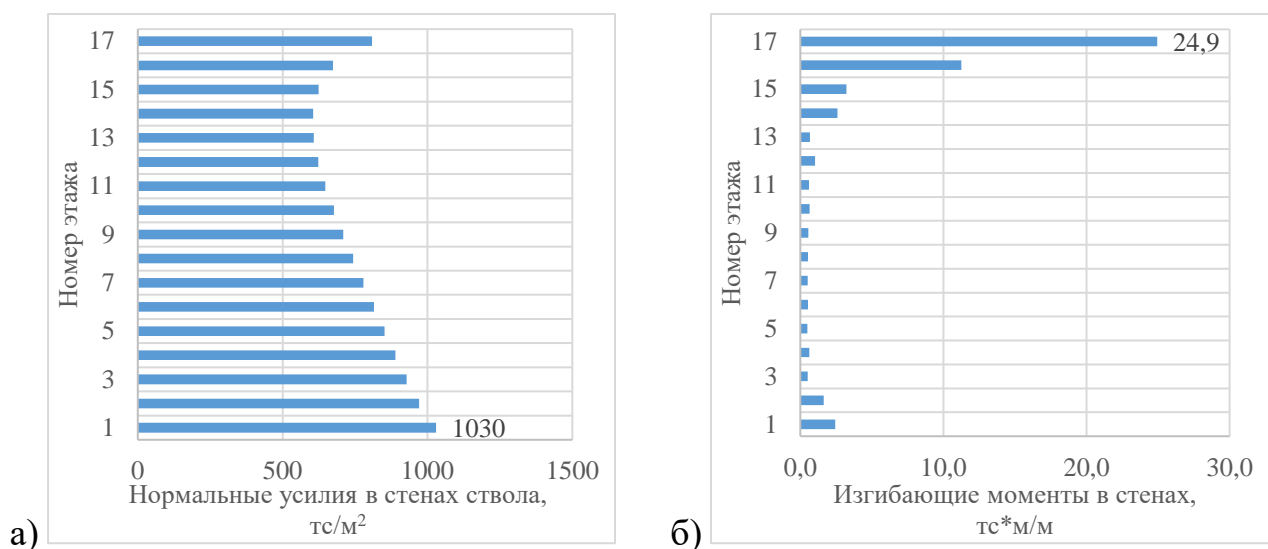


Рисунок 4.24 – Усилия в стенах ствола первой расчётной модели: а) нормальные усилия; б) изгибающие моменты

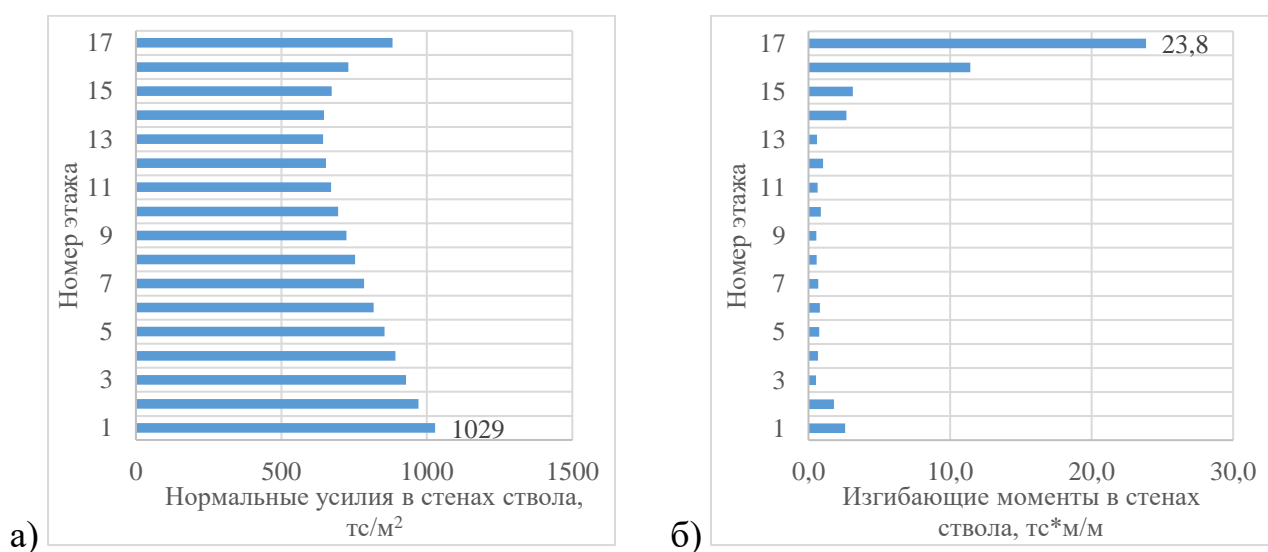


Рисунок 4.25 – Усилия в стенах ствола второй расчётной модели: а) нормальные усилия; б) изгибающие моменты

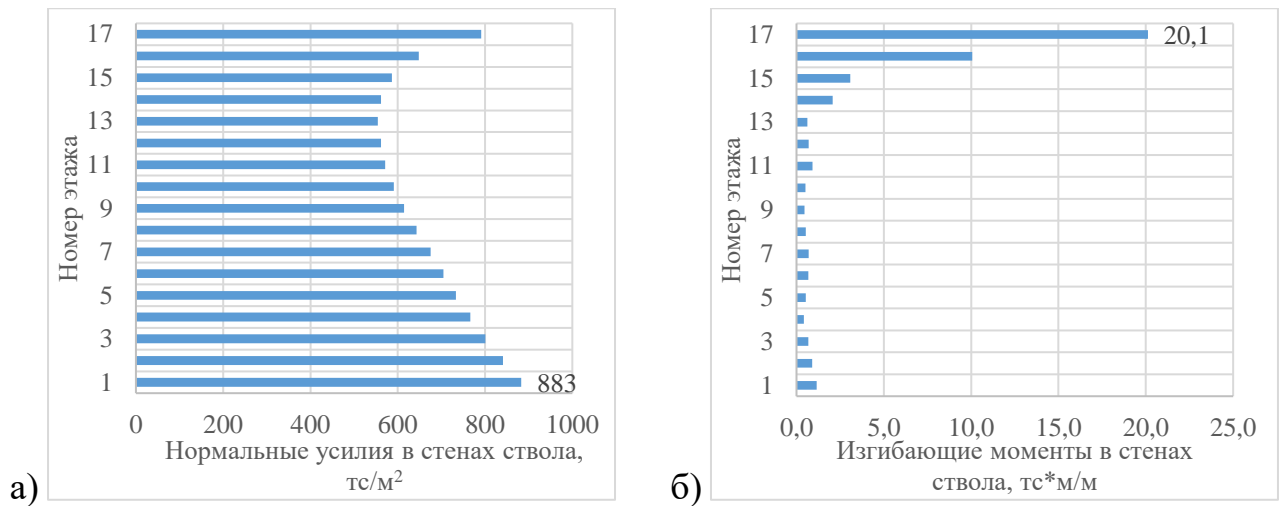


Рисунок 4.26 – Усилия в стенах ствола третьей расчётной модели: а) нормальные усилия; б) изгибающие моменты

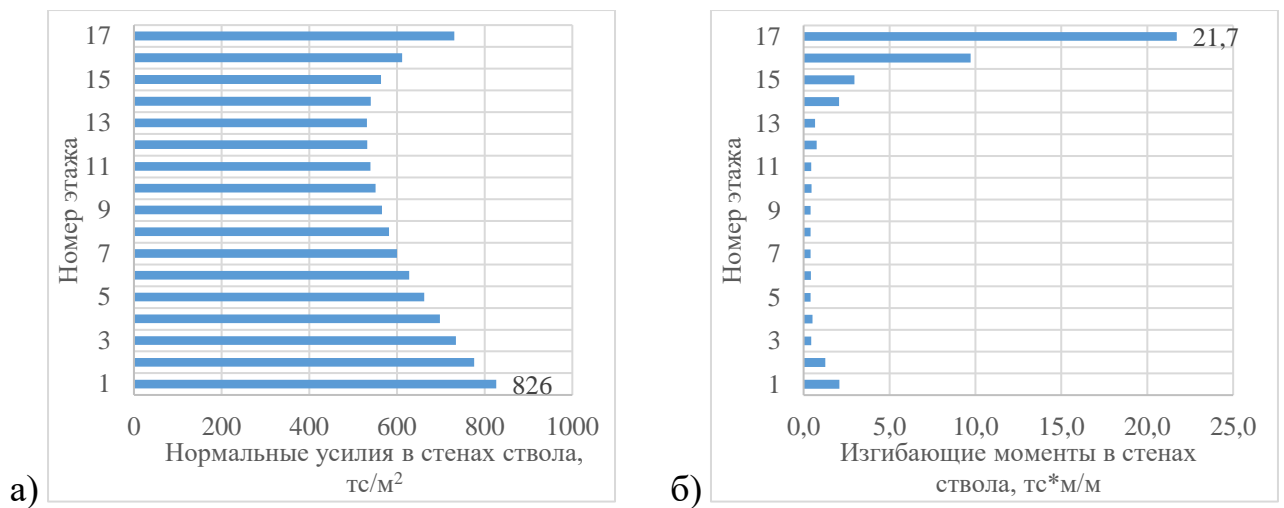


Рисунок 4.27 – Усилия в стенах ствола четвёртой расчётной модели: а) нормальные усилия; б) изгибающие моменты

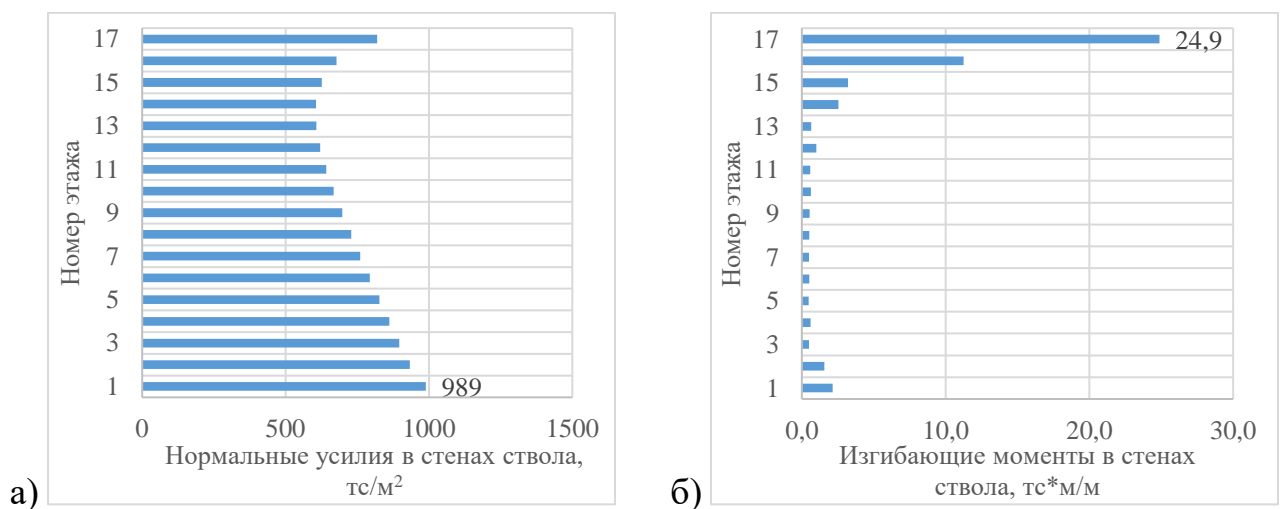


Рисунок 4.28 – Усилия в стенах ствола пятой расчётной модели: а) нормальные усилия; б) изгибающие моменты

Максимальные значения усилий, возникающих в стенах несущих стволов моделируемых зданий при ветровом воздействии, представлены в виде сравнительной диаграммы (рис. 4.29).

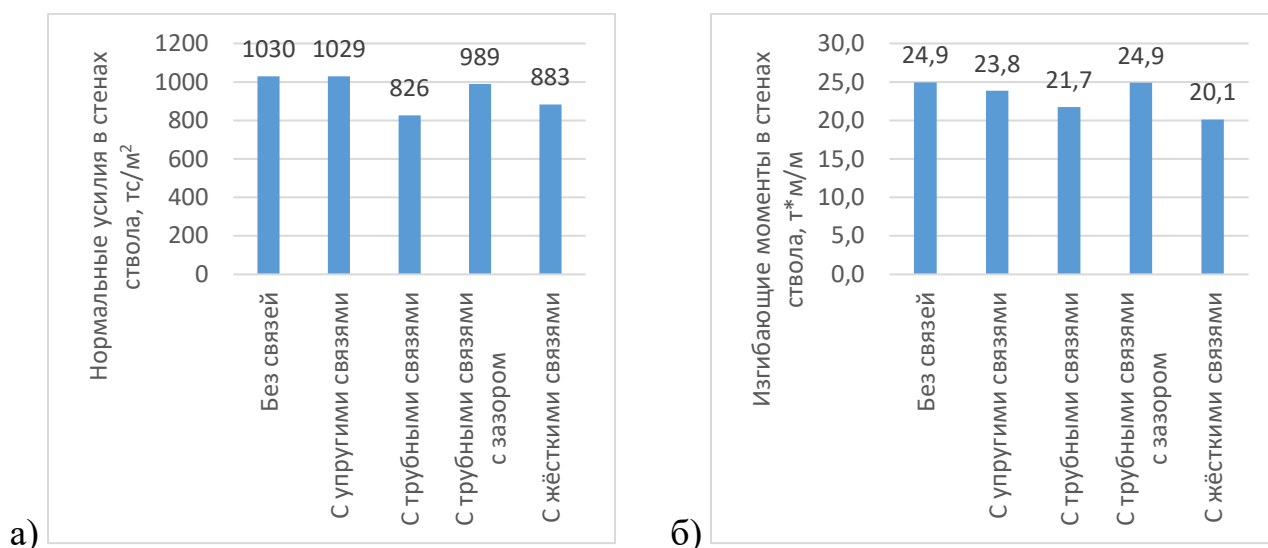


Рисунок 4.29 – Максимальные усилия в стенах стволов расчётных моделей:

а) нормальные усилия; б) изгибающие моменты

Нормальные усилия, отражающие продольные сжимающие усилия в конструкции ствола жёсткости здания, принимали максимальные значения в первой расчётной модели. Максимальный изгибающий момент при действии ветровой нагрузки также возник в несущих стенах исходной модели. По итогам анализа напряжённого состояния конструкций можно сделать вывод о том, что конструктивное решение, предполагающее свободную от связей с ядром здания подвеску этажных блоков, не является предпочтительным.

Внедрение упругих связей, обеспечивающих взаимодействие подвешенных блоков этажей и несущего ствола здания, не повлияло на нормальные усилия в стенах ядра жёсткости, однако позволило снизить изгибающие моменты в них на 4%.

Максимальные значения нормальных усилий и изгибающих моментов, возникших в стенах несущего ствола третьей расчётной модели с устройством жёстких связей, на 14% и 19% ниже соответствующих значений, полученных для первой расчётной модели.

Обеспечение связи подвешенных блоков этажей через трубные элементы в четвёртой расчётной модели позволило снизить максимальные значения нормальных усилий в стенах ядра здания на 20%, а максимальные значения изгибающих моментов на 13%.

Внедрение в пятую расчётную модель включающихся связей, в которых трубные элементы установлены с зазором, не повлияло на значения максимальных изгибающих моментов в конструкциях несущего ствола. Снижение максимальных нормальных усилий при этом достигло значения 4%.

Целесообразность применения рассматриваемых конструктивных решений здания ствольно-подвесного типа должна быть основана на комплексном анализе расчётных данных о его поведении в условиях нормальной эксплуатации и при наиболее вероятных особых воздействиях, таких как землетрясения. Обеспечение динамической комфортности в подвесном здании предлагаемого исполнения возможно лишь при устройстве включающихся трубных связей или обеспечении жёсткой связи подвешенных этажных блоков с несущим стволом. Положительный эффект от применения жёстких связей, оказанный на напряжённое состояние несущих конструкций, выражается в снижении материалоемкости устройства ствола здания.

Ключевой проблемой в устройстве подобных жёстких связей является сложность их проектирования и исполнения. Элементы, препятствующие взаимному смещению подвешенных и основных конструкций при ветровом воздействии, должны выключаться из работы в ходе землетрясения для изменения конструктивной схемы здания и снижения частот его собственных колебаний.

На основе полученных в ходе расчётов данных составлена диаграмма максимальных продольных усилий, возникающих в стержневых конечных элементах жёстких связях при ветровом воздействии (рис. 4.30).

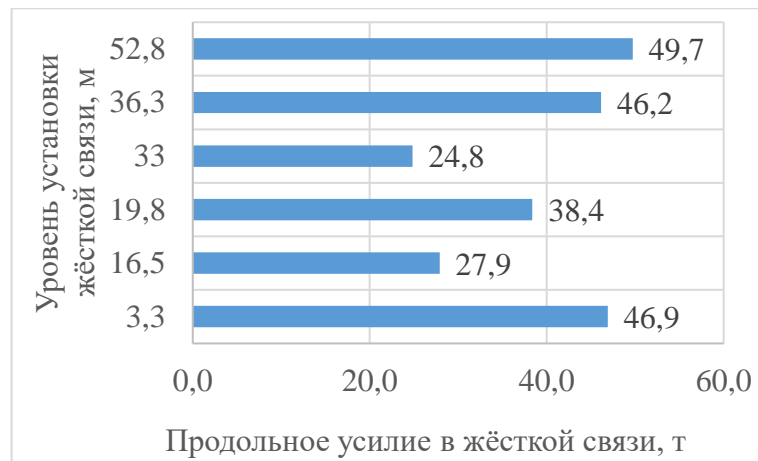


Рисунок 4.30 – Максимальные продольные усилия в жёстких связях третьей расчётной модели

Выключающаяся связь должна разрушаться при достижении значений усилий, превышающих требуемые для сопротивления ветровому воздействию. Конструкции связей обладают многообразием и могут быть выполнены в виде растяжек, работающих на срез элементов, болтовых затяжек и т.д. В данной работе предложено конструктивное решение, предусматривающее устройство выключающихся связей в виде неармированных бетонных балок. Напряжение, которое возникает в балках, можно определить по формуле:

$$\sigma_n = \frac{F_n}{S_n}, \quad (4.17)$$

где σ_n – напряжение, которое возникает в связи в n-ом уровне, тс/м²;

F_n – максимальное продольное усилие, возникающее в связи в n-ом уровне, т;

S_n – площадь поперечного сечения балки в n-ом уровне, м².

Условие, при котором связи обеспечивает сопротивление ветровой нагрузке выглядит следующим образом.

$$\sigma_n \leq R_{b,n}, \quad (4.18)$$

где $\sigma_{n,cr}$ – напряжение, которое возникает в связи в n-ом уровне, тс/м²;

$R_{b,n}$ – нормативное значение сопротивления бетона осевому сжатию, тс/ м².

Для балок, выполненных из лёгкого бетона класса прочности на сжатие В10, нормативное значение сопротивления бетона осевому сжатию $R_{b,n}$ равно 7,5 МПа или 750 тс/м². Требуемые площади неармированных бетонных балок, выполняющих роль выключающихся связей, можно определить по расчёту:

$$\frac{F_n}{S_n} \leq R_{b,n}$$

$$S_n \geq \frac{F_n}{R_{b,n}}$$

В таблице 4.15 приведены вычисленные значения требуемых площадей и габаритов квадратного поперечного сечения бетонных связей для подвесного здания предлагаемого конструктивного решения при ветровом воздействии, характерном IV ветровому району.

Таблица 4.15 – Характеристики сечений выключающихся бетонных связей

Высота установки связи, м	Требуемая площадь связи, м ²	Требуемая ширина связи, м
3,3	0,0625	0,25
16,5	0,0372	0,19
19,8	0,0512	0,23
33,0	0,0331	0,18
36,3	0,0615	0,25
52,8	0,0663	0,26

Исходя из того, что лучшие результаты в обеспечении динамической комфортности в здании получены при расчёте модели с включающимися связями, а наименьшие значения усилий в несущем стволе при расчёте модели с жёсткими связями, следует вывод об уместности применения в здании обоих типов конструкций. Выбор этажных блоков для обеспечения их жёсткой связи с несущим стволом при этом должен быть обоснован расчётами зданий с различными комбинациями сопряжений подвешенных и основных конструкций.

4.3 Оценка поведения зданий ствольно-подвесной системы при выключении из работы отдельных конструктивных элементов

4.3.1 Построение расчётных схем. Разработка мер по противодействию прогрессирующему обрушению

В зданиях ствольно-подвесного типа несущий ствол является единственной конструкцией, передающей вертикальную нагрузку от всех элементов здания на фундамент. Нарушение целостности элементов ядра жёсткости способно повлечь за собой цепное разрушение других несущих конструкций и в конечном итоге всего здания.

Локальное разрушение подвесок, воспринимающих нагрузку от блоков этажей и передающих её консольному оголовку здания, способно привести к увеличению усилий в других подвесках. Выход из работы подвесок, не рассчитанных на увеличенные значения нагрузок, приведёт к лавинообразному обрушению всех последовательно подвешенных перекрытий.

Во избежание возникновения прогрессирующего обрушения, вызванного локальным разрушением несущих элементов здания, необходимо обеспечить требуемую несущую способность и деформативность конструкций здания, а также соединений между ними при выходе из работы некоторых из них.

Для анализа подверженности здания подвесного типа с предлагаемым конструктивным решением прогрессирующему обрушению проведено расчётно-теоретическое исследование. Достаточность предусмотренных конструктивных мероприятий, препятствующих прогрессирующему обрушению, оценивается на основании данных об усилиях и деформациях несущих конструкций при достижении особого предельного состояния некоторыми элементами здания.

Для расчёта на защиту здания от прогрессирующего обрушения выбраны несущие элементы, выход из строя которых может повлечь за собой разрушение

соседних конструкций. Приняты следующие сценарии локального разрушения несущих элементов:

- разрушение наружной стены в уровне первого этажа здания в пределах участка, ограниченного двумя проёмами (рис. 4.31, а);
- разрушение пересекающихся стен ядра жёсткости до пересечения со стенами, расположенными в другом направлении (рис. 4.31, б);
- разрушение несущего ригеля консольного ростверка и примыкающих к нему вертикальных элементов в пределах участка общей длиной 6 м (рис. 4.31, в);
- разрушение трёх несущих подвесок, расположенных по наружному периметру здания в уровне верхнего этажа (рис. 4.31, г).

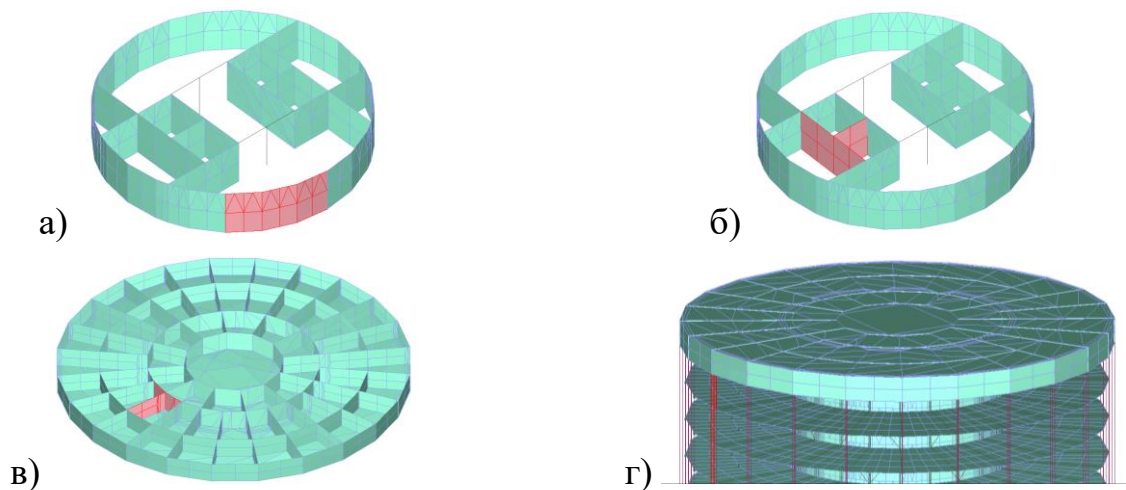


Рисунок 4.31 – Сценарии локального разрушения несущих элементов: а) наружной стены ядра жёсткости; б) внутренних стен ядра жёсткости; в) балок консольного ростверка; г) наружных подвесок

Рассматриваемые несущие элементы наиболее нагружены. Помимо этого, их выключение из работы приведёт к увеличению нагрузки на другие ответственные несущие элементы.

Расчётные прочностные характеристики материалов при расчёте здания на локальное обрушение конструкций приняты равными их нормативным значениям. При расчёте учтена реальная диаграмма работы материалов конструкций (рис. 4.32). Свойства материалов приведены в таблице 4.16.

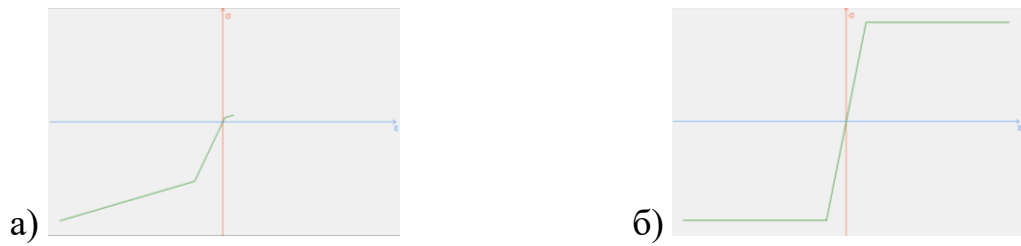


Рис. 4.32 – Графики зависимости напряжений σ от относительных деформаций ε : а) для бетона; б) для армирующего материала

Таблица 4.16 – Свойства бетонов, применённых в расчётной модели

Свойства материала	Бетон класса прочности В45	Бетон класса прочности В30	Арматура А500
Модуль упругости, E , тс/м ²	$3,773 \cdot 10^6$	$3,314 \cdot 10^6$	$2,1 \cdot 10^7$
Коэффициент Пуассона, ν	0,2	0,2	-
Предел упругости при растяжении, σ_{0+} , тс/м ²	137,7	107,07	50985
Предел прочности при растяжении, $\sigma+$, тс/м ²	229,4	178,45	50985
Предел относительной деформации при растяжении, $\varepsilon+$	0,0002	0,0002	0,02
Предел упругости при сжатии, σ_{0-} , тс/м ²	-1957,9	-1346,0	50985
Предел прочности при сжатии, $\sigma-$, тс/м ²	-3263,1	-2243,4	50985
Предел относительной деформации при сжатии, $\varepsilon-$	-0,003	-0,003	0,02

4.3.2 Выбор расчётных параметров и методов исследования

Принятая методика расчёта здания при аварийной расчётной ситуации соответствует [90]. Условие, при котором обеспечивается защита здания от прогрессирующего обрушения, выглядит следующим образом:

$$F \leq S, \quad (4.19)$$

где F – усилия в конструктивных элементах и их соединениях;

S – несущая способность конструктивных элементов и их соединений.

Для обеспечения защиты здания от прогрессирующего обрушения также необходимо учитывать требования по допустимым деформациям:

$$f \leq f_{ult}, \quad (4.20)$$

где f – деформации элементов под воздействием внешней нагрузки;

f_{ult} – предельно допустимые деформации элементов.

Значения прогибов изгибаемых элементов не должны превышать $1/30$ длины пролёта, который они перекрывают.

Особое сочетание нагрузок, соответствующее сценарию локального обрушения несущих элементов, включает в себя постоянные и длительные временные нагрузки. Коэффициенты надёжности по нагрузке γ_f при этом равны $1,0$.

Коэффициент надёжности по ответственности здания γ_n также принят равным $1,0$.

Сделано допущение о том, что учёт грунтового основания при локальном разрушении одной из несущих конструкций не приводит к изменению напряжённо-деформируемого состояния элементов здания. Расчёт проводился по пространственной расчётной схеме без учёта её взаимодействия с грунтовым основанием.

Расчёт ситуации, соответствующей локальному обрушению несущих элементов здания, проводился поэтапно. Для первичной расчётной схемы, соответствующей зданию с несущими элементами без повреждений, определено напряжённо-деформированное состояние конструкций при следующих видах внешнего воздействия:

- основное сочетание нагрузок (п. 4.2.2);
- сейсмическое воздействие (п. 3.2.2).

Конструирование несущих элементов здания выполнено на основе данных об их напряжённо-деформируемом состоянии, полученных в ходе расчётов.

Основное армирование монолитных железобетонных элементов выполнено из арматуры класса А500, поперечное – из арматуры класса А240. Схема армирования плитных элементов модели представлена на рисунке 4.33.

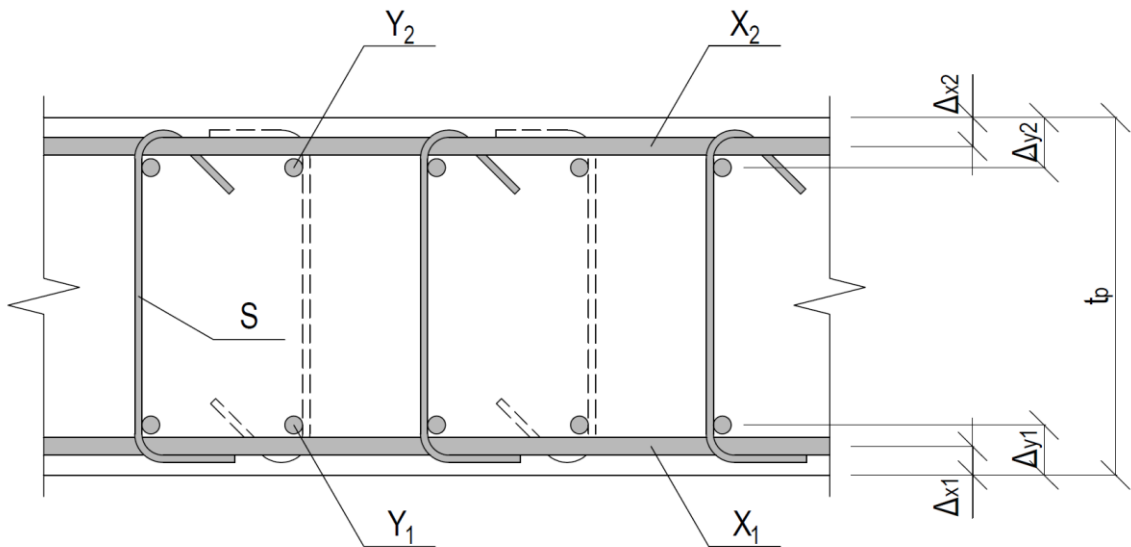


Рисунок 4.33 – Поперечное сечение плитных элементов

Арматурные стержни, обозначенные на рисунке буквами X и Y, соответствуют рабочей арматуре стен в горизонтальном и вертикальном направлении. Для плит перекрытий стержни X и Y отражают армирование вдоль глобальных осей моделируемого здания X и Y. Поперечное армирование плит представлено шпильками S, установленными в шахматном порядке.

Информация об используемых диаметрах арматурных стержней, шаге их установки, а также их привязке к граням плиты представлена в таблице 4.17. Помимо этого в таблице приведены сведения о толщине плит, и классе прочности бетона, из которых они выполнены.

Таблица 4.17 – Данные о конструкции плитных элементов

Элемент здания	Плита		Арматурные стержни													
			X1			Y1			X2			Y2			S	
	Класс бетона	Толщина t_p , мм	Диаметр, мм	Шаг, мм	Привязка Δ_{x1} , мм	Диаметр, мм	Шаг, мм	Привязка Δ_{y1} , мм	Диаметр, мм	Шаг, мм	Привязка Δ_{x2} , мм	Диаметр, мм	Шаг, мм	Привязка Δ_{y2} , мм	Диаметр, мм	Шаг, мм
Несущая стена	B45	500	25	200	40	25	200	70	25	200	40	25	200	70	10	400
Перегородка	B30	200	12	200	30	10	200	50	12	200	30	10	200	50	10	400
Плита перекрытия (ствол)	B45	300	28	200	30	28	200	50	28	200	30	28	200	50	10	400
Плита перекрытия (подвешенная)	B30	200	32	200	30	32	200	50	32	200	30	32	200	50	10	400
Балка ростверка	B45	1000	40	200	40	40	200	70	40	200	40	40	200	70	10	400
Поперечные связи ростверка	B45	500	32	200	40	32	200	70	32	200	40	32	200	70	10	400
Плита ростверка	B45	500	40	200	40	40	200	70	40	200	40	40	200	70	10	400

Армирование колонн, расположенных в несущем стволе здания, выполнено симметричным (рис. 4.34). Диаметр продольных стержней равен 16 мм. Поперечное армирование представлено хомутом с диаметром 10 мм, установленным с шагом 200 мм. Колонны выполнены из бетона с классом прочности В45, как и другие конструкции ядра жёсткости здания.

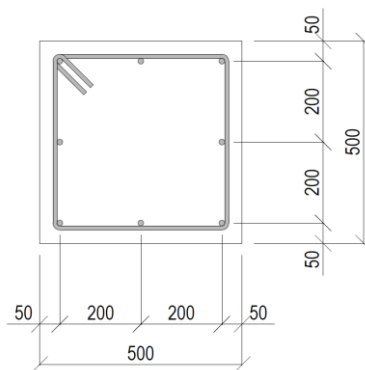


Рисунок 4.34 – Поперечное сечение колонны

Армирование балок, расположенных в пролёте между лифтовыми шахтами ядра здания, представлено четырьмя верхними и нижними продольными арматурными стержнями, а также поперечным армированием в виде четырёхсрезных хомутов (рис. 4.35). Требуемый по результатам расчётов диаметр верхних продольных стержней – 12 мм, нижних – 18 мм. Хомуты, установленные с шагом 200 мм, изготовлены из арматуры с диаметром 10 мм. Выполненные монолитно с перекрытием несущего ствола балки изготовлены из бетона класса прочности В45.

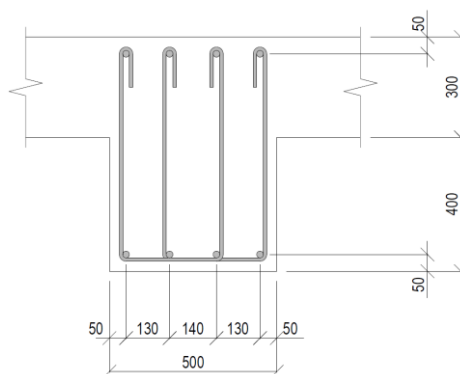


Рисунок 4.35 – Поперечное сечение балки в несущем стволе

Усилия и деформации элементов вторичных расчётных схем, соответствующих различным случаям локального обрушения конструкций, получены в ходе расчёта на особое сочетание нагрузок.

Расчёты, соответствующие рассматриваемым сценариям локального разрушения несущих элементов, выполнены отдельно и независимо друг от друга в динамической постановке.

Изменение расчётной схемы здания в результате локального обрушения учтено за счёт совместного применения модулей Монтаж и Динамика+. Первая монтажная стадия соответствует возведению здания с пошаговым приложением нагрузки от собственного веса к элементам. В ходе второй стадии монтажа к элементам расчётных моделей прикладывается полезная нагрузка. Помещённые в отдельную монтажную стадию, соответствующую локальному обрушению конструкций, элементы выключаются из работы при расчёте в динамической постановке. График выхода из работы конечных элементов модели представлен на рисунке 4.36.

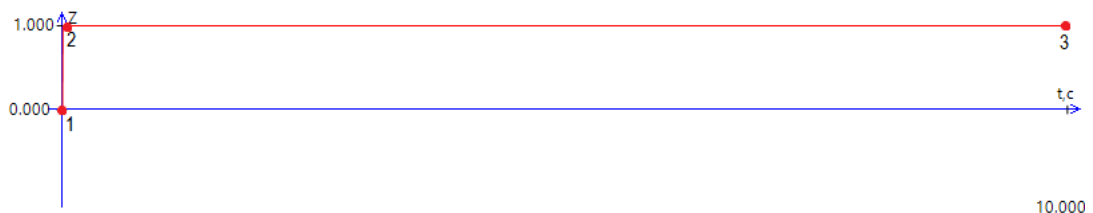


Рисунок 4.36 – График закона изменения для демонтируемых элементов: 1 – точка, соответствующая началу расчёта в динамической постановке; 2 – точка, соответствующая полному выключению из работы демонтируемых элементов модели спустя 0,005 с после начала расчёта; 3 – завершение расчёта в динамической постановке по достижении 10 с

По полученным данным о напряжённно-деформируемом состоянии несущих элементов вторичных схем проводилась критериальная проверка несущей способности и деформативности конструкций, а также их соединений.

4.3.3 Анализ результатов

Данные о максимальных значениях напряжений, возникающих в элементах моделируемого здания, получены в результате расчёта с учётом нелинейного характера зависимости между напряжениями и деформациями конструкций. Максимальные значения растягивающих и сжимающих напряжений элементов в направлении их главных осей, возникающих в условиях нормальной эксплуатации, представлены в таблице 4.18.

Таблица 4.18 – Максимальные нормальные напряжения элементов здания при нормальной эксплуатации

Элемент здания	Нормальные напряжения вдоль оси X элемента, тс/м ²		Нормальные напряжения вдоль оси Y элемента, тс/м ²	
	σ_{x+}	σ_{x-}	σ_{y+}	σ_{y-}
Несущие стены	417,3	-498,5	295,9	-1566,9
Перегородки	60,4	-168,5	137,0	-777,8
Плиты перекрытия (ствол)	5686,2	-5131,9	3581,4	-3973,9
Плиты перекрытия (подвешенные)	649,3	-967,6	599,9	-938,3
Балки ростверка	931,1	-489,9	213,2	-256,2
Поперечные связи ростверка	723,6	-396,1	216,9	-446,9
Плиты ростверка	911,9	-1484,7	1034,5	-1446,4
Колонны ядра	-	-	137,5	-733,5
Балки ядра	-	-	141,4	-303,0

Максимальное растягивающее усилие, возникшее в подвесках при в условиях нормальной эксплуатации здания, составило 60,5 т.

Результаты моделирования ситуации, соответствующей локальному обрушению наружных стен ядра, представлены в таблице 4.19. Для элементов с разными типами жёсткости также представлены изменения в напряжённом состоянии относительно исходной расчётной схемы.

Таблица 4.19 – Максимальные нормальные напряжения элементов здания при локальном обрушении наружных стен ядра

Элемент здания	Нормальные напряжения вдоль оси X элемента				Нормальные напряжения вдоль оси Y элемента			
	σ_{x+} , тс/м ²	Изменение, %	σ_{x-} , тс/м ²	Изменение, %	σ_{y+} , тс/м ²	Изменение, %	σ_{y-} , тс/м ²	Изменение, %
Несущие стены	411,0	-1,5	-498,0	-0,1	291,5	-1,5	-1573,4	0,4
Перегородки	61,0	1,0	-168,5	0,0	136,8	-0,1	-803,2	3,3
Плиты перекрытия (ствол)	5608,9	-1,4	-5063,8	-1,3	3536,8	-1,2	-3930,2	-1,1
Плиты перекрытия (подвешенные)	635,4	-2,1	-974,3	0,7	588,2	-2,0	-946,9	0,9
Балки ростверка	931,6	0,1	-488,6	-0,3	212,5	-0,3	-255,3	-0,4
Поперечные связи ростверка	723,5	0,0	-399,5	0,9	212,6	-2,0	-449,7	0,6
Плиты ростверка	876,3	-3,9	-1496,2	0,8	1024,6	-1,0	-1464,6	1,3
Колонны ядра	-	-	-	-	140,0	1,8	-795,1	8,4
Балки ядра	-	-	-	-	137,6	-2,7	-304,0	0,3

Максимальное усилие в несущих подвесках, возникшее при моделировании рассматриваемой ситуации, составило 60,6 т, что на 0,2% больше усилия, полученного при расчёте исходной схемы.

Перераспределение усилий, вызванное локальным обрушением конструкций, вызвало увеличение сжимающих напряжений в колоннах ядра на 8,4%, однако не привело к возникновению трещин или разрушению других элементов здания.

Увеличение деформаций конструкций в результате выхода из работы части наружных стен наиболее заметно в элементах, находящихся над зоной локального обрушения. Максимальный прогиб несущих конструкций в этой области достиг 1,1 мм (рис. 4.37).

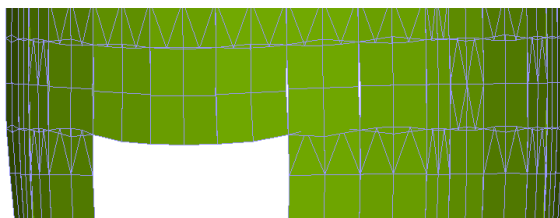


Рисунок 4.37 – Фрагмент наружных стен здания с утрированным отображением деформаций конечных элементов

В направлении разрушенного участка ядра здание получило крен величиной 0,5 мм.

В таблице 4.20. представлены напряжения в несущих элементах расчётной модели при достижении особого предельного состояния стенами шахты.

Таблица 4.20 – Максимальные нормальные напряжения элементов здания при локальном обрушении стен шахты

Элемент здания	Нормальные напряжения вдоль оси X элемента				Нормальные напряжения вдоль оси Y элемента			
	σ_{x+} , тс/м ²	Изменение, %	σ_{x-} , тс/м ²	Изменение, %	σ_{y+} , тс/м ²	Изменение, %	σ_{y-} , тс/м ²	Изменение, %
Несущие стены	414,2	-0,7	-498,4	0,0	294,5	-0,5	-1569,6	0,2
Перегородки	60,4	0,0	-179,4	6,5	137,1	0,1	-981,7	26,2
Плиты перекрытия (ствол)	5651,1	-0,6	-5101,2	-0,6	3561,0	-0,6	-3954,2	-0,5
Плиты перекрытия (подвешенные)	643,1	-1,0	-969,2	0,2	592,2	-1,3	-941,1	0,3
Балки ростверка	931,2	0,0	-489,7	0,0	212,1	-0,5	-256,5	0,1
Поперечные связи ростверка	723,7	0,0	-397,3	0,3	214,5	-1,1	-448,8	0,4
Плиты ростверка	907,2	-0,5	-1487,8	0,2	1030,0	-0,4	-1453,1	0,5
Колонны ядра	-	-	-	-	138,6	0,8	-788,0	7,4
Балки ядра	-	-	-	-	138,5	-2,1	-308,4	1,8

Увеличение усилий в подвесках, вызванное выходом из работы стен шахты, составило 0,2%. Максимальное усилие в подвесках составило 60,6 т.

Нагрузка, действующая на стены шахты, в ходе локального обрушения воспринята другими элементами центрального ядра здания. Сжимающие напряжения в колоннах увеличились на 7,4%, в стенах, ограждающих шахты в уровне первого этажа – на 26,2%. Это привело к развитию трещин в местах их сопряжения с другими элементами ядра здания, но не привело к их разрушению.

Прогиб плиты перекрытия над участком локального обрушения составил 0,3 мм. Максимальные деформации стен лифтового узла в направлении вертикальной оси составили 0,9 мм.

Наибольший эффект на напряжённо-деформированное состояние несущих конструкций моделируемого здания оказало локальное обрушение элементов оголовка. Результаты моделирования этой ситуации представлены в таблице 4.21.

Таблица 4.21 – Максимальные нормальные напряжения элементов здания при локальном обрушении конструкций оголовка

Элемент здания	Нормальные напряжения вдоль оси X элемента				Нормальные напряжения вдоль оси Y элемента			
	σ_{x+} , тс/м ²	Изменение, %	σ_{x-} , тс/м ²	Изменение, %	σ_{y+} , тс/м ²	Изменение, %	σ_{y-} , тс/м ²	Изменение, %
Несущие стены	494,1	18,4	-499,1	0,1	369,7	24,9	-1767,6	12,8
Перегородки	75,8	25,5	-173,1	2,7	134,1	-2,1	-944,9	21,5
Плиты перекрытия (ствол)	5178,1	-8,9	-4683,7	-8,7	3251,7	-9,2	-3638,9	-8,4
Плиты перекрытия (подвешенные)	645,3	-0,6	-1008,4	4,2	498,1	-17,0	-992,5	5,8
Балки ростверка	927,7	-0,4	-732,1	49,4	187,3	-12,1	-317,2	23,8
Поперечные связи ростверка	737,3	1,9	-554,6	40,0	290,3	33,8	-548,7	22,8
Плиты ростверка	859,9	-5,7	-1648,7	11,0	1019,3	-1,5	-1842,0	27,4
Колонны ядра	-	-	-	-	164,7	19,8	-1122,2	53,0
Балки ядра	-	-	-	-	138,1	-2,3	-516,5	70,5

Локальное обрушение балок консольного ростверка привело к изменению усилий, возникающих, прежде всего, в несущих элементах верхней части здания. Сжимающие напряжения, действующие вдоль горизонтальной оси, в незатронутых разрушением балках ростверка увеличились на 49,4%. Увеличение напряжений сжатия на 40% отмечено и в поперечных связях ростверка. Также в балочных элементах ростверка возросли нормальные напряжения, действующие вдоль вертикальной оси элементов. Это вызвано увеличением усилий среза, действующих на данные конструкции. Перераспределение усилий от подвергнутых обрушению балок также привело к увеличению сжимающих напряжений в нижней плите ростверка на 11%.

В элементах, передающих вертикальную нагрузку от веса конструкций основанию, произошло увеличение как сжимающих, так и растягивающих напряжений. Напряжения сжатия возросли на 53% в колоннах и на 12,8% в несущих стенах ствола у основания здания. Растягивающие напряжения увеличились на 19,8% и 24,9% для находящихся в уровне верхних этажей колонн и стен соответственно. Наибольшее увеличение сжимающих напряжений, равное 70,5%, выявлено в балках несущего ствола, установленных в уровне верхнего этажа под нижней плитой оголовка.

Достижение особого предельного состояния элементами консольного ростверка привело к увеличению растягивающих усилий в подвесках на 1,3%. Максимальное значение усилий составило 61,3 т.

Локальное обрушение конструкций ростверка привело к возникновению крена здания величиной 25,3 мм в направлении разрушенных элементов (рис. 4.38). Прогиб участка ростверка в области локального обрушения составил 37,4 мм, увеличившись на 14,5 мм.



Рисунок 4.38 – Конструкции несущего ствола здания с утрированным отображением деформаций конечных элементов

Результаты цифрового моделирования здания при локальном обрушении подвесок представлены в таблице 4.22.

Таблица 4.22 – Максимальные нормальные напряжения элементов здания при локальном обрушении подвесок

Элемент здания	Нормальные напряжения вдоль оси X элемента				Нормальные напряжения вдоль оси Y элемента			
	σ_{x+} , тс/м ²	Изменение, %	σ_{x-} , тс/м ²	Изменение, %	σ_{y+} , тс/м ²	Изменение, %	σ_{y-} , тс/м ²	Изменение, %
Несущие стены	409,7	-1,8	-494,8	-0,7	283,0	-4,4	-1621,4	3,5
Перегородки	62,9	4,1	-159,2	-5,5	137,0	0,0	-778,0	0,0
Плиты перекрытия (ствол)	5318,8	-6,5	-4799,2	-6,5	3366,7	-6,0	-3743,3	-5,8
Плиты перекрытия (подвешенные)	529,1	-18,5	-1229,5	27,1	541,1	-9,8	-980,8	4,5
Балки ростверка	934,9	0,4	-485,2	-1,0	214,0	0,4	-259,1	1,1
Поперечные связи ростверка	723,1	-0,1	-406,5	2,6	214,6	-1,1	-445,8	-0,2
Плиты ростверка	796,3	-12,7	-1569,6	5,7	1035,7	0,1	-1520,2	5,1
Колонны ядра	-	-	-	-	150,0	9,1	-735,0	0,2
Балки ядра	-	-	-	-	136,9	-3,2	-303,0	0,0

Эффект от обрыва подвесок трёх подвешенных блоков этажей на напряжённо-деформированное состояние несущих конструкций ствола здания является незначительным. Стоит отметить увеличение сжимающих напряжений в

подвешенных плитах перекрытий на 27,1%. Данное последствие локального обрушения наиболее заметно в зонах, расположенных под местом обрыва подвесок.

Растягивающие усилия от вышедших из работы подвесок перераспределены между соседними рядами стальных канатов. Таким образом, усилия в них увеличились на 53,6%, составив 92,9 т.

Локальное обрушение подвесок привело к увеличению деформаций подвешенных плит перекрытий. Нормальной эксплуатации здания соответствует равномерное опускание подвешенных блоков этажей, вызванное растяжением вант. Ключевым следствием обрыва подвесок является двукратное увеличение пролёта плит перекрытий в зонах, расположенных под местом локального обрушения. По этой причине деформации отдельных участков подвешенных плит перекрытия принимают большие значения (табл. 4.23).

Таблица 4.23 – Деформации подвешенных плит перекрытий

Объём здания	Максимальные вертикальные перемещения плит перекрытий, мм		Изменение вертикальных деформаций, %
	Нормальная эксплуатация	Локальное обрушение подвесок	
Первый блок этажей	40,3	84,1	108,7
Второй блок этажей	53,8	136,8	154,3
Третий блок этажей	78,7	186,6	137,1

Деформированный вид плиты перекрытия верхнего подвешенного блока этажей приведён на рисунке 4.39.

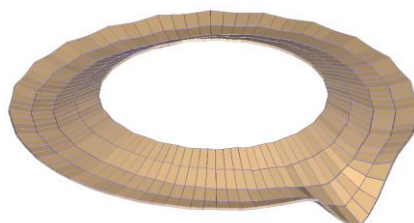


Рисунок 4.39 – Плита перекрытия первого блока этажей с утрированным отображением деформаций конечных элементов

Ни одна из рассматриваемых расчётных ситуаций не привела к развитию разрушений конструкций. Предлагаемое конструктивное решение здания ствольно-подвесного исполнения не подвержено прогрессирующему обрушению.

Для защиты ствольно-подвесных зданий с монолитным ядром жёсткости от прогрессирующего обрушения могут быть предусмотрены некоторые конструктивные мероприятия [90]. Следует обеспечить несущую способность элементов здания при достижении особого предельного состояния наиболее ответственными конструкциями. Связи вертикальных несущих элементов ствола здания с дисками перекрытий должны воспринимать растягивающие усилия, определённые расчётом. Армирование несущего ствола здания должно быть непрерывным, что обеспечивается требуемой длиной анкеровки арматурных стержней и устройством их равнопрочных соединений.

Следует обеспечивать развитие пластических деформаций в соединениях стальных элементов, образующих пространственную решётку связей этажных блоков. При выборе стали, из которой выполнены элементы проката, следует отдать предпочтение малоуглеродистым и низколегированным сталям. Данные меры позволяют предотвратить хрупкое разрушение конструкций.

Несущая система здания должна быть спроектирована таким образом, чтобы обеспечить альтернативные пути передачи силовых потоков в сооружении при возможном локальном обрушении несущих конструкций. Этому требованию соответствуют объёмно-планировочные решения центральных ядер зданий, в которых несущие элементы обеспечивают равномерное распределение жёсткости ствола как в плане, так и по высоте. Подвески должны устанавливаться по периметру подвешенных перекрытий с шагом, обеспечивающим перераспределение усилий от вышедших из работы канатов.

Восстановление железобетонных стен ядра здания после их частичного обрушения выполняется в несколько этапов. Бетон повреждённых участков стен должен быть демонтирован с целью дальнейшего восстановления армирования. Повреждённые в ходе особого воздействия арматурные стержни вырезаются с их

последующей заменой на стержни с требуемым классом прочности и сечением. Соединение восстанавливаемых стержней с арматурными выпусками может быть осуществлено, к примеру, при помощи обжимных муфт, дуговой ванной сваркой либо внахлест. Вертикальные усилия, действовавшие в повреждённых несущих стенах ствола здания, должны быть восприняты распорными конструкциями, установленными для возврата конструкций в проектное положение. Для бетонирования участка стены, вышедшего из работы, следует применять безусадочные напрягающие бетонные смеси по ГОСТ 32803-2014 [91].

Соединение стальных канатов с восстанавливаемым участком подвески может быть осуществлено несколькими способами. Для сращивания канатов используются обжимные муфты, хомуты и прочие соединительные устройства. Узел примыкания стальных канатов к ростверку при этом должен позволять возврат конструкций к проектному положению. Возможность регулирования длины вант может быть обеспечена за счёт их закрепления через приваренные хвостовики и втулки.

Наибольшую сложность представляет восстановление конструкций консольного оголовка после их локального обрушения. Для снижения вероятности наступления данного сценария локального обрушения несущих элементов целесообразно предусмотреть вторичные меры защиты здания. Суть подобного подхода заключается в предотвращении событий, вызывающих особые воздействия. Объём здания, примыкающий к консольному ростверку, может быть локализован от мест пребывания большого количества людей. Влияние опасных событий на целостность основания ядра здания может быть снижено путём устройства защитных барьеров вокруг его несущих стен. Здания со ствольно-подвесной несущей системой могут быть отнесены к уникальным сооружениям. К таким объектам повышенного уровня ответственности также предъявляются требования по контролю за посетителями. Стоит отметить, что перечисленные действия не повышают сопротивляемость конструкций здания к прогрессирующему обрушению, а снижают вероятность наступления событий, вызывающих разрушение несущих элементов.

4.4 Пробное проектирование

4.4.1 Подвешенные перекрытия

Выполнен анализ известных способов устройства характерных конструкций и их сопряжений в зданиях подвесного типа [92-97]. На основе полученных данных о практической реализации принципа подвешивания элементов строительных сооружений проведено пробное проектирование здания с предлагаемым конструктивным решением. Монтаж подвешенной части здания с несущим стволом осуществляется «сверху вниз» путём поэтапного бетонирования монолитных железобетонных плит перекрытий на консольно примыкающей к несущему стволу опалубке (рис. 4.40). По окончании набора прочности бетоном перекрытий опалубка может быть установлена на уровне нижележащего этажа. Данный подход к монтажу подвешенных элементов позволяет добиться параллельной организации строительства и одновременно выполнять ряд работ на различных строительных отметках [92].

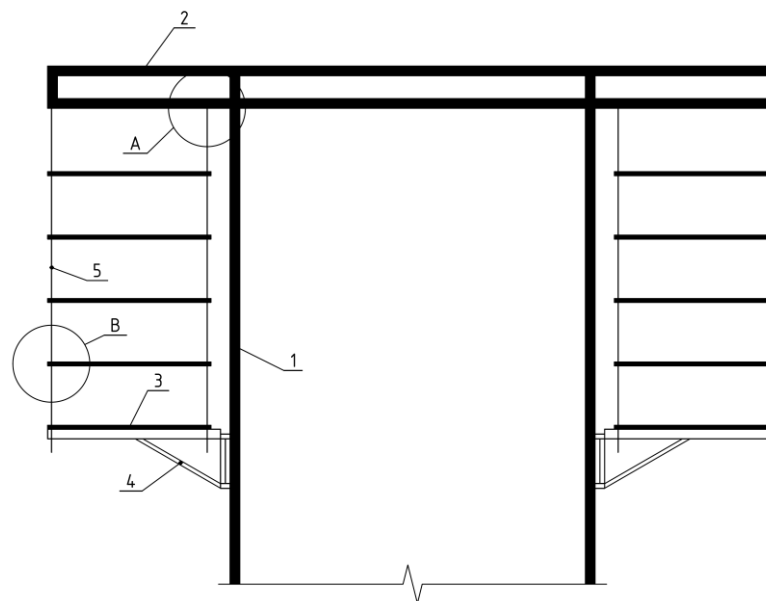


Рисунок 4.40 – Схема монтажа подвешенных перекрытий: 1 – несущий ствол; 2 – консольный ростверк; 3 – плиты перекрытий; 4 – консольная опалубка; 5 – подвески

Крепление вантовых подвесов к плите оголовка здания с несущим стволом осуществляется через систему домкратов, что позволяет менять длину вант в процессе эксплуатации здания (рис. 4.41) [93, 94]. Нагрузка от подвешенных перекрытий передаётся на домкратные устройства через установленные на них балки, являющиеся опорой для анкеров стальных подвесок. Нагрузка, воспринимаемая плитой оголовка, распределяется через стальную опорную пластину, что снижает концентрацию сжимающих напряжений в конструкциях ростверка. Подобное устройство данного узла позволяет не только нивелировать развивающиеся во времени неупругие деформации стальных канатов, но и заменять их при необходимости.

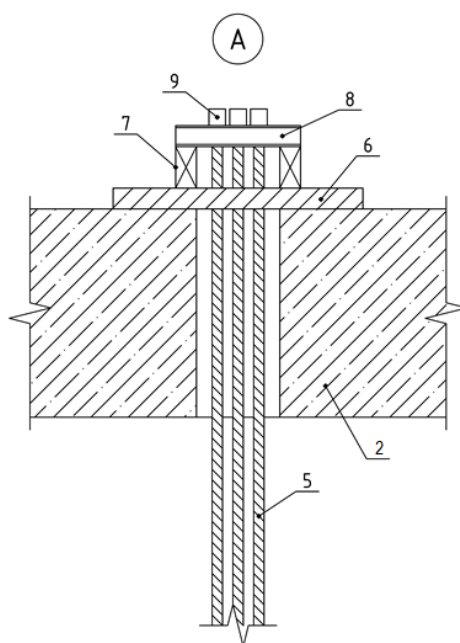


Рисунок 4.41 – Узел крепления вантовых подвесов к плите консольного ростверка: 2 – консольный ростверк; 5 – подвеска; 6 – опорная пластина; 7 – домкраты; 8 – балка; 9 – анкера канатов

Пропущенная сквозь трубную проходку в плите перекрытия подвеска снабжена приваренным к ней хвостовиком (рис. 4.42) [96, 97]. Его резьбовое соединение с гайкой, воспринимающей вертикальную нагрузку от веса подвешенных перекрытий, позволяет зафиксировать плиту в проектном положении. По завершении исполнительной съёмки строящегося объёма здания гайка обваривается по периметру, что обеспечивает её жёсткое соединение с подвесом.

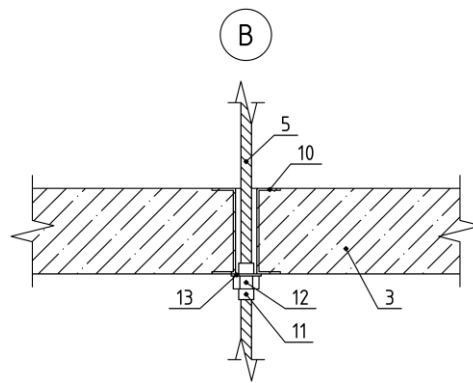


Рисунок 4.42 – Узел крепления вантовых подвесов к плите перекрытия: 3 – перекрытие; 5 – подвеска; 10 – проходка; 11 – хвостовик; 12 – гайка; 13 – шайба

4.4.2 Пространственная решётчатая система

Объединение последовательно подвешенных плит перекрытий в геометрически неизменяемые этажные блоки осуществляется за счёт пространственной решётчатой системы. Установленные по периметру несущего ствола связи обеспечивают жёсткость блока параллельно горизонтальной плоскости в различных направлениях (рис. 4.43).

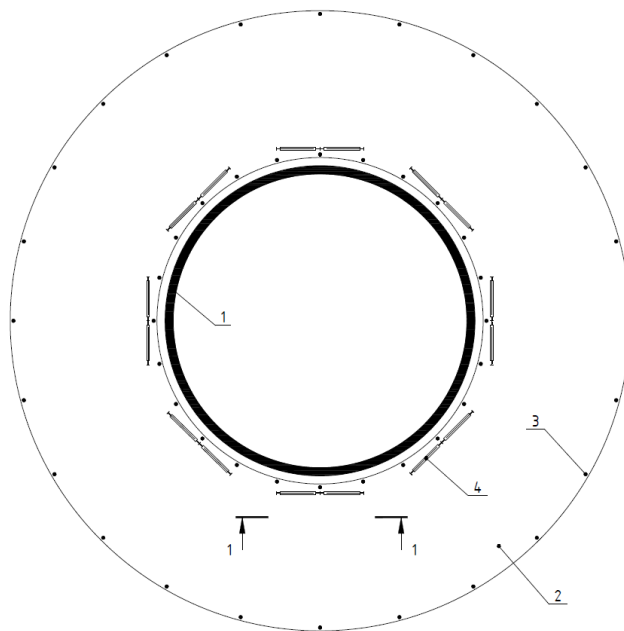


Рисунок 4.43 – Расположение связей пространственной решётчатой конструкции в плане: 1 – несущий ствол; 2 – плита перекрытия; 3 – подвески; 4 – элементы связи

Основные элементы решётки представлены стальным трубным прокатом (рис. 4.44)

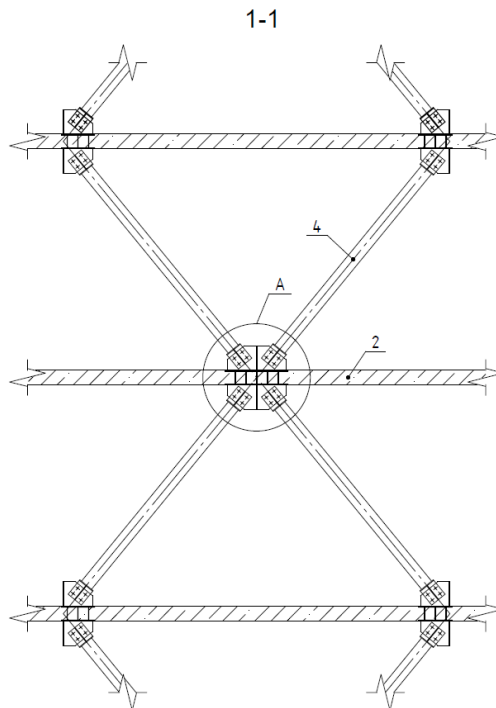


Рисунок 4.44 – Вид на связи: 2 – плита перекрытия; 4 – элемент связи

Закладная деталь в плите перекрытия служит для приварки к ней рёбер и фасонки, к которой при помощи болтов крепятся трубные элементы пространственной связи (рис. 4.45). Таким образом осуществляется шарнирное примыкание элементов связи к подвешенным плитам перекрытия.

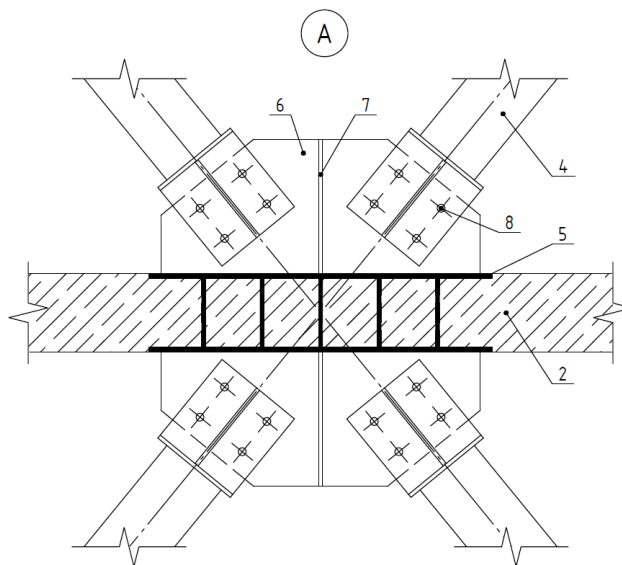


Рисунок 4.45 – Узел крепления элементов связей к плите перекрытия: 2 – плита перекрытия; 4 – элемент связи; 5 – закладная деталь; 6 – фасонка; 7 – ребро; 8 – болты

4.4.3 Наружные ограждающие конструкции

В качестве наружных ограждающих конструкций в зданиях ствольно-подвесного типа могут выступать ненесущие стеновые панели. Их сопряжение с плитами перекрытия в нижней части может осуществляться через крепление к закладным деталям. В верхней части стеновая панель стыкуется с плитой перекрытия через прокладку из упругого материала (рис. 4.46). Она не препятствует смещению соседних плит перекрытия в ходе колебаний подвешенных элементов, обеспечивая целостность ограждающих конструкций.

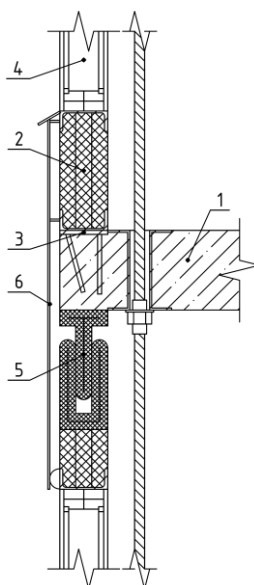


Рисунок 4.46 – Узел крепления наружных стен к плите перекрытия: 1 – плита перекрытия; 2 – стеновая панель; 3 – закладная деталь; 4 – оконный блок; 5 – гибкая прокладка; 6 – навесной фасад

4.4.4 Сопряжение подвешенной части здания с несущим стволом

Соединение подвешенной части здания с его несущим стволом должно обеспечивать возможность их взаимного смещения. В качестве подобного сопряжения разработана конструкция перехода между основной и подвешенной частями здания (рис. 4.47). Она включает в себя скользящий по поверхности

подвешенной плиты перекрытия мостик, зафиксированный при помощи анкеров в плите несущего ствола здания. Для безопасного перемещения между объёмами зданий предусмотрено ограждение. Демпфирующее устройство, обеспечивающее связь этажного блока со стволом, размещено под настилом, что предоставляет доступ к нему при необходимости его обслуживания или замены (рис. 4.48).

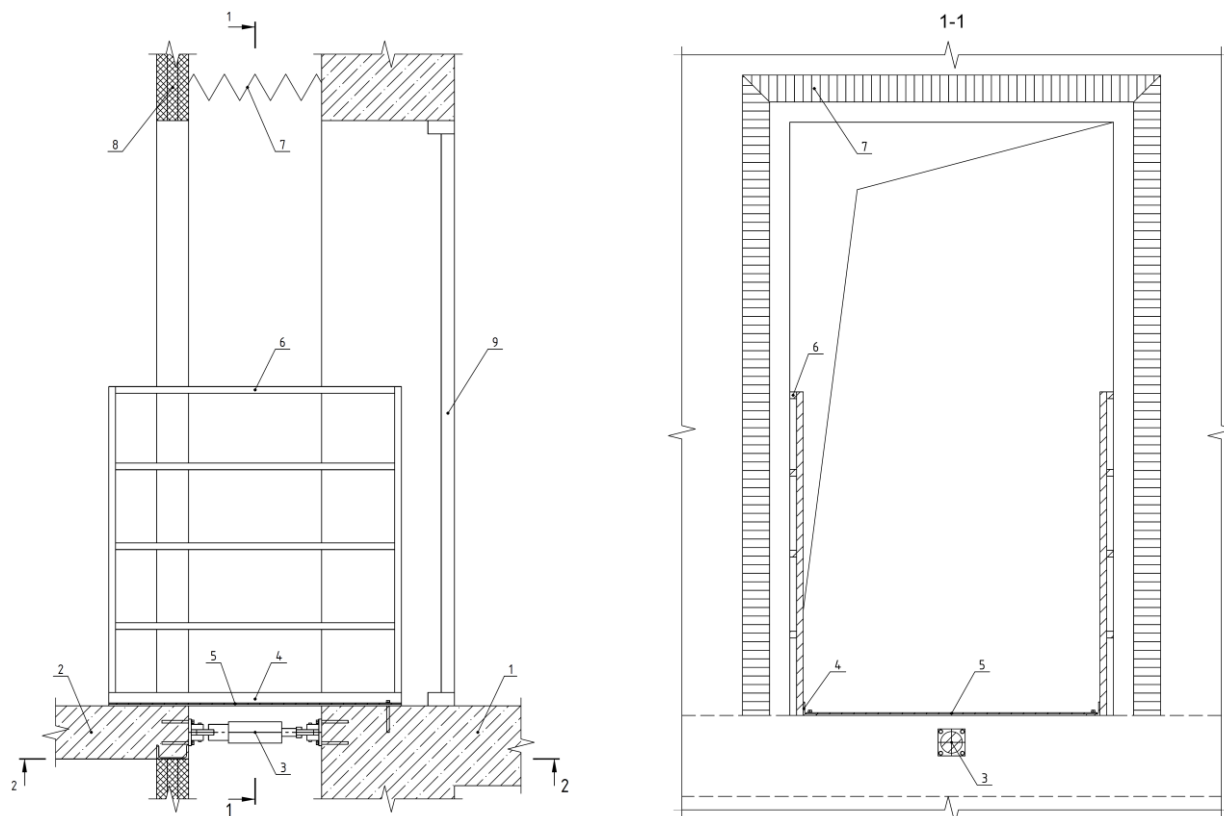


Рисунок 4.47 – Переход между подвешенной частью здания и несущим стволом: 1 – несущий ствол; 2 – плита перекрытия; 3 – демпфирующее устройство; 4 – уголок; 5 – настил; 6 – ограждение; 7 – гофрированный материал; 8 – стеновая панель; 9 – дверное полотно

2-2

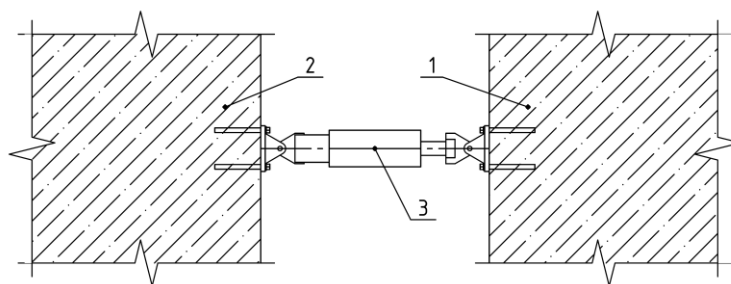


Рисунок 4.48 – Демпфирующее устройство между подвешенной и основной частями здания: 1 – несущий ствол; 2 – плита перекрытия; 3 – демпфирующее устройство

4.5 Выводы по главе

1) Доказана возможность возведения зданий с несущим стволом на слабых грунтовых основаниях.

2) Определены особенности поведения здания ствольно-подвесного типа при ветровом воздействии, а также предложены конструктивные меры, обеспечивающие динамический комфорт посетителей и целостность несущих конструкций. Устройство выключающихся связей между несущими стволом и перекрытиями и внедрение включающихся связей между подвешенными блоками этажей позволяет достичь динамической комфортности пребывания в здании. Внедрение выключающихся связей также позволяет снизить действующие в стенах ствола продольные усилия на 14,8% и изгибающие усилия на 19,3%.

3) Обоснована устойчивость подвесного здания к прогрессирующему обрушению при выходе наиболее ответственных несущих элементов из строя.

4) Проведено пробное проектирование сопряжений элементов подвесного здания с предложенным конструктивным решением.

5) Выполнен анализ известных способов устройства характерных конструкций и их сопряжений в зданиях подвесного типа. На основе полученных данных о практической реализации принципа подвешивания элементов строительных сооружений проведено пробное проектирование зданий с предлагаемыми конструктивными решениями.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

На основании выполненного научного исследования сейсмостойкости высотных зданий ствольно-подвесной системы получены следующие результаты:

1) Дана классификация ствольных несущих систем высотных зданий на основании особенностей их объёмно-планировочных и конструктивных решений, заключающихся в свободной планировочной схеме зданий и рациональном использовании прилегающего уличного пространства. Раскрыта принципиальная схема работы основных несущих систем высотных зданий ствольной конструктивной системы.

2) Высокая степень сейсмостойкости зданий ствольно-подвесной системы подтверждена результатами численного моделирования. Максимальные перемещения несущего ствола зданий подвесного типа меньше перемещений ядра консольных зданий на 9% при низкочастотных, на 63% при среднечастотном и на 39% при высокочастотных землетрясениях.

3) Максимальные ускорения подвешенных перекрытий ниже ускорений консольных перекрытий в 2,5 раза при низкочастотных, в 2,4 раза при среднечастотном и в 2 раза при высокочастотных землетрясениях. При этом максимальные ускорения несущего ствола в зданиях подвесного типа ниже в 7,5 раза при низкочастотных, в 3,4 раза при среднечастотном и в 2,1 раза при высокочастотных землетрясениях.

4) Применение принципа подвески перекрытий позволило снизить усилия в несущем стволе в 2,3 раза при низкочастотных, в 2,8 раза при среднечастотном и в 1,5 раза при высокочастотных землетрясениях.

5) Выявлена уязвимость зданий ствольно-подвесного типа к землетрясениям с преобладающими колебаниями низкой частоты, выраженная в значительных смещениях подвешенных этажей, которые могут достигать 672 мм.

6) На основании полученных данных об особенностях поведения высотных зданий ствольно-подвесного типа при землетрясениях различного

характера усовершенствованы применяемые и предложены их новые конструктивные решения. В результате численного исследования сейсмостойкости зданий установлено, что разработанное конструктивное решение здания позволяет снизить максимальные смещения этажных блоков до 64 мм.

7) Предложен способ снижения сейсмических колебаний зданий с несущим стволом. Максимальные перемещения и ускорения несущего ствола здания могут быть снижены на 3% и 15% соответственно, в то время как ускорения подвешенных конструкций снижаются на 53% при относительной массе верхнего блока этажей равной 19,6% и жёсткости упругих связей равной 25 тс/м.

8) Способность функционирования высотного здания ствольно-подвесного типа с предложенным конструктивным решением подтверждена результатами его численного моделирования с учётом различных факторов: свойств грунтовых оснований, воздействия ветра и также прогрессирующего обрушения.

Перспективой дальнейшей разработки данной темы является включение в нормативные документы рекомендаций, а именно данных о возможности обеспечения сейсмостойкости зданий за счёт применения подвесных конструкций и способах повышения устойчивости ствольно-подвесных зданий к другим воздействиям. Кроме того, данные об особенностях поведения высотных зданий ствольно-подвесной системы в ходе землетрясения могут быть полезными при разработке новых сейсмостойких конструктивных решений подобных зданий.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Маклакова, Т. Г. Высотные здания. Градостроительные и архитектурно-конструктивные проблемы проектирования / Т. Г. Маклакова. — 2-е изд. — Москва : АСВ, 2008. — 160 с. — Текст : непосредственный.
2. Копытов, М.М. Металлические конструкции высотных зданий / М.М. Копытов. — Москва : АСВ, ТГАСУ, 2016. — 401 с. — Текст : непосредственный.
3. Теличенко, В.И. Конструктивные решения высотных зданий / В. И. Теличенко, Е. А. Король, П. Б. Каган, С. Г. Арутюнов. — Текст : непосредственный // Высотные здания. — 2008. — № 4. — С. 102-109.
4. Козлов, М. В. Конструктивные схемы высотных зданий / М. В. Козлов, Е. Л. Безбородов. — Текст : непосредственный // Вестник МГСУ. — 2011. — № 1. — С. 153-160.
5. Козак, Ю. Конструкции высотных зданий / Ю. Козак ; [перевод с чешского Г.А. Казиной ; под редакцией Ю.А. Дыховичного]. — Москва : Стройиздат, 1986. — 308 с. — Текст : непосредственный.
6. Günel, M. Tall buildings: Structural systems and aerodynamic form / M. Günel. — Oxford : Routledge, 2014. — 214 с. — Текст : непосредственный.
7. Ендеде, М. Высотные здания с диафрагмами и стволами жёсткости / М. Ендеде, И. Шейнога ; [перевод с чешского Е.Б. Длгова ; под редакцией Г.А. Казиной]. — Москва : Стройиздат, 1980. — 336 с. — Текст : непосредственный.
8. Баранов, А. О. Конструктивные решения высотных зданий / А. О. Баранов. — Текст : непосредственный // AlfaBuild. — 2018. — № 3. — С. 33-51.
9. Складнев, Н.Н. Высотные здания с жёстким стволом и подвешенными на предварительно напряжённых вантах этажами, предназначенные для сейсмических районов: специальность 05.23.01 «Строительные конструкции, здания и сооружения» : автореферат диссертации на соискание учёной степени кандидата технических наук / Складнев Николай Николаевич ; Московский

государственный строительный университет. – Москва, 1994. – 18 с. – Текст : непосредственный.

10. Шуллер, В. Конструкции высотных зданий / В. Шуллер ; [перевод с английского Л.Ш. Килимника ; под редакцией Г.А. Казиной]. — Москва : Стройиздат, 1979. — 248 с. — Текст : непосредственный.

11. Сенин, Н. И. Рациональное применение конструктивных систем многоэтажных зданий / Н. И. Сенин. — Текст : непосредственный // Вестник МГСУ. — 2013. — № 11. — С. 76-83.

12. Хайно, Э. Несущие системы / Э. Хайно ; [перевод с немецкого Л.А. Андреевой]. — Москва : АСТ : Астрель, 2007. — 344 с. — Текст : непосредственный.

13. Патент № 477227 СССР, МПК E04H 9/02 (2006.01). Подвесное здание : № 1691920 : заявл. 29.07.1971 : опубл. 15.07.1975 / Корчинский И.Л., Гриллер А.А., Чернявский И.З., Попов И.В., Каплан В.Е., Фридбург В.И. – 2 с. : ил. – Текст : непосредственный.

14. Патент № 480819 СССР, МПК E04H 9/02 (2006.01). Сейсмостойкое здание Г.Г. Семенца : № 1799911 : заявл. 21.06.1972 : опубл. 15.08.1975 / Семенец Г.Г., Скарга В.А. – 2 с. : ил. – Текст : непосредственный.

15. Патент № 542811 СССР, МПК E04H 9/02 (2006.01). Узловое соединение междуэтажного перекрытия сейсмостойкого здания с внутренней жесткой шахтой : № 2060801 : заявл. 30.09.1974 : опубл. 15.01.1977 / Саакян А.О., Саакян Р.О., Шахназарян С.Х. – 3 с. : ил. – Текст : непосредственный.

16. Патент № 613065 СССР, МПК E04H 9/02 (2006.01), E04B 1/34 (2006.01). Подвесное сейсмостойкое здание : № 2416504 : заявл. 01.11.1976 : опубл. 30.06.1978 / Чануквадзе Г.Ш., Марджанишвили М.А., Микабадзе Ю.Г. – 3 с. : ил. – Текст : непосредственный.

17. Патент № 606991 СССР, МПК E04H 9/02 (2006.01). Многоэтажное сейсмостойкое здание Семенца Г.Г. : № 2162416 : заявл. 24.07.1975 : опубл. 15.05.1978 / Семенец Г.Г. – 3 с. : ил. – Текст : непосредственный.

18. Патент № 652281 СССР, МПК E04B 1/18 (2006.01), E04H 9/02 (2006.01). Многоэтажное здание : № 2381223 : заявл. 06.07.1976 : опубл. 15.03.1979 / Сабуров В.С., Якушев А.А., Поляков С.В., Черкашин А.В. – 2 с. : ил. – Текст : непосредственный.

19. Патент № 787585 СССР, МПК E04H 9/02 (2006.01), E04B 1/34 (2006.01). Подвесное многоэтажное здание : № 2727065 : заявл. 19.12.1979 : опубл. 15.12.1980 / Остриков Г.М. – 3 с. : ил. – Текст : непосредственный.

20. Патент № 791871 СССР, МПК E04H 9/02 (2006.01), E04B 1/34 (2006.01). Многоэтажное сейсмостойкое здание с подвешенными этажами : № 2758567 : заявл. 26.04.1979 : опубл. 30.12.1980 / Чануквадзе Г.Ш., Марджанишвили М.А., Микабадзе Ю.Г. – 3 с. : ил. – Текст : непосредственный.

21. Патент № 771308 СССР, МПК E04H 9/02 (2006.01). Многоэтажное сейсмостойкое здание типа башни : № 2651766 : заявл. 31.07.1978 : опубл. 15.10.1980 / Семенец Г.Г., Цивин В.Б., Арадовский А.Л. – 4 с. : ил. – Текст : непосредственный.

22. Патент № 802481 СССР, МПК E04H 9/02 (2006.01). Многоэтажное сейсмостойкое здание: № 2702112 : заявл. 25.12.1978 : опубл. 07.02.1981 / Качейшвили Н.Н., Марджанишвили М.А., Кизирия Г.В. – 3 с. : ил. – Текст : непосредственный.

23. Патент № 907200 СССР, МПК E04H 9/02 (2006.01). Подвесное сейсмостойкое здание : № 2860838 : заявл. 28.12.1979 : опубл. 23.02.1982 / Размадзе А.Н., Мелашвили Ю.К., Ткешелашвили О.А., Яшвили К.Д. – 4 с. : ил. – Текст : непосредственный.

24. Патент № 998712 СССР, МПК E04H 9/02 (2006.01). Башенное сооружение: № 2800709 : заявл. 13.07.1979 : опубл. 23.02.1983 / Гурский А.Ф. – 2 с. : ил. – Текст : непосредственный.

25. Патент № 1201447 СССР, МПК E04B 1/38 (2006.01), E04H 9/02 (2006.01). Узел соединения строительных конструкций: № 3755361 : заявл. 26.03.1984 : опубл. 30.12.1985 / Козодой А.Е. – 5 с. : ил. – Текст : непосредственный.

26. Патент № 1532676 СССР, МПК E04B 1/38 (2006.01), E04H 9/02 (2006.01). Узел соединения строительных конструкций: № 4346891 : заявл. 18.12.1987 : опубл. 30.12.1989 / Козодой А.Е. – 5 с. : ил. – Текст : непосредственный.
27. Патент № 1709041 СССР, МПК E04B 1/38 (2006.01), E04H 9/02 (2006.01). Узел соединения строительных конструкций: № 4774811 : заявл. 28.12.1989 : опубл. 30.01.1992 / Козодой А.Е. – 5 с. : ил. – Текст : непосредственный.
28. Патент № 1786232 СССР, МПК E04B 1/38 (2006.01), E04H 9/02 (2006.01). Узел соединения строительных конструкций: № 4774811 : заявл. 01.04.1987 : опубл. 07.01.1993 / Козодой А.Е. – 3 с. : ил. – Текст : непосредственный.
29. Патент № 1795022 СССР, МПК E04B 1/38 (2006.01), E04H 9/02 (2006.01). Узел соединения строительных конструкций: № 4932323 : заявл. 30.04.1991 : опубл. 15.02.1993 / Козодой А.Е. – 7 с. : ил. – Текст : непосредственный.
30. Патент № 1173027 СССР, МПК E04H 9/02 (2006.01). Многоэтажное сейсмостойкое здание : № 3676356 : заявл. 22.12.1983 : опубл. 15.08.1985 / Дуброва Е.П., Щербина В.И., Тимофеев Л.П., Гордеев И.П. – 5 с. : ил. – Текст : непосредственный.
31. Патент № 1176052 СССР, МПК E04H 9/02 (2006.01). Многоэтажное сейсмостойкое здание : № 3718469 : заявл. 29.03.1984 : опубл. 30.08.1985 / Щербина В.И., Тимофеев Л.П. – 4 с. : ил. – Текст : непосредственный.
32. Патент № 1357529 СССР, МПК E04H 9/02 (2006.01), E04B 1/34 (2006.01). Подвесное здание повышенной этажности : № 3996924 : заявл. 26.12.1985 : опубл. 07.12.1987 / Байнатов Ж.Б., Подольский Д.М. – 6 с. : ил. – Текст : непосредственный.
33. Патент № 1375776 СССР, МПК E04H 9/02 (2006.01). Подвесное здание повышенной этажности : № 4034157 : заявл. 17.01.1986 : опубл. 23.02.1988 / Байнатов Ж.Б., Подольский Д.М. – 4 с. : ил. – Текст : непосредственный.
34. Патент № 1414953 СССР, МПК E04H 9/02 (2006.01). Узел соединения плиты перекрытия с ядром жесткости многоэтажного сейсмостойкого здания с подвешенными этажами : № 4125058 : заявл. 29.09.1986 : опубл. 07.08. 1998 / Григорьева И.И., Ивович В.А. – 4 с. : ил. – Текст : непосредственный.

35. Патент № 1597425 СССР, МПК E04B 1/38 (2006.01), E04B 1/58 (2006.01), E04H 9/02 (2006.01). Устройство для крепления консольной балки к несущей конструкции: № 4432344 : заявл. 10.06.1988 : опубл. 07.10.1990 / Антонян М.А., Тямаев И.Я., Лебедев Ю.С. – 10 с. : ил. – Текст : непосредственный.

36. Патент № 2046918 Российская Федерация, МПК E04H 9/02 (2006.01). Сейсмостойкая конструкция здания: № 5036384/33 : заявл. 10.03.1992 : опубл. 27.10.1995 / Таланов Б.П. – 5 с. : ил. – Текст : непосредственный.

37. Патент № 2074303 Российская Федерация, МПК E04H 9/02 (2006.01). Сейсмостойкая конструкция здания: № 94039800/33 : заявл. 24.10.1994 : опубл. 27.02.1997 / Таланов Б.П. – 5 с. : ил. – Текст : непосредственный.

38. Патент № 2079626 Российская Федерация, МПК E04H 9/02 (2006.01), E04B 1/34 (2006.01). Сейсмостойкая конструкция здания : № 95110018/03 : заявл. 14.06.1995 : опубл. 20.05.1997 / Таланов Б.П. – 5 с. : ил. – Текст : непосредственный.

39. Патент № 2186183 Российская Федерация, МПК E04H 9/02 (2006.01). Сейсмостойкое здание подвешенного типа : № 2000112693/03 : заявл. 22.05.2000 : опубл. 27.07.2002 / Остроменский П.И., Никифоров И.С., Болотов А.С. – 10 с. : ил. – Текст : непосредственный.

40. Патент № 158227 Российская Федерация, МПК E04H 9/02 (2006.01). Ветроустойчивое, сейсмостойкое подвешенное здание с подпружиниванием : № 2015116574/03: заявл. 29.04.2015 : опубл. 27.12.2015 / Сапожников А.И., Хайрошов А.Ж. – 4 с. : ил. – Текст : непосредственный.

41. Патент № 175448 Российская Федерация, МПК E04H 9/02 (2006.01). Сейсмостойкое здание с подвешенными этажами : № 2017125171 : заявл. 12.08.2015 : опубл. 05.12.2017 / Пеньковский Г.Ф., Севастьянов В.В., Ершов А.В. – 5 с. : ил. – Текст : непосредственный.

42. Cao, W. Shaking table test and analysis of core-tube partial suspension structures / W. Cao, Z. Lu, J. Zhang [и др.]. – Текст : непосредственный // China Civil Engineering Journal. – 2007. – № 40. – С. 1-8.

43. Nakamura, Y. Development of the core-suspended isolation system / Y. Nakamura, M. Saruta, A. Wada [и др.]. – Текст : непосредственный // *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. – 2011. – № 40. – С. 429-447.
44. Wang, C. Dynamic Responses of Core-Tubes with Semi-Flexible Suspension Systems Linked by Viscoelastic Dampers under Earthquake Excitation / C. Wang, Z. Lu, Y. Tu. – Текст : непосредственный // *Advances in Structural Engineering*. – 2011. – № 14. – С. 801-813.
45. Liu, Y. Seismic Performance and Storey-Based Stability of Suspended Buildings / Y. Liu, Z. Lu. – Текст : непосредственный // *Advances in Structural Engineering*. – 2014. – № 17. – С. 1531-1550.
46. Liu, Y. Seismic behavior of suspended building structures with semi-rigid connections / Y. Liu, Z. Lu. – Текст : непосредственный // *Earthquakes and Structures*. – 2014. – № 7. – С. 415-448.
47. Gao, Y. Analysis of suspended structure system with huge concrete-filled tubular steel lattice column / Y. Gao, P. Fu. – Текст : непосредственный // *Advanced Materials Research*. – 2012. – № 374. – С. 1593-1597.
48. Mahmoud, H. Response of building systems with suspended floor slabs under dynamic excitations / H. Mahmoud, A. Chulahwat. – Текст : непосредственный // *Engineering Structures*. – 2015. – № 104. – С. 155-173.
49. Chulahwat, A. A combinatorial optimization approach for multi-hazard design of building systems with suspended floor slabs under wind and seismic hazards / A. Chulahwat, H. Mahmoud. – Текст : непосредственный // *Engineering Structures*. – 2017. – № 137. – С. 268-284.
50. Belash, T. Buildings with suspended structures in seismic areas / T. Belash, P. Rybakov. – Текст : непосредственный // *Magazine of Civil Engineering*. – 2016. – № 5. – С. 17-26.
51. Belash, T. Earthquake resistance of buildings with suspended structures / T. Belash. – Текст : непосредственный // *IOP Conference Series Materials Science and Engineering*. – 2019. – № 687. – С. 33-42.

52. Белаш, Т. А. Об эффективности использования конструктивных систем зданий с подвесными конструкциями / Т. А. Белаш, П. Л. Рыбаков. — Текст : непосредственный // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. — 2016. — № 4. — С. 33-37.
53. Азизов, Т. Н. Расчёт динамических усилий в элементах подвесного здания / Т. Н. Азизов. — Текст : непосредственный // SCIENCES OF EUROPE. — 2016. — № 9. — С. 69-73.
54. Azizov, T. Improved technique for the earthquake proof suspension building / T. Azizov, N. Jurkowska. — Текст : непосредственный // Journal of Measurements in Engineering. — № 6. — С. 196-202.
55. Азизов, Т. Н. Конструкция и расчёт сейсмически безопасного подвесного здания / Т. Н. Азизов. — Текст : непосредственный // East European Scientific Journal. — 2016. — № 14. — С. 19-25.
56. Азизов, Т. Н. Динамическая расчетная схема подвесного сейсмически безопасного здания / Т. Н. Азизов. — Текст : непосредственный // SCIENCES OF EUROPE. — 2017. — № 17. — С. 83-88.
57. Азизов, Т. Н. Конструкция несущей рамы подвесного здания и способ ее монтажа / Т. Н. Азизов. — Текст : непосредственный // SCIENCES OF EUROPE. — 2017. — № 21. — С. 28-33.
58. Azizov, T. Advantages of suspension structures under seismic effects on the example of the water tank / T. Azizov, N. Jurkowska. — Текст : непосредственный // E3S Web of Conferences. — 2019. — № 106. — С. 10-17.
59. Massumi, A. A Novel Multi-Objective Structural System Against Earthquake and Uncommon Environmental Loads / A. Massumi, K. Sadeghi, M. Nekuei. — Текст : непосредственный // International Journal of Civil Engineering. — 2017. — № 15. — С. 737-746.
60. Ye, Z. Optimal lateral aseismic performance analysis of mega-substructure system with modularized secondary structures / Z. Ye, G. Wu. — Текст : непосредственный // Structural Design of Tall and Special Buildings. — 2017. — № 26. — С. 1-14.

61. Ye, Z. Seismic control of modularized suspended structures with optimal vertical distributions of the secondary structure parameters / Z. Ye, D. Feng, G. Wu. – Текст : непосредственный // Engineering Structures. – 2019. – № 183. – С. 160-179.

62. Ye, Z. Shake table testing and computational investigation of the seismic performance of modularized suspended building systems / Z. Ye, G. Wu, D. Feng [и др.]. – Текст : непосредственный // Bulletin of Earthquake Engineering. – 2020. – № 18. – С. 5247-5279.

63. Ye, Z. Cross-level fragility analysis of modularized suspended buildings based on experimentally validated numerical models / Z. Ye, A. Shafieezadeh, H. Sezen [и др.]. – Текст : непосредственный // Structural Design of Tall and Special Buildings. – 2020. – № 29. – С. 5-8.

64. Cai, W. Shaking Table Tests of Suspended Structures Equipped with Viscous Dampers / W. Cai, B. Yu, S. Kaewunruen. – Текст : непосредственный // Applied Sciences. – 2019. – № 9. – С. 2-17.

65. He, Q. Seismic responses analysis of multi-story suspended floors system / Q. He, A. Yin, Z. Fan [и др.]. – Текст : непосредственный // Journal of Vibroengineering. – 2021. – № 23. – С. 167-182.

66. ГОСТ 26020-83. Двутавры стальные горячекатаные с параллельными гранями полок. Сортамент = Hot-rolled steel I-beam with parallel flange edges. Dimensions : межгосударственный стандарт : издание официальное : утверждён и введён в действие Постановлением Государственного комитета СССР по стандартам от 17 декабря 1983 г. № 6095 : введён впервые : дата введения 1986-01-01. – Москва : Издательство стандартов, 1983. – 11 с. – Текст : непосредственный.

67. ГОСТ 7669-80. Канат двойной свивки типа лк-ро конструкции 6 36 (1+7+7/7+14)+7 7(1+6). Сортамент = Two lay rope type ЛК-РО construction 6-36 (1+7+7/7+14)+7-7(1+6). Dimensions : межгосударственный стандарт : издание официальное : утверждён и введён в действие Постановлением Государственного комитета СССР по стандартам от 23 апреля 1980 г. № 1836 : введён впервые : дата введения 1982-01-01. – Москва : Издательство стандартов, 1980. – 4 с. – Текст : непосредственный.

68. СП 20.13330.2016. Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85* = Load and actions : издание официальное : утверждён и введён в действие Приказом Министерства строительства и жилищно-коммунального хозяйства Российской Федерации (Минстрой России) от 3 декабря 2016 г. N 891/пр : введён впервые : дата введения 2017-06-01. – Москва : Минстрой России, 2018. – 147 с. – Текст : непосредственный.

69. СП 14.13330.2018. Строительство в сейсмических районах. Актуализированная редакция СНиП II-7-81* = Seismic building design code : свод правил : издание официальное : утверждён и введён в действие приказом Министерства строительства и жилищно-коммунального хозяйства Российской Федерации от 24 мая 2018 г. N 309/пр : дата введения 2018-11-25. – Москва : Минстрой России, 2018. – 122 с. – Текст : непосредственный.

70. PEER Ground Motion Database - PEER Center : [сайт]. – Беркли, 2003 – . – URL: <https://ngawest2.berkeley.edu> (дата обращения: 29.05.2024). – Текст : электронный.

71. ГОСТ Р 54929-2012. Трубы стальные сварные общего назначения. Технические условия = Steel welded pipes for general purposes. Specifications : национальный стандарт Российской федерации : издание официальное : утверждён и введён в действие Приказом Федерального агентства по техническому регулированию и метрологии от 28 июня 2012 г. № 136-ст : введён впервые : дата введения 2013-01-01. – Москва : Стандартинформ, 2014. – 36 с. – Текст : непосредственный.

72. Савинов, О.А. О применении динамического гасителя колебаний / О.А. Савинов. – Текст : непосредственный // Труды Научно-исследовательского сектора Ленинградского отделения треста глубинных работ. — № 2. — С. 30—35.

73. Коренев, Б.Г. Динамические гасители колебаний / Б.Г. Коренев, Л.М. Резников. – Москва : Наука, 1988. – 303 с. – Текст : непосредственный.

74. Уздин, А.М. Сейсмостойкие конструкции транспортных зданий и сооружений : учебное пособие / А. М. Уздин, С. В. Елизаров, Т. А. Белаш. —

Москва : ФГБОУ «Учебно-методический центр по образованию на железнодорожном транспорте», 2012. — 501 с. – Текст : непосредственный.

75. Уздин, А.М. Основы теории сейсмостойкости и сейсмостойкого строительства зданий и сооружений / А.М. Уздин, Т.А. Сандович, Аль-Насер-Мохомад Самих Амин. – Санкт-Петербург : ВНИИГ, 1993. – 175 с. – Текст : непосредственный.

76. Цейтлин, А.И. Сейсмические колебания многоэтажного здания с «гибким» верхним этажом. Снижение материалоемкости и трудоемкости сейсмостойкого строительства : тезисы докладов Всесоюзного совещания / А.И. Цейтлин, Л.И. Ким. – Москва : Стройиздат, 1982. – 85 с. – Текст: непосредственный.

77. Хачиян, Э.Е. Сейсмическое воздействие и прогноз поведения сооружений / Э.Е. Хачиян. – Ереван : «Гитутюн» НАН РА, 2005. — 555с. – Текст : непосредственный.

78. Белаш, Т.А. Сейсмоизоляция. Современное состояние / Т.А. Белаш, В.С. Беляев, А.М. Уздин [и др.]. – Текст : непосредственный // Избранные статьи профессора О.А. Савинова и ключевые доклады, представленные на четвертые Савиновские чтения. – Санкт-Петербург : Ленинградский Промстройпроект, 2004. — С. 95-128.

79. Уздин, А.М. Особенности расчётного обоснования параметров динамических гасителей колебаний для сейсмозащиты зданий и сооружений / А.М. Уздин, О.П. Нестерова, М.Ю. Федорова [и др.]. – Текст : непосредственный // XIV Российская национальная конференция по сейсмостойкому строительству и сейсмическому районированию. Материалы научно-практической конференции. – Москва : Российская ассоциация по сейсмостойкому строительству и защите от природных и техногенных воздействий, 2021. – С. 135-136.

80. Нестерова, О.П. Особенности применения динамических гасителей колебаний для сейсмозащиты зданий и сооружений / О.П. Нестерова, А.М. Уздин, М.Ю. Федорова. – Текст : непосредственный // IX Поляховские чтения. Материалы международной научной конференции по механике. Санкт-Петербургский

государственный университет. – Санкт-Петербург : ООО «Издательство ВВМ», 2021. – С. 119-121.

81. Нестерова, О.П. Учёт демпфирования при подборе параметров динамических гасителей колебаний / О.П. Нестерова, А.М. Уздин, М.В. Фрезе. – Текст : непосредственный // Природные и техногенные риски. Безопасность сооружений. – 2022. – № 5 – С. 35-42.

82. Нестерова, О.П. Особенности подбора динамических гасителей колебаний (ДГК) сейсмических колебаний при сильных землетрясениях / О.П. Нестерова, А.М. Уздин. – Текст : непосредственный // Архитектура-строительство-транспорт. Материалы 74-й научной конференции профессорско-преподавательского состава и аспирантов университета, в 2-х частях. Том. Часть I. Архитектура и строительство. – Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет. – 2018. – С. 43-48.

83. Нестерова, О.П. Об одном способе повышения сейсмостойкости портовых причалов / О.П. Нестерова, А.М. Уздин, Н.Ю. Ухова [и др.]. – Текст : непосредственный // Природные и техногенные риски. Безопасность сооружений. – 2022. – № 3 – С. 26-28.

84. Сафронова, В.Ю. Эффективность надстройки гибкого верхнего этажа для повышения сейсмостойкости зданий на нескальных основаниях / В.Ю. Сафронова, А.А. Пронина, А.М. Уздин. – Текст : непосредственный // Научно-техническое и экономическое сотрудничество стран АТР в XXI веке. – 2022. – № 1 – С. 483-487.

85. Желиостов, Д.А. Некоторые особенности подбора параметров двухмассовых динамических гасителей сейсмических колебаний / Д.А. Желиостов, А.А. Медведева, А.М. Уздин, Н.Ю. Ухова, О.П. Нестерова. – Текст : непосредственный // Природные и техногенные риски. Безопасность сооружений. – 2023. – № 1 – С. 27-31.

86. СП 50-102-2003. Проектирование и устройство свайных фундаментов = Design and construction of pile foundations : свод правил : издание официальное: одобрен для применения постановлением Госстроя России N 96 от 21 июня 2003 г.

: введён впервые. – Москва : Госстрой России, 2004. – 82 с. – Текст : непосредственный.

87. СП 22.13330.2016. Основания зданий и сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.02.01-83* = Soil bases of buildings and structures : свод правил : издание официальное : утверждён приказом Министерства строительства и жилищно-коммунального хозяйства Российской Федерации от 16 декабря 2016 г. N 970/пр : дата введения 2017-07-01. – Москва : Минстрой России, 2016. – 204 с. – Текст : непосредственный.

88. Kramer, S.L. Geotechnical Earthquake Engineering / S.L. Kramer. – 1-е изд. – Нью-Йорк : Prentice Hall, 1996. – 653 с. – Текст : непосредственный.

89. СНиП 2.01.07-85*. Нагрузки и воздействия : строительные нормы и правила : издание официальное – Москва : ФГУП ЦПП, 2005. – 44 с. – Текст : непосредственный.

90. СП 385.1325800.2018. Защита зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения. Правила проектирования. Основные положения = Protection of buildings and structures against progressive collapse. Design code. Basic statements : свод правил : издание официальное : утверждён приказом Министерства строительства и жилищно-коммунального хозяйства Российской Федерации от 5 июля 2018 г. N 393/пр : дата введения 2019-01-06. – Москва : Минстрой России, 2018. – 29 с. – Текст : непосредственный.

91. ГОСТ 32803-2014. Бетоны напрягающие. Технические условия = Self-stressing concrete. General specifications : межгосударственный стандарт : издание официальное : утверждён и введён в действие Приказом Федерального агентства по техническому регулированию и метрологии от 26 ноября 2014 г. № 1830-ст : введён впервые : дата введения 2015-07-07. – Москва: Стандартинформ, 2015. – 15 с. – Текст : непосредственный.

92. Рекомендации по возведению многоэтажных зданий методом подъёма этажей и перекрытий / ЦНИИОМТП. – Москва : Издательство литературы по строительству, 1971. – 63 с. – Текст : непосредственный.

93. Бахтин, С.А. Висячие и вантовые мосты. Проектирование, расчет, особенности конструирования : учебное пособие / С.А. Бахтин, И.Г. Овчинников, Р.Р. Инамов. – Саратов : Саратовский государственный университет, 1999. – 124 с. – Текст : непосредственный.

94. Петропавловский, А.А. Вантовые мосты / А.А. Петропавловский, Е.И. Крыльцов, Н.Н. Богданов [и др.]. – Москва : Транспорт, 1985. – 224 с. – Текст : непосредственный.

95. Гибшман, Е.Е. Проектирование металлических мостов / Е.Е. Гибшман. – Москва : Транспорт, 1969 г. – 417 с. – Текст : непосредственный.

96. Гайдаров, Ю.В. Вантовые конструкции : учебное пособие / Ю.В. Гайдаров. – Ленинград : ЛИИИЖТ, 1972. – 256 с. – Текст : непосредственный.

97. Рюле, Г. Пространственные покрытия. (Конструкции и методы возведения). В 2-х т. Под общей редакцией Г. Рюле. Т. П. Металл, пластмассы, дерево, керамика / Г. Рюле, Г. Акжерман, У. Бакман [и др.] ; [перевод с немецкого С.Б. Ермолова]. – Москва : Стройиздат, 1974. – 247 с. – Текст : непосредственный.

**ПРИЛОЖЕНИЕ А. Справка о внедрении результатов диссертационной
работы**



**ОБЩЕСТВО С ОГРАНИЧЕННОЙ ОТВЕТСТВЕННОСТЬЮ
«СК СТРОЙКОМПЛЕКС-5» (ООО «СК-5»)**

192171, Санкт-Петербург, ул. Бабушкина, д. 36, к. 1, лит. В, тел. (812)-560-71-69,
ИНН/КПП 7811300512/781101001, ОГРН 1047855005879, ОКПО 73336203;
Р./сч. 40702810748000001895 в ПАО «Банк «Санкт-Петербург»; БИК 044030790
к./сч. 30101810900000000790. E-mail: info@sc-5.ru <http://www.stroycomplex-5.ru>

№198/24-01-Н/01

«23» октября 2024 г.

Справка

**о внедрении результатов диссертационной работы
«Сейсмостойкость высотных зданий ствольно-подвесной системы
в районах высокой сейсмической активности»
Свитлика Ильи Владимировича**

Дана настоящая в том, что результаты диссертационной работы Свитлика Ильи Владимировича «Сейсмостойкость высотных зданий ствольно-подвесной системы в районах высокой сейсмической активности» используются ООО «СК-5» при разработке проектной и конструкторской документации сейсмозащитных устройств для обеспечения надёжности и безопасности эксплуатации уникальных объектов различного назначения в районах высокой сейсмической активности.

Генеральный директор



С.А. Шульман