

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

На правах рукописи

ИВАНОВ Андрей Юрьевич

**ОПТИМИЗАЦИЯ СЕЙСМОСТОЙКИХ КОНСТРУКТИВНЫХ РЕШЕНИЙ**

Специальность 05.23.17 – Строительная механика

**ДИССЕРТАЦИЯ**

на соискание ученой степени  
кандидата технических наук

Научный руководитель:  
доктор технических наук,  
профессор Рутман Юрий Лазаревич

Санкт-Петербург – 2020

## ОГЛАВЛЕНИЕ

Введение .....	5
ГЛАВА 1. СОСТОЯНИЕ ВОПРОСА ИССЛЕДОВАНИЯ. ОПТИМИЗАЦИЯ КОНСТРУКТИВНЫХ РЕШЕНИЙ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ.....	13
1.1 Анализ существующих методов оптимизации сейсмостойких проектов .....	13
1.2 Способы повышения сейсмостойкости зданий и сооружений.....	39
ВЫВОДЫ ПО ГЛАВЕ 1 .....	56
ГЛАВА 2. ОПТИМИЗАЦИОННЫЙ АЛГОРИТМ.....	59
2.1 Оптимизационная задача. Функция цели .....	59
2.2 Варьируемый параметр. Ограничения .....	62
2.3 Оптимизационная задача и варьируемый параметр в случае применения ССИ .....	64
ВЫВОДЫ ПО ГЛАВЕ 2 .....	66
ГЛАВА 3. МЕТОД ОЦЕНКИ УЩЕРБА.....	67
3.1 Применение нелинейных методов строительной механики для определения конструктивного ущерба .....	67
3.2 Метод определения конструктивного ущерба для традиционно усиленных зданий .....	70
3.3 Метод определения конструктивного ущерба для сейсмоизолированных зданий .....	83
3.4 Сравнение результатов расчёта по описанным нелинейным методам.....	86
3.4.1 Расчёт исследуемого объекта № 1 .....	86
3.4.2 Расчёт исследуемого объекта № 2 .....	91
ВЫВОДЫ ПО ГЛАВЕ 3 .....	95
ГЛАВА 4. ОЦЕНКА ПРОЧНОСТНЫХ РЕЗЕРВОВ ЗДАНИЯ .....	96
4.1 История вопроса о расчёте зданий и сооружений на предельную нагрузку ....	96

4.2 Современные расчётные инструменты для оценки предельной нагрузки (сейсмической).....	97
4.3 Методика расчета и построения кривой несущей способности здания .....	99
4.4 Построения КНС на примере конкретного здания .....	101
4.5 Проверка адекватности разработанной методики. Анализ работы конструкции в течении всего процесса нагружения .....	108
<b>ВЫВОДЫ ПО ГЛАВЕ 4 .....</b>	<b>114</b>
<b>ГЛАВА 5. ЗАДАНИЕ СЕЙСМИЧЕСКИХ ВОЗДЕЙСТВИЙ.....</b>	<b>115</b>
5.1 О проблеме прогноза землетрясений .....	115
5.2 Определение числа землетрясений за жизненный цикл здания и их вероятность .....	116
5.3 Выбор варианта сейсмоусиления на основе таблицы 8 .....	120
5.4 Альтернативный подход к оценке ущерба .....	122
5.5 Численный анализ .....	123
5.6 Использование набора акселерограмм для моделирования расчётных сейсмических воздействий .....	125
<b>ВЫВОДЫ ПО ГЛАВЕ 5 .....</b>	<b>127</b>
<b>ГЛАВА 6. РЕШЕНИЕ ОПТИМИЗАЦИОННОЙ ЗАДАЧИ. ЧИСЛЕННЫЙ АНАЛИЗ .....</b>	<b>128</b>
6.1 Оптимизация сейсмостойких конструктивных решений одноэтажного промышленного каркасного здания .....	128
6.1.1 Описание принятых конструктивных решений .....	128
6.1.2 Стоимость работ по устройству несущего каркаса и затрат на мероприятия по его сейсмоусилению .....	136
6.1.3 Задание воздействий и вычисление горизонтальных перемещений .....	138
6.1.4 Определение ущерба по кривым несущей способности .....	142
6.1.5 Расчёт экономического эффекта от антисейсмических мероприятий. Анализ результатов.....	146

6.2 Оптимизация сейсмостойких конструктивных решений железобетонного каркаса с гибким нижним этажом и кирпичными перегородками при различных способах усиления.....	147
6.2.1 Описание принятых конструктивных решений.....	147
6.2.2 Стоимость работ по устройству различных вариантов несущих каркасов и затраты на их сейсмоусиление.....	149
6.2.3 Определение воздействий.....	150
6.2.4 Моделирование и расчет здания. Определение ущерба при различных воздействиях.....	153
6.2.5 Определение экономического эффекта. Анализ результатов.....	157
ВЫВОДЫ ПО ГЛАВЕ 6.....	158
ЗАКЛЮЧЕНИЕ.....	159
СПИСОК ИСПОЛЬЗУЕМОЙ ЛИТЕРАТУРЫ.....	161

## Введение

### Актуальность темы исследования

Землетрясения являются одними из тех видов стихийных бедствий, при происшествии которых число жертв измеряется десятками, а иногда и сотнями тысяч человеческих жизней. При этом причиной гибели большинства людей являются разрушения зданий и объектов инфраструктуры. Обеспечение их сейсмостойкости напрямую связано с размерами капиталовложений, выделяемыми на антисейсмические мероприятия для данных сооружений. Стоимость любого проектируемого в сейсмически опасном районе объекта целесообразно рассматривать на некотором временном интервале – жизненном цикле здания, т.к. из-за угрозы землетрясений помимо затрат на строительство здания при землетрясениях определённой силы будет возникать некоторый ущерб, что приведёт к появлению дополнительных затрат на ремонт и восстановление. На сегодняшний день такой ущерб принято оценивать на основании статистических данных о повреждениях в зданиях типовой застройки, вызванных прошедшими землетрясениями. Однако для прогнозирования сейсмического ущерба в здании могут потребоваться и более обоснованные оценки, а именно в тех случаях, когда его конструктивные и объёмно-планировочные решения существенно отличаются от типовых, для которых такие статистические данные были собраны. Такие оценки могут быть получены расчётными путём, т.е. методами нелинейной строительной механики, если преобразовать соответствующие результаты динамического расчёта здания к экономическому эквиваленту ущерба с помощью определённой зависимости.

На стадии проектирования здания возникает вопрос о его сейсмостойкости, который может быть разрешён либо путём увеличения прочностных характеристик каркаса («традиционное» усиление), либо использованием системы сейсмоизоляции («специальное» усиление). В зависимости от применения того или иного способа здание будет получать различный ущерб при разных

землетрясениях, который, наряду с затратами на его сейсмоусиление на этапе строительства, будет в значительной степени определять экономический эффект, получаемый при эксплуатации объекта.

Таким образом, в диссертации предлагается алгоритм, устанавливающий взаимосвязь между результатами динамического расчёта здания и финансовыми показателями ущерба. Этот алгоритм используется для инженерно-экономического анализа проектов по сейсмоусилению строительных сооружений и оптимизации их конструктивных решений по экономическому критерию. В экономии затрат на сейсмоусиление и заключается актуальность работы.

### **Степень разработанности темы исследования.**

Проблемы оптимизации конструктивных решений и прогнозирования экономического ущерба при сейсмических воздействиях интенсивно рассматривались как в отечественной, так и в зарубежной литературе на протяжении последних 20 лет. При этом впервые данную проблему сформулировали и предложили её решение, базируясь на идеях Л.В. Канторовича, В.И. Кейлис-Борок, И.А. Нерсеров и А.М. Яглом в 1962 г., обозначив наиболее важные направления для дальнейших исследований в этой области: методы оценки сейсмического риска и разработка принципов сейсмического районирования совместно с исследователями из Института физики Земли и Института теории прогноза землетрясений и математической геофизики РАН. Позднее, в начале XXI века, проблемами, связанными с оценкой экономического эффекта при проектировании и реконструкции зданий в сейсмически опасных регионах России, занимались А.М. Уздин, О.А. Сахаров, К.С. Богданова, В.В. Сигидов и др. Задача оптимизации конструктивных решений зданий и сооружений, обеспечивающих требуемое от них поведение при экстремальных воздействиях в целом, а также и при сейсмических воздействиях в частности, рассматривалась такими зарубежными исследователями, как Y.K. Wen, Y.J. Kang, K. Kinali, B.R. Ellingwood, A.S Whittaker, M. Kumar, N.D. Lagaros, M. Fragiadakis, M. Papadrakakis, G.M. Calvi,

D. Cardone, G. Gesualdi, G. Perrone и др. При этом требуемое от конкретного здания поведение при определённом экстремальном воздействии может подразумевать и нелинейную работу каких-то конструктивных элементов, которые будут повреждаться, т.е. образовывать некоторый материальный ущерб ввиду необходимости их дальнейшего ремонта или полной замены.

Проблеме оценки ущерба, причиняемого зданию сейсмическими воздействиями, посвящено множество трудов. Наряду с динамическими методами расчёта, которые в некоторых случаях оказываются чрезмерно трудоёмкими, необходимо рассмотреть альтернативные подходы. Одним из наиболее удобных инструментов для определения нелинейного поведения конструкции, от чего и зависит ущерб, в настоящее время является нелинейный статический Pushover-анализ, который, начиная с 80-х годов XX века, активно развивался на основе спектрального метода усилиями зарубежных исследователей, основными из которых являются S.A. Freeman, V.V. Bertero, H. Krawinkler, P. Fajfar, A.K. Chopra, R.K. Goel. Однако Pushover-анализ имеет ряд ограничений и допущений, в его расчётных процедурах присутствуют некоторые неопределённости, которые постепенно уточняются и решаются исследователями, оказавшимися вовлечёнными в эту область расчётной практики. В связи с этим в данной работе предлагается методика построения кривой несущей способности здания, необходимой для проведения Pushover-анализа.

### **Цель работы и задачи исследования**

Целью диссертационной работы является разработка алгоритма экономической оптимизации сейсмостойких конструктивных решений зданий и сооружений, проектируемых в сейсмически опасных районах. Для достижения данной цели потребовалось решить следующие задачи:

1. Анализ существующих оптимизационных методик и алгоритмов. Постановка оптимизационной задачи, определение целевой функции и варьируемых параметров;

2. Разработка метода определения конструктивного ущерба в зданиях и сооружениях при землетрясении расчётным способом, основанном на использовании нелинейных методов строительной механики;

3. Разработка методики оценки несущей способности и податливости здания при действии возрастающей горизонтальной нагрузки, а также построения кривой несущей способности здания;

4. Разработка методики вероятностной оценки количества землетрясений различной интенсивности за жизненный цикл здания;

5. Применение полученного оптимизационного алгоритма для инженерно-экономического анализа на примере конкретных зданий.

**Объект исследования** – оптимизационный алгоритм, направленный на поиск наилучшего (с точки зрения выбранного критерия оптимизации – экономического эффекта) решения, т.е. оптимального способа сейсмоусиления здания.

**Предмет исследования** – зависимость целевой функции алгоритма оптимизации (экономического эффекта) от варьируемых параметров (сейсмического ущерба, как функции принятых конструктивных решений и др.) методы их определения, взаимосвязь между собой.

### **Научная новизна диссертационной работы**

1. Предложен оптимизационный алгоритм, позволяющий произвести предварительный инженерно-экономический анализ объекта, проектируемого в сейсмически опасном районе с целью выявления наиболее оптимального варианта его сейсмоусиления;

2. Предложена расчётная методика определения ущерба при землетрясении, как одного из основных параметров, влияющих на значение целевой функции оптимизационной задачи. Установлена взаимосвязь экономического ущерба с результатами динамического расчёта, получаемыми методами строительной механики;

3. Предложена методика построения кривой несущей способности здания, которая является основой для определения ущерба. Методика, в отличие от имеющихся в настоящее время рекомендаций и подходов, основывается на строгой оценке границ несущей способности здания;

4. Предложена методика определения количества землетрясений разной интенсивности за жизненный цикл здания.

**Теоретическая значимость диссертационной работы** заключается в том, что предложено решение проблемы, связанной с оценкой предельной способности здания выдерживать горизонтальное воздействие (сейсмическое) и с оценкой предельной горизонтальной податливости. Кроме того, предложен способ определения количества воздействий за жизненный цикл здания на основе вероятностной модели.

**Практическая значимость диссертационной работы** заключается в том, что разработанные алгоритмы оптимизации на начальном этапе проектирования позволят проводить сравнение различных сейсмостойких конструктивных решений здания по заданному критерию с целью определения оптимального.

**Методология и методы исследования.** В работе использовались методы нелинейной строительной механики, теории сейсмостойкости, экономики сейсмостойкого строительства, элементы теории вероятности и оптимизации. Использовались численные методы решения дифференциальных уравнений для описания эффекта снижения ускорений в сейсмоизолированном здании, а также совместно использовались различные программные комплексы для решения поставленных задач и проверки адекватности получаемых результатов.

**Достоверность результатов** диссертационной работы подтверждается согласованностью полученных расчётных данных с результатами, приводимыми другими авторами в рамках своих исследований, опирающимися в свою очередь на экспериментальные и статистические данные, накопленные в результате длительных наблюдений. Помимо этого, на основных этапах работы проводилась проверка адекватности и сходимости получаемых расчётных данных с помощью

общепризнанных сертифицированных программных продуктов, реализующих те или иные вычислительные процедуры.

### **Апробация работы**

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

- XXVII Международная конференция «Математическое и компьютерное моделирование в механике деформируемых сред и конструкций» - МКМ 2017. Основы статического и динамического разрушения. Санкт-Петербург, Дом ученых, 25-27 сентября 2017 года;
- 74-я научная конференция профессорско-преподавательского состава и аспирантов университета, СПбГАСУ, 3-5 октября 2018 года.
- 13-я Российская Национальная конференция по сейсмостойкому строительству и сейсмическому районированию. Санкт-Петербург, CITYTEL отель «Санкт-Петербург», 1-6 июля, 2019 года.
- 8-е Савиновские чтения, ПГУПС, 3-6 февраля, 2020 года.

### **Публикации**

1. Ватин Н. И., Иванов А. Ю., Рутман Ю. Л., Черногорский С. А. Оптимизация конструкций сейсмостойких сооружений по экономическому критерию // Инженерно-строительный журнал. 2017. № 8 (76). С. 77–93.
2. Иванов А. Ю., Черногорский С. А., Власов М. П. Оптимизация конструктивных решений сейсмостойкого проектирования по экономическому критерию с учетом применения системы сейсмоизоляции // Инженерно-строительный журнал. 2018 № 4 (80). С. 138–150.
3. Иванов А. Ю. Оптимизация проектов сейсмоизолированных сооружений // Вестник гражданских инженеров. 2018. № 4 (69). С. 36–45.
4. Иванов А. Ю. Методика построение кривой несущей способности здания // Строительная механика и расчёт сооружений. 2019. № 5 (286). С. 44–48.

5. Иванов А. Ю. Построение кривой несущей способности здания одноэтажного каркасного здания // Строительная механика и расчёт сооружений. 2019. № 6 (287). С. 32–39.
6. Иванов А. Ю., Рутман Ю. Л., Факири А. Методика оценки экономического эффекта при различных способах сейсмоусиления железобетонного каркаса с гибким нижним этажом и кирпичными перегородками // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2019. № 6. С. 34–42.
7. Иванов А. Ю. Метод определения ущерба в сейсмоизолированном здании при землетрясении. Материалы 74-й научной конференции профессорско-преподавательского состава и аспирантов университета 3–5 октября 2018 года. Ч. I. С. 35-42
8. Иванов А. Ю. Оценка ущерба в здании при землетрясении с помощью нелинейного статического метода // Природные и техногенные риски. Безопасность сооружений. 2020. № 2 (45) С. 46–51.
9. Rutman Yu. L., Meleshko V. A., Ivanov A. Yu. Elastoplastic analysis methods and capacity curve developing features // Advancements in Civil Engineering C & Technology. 2018. № 2 (4). Pp. 1–3.
10. Yu. L. Rutman, A. Yu. Ivanov, V. A. Meleshko. Discrete-analytical nonlinear analysis with improved computation accuracy for steel frame lateral response evaluation // IOP Conference Series: Materials Science and Engineering. 2020. 775 012147.

### **Структура и объем работы**

**Первая глава** посвящена литературному обзору и сбору информации по теме исследования.

**Вторая глава** посвящена разработке алгоритма оптимизации, определению целевой функции и варьируемых параметров, а также проблемам, связанным с их выбором.

**Третья глава** посвящена методике оценки ущерба в здании при землетрясении.

**Четвёртая глава** посвящена проблеме построения кривой несущей способности здания, необходимой для определения ущерба.

**Пятая глава** посвящена проблеме определения количества воздействий на здание за его жизненный цикл.

**В шестой главе** демонстрируется применение полученного оптимизационного алгоритма для решения конкретных задач.

**В заключении** сформулированы основные результаты диссертационной работы.

## ГЛАВА 1. СОСТОЯНИЕ ВОПРОСА ИССЛЕДОВАНИЯ. ОПТИМИЗАЦИЯ КОНСТРУКТИВНЫХ РЕШЕНИЙ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

Оптимизация конструкций по экономическому критерию является распространенным видом оптимизации. Обобщенно такие задачи формулируются следующим образом: из различных вариантов конструктивных решений, удовлетворяющих определенным требованиям, нужно выбрать вариант наименьшей стоимости. Чаще всего такая задача сводится к минимизации веса, габаритов и трудоемкости конструкции. При оптимизации сейсмостойких проектов сооружения по стоимостным параметрам нужно учитывать изменение его состояния (разрушение, частичное разрушение, ремонт) в результате всевозможных сейсмических воздействий на данной площадке строительства на протяжении всего срока эксплуатации, т.е. жизненного цикла данного сооружения, определяемого, как правило, на стадии проектирования и соответствующего некоторой экономической модели.

### 1.1 Анализ существующих методов оптимизации сейсмостойких проектов

Одной из первых и основополагающей работой, послужившей опорой для последующих исследований в области экономики сейсмостойкого строительства, является работа [23] советских учёных В.И. Кейлис-Борока, И.Л. Нерсесова и А.М. Яглома, изданная в 1962 г. Академией Наук СССР и базирующаяся на методике, предложенной академиком Л.В. Канторовичем. В работе представлена методика оценки *экономического эффекта* сейсмостойкого строительства, который определяется соотношением между затратами на *антисейсмические мероприятия* и *экономией* – тем сокращением убытков от землетрясений, которое достигнуто в результате этих мероприятий. Данное исследование построено, помимо методики Л.В. Канторовича, на трудах геофизиков Института Физики Земли (ИФЗ), а также

некоторых иностранных работах, связанных с прогнозированием ущерба при землетрясениях. Основной величиной, определяющей оптимальность антисейсмического мероприятия, применяемого к конкретному зданию, является  $E_N$  - «чистая экономия» - математическое ожидание накопленного к концу  $N$ -го года дохода (экономия минус затраты) от сейсмостойкого строительства. Авторы предлагают следующую формулу для её оценки:

$$E_N = -\delta_R + f(\kappa, N)\bar{G}_R \quad (1)$$

где  $\delta_R$  - относительные затраты на сейсмостойкое строительство с расчётной сейсмичностью  $R$ ;  $f(\kappa, N)$  - коэффициент приведения затрат;  $\bar{G}_R$  - предотвращённые при всех возможных землетрясениях убытки, определяемые выражением

$$\bar{G}_R = \sum_{c=c_{\min}}^{c=c_{\max}} \bar{D}_{cR} L_c \quad (2)$$

Здесь  $\bar{D}_{cR}$  - предотвращённые при одном  $c$ -балльном сотрясении *убытки*,  $c$  - балльность сотрясения почвы (в рассматриваемой работе она принята по шкале ГОСТ 6249-57),  $L_c$  - *среднегодовое число  $c$ -балльных сотрясений* в данной точке, которое, в общем виде, определяется авторами по следующей формуле

$$L_c = \sum_{b=c}^{b=c_{\max}} \int_0^{h_{\max}} \int_0^{2\pi} \int_{r_1}^{r_2} A'_b(r, \alpha, h) r dr d\alpha dh \quad (3)$$

где  $h$  - глубина очага;  $r, \alpha$  - полярные координаты относительно точки, в которой ищется  $L_c$  ( $\alpha$ -азимут);  $r_1(b, c, h, \alpha) \leq r \leq r_2(b, c, h, \alpha)$  - интервал расстояний, на которых  $b$ -балльное землетрясение в азимуте  $\alpha$  с глубиной очага  $h$  ощущается в данной точке с силой  $(c \pm 1/2)$  баллов;  $b$  - балльность землетрясения близ эпицентра;  $A'_b$  - среднегодовое число гипоцентров землетрясений балльностью  $(b \pm 1/2)$  на единицу объёма гипоцентральной зоны,  $h_{\max}$  - максимальная глубина очага в точке  $(r, \alpha)$ .

Особое внимание стоит уделить коэффициенту  $f(\kappa, N)$ , который авторы предлагают определять по формуле

$$f(\kappa, N) = \left(1 + \frac{1}{\kappa}\right) \left[ (1 + \kappa)^N - 1 \right] \quad (4)$$

где  $N$  – время в годах после осуществления антисейсмических мероприятий;

$$\kappa = \frac{d + d'}{1 + d} \quad (5)$$

В формуле (5)  $d$  – норма эффективности капиталовложений (средний относительный доход, получаемый от вложенных в строительство средств);  $d'$  – параметр, определяющий изменение стоимости здания или сооружения с течением времени. Таким образом, коэффициент  $f(\kappa, N)$  характеризует скорость снижения стоимости здания со временем, необходимый для приведения затрат к определённому этапу жизненного цикла.

К недостатку описанной методики можно отнести неопределённость, связанную с оценкой предотвращённых убытков  $D_{cR}$  от землетрясений. Главным же преимуществом здесь является возможность количественно оценивать посредством весьма удобной формулы (1) чистую экономию  $E_N$  во времени в зависимости от  $N$ .

Дальнейшее развитие этой методики осуществлялось, начиная с 2000-х годов, усилиями А.М. Уздина, О.А. Сахарова, М.А. Богдановой, К.С. Сергина, В.В. Сигидова и др. и нашло своё отражение в работах [4, 5, 6, 9, 10, 14, 35, 45, 46, 47, 48, 59, 60, 62, 76]. В этих трудах акцент делается на развитие и адаптацию предложенной в [23] методики расчёта экономической эффективности сейсмостойкого строительства к реалиям образовавшейся в результате перестройки 1985 – 1991 годов экономики нового типа. В основном эти труды направлены на исследование экономических аспектов сейсмостойкого строительства: методы оценки сейсмического риска [4, 10, 35, 46], оптимизация страховой политики и инвестирования в сейсмостойкое строительство [45, 64] и обоснованию уровня расчётного сейсмического воздействия [47], учёт дисконтирования, целесообразность инвестирования в антисейсмические мероприятия в зависимости от сотрясаемости и сейсмической опасности площадки

[59, 62, 76]. Показано, что функция уязвимости однозначно определяет величину риска, а риск представляет собой не что иное, как математическое ожидание ущерба. При этом ущерб включает в себя как экономическую составляющую, так и социальную, т.е. связанную с гибелью людей. Важно отметить, что соотношение этих ущербов может существенно отличаться. В таких странах как, например, Бангладеш, Индия, Китай и т.п. социальный ущерб незначителен по сравнению с экономическим. В США и Евросоюзе наоборот, стоимость здания по сравнению со страховыми выплатами в случае гибели людей, как правило, мала [140, 151, 152].

Глава 5 в [60] является в некотором роде обобщением этих исследований, в которой для условий рыночной экономики вместо оценки чистой экономии предлагается перейти к оценке *рентабельности*  $E_p$ , определяя её следующим образом:

$$E_p = P - I_{inv} - R = f(k, T)(P_{усл} - R_{усл}) - I_{inv} \quad (6)$$

где  $P$  – относительная прибыль от эксплуатации сооружения;  $R$  – *сейсмический риск* (ущерб, ожидаемый от землетрясений в процессе эксплуатации сооружения);  $P_{усл}$  и  $R_{усл}$  – ожидаемые условные значения  $P$  и  $R$  без учёта приведения затрат, т.е. рассчитанные как в первый год эксплуатации;  $I_{inv}$  – *инвестиции в антисейсмические мероприятия*. С учётом разного рода уточнений формула (6) превращается в

$$E_p = -K + f(k, T) \left[ P_0 \left[ 1 - \sum_{I=I_{min}}^{I_{max}} t(K_S, I) \cdot N_I(T) \right] - \sum_{I=I_{min}}^{I_{max}} D_0(K_S, I) \cdot N_I(T) \right] \quad (7)$$

где  $K$  – *капитальные затраты на антисейсмическое усиление сооружения* (то же самое, что  $I_{inv}$ );  $f(k, N)$  – коэффициент, учитывающий приведение затрат;  $P_0$  – *годовой доход от эксплуатации сооружения, приведённый к первому году эксплуатации*;  $t(K_S, I)$  – *время восстановительных работ* (в долях от года) после землетрясения силой  $I$  баллов для сооружения с расчетным классом сейсмостойкости  $K_S$ ;  $N_I$  – *общее число землетрясений силой  $I$  баллов за срок*

службы сооружения  $T$ , определяемое выражением  $N_I(T) = \int_0^T \frac{p_I(\tau)}{R_I(\tau)} d\tau$ , где  $p(\tau)$  –

функция плотности распределения для землетрясений силой  $I$  баллов (Рисунок 1);

$R_I(\tau) = \int_0^{\tau} p(\vartheta) d\vartheta$  – вероятность отсутствия землетрясений силой  $I$  баллов за время

$\tau$ .

Таким образом, среднегодовое число землетрясений  $L_c$  из формулы (2) заменяется общим числом событий (землетрясений силой  $I$  баллов)  $N_I$  за срок службы сооружения  $T$ .

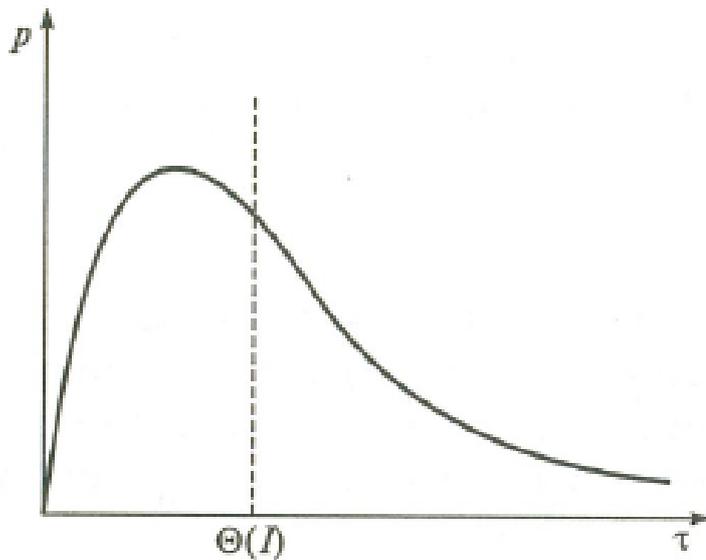


Рисунок 1. Функция плотности распределения для повторяемости землетрясений силой  $I$  баллов, приведённая А.М. Уздиным в [60]:  $\Theta(I)$  – средняя повторяемость землетрясений

Особое значение имеет параметр  $D(K_s, I)$ . В [47] говорится о необходимости определения некой матрицы ущербов  $D(K_s, I)$  и величины приемлемого сейсмического риска. В этой работе О.А. Сахаровым получены статистические оценки сейсмического риска по данным о сейсмическом ущербе, собранным в литературе, принята билинейная аппроксимация функции ущерба от её параметров:

$$D(A_k, A_I) = a_{00} + a_{01}A_k + a_{10}A_I + a_{11}A_k A_I + a_{02}A_k^2 + a_{20}A_I^2 \quad (8)$$

Здесь  $A_k$  – ускорение, соответствующее классу сейсмостойкости сооружения  $K$ ,  $A_I$  – ускорение, соответствующее силе землетрясения  $I$ . Для математического ожидания

и среднеквадратичного отклонения случайной величины  $D$  получены аналитические оценки, приводится пример их определения.

Если обратиться к работам Богдановой М.А., Сигидова В.В. и др. [5] (Рисунок 3), то в них показано, что данные матриц ущербов (платёжных матриц)  $D(K_S, I)$  можно также аппроксимировать трёхпараметрической функцией Вейбулла. При этом сами данные платёжных матриц представляют собой информацию о сейсмическом ущербе, собранную на основании наблюдений повреждений в разных типах зданий от землетрясений различной силы. В [5] указывается, что «существующие шкалы балльности содержат исчерпывающую информацию о возможном ущербе для разных типов зданий и сооружений от землетрясений различной силы. Указанная информация представляется обычно в табличной форме в виде зависимости ущерба  $D$  (в долях или процентах от стоимости здания) от силы землетрясения  $I$  и класса сейсмостойкости сооружения  $K_S$ . Матрица, составленная из элементов указанных таблиц, называется платёжной матрицей»<sup>1</sup>. Авторы в качестве примера приводят несколько таких матриц (Рисунок 2), ссылаясь на разные источники.

---

<sup>1</sup> Богданова М. А., Сигидов В. В. Функции уязвимости для оценки сейсмического риска // Природные и техногенные риски. Безопасность сооружений. 2011. № 6. С. 54.

Таблица 1.  
Платёжная матрица возможного ущерба  $D(I, K_s)$   
для промышленных и гражданских зданий с железобетонным или стальным каркасом

$$D = \begin{vmatrix} 0.03 & 2.37 & 6.60 & 27.40 & 61.80 & 121.00 \\ 0.00 & 0.42 & 4.00 & 17.00 & 47.10 & 104.00 \\ 0.00 & 0.24 & 2.90 & 10.30 & 33.60 & 69.00 \\ 0.00 & 0.12 & 1.40 & 5.80 & 17.00 & 47.08 \end{vmatrix}$$

Таблица 2.  
Платёжная матрица возможного ущерба  $D(I, K_s)$   
для кирпичных зданий

$$D = \begin{vmatrix} 0.12 & 1.98 & 10.30 & 37.00 & 75.70 & 121.00 \\ 0.03 & 0.84 & 5.80 & 11.90 & 48.30 & 104.00 \\ 0.00 & 0.42 & 4.00 & 15.20 & 43.90 & 78.75 \\ 0.00 & 0.18 & 2.40 & 0.90 & 30.50 & 65.40 \end{vmatrix}$$

Таблица 3.  
Платёжная матрица возможного ущерба  $D(I, K_s)$   
для крупнопанельных зданий

$$D = \begin{vmatrix} 0.00 & 0.57 & 4.70 & 19.40 & 51.00 & 104.00 \\ 0.00 & 0.33 & 3.50 & 17.00 & 37.00 & 72.35 \\ 0.00 & 0.18 & 2.40 & 6.60 & 22.10 & 54.80 \\ 0.00 & 0.12 & 1.40 & 4.70 & 15.20 & 43.78 \end{vmatrix}$$

Рисунок 2. Платёжные матрицы возможного ущерба, приведённые М.А. Богдановой и В.В. Сигидовым в [5]

Далее приводится зависимость  $D(I/K_s)$ , построенная для рамно-каркасных зданий по фактическим данным об их повреждаемости (Рисунок 3).

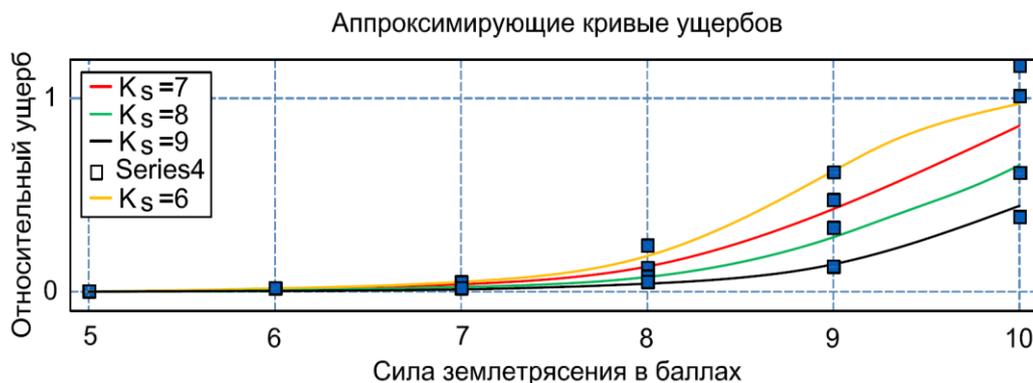


Рисунок 3. Аппроксимация значений платёжной матрицы функциями уязвимости в форме закона Вейбулла: - сверху вниз  $K_s=6, 7, 8$  и  $9$  баллов; - точками нанесены значения платёжной матрицы.

(Рисунок из статьи [5] М.А. Богдановой и В.В. Сигидовым)

Особенностью отмеченных работ является статистический способ определения ущерба. С одной стороны, это оправдано в тех случаях, когда имеются реальные данные по ущербу, нанесённому землетрясениями различных интенсивностей типовой застройке определённых регионов. Тогда ущербы при землетрясениях в будущем могут быть спрогнозированы на основании таких данных, т.к. в принципе общий характер поведения зданий при сейсмическом воздействии определённой силы можно принять известным. Однако большинство возводимых в настоящее время зданий не типовые и не имеют «переживших» землетрясения аналогов, следовательно, достоверных статистических данных о сейсмическом ущербе для них нет.

Экономическая оптимизационная задача применительно к анализу поведения зданий и сооружений при экстремальных воздействиях в целом, а также к сейсмостойкому проектированию в частности, рассматривалась такими учёными из США, как Y.K. Wen и Y.J. Kang факультета гражданского строительства и инженерной защиты окружающей среды университета в Урбана-Шампейн (Иллинойс) в их исследовательских работах [107, 151, 152]. В основе их рассуждений лежит идея о том, что если здание изначально запроектировано на слабое воздействие (менее дорогостоящее здание), то за весь свой срок службы оно подвергнется большему риску разрушения, чем здание, запроектированное на сильное воздействие (более дорогостоящее здание). Тогда для данного здания можно найти такой экономически оптимальный проект, который сведет к минимуму расходы заказчика-инвестора за некоторый период эксплуатации им этого здания. Основываясь на многочисленных исследованиях, проведённых ранее, они предлагают свою методику определения так называемого «*оптимального проекта*» («*Optimal design intensity*» или «*Optimal design level*») для зданий с типовыми конструктивными решениями, которая схематично представлена на рисунке 4.

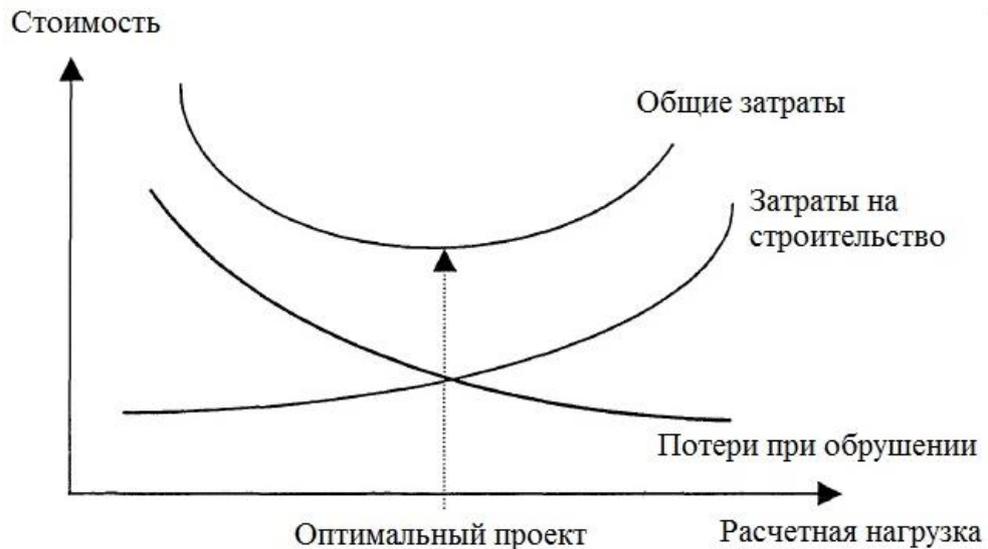


Рисунок 4. Зависимость затрат на строительство и эксплуатацию сооружения от принятого уровня интенсивности расчетного воздействия, приведённая Y.K. Wen и Y.J. Kang в [107]

Таким образом, в поставленной Y.K. Wen и Y.J. Kang задаче оптимизации целевой функцией является стоимость оптимального проекта, которая зависит от принятых проектных параметров  $X$  и выражается в виде функции времени  $t$  формулой:

$$E[C(t, X)] = C_0(X) + E\left[\sum_{i=1}^{N(t)} \sum_{j=1}^k C_j e^{-\lambda t_j} P_{ij}(X, t_i)\right] + \int_0^t C_m(X) e^{-\lambda \tau} d\tau \quad (9)$$

где  $C_0$  – стоимость нового здания (его реконструкции),  $X$  – вектор проектных параметров (например, величина расчетной нагрузки);  $i$  – номер экстремального воздействия из общего числа полезных, ветровых и сейсмических;  $t_i$  – время реализации нагрузки (случайная величина);  $N(t)$  – общее число реализаций экстремальных воздействий за весь жизненный цикл здания  $t$  (случайная величина);  $C_j$  – затраты на восстановление в настоящих ценах, т.е. ущерб, причинённый  $i$ -м экстремальным воздействием, включающий в себя затраты на ремонт, затраты, связанные с остановкой эксплуатации, а также расходы и издержки, обусловленные травматизмом и смертью людей;  $e^{-\lambda t}$  – коэффициент, учитывающий снижение стоимости здания со временем;  $\lambda$  – годовая норма снижения стоимости;  $P_{ij}$  – вероятность того, что  $j$ -ое предельное состояние будет

превышено при реализации  $i$ -ого экстремального воздействия или совместного действия нескольких экстремальных воздействий (авторы в качестве экстремальных воздействий здесь рассматривают не только землетрясения, но также ураганы и воздействия, вызванные ракетным ударом, нанесённым вблизи рассматриваемого здания);  $k$  – общее число рассматриваемых предельных состояний;  $C_m$  – годовая стоимость эксплуатационных затрат.

Важной особенностью методики является представление о том, что отклик здания на любое воздействие может быть в общем отнесён к некоторому предельному состоянию («*limit state*»). Авторы определяют это предельное состояние как *рабочую характеристику* («*performance level*»), привязывая к ней определённый уровень повреждений, вызванный соответствующим воздействием. Общая рабочая характеристика здания складывается на основе рабочих характеристик несущих (отвечающих за устойчивость здания в целом) и ненесущих элементов здания. Такой подход к проектированию зданий в зарубежной инженерной практике носит название *performance-based seismic design* или *performance-based earthquake engineering*, применяется в сейсмостойком проектировании зданий и сооружений приблизительно со второй половины 1990-х годов и интегрирован во многие нормативные документы, такие как [85, 102, 103, 104, 142 и т.п.].

В качестве примера, демонстрирующего соответствие различных повреждений здания некоторой его рабочей характеристике, в исследовательской работе [107] Y.K. Wen и Y.J. Kang приводят фрагмент таблицы со ссылкой на свод правил, установленный Федеральным агентством США по чрезвычайным ситуациям FEMA 273 [102] (Таблица 1). Аналогичные таблицы содержатся во всех нормативных документах, использующих метод проектирования зданий и сооружений на основе рабочих характеристик.

Таблица 1

Рабочие характеристики конструкции и повреждения элементов (для стального жёсткого каркаса)

Конструктивная схема здания	Этапы наступления характеристики	Рабочие характеристики конструкции		
		угроза обрушения ( <i>Collapse Prevention</i> )	безопасность жизнедеятельности ( <i>Life Safety</i> )	нормальная эксплуатация ( <i>Immediate Occupancy</i> )
	Первичный	Большие деформации стенок балок и колонн. Множественные разрывы в элементах жестких узлов сопряжения. Но узлы, работающие на поперечную силу ещё не повреждены	Формирование пластических шарниров. Локальная потеря устойчивости	Незначительные локальные зоны текучести. Разрывов нет. Незначительные прогибы или видимая остаточная деформация элементов
	Вторичный	Такая же, как и первичная	Большие деформации стенок балок и колонн. Множественные разрывы в элементах жестких узлов сопряжения. Но узлы, работающие на поперечную силу ещё не повреждены	Такая же, как и первичная
	Межэтажное смещение	5% от высоты этажа	2.5% от высоты этажа	0.7% от высоты этажа

Изменение рабочей характеристики здания в зависимости от интенсивности горизонтального нагружения может быть наглядно отображено с помощью *кривой несущей способности* здания (далее КНС) (Рисунок 5).

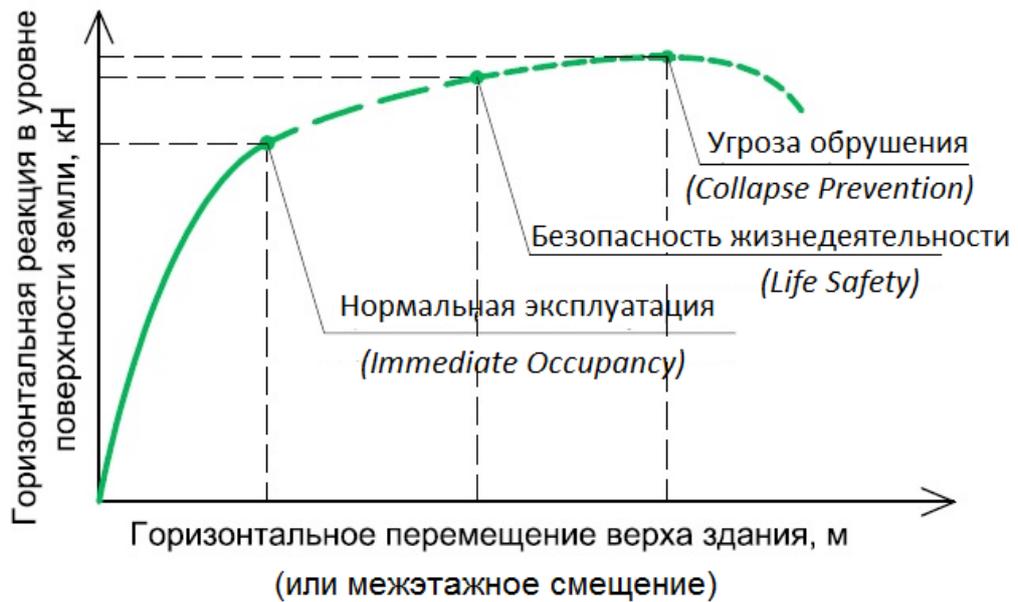


Рисунок 5. Общий вид кривой несущей способности здания

Как видно из этой кривой, одним из основных параметров, определяющим её вид, является *горизонтальное перемещение верха здания* (или, для рассматриваемых Y.K. Wen и Y.J. Kang зданий с жёстким стальным каркасом, *межэтажное смещение*), вызываемое действующей на здание горизонтальной нагрузкой, являющейся результатом возникновения инерционных сил при движении грунтового основания. Y.K. Wen и Y.J. Kang определяют это межэтажное смещение с помощью *нелинейного статического Pushover-анализа* (далее НСМ) на основании данных о сейсмической опасности площадки строительства и прочностных характеристик различных вариантов конструктивных решений здания. Для каждой площадки строительства существует своя вероятность превышения расчётной интенсивности воздействия, следовательно, полученное межэтажное смещение, также, как и соответствующая рабочая характеристика, могут быть превышены с одинаковой долей вероятности. В США информацию о вероятностях превышения максимальных ускорений грунтового основания предоставляет геологическая служба USGS. Таким образом определяется параметр  $P_{ij}$  из формулы (9).

Что касается стоимостных параметров формулы (9)  $C_0$ ,  $C_j$  и  $C_m$ , то, как указывают авторы, они определяются на основе базы данных о стоимостях в строительстве BCCD (Building Construction Cost Data) с учётом различных

индексов и коэффициентов пересчёта стоимостей от года к году. Определив значения всех составляющих формулы (9) для всего разнообразия проектных параметров  $X$  из множества полученных значений  $E[C(t,X)]$  выбирается наименьшее  $E[C(t,X)]_{min}$ , а соответствующие ему проектные параметры  $X_{Emin}$  характеризуют оптимальный с экономической точки зрения проект.

Недостатком рассмотренного метода является то, что значения ущерба (т.е. стоимости восстановительных работ  $C_j$ ), фигурирующие в формуле (9), дискретизируются по идеализированным в своей сути уровням повреждаемости – характеристическим точкам на КНС (Рисунок 5) без учёта промежуточных значений. Другими словами, если межэтажное перемещение немного не дотягивает до точки «Угроза обрушения», то в расчёт пойдёт значение ущерба, соответствующее точке «Безопасность жизнедеятельности», а это снизит итоговое значение целевой функции  $E[C(t,X)]$  по отношению к действительному.

В Европе проблема оптимизации конструктивных решений зданий и сооружений в последние 15 лет рассматривалась такими учёными, как М. Paradrakakis, N.D. Lagaros, М. Fragiadakis. Ими также была затронута и область сейсмостойкого строительства, однако основные усилия этих исследователей были направлены на разработку и совершенствование оптимизационного алгоритма, позволяющего подбирать параметры конструкций с наименьшими весовыми характеристиками, которые удовлетворяют при этом требованиям норм проектирования. Сам алгоритм авторами представлен в статье [119], где на примере подбора оптимальной конструкции оболочки и её основных геометрических и механических параметров они демонстрируют его применение. Он базируется на эволюционной стратегии – специальной методике эволюционных алгоритмов поиска, основанных на генетических алгоритмах, аналогичных механизму естественного отбора в природе. Применение оптимизационного алгоритма, основанного на эволюционной стратегии, предполагает генерацию некоторого вектора исходных параметров на начальном этапе. Если значения этих параметров не удовлетворяют ограничениям, накладываемым на них требованиями норм проектирования, то вектор исходных параметров модифицируется до тех пор, пока

эти требования не будут выполнены. Получаемые при дальнейших вычислениях результаты проверяются в свою очередь на соответствие области допустимых решений, при положительном исходе результаты сохраняются, и производится новый цикл подбора и вычислений. Процесс останавливается, когда изменение среднего значения получаемых результатов за последние несколько генераций не превышает 0.01 %.

Апробацию полученного по такому принципу алгоритма авторы в [119] производят на примере расчёта цилиндрической оболочки (Рисунок 6), для которой по условиям поставленной оптимизационной задачи необходимо подобрать такие значения толщин и сечений слагающих её конструктивных элементов, радиуса её кривизны и количество рёбер жёсткости, при которых общий вес оболочки будет минимальным. При одинаковой статической нагрузке варьируемыми параметрами являются толщина оболочки, площадь поперечного сечения рёбер жёсткости (балок) и их количество, радиус кривизны. В качестве ограничений принимаются требования строительных норм, условие пластичности Мизеса для оценки эквивалентных напряжений в элементах оболочки и условие прочности при сложном сопротивлении рёбер жёсткости (балок). Написанная авторами программа позволяет не только получить конструкцию наименьшего веса, но и определить, какое конструктивное решение приводит к его минимизации.

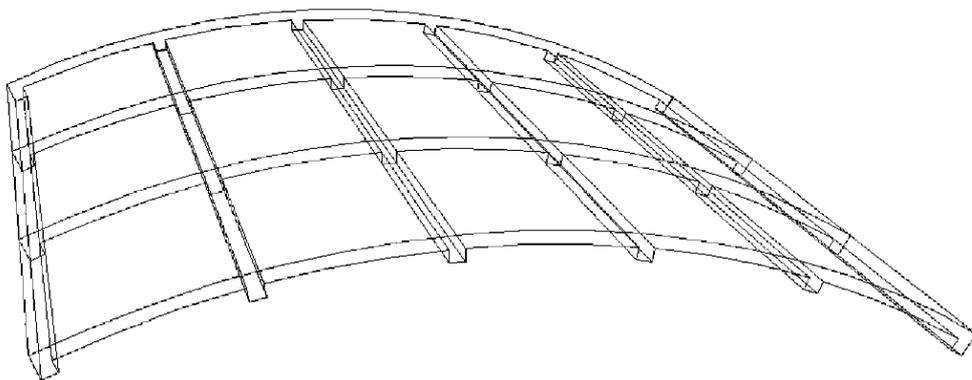


Рисунок 6. Общий вид цилиндрической оболочки с рёбрами жёсткости в 2-ух направлениях, рассматриваемой N.D. Lagaros, M. Fragiadakis и M. Papadrakakis в статье [119]

Этот же алгоритм применяется и в статье [120] для поиска оптимальных параметров железобетонных каркасов, состоящих из монолитных железобетонных колонн, балок и плит перекрытий (Рисунок 6). Варьируемыми параметрами в данном случае являются площади поперечных сечений железобетонных элементов и площади стержней рабочей арматуры в них, их количество колеблется от 27 до 36 в зависимости от конфигурации каркаса. Ограничениями являются *максимальное смещение этажей относительно друг друга  $\theta_{max}$*  и *максимальное горизонтальное перемещение верха здания  $\theta_{roof}$* , которые вычисляются с помощью различных Pushover-методов, тем самым производится их сравнение. Особенностью является то, что здесь авторы внедряют различные Pushover-процедуры в используемый ими оптимизационный алгоритм для определения так называемой «*нижней границы*» допустимых проектов, т.е. таких значений варьируемых параметров, при которых выполняются установленные для данных каркасов рабочие характеристики.

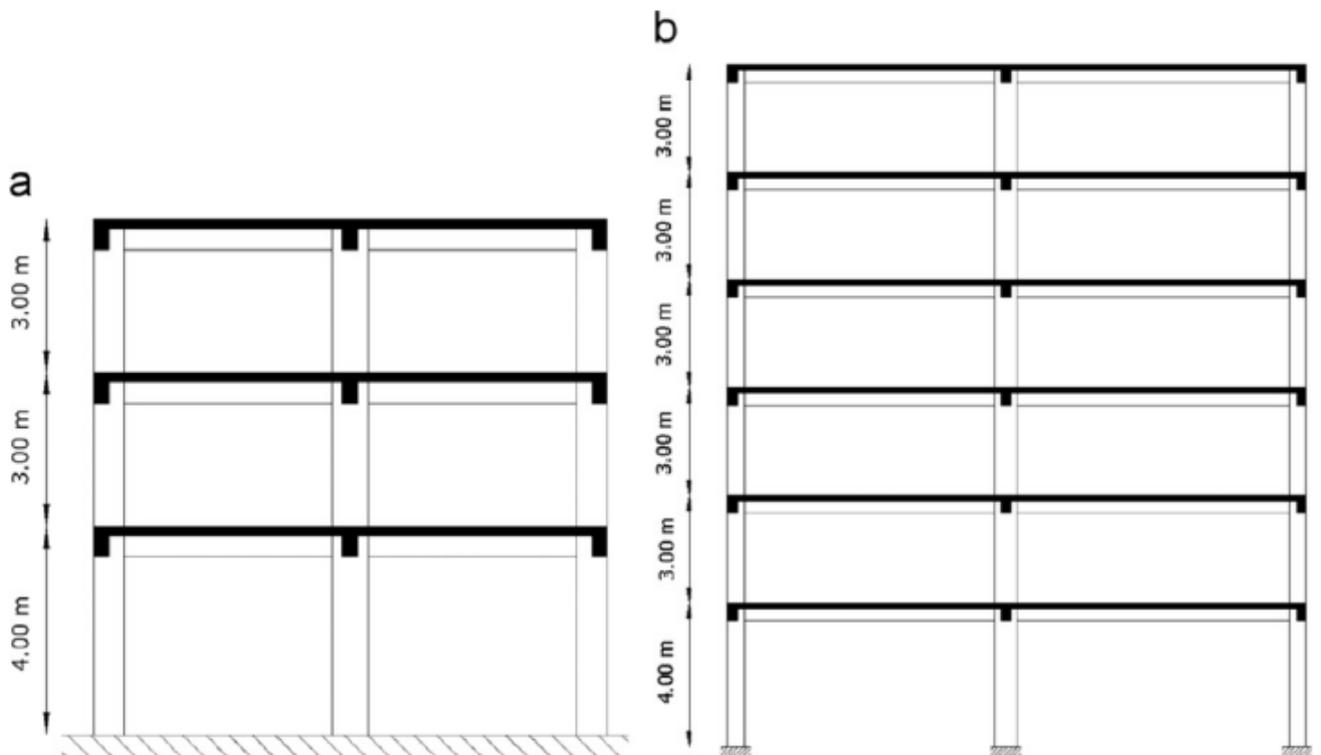


Рисунок 6. Общий вид монолитных железобетонных каркасов, рассматриваемых N.D. Lagaros и M. Fragiadakis в [120]: *a)* трёхэтажный каркас; *b)* шестиэтажный каркас.

Очевидно, что программирование эволюционного алгоритма с таким количеством переменных является задачей весьма непростой. При этом решается только одна её часть – определение исходной конфигурации проектов.

Оценку стоимости здания в течении его срока службы авторы предлагают производить с использованием уже рассмотренной ранее методики Y.K. Wen и Y.J. Kang [107]. Со ссылкой на их работу они приводят следующую формулу для оценки стоимости здания к некоторому моменту  $t$  его жизненного цикла:

$$C_{LS}(t, s) = \frac{v}{\lambda} (1 - e^{-\lambda t}) \sum_{i=1}^N C_{LS}^i P^i \quad (10)$$

где  $t$  – время, принятое в качестве жизненного цикла здания;  $s$  – вектор проектных параметров;  $v$  – годовое количество существенных для рассматриваемого здания сейсмических воздействий, вероятность которых определяется распределением Пуассона;  $\lambda$  – годовая норма снижения стоимости;  $N$  – количество назначенных зданию рабочих характеристик (уровней повреждаемости);  $C_{LS}^i$  – стоимость ущерба, соответствующего наступившему  $i$ -ому предельному состоянию;  $P^i$  – вероятность того, что  $i$ -ое предельное состояние будет превышено при некотором сейсмическом воздействии. Данная формула является частным случаем формулы (9), когда в расчёт принимаются только сейсмические воздействия.

Предлагаемая Y.K. Wen и Y.J. Kang в [107] и используемая N.D. Lagaros и M. Fragiadakis в [120] методика оценки ущерба при сейсмическом воздействии, наряду с конструктивным, рассматривает и другие виды ущербов

$$C_{LS}^i = C_{dam}^i + C_{con}^i + C_{ren}^i + C_{inc}^i + C_{inj}^i + C_{fat}^i \quad (11)$$

где  $C_{dam}^i$  – затраты на ремонт (конструктивный ущерб);  $C_{con}^i$  – затраты от потерь содержимого внутри здания;  $C_{ren}^i$  – затраты от приостановки сдачи здания в аренду;  $C_{inc}^i$  – затраты от потерь дохода;  $C_{inj}^i$  – затраты на реабилитацию травмированных людей;  $C_{fat}^i$  – затраты, связанные со смертью людей.

Рекомендации по оценке экономических ущербов можно найти в трудах B.R. Elingwood и K. Kinali [86, 87, 111], Y.K. Wen и Y.J. Kang [151, 152], S. Saadat, C.V. Camp и Sh. Pereshk [140] и других. При этом отсутствуют какие-либо разъяснения

относительно того, как именно следует определять конструктивный ущерб, причиняемый зданию сейсмическим воздействием как в работах Y.K. Wen и Y.J. Kang, так и в работах N.D. Lagaros и M. Fragiadakis. Авторами говорится лишь о том, что  $i$ -ый ущерб зависит от  $i$ -ого предельного состояния, которое, в свою очередь, определяется максимальными смещениями этажей относительно друг друга или максимальными горизонтальными перемещениями верха здания без какой-либо характеристики этой зависимости.

О важности проблемы экономической оптимизации в сейсмостойком проектировании и строительстве говорит и тот факт, что ей активно интересуются специалисты, занимающиеся проектированием атомных электростанций (АЭС). Основной проблемой экономического характера при проектировании АЭС является то обстоятельство, что для соблюдения требований их *нормальной эксплуатации* («*acceptable performance*») необходим целый комплекс *антисейсмических мероприятий* («*direct seismic design*», J.D. Stevenson, [146]), т.е. если на площадке строительства АЭС возможны ускорения грунтового основания от 0.2 до 0.3g, то размер капиталовложений на проектирование и строительство существенно увеличивается по сравнению с некоторой типовой конфигурацией. Stevenson приводит данные об увеличении стоимости технологического оборудования, инженерных систем а также затраты на конструктивное усиление «жизненно важных» модулей АЭС в зависимости от возрастающего ускорения грунтового основания. При этом он говорит о возможности использования некоторого непрямого метода оценки сейсмостойкости АЭС, основанного на использовании экспериментальных данных. Эти данные устанавливаются по результатам наблюдения за поведением различного технологического оборудования, инженерных систем и конструкций вовремя и после сильных землетрясений с целью оценки возможности снижения их класса сейсмостойкости<sup>2</sup>. Такой эмпирический подход, по его словам, помогает снизить

---

<sup>2</sup> Stevenson упоминает о том, что производители механического и электрооборудования, как правило, сопровождают свои изделия информацией об ускорениях, при которых возможна нормальная эксплуатация соответствующих марок.

стоимость типовой АЭС примерно на 5% от общей стоимости. Одна из наиболее значимых особенностей его работы [146], заключается в том, что он даёт конкретные цифры по всем пунктам затрат, возникающим при проектировании и строительстве АЭС, начиная от инженерно-геологических изысканий площадки строительства и заканчивая системами автоматики и диспетчеризации различных систем. Большинство современных работ, связанных с экономической оптимизацией сейсмостойкого проектирования АЭС, опираются на приводимые им стоимостные данные.

Современные тенденции в сейсмостойком строительстве АЭС (и не только) не оставляют без внимания различные механические устройства, позволяющие снизить интенсивность воздействий как на сами здания, так и на оборудование внутри них. Такими устройствами являются специальные *сейсоизолирующие элементы*, располагающиеся между грунтовым основанием и сооружением. Совокупность таких элементов, расположенная под сооружением определённым образом, представляет собой *кинематический фундамент (КФ)* или *систему сейсмоизоляции (ССИ)*. Снижая интенсивность воздействий на сооружение и оборудование внутри него, ССИ позволяет избежать значительных повреждений и аварии при условии, что она правильно запроектирована, следовательно, снизить возможный ущерб, связанный с ликвидацией последствий, которые, в случае аварии на АЭС, и вовсе могут выйти за рамки экономических оценок.

Специалисты в области атомного строительства и учёные из США A.S. Whittaker, C.C. Yu, Y.H. Huang, C. Bolistti, J.L. Coleman, B. Kosbab, M. Kumar, R.P. Kennedy, J.J. Johnson и A.M. Kammerer в своих работах [90, 91, 92, 118, 153] дают методику оценки экономической целесообразности применения ССИ при строительстве АЭС, рассматривая так называемую *типовую АЭС (ТАЭС)* (Рисунок 7). Она представляет собой 2-х этажное железобетонное (ж/б) здание, имеющее стеновую конструктивную схему, размеры в плане 49 x 20 м, высота 12 м.

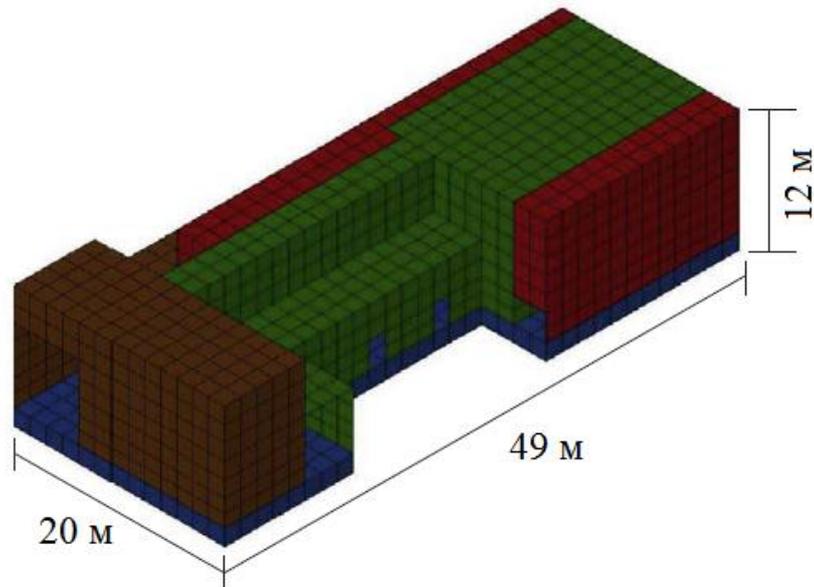


Рисунок 7. Конечно-элементная модель здания ТАЭС, приведённая С.С. Yu, С. Bolistti, J.L. Coleman, В. Kosbab и А.С. Whittaker в работе [153]

Рассматривается вариант устройства такого здания как на ССИ, так и в типовом виде. При этом в качестве сейсмоизолирующих устройств применяются *эластомерные (резинометаллические) опоры со свинцовым сердечником (РМО СС)*, расположенные под несущими стенами здания (Рисунок 8).

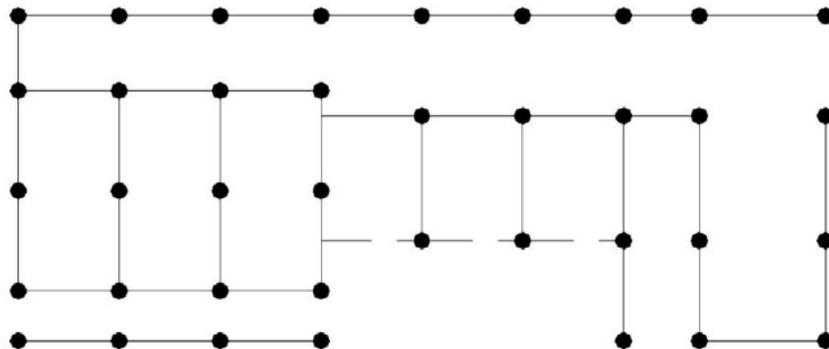


Рисунок 8. Расположение РМО СС под несущими стенами здания ТАЭС, приведённое С.С. Yu, С. Bolistti, J.L. Coleman, В. Kosbab и А.С. Whittaker в работе [153] (Вид сверху)

Для обеспечения безопасности при эксплуатации ТАЭС само здание и некоторая рассматриваемая авторами совокупность *инженерного и технологического оборудования (ИТО)* должны сохранять свою целостность и согласованность работы. Способность сохранять эти качества оценивается

вероятностью отказа при действии на ИТО горизонтальных ускорений, вызываемых землетрясением. К ИТО здесь относятся: корпус ядерного реактора и здание, в котором он находится; щит управления двигателями; элементы питания; насос охлаждающей системы; трубопроводы; блок подготовки воздуха; системы отопления, вентиляции и кондиционирования, а также соединяющие их воздуховоды. Расчёты ущерба и стоимости выполняются для 2-х площадок строительства: национальной лаборатории в Айдахо и в Лос Аламосе, представляющие собой соответственно площадки умеренной и высокой сейсмической опасности. Все перечисленные системы разбиты на 3 категории для расчёта ущерба: ограждающие конструкции, механическая система и система электропитания. Для задания воздействий синтезированы 30 наборов акселерограмм по данным геологической службы США, нормализованные таким образом, чтобы представлять собой воздействия интенсивностей 0.5ПЗ<sup>3</sup>, ПЗ, 1.5ПЗ, 2ПЗ, 2.5ПЗ, 3ПЗ. Возможные повреждения разных компонент ИТО определяются на основании *кривых уязвимости* – неких данных, представляющих собой зависимость затрат на ремонт и восстановление какого-либо компонента ИТО от ускорений в этом компоненте системы. Вертикальные же составляющие воздействий не принимаются во внимание, т.к. кривые уязвимости для этих случаев отсутствуют. Таким образом, на *конечно-элементной* (КЭ) модели зафиксированы несколько узлов, в которых при нелинейном динамическом расчёте определяются величины ускорений (Рисунок 9), которые затем сравниваются с допустимыми, регламентируемыми производителями этого оборудования [146]. На основании таких расчётов определяется возможный ущерб, как факт превышения допустимого ускорения, возникающего в той или иной системе при сейсмическом воздействии. Реализация ущерба носит вероятностный характер, используются 2 метода для оценки вероятности повреждений в компонентах систем: упрощённый логический и метод Монте Карло. Оба метода дают похожие значения среднегодовой частоты наступления неприемлемых повреждений в ТАЭС для

---

<sup>3</sup> ПЗ – проектное землетрясение, принятое по нормам США

рассматриваемых площадок строительства и типов зданий (типового и сейсмоизолированного).

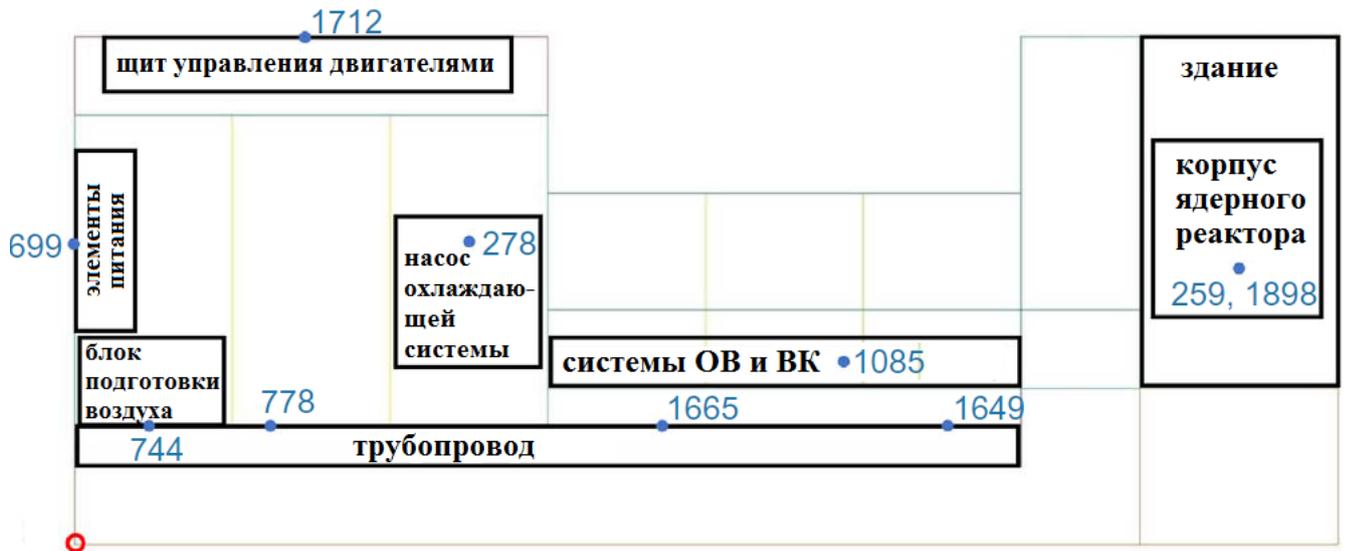


Рисунок 9. Расположение ИТО и номера соответствующих узлов на КЭ модели ТАЭС, приведённые С.С. Yu, С. Bolistti, J.L. Coleman, В. Kosbab и А.С. Whittaker в работе [153] (Вид сверху)

Оценку стоимости вариантов авторы производят на основе данных о ценах, которые приводил J.D. Stevenson в рассмотренной ранее работе [146], но с учётом индексации, при этом отдельно оцениваются затраты на сейсмоизоляцию и расходы, связанные с её монтажом. Результаты их исследования показывают, на сколько увеличится стоимость по сравнению со стоимостью ТАЭС, запроектированной без учёта сейсмических нагрузок, если такую станцию необходимо построить в сейсмически опасном районе (Таблица 2, Рисунок 10).

Таблица 2

Увеличение стоимости ТАЭС при сейсмическом усилении с помощью ССИ или традиционным способом<sup>4</sup>, приведённая С.С. Yu, С. Bolistti, J.L. Coleman, В.

Kosbab и А.С. Whittaker в работе [153]

	Площадка в Айдахо	Площадка в Лос Аламос

<sup>4</sup> Под традиционным способом сейсмоусиления понимается увеличение толщин ж/б стен здания и их армирования, а также применение ИТО с повышенным классом сейсмостойкости

Увеличение стоимости (млн USD)	традиционное усиление	применение ССИ	традиционное усиление	применение ССИ
Общая стоимость	11%	9%	14%	9%
Стоимость ИТО	4%	3%	7%	3%

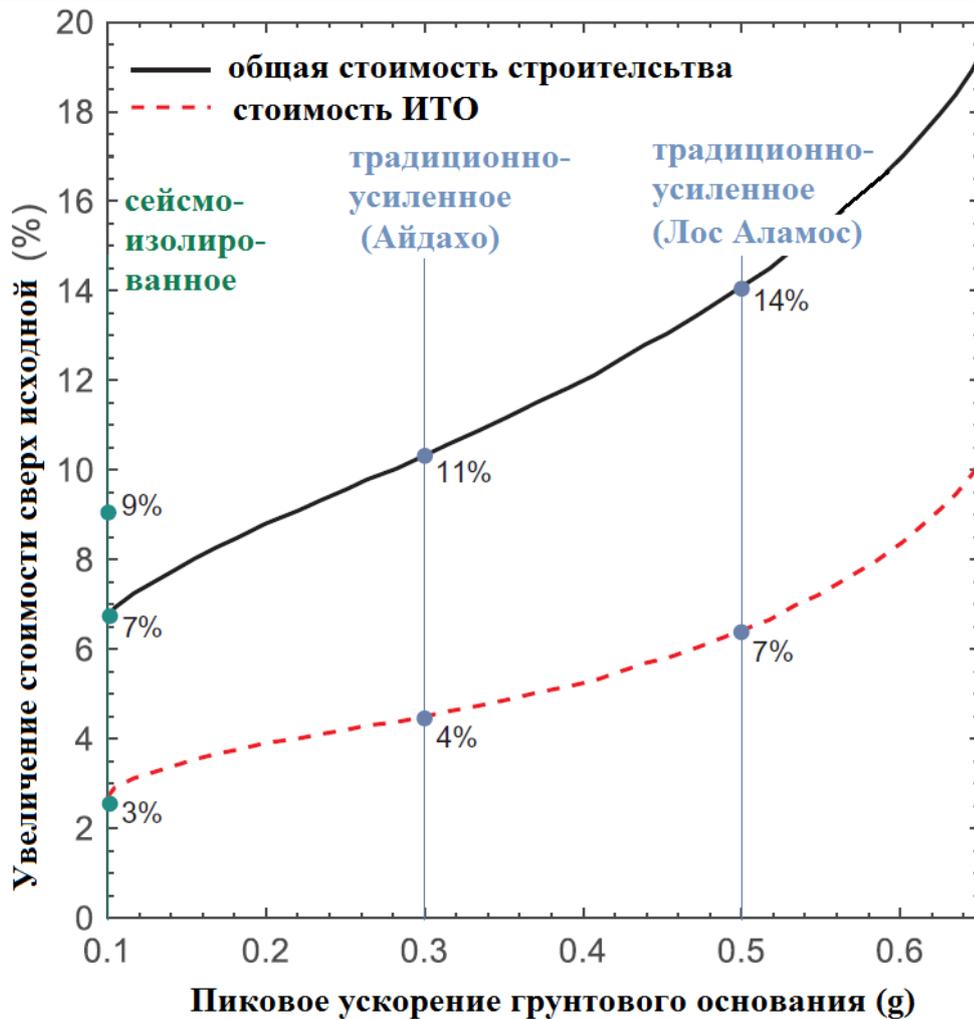


Рисунок 10. Увеличение стоимости ТАЭС при сейсмоусилении с помощью ССИ или традиционным способом в зависимости от пиковых ускорений грунтового основания, приведённое С.С. Yu, С. Bolistti, J.L. Coleman, В. Kosbab и А.С. Whittaker в работе [153]

Приведённые результаты показывают, что применение ССИ позволяет снизить как общую стоимость ТАЭС, так и стоимость ИТО внутри неё за счёт

снижения величины возникающих при землетрясении ускорений. В рассмотренной работе авторами решается обратная задача оптимизации, когда требуется сравнить экономические затраты на традиционное и специальное усиление, необходимые для сохранения требуемого безопасного состояния ТАЭС, при котором обеспечивается целостность активной зоны реактора и изоляция радиоактивно опасных веществ. Недостатком является то, что данная методика, основанная на использовании кривых уязвимости для определения сейсмического ущерба, не позволяет учесть воздействия в вертикальном направлении.

Тем временем проблеме снижения не только горизонтальных, но и вертикальных составляющих сейсмических воздействий на комплексы АЭС, а также проблеме поиска оптимальной ССИ, позволяющей уменьшить общую стоимость сейсмоусиления АЭС, посвящены исследования сотрудников «СКТИ-Вибросейсм» В.В. Костырева, П.В. Васильева и М.В. Вайндраха, проводимые совместно с представителями компании «GERB» [113]. Для некоторых регионов требования к АЭС по пиковым ускорениям достигают 0.5 – 0.8g, при этом попытки обеспечить сейсмостойкость сооружения с фундаментом, жёстко связанным с грунтовым основанием, приводят к 20% удорожанию от общей стоимости АЭС. Выходом является использование специальной системы защиты в основании кинематического фундамента, представляющую трёхкомпонентную пружинно-демпферную систему (в [56] обозначаемую как ТПДС), состоящую из упругих витых пружин и параллельно установленных многокомпонентных 3D вязкоупругих демпферов. Пружинные изоляторы имеют *линейную силовую характеристику*, что в некоторой степени облегчает моделирование и расчёт такой ССИ. Помимо этого, важным является и тот факт, что эти устройства демонстрируют хорошее снижение колебательных воздействий в вертикальном направлении, в отличие от РМО СС или *опор фрикционно-подвижного типа со сферическими поверхностями скольжения (или маятниковые скользящие опоры)*, что подтверждено испытаниями конструкций, габариты которых соразмерны с габаритами реальных зданий, на 35-тонном сейсмическом стенде в Японии. Совместно с пружинными 3D изоляторами предполагается использование

специальных демпферов, вязкоупругие свойства которых могут быть отрегулированы в соответствии с требованиями оптимизационной задачи, которую авторы в своей работе [113] определяют, как задачу поиска некоторого критерия, характеризующего эффективность работы ССИ при кинематическом возбуждении защищаемого объекта, в качестве которого ими рассматривается корпуса ядерного реактора АЭС

$$GF = \left( \frac{A}{A_w} \right)^2 + \left( \frac{D}{D_w} \right)^2 \quad (12)$$

где  $A$  – пиковое ускорение в уровне основания защищаемого объекта (корпуса реактора),  $D$  – максимальное перемещение в 3D-изоляторе,  $A_w$  – нежелательное значение ускорения суперструктуры<sup>5</sup>,  $D_w$  – её перемещение относительно субструктуры<sup>6</sup>. Величины  $A_w$  и  $D_w$  принимаются постоянными в процессе поиска оптимального решения, в качестве их нежелательных значений авторы предлагают принять  $A_w=0.4g$  и  $D_w=100$  мм. Варьируемыми параметрами, на основании которых в упрощенной аналитической модели определяются  $A$  и  $D$ , являются её основная частота и демпфирование. Принимая демпфирование постоянным и равным 20%, варьированию подлежат отклик по ускорению  $A$ , зависящий от горизонтальной и вертикальной составляющих, и максимальное перемещение в изоляторе  $D$ , являющихся функциями заданного воздействия. Оптимизационная же задача сводится к минимизации целевой функции  $GF$ , которая достигается путём подстановки получающихся при решении динамической задачи параметров  $A$  и  $D$  в формулу (11) до тех пор, пока не будет получено наименьшее значение  $GF$ . Таким образом, минимальному значению целевой функции будет соответствовать комбинация некоторого минимального ускорения суперструктуры (основания корпуса реактора) и некоторого максимального перемещения в 3D-изоляторе. В таком случае стоимость самого сооружения и ИТО будет снижена, т.к. снизились

<sup>5</sup> Суперструктура – защищаемый объект (здание), расположенное на ССИ (субструктуре - кинематическом фундаменте).

<sup>6</sup> Субструктура – кинематический фундамент защищаемого объекта (сейсмический ростверк, опирающийся на ССИ).

ускорения, действующие на них. Авторы статьи [113] заключают, что в случае применения предлагаемой ими системы сейсмозащиты для заданного ими воздействия (более 0.4g) снижение стоимости АЭС достигает 7% от общей стоимости, опираясь на всё те же данные о ценах, которые предоставил J.D. Stevenson в [146].

На примере трёх последних рассмотренных работ можно заметить, что если речь идёт о сейсмостойкости АЭС, то экономические потери в этом случае связываются с ускорениями, возникающими в определённых частях здания и отдельных компонентах ИТО. Возможные на площадке строительства ускорения сравниваются с допустимыми, и, в случае превышения допустимых значений, либо подбирается система защиты с более эффективными параметрами, либо производится усиление части здания или компоненты ИТО. Если усиление какой-либо компоненты не производится, то в результате действия на неё ускорения большего, чем то, которое она выдерживает без повреждений, наступит ущерб, равный стоимости этой компоненты. Естественно, что выход из строя некоторых компонент недопустим, как недопустим и совместный отказ определённых компонент. С.С. Yu, С. Bolistti, J.L. Coleman, В. Kosbab и А.S. Whittaker в работе [153] составили логическую схему (Рисунок 11), на основании которой можно определить, совместный отказ каких компонент приведёт к недопустимому состоянию АЭС (*«unacceptable performance»*).

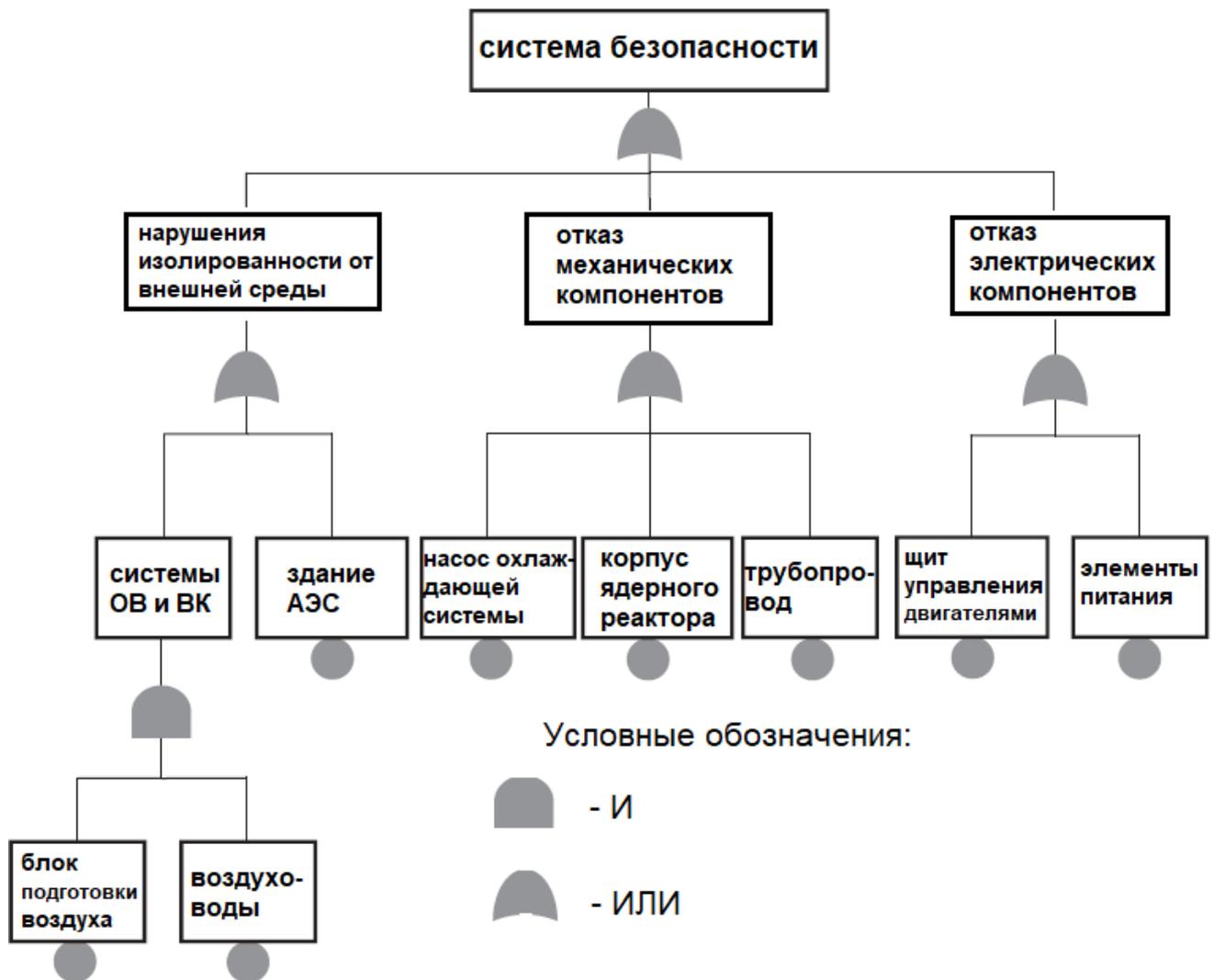


Рисунок 11. Дерево отказов систем, отвечающих за безопасность ТАЭС, приведённое С.С. Yu, С. Bolistti, J.L. Coleman, В. Kosbab и А.S. Whittaker в работе [153]

Рассмотрев ряд исследований, посвящённых методикам поиска оптимальных конструктивных решений сейсмостойких проектов, можно прийти к следующим выводам:

1. Общий ущерб, вызываемый землетрясениями, в большинстве случаев оценивается на основании статистических данных о повреждениях зданий, вызванных прошедшими землетрясениями (платёжные матрицы возможного ущерба, кривые уязвимости) или связывается с ускорениями грунтового основания;

2. Для оценки конструктивного ущерба используется метод проектирования на основе рабочих характеристик (*performance-based seismic design*). В этом случае общий конструктивный ущерб в здании на основании приблизительных оценок относится к тому или иному предельному состоянию (уровню повреждаемости);

3. Для минимизации экономических затрат, которые могут повлечь за собой повреждения от возможных землетрясений, применяются различные антисейсмические мероприятия, направленные на повышение сейсмостойкости зданий и сооружений.

## **1.2 Способы повышения сейсмостойкости зданий и сооружений**

Способов повышения сейсмостойкости зданий и сооружений существует множество, при этом их все можно разделить на 2 группы в зависимости от того

- усиливается *существующее* здание;
- усиливается *проектируемое новое* не построенное здание или сооружение.

### **1.2.1 Способы повышения сейсмостойкости существующих зданий**

В существующих зданиях усиливаются наиболее слабые места, которые являются своего рода пропускным звеном при передаче энергии, принимаемой зданием от землетрясения во время прохождения сейсмических волн. В качестве примера можно рассмотреть железобетонные каркасные здания с гибким нижним этажом и кирпичными перегородками, заполняющими пространство между колоннами и балками на остальных этажах (ЖБКНИ здания) [19], (Рисунок 12). Анализу сейсмостойкости и способам усиления таких зданий посвящены работы D.R. Sahoo, D.C. Rai [141], V.V. Bertero, S. Brokken [74], A. Faquiri и других авторов.



Рисунок 12. Схема поперечного каркаса 5-этажного ЖБКНИ здания

Разрушение таких зданий от землетрясений происходит по схеме, приведенной на рисунке 13, из которого видно, что серьёзным повреждениям подвергаются главным образом колонны 1-го этажа, остальная часть здания остаётся практически не повреждённой, о чем свидетельствуют данные о состоянии таких зданий после землетрясений (Рисунок 14).

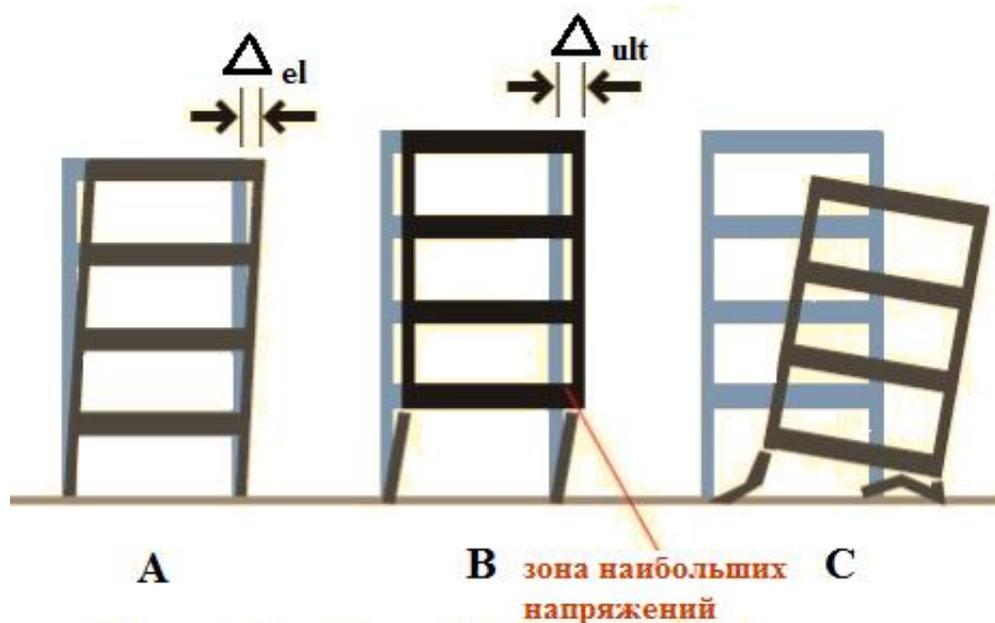


Рисунок 13. Характер обрушения зданий с гибким нижним этажом



Рисунок 14. Разрушение ЖБКНИ зданий

В этом случае предусматриваются *антисейсмические мероприятия*, которые могут заключаться либо в

- 1) *повышении прочности* колонн 1-го этажа, т.к. изгибающие моменты и поперечные силы, которые являются причиной образования пластических деформаций в основаниях или оголовках ж/б колонн, принимают в этих местах наибольшие значения;
- 2) *повышении способности рассеивать* поступающую при землетрясении энергию.

Повышение прочности конструктивных элементов с целью повышения сейсмостойкости защищаемого объекта является *традиционным способом* антисейсмических мероприятий для зданий и сооружений. Для существующих ЖБКНИ зданий традиционный способ сейсмоусиления заключается, как правило, в установке металлических обойм на ж/б колонны (Рисунок 15а).

Т.к. применение ССИ для повышения сейсмостойкости существующих зданий затруднительно (или невозможно) с точки зрения её монтажа, то в качестве антисейсмических мероприятий в таком случае могут применяться другие *специальные способы сейсмоусиления*, направленные на повышение способности зданий рассеивать поступающую энергию. Для ЖБКНИ зданий такой специальный способ был предложен D.R. Sahoo и D.C. Rai в [141], заключающийся в применении

системы, которая использует для гашения колебаний пластические свойства алюминиевых пластин (*shear link*), установленных определённым образом между колоннами 1-го этажа (Рисунок 15b и с).

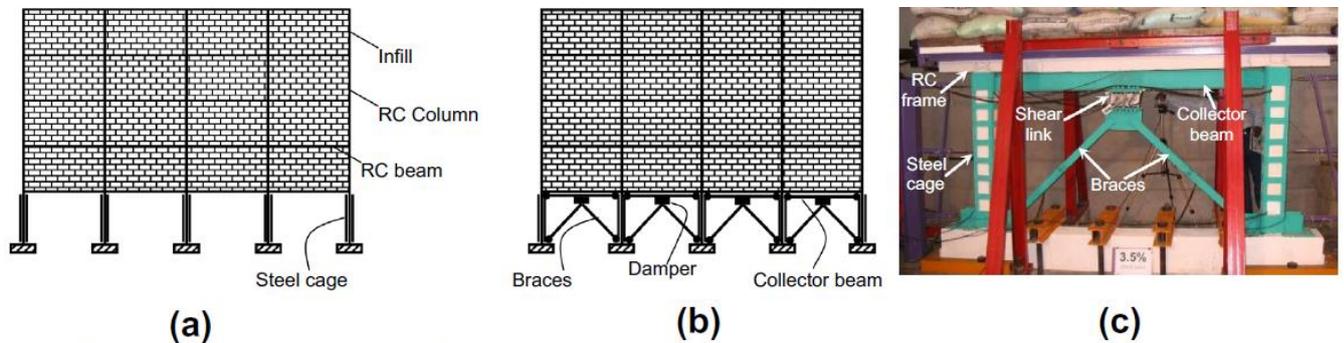


Рисунок 15. Способы сейсмоусиления конструкций 1-го этажа ЖБКНИ зданий, предложенные D.R. Sahoo и D.C. Rai [141]: а) стальными обоями (*steel cage*); б) и с) системой, состоящей из стальных обоек, раскосов и связей, работающих на сдвиг (*shear link*).

Концепция такого специального способа сейсмоусиления авторами [141] представляется в виде рисунка 16.

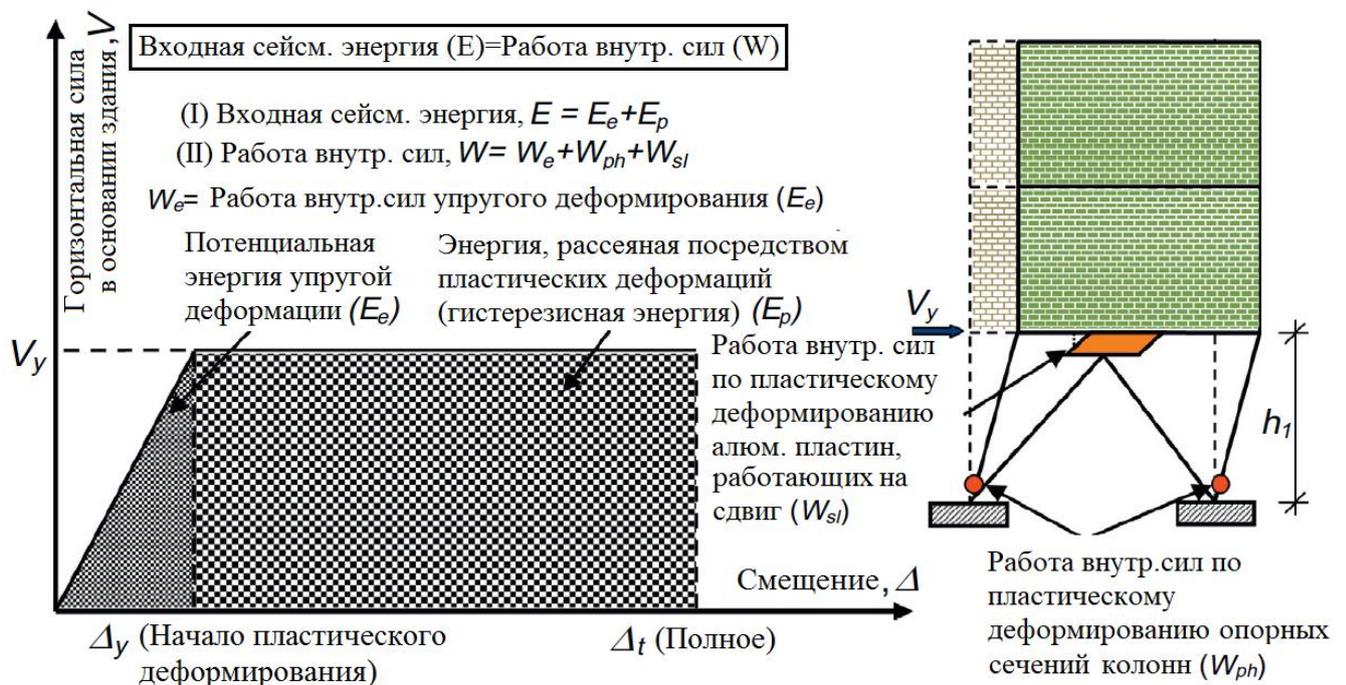


Рисунок 16. Принцип равенства входной сейсмической энергии и работы внутренних сил для ЖБКНИ зданий, сформулированный D.R. Sahoo и D.C. Rai

Полную энергию, рассеиваемую всей конструкцией посредством пластического деформирования её элементов при землетрясении,  $E_p$ , в [141] предлагается определять по формуле, предложенной S.C. Goel и Chao S.H. в [101]

$$E_p = \frac{WgT^2}{8\pi^2} \left[ \gamma a^2 - \left( \frac{V_y}{W} \right)^2 \right] \quad (13)$$

где  $a$  – нормированное по  $g$  спектральное ускорение;  $W$  – вес здания, участвующий в динамической реакции,  $T$  – основной период колебаний здания,  $V_y$  – горизонтальная сила в основании здания, соответствующая началу его пластического деформирования,  $\gamma$  – деформация сдвига.

Входная энергия, рассеиваемая посредством пластических деформаций, состоит из энергии образования пластических шарниров и энергии, принимаемой дополнительными рассеивающими устройствами. Т.к. в ЖБКНИ зданиях пластические шарниры формируются в колоннах 1-го этажа [132], то распределение сил инерции и перемещений по высоте принимается равномерным. Приравнивая внутреннюю энергию к работе внешних сил инерции и считая равными внешние силы инерции горизонтальной силе в основании здания, суммарная энергия, рассеиваемая посредством пластических деформаций в ЖБКНИ здании может также быть выражена в виде

$$E_p = \sum_{i=1}^{n_s} F_i h_1 \theta_p = V_y h_1 \theta_p \quad (14)$$

где  $n_s$  – число этажей;  $F_i$  – эквивалентная сила инерции в  $i$ -уровне;  $h_1$  – высота 1-го этажа;  $\theta_p$  – угол поворота колонн 1-го этажа, соответствующий наступившей пластической деформации, который равен  $\theta_t - \theta_y$ . Приравнивая уравнение (13) к (14) получаем уравнение

$$\frac{V_y}{W} \frac{8\pi^2 \theta_p h_1}{T^2 g} = \left[ \gamma a^2 - \left( \frac{V_y}{W} \right)^2 \right] \quad (15)$$

решение которого D.R. Sahoo и D.C. Rai дают в виде

$$\frac{V_y}{W} = \frac{-\alpha + \sqrt{\alpha^2 + 4\gamma a^2}}{2} \quad (16)$$

$$\alpha = \frac{8\pi^2 \theta_p h_1}{gT^2} \quad (17)$$

Общая энергия, рассеиваемая посредством пластических деформаций в ЖБКНИ здании с усиленными стальными обоймами колоннами 1-го этажа, вычисляется по формуле

$$E_p = [2n_b M_{pb} + (n_b + 1)M_{pc}] \theta_p \quad \text{при } M_{pc} > M_{pb} \quad (18)$$

$$E_p = 2(n_b + 1)M_{pc} \theta_p \quad \text{при } M_{pc} < M_{pb} \quad (19)$$

где  $n_b$  – количество пролётов;  $M_{bp}$  и  $M_{pc}$  – предельные пластические моменты балок и колонн 1-го этажа в здании с усиленными стальными обоймами колоннами 1-го этажа;  $\theta_p$  – предельный угол поворота колонн.  $M_{pc}$  находится из условия равенства (13) и (17), (18).

Устройство в каркасе специальной системы сейсмогашения в виде стальных обойм на ж/б колоннах, закреплённых к ним раскосам, связанных в свою очередь алюминиевыми пластинами с пролётной стальной балкой в соответствии с рисунком 16, позволяет распределить общую горизонтальную нагрузку между колоннами и связями из алюминиевых пластин. Энергия  $W_{sl}$ , которую могут воспринять пластины за счёт пластических деформаций, может быть получена из условия равенства гистерезисной энергии  $E_p$  и работы внутренних сил по пластическому деформированию здания  $W_p$ . Общая работа внутренних сил по пластическому деформированию здания  $W_p$  – это сумма энергии, уходящей на образование пластических шарниров  $W_{ph}$ , и энергии, расходуемой на пластическое деформирование алюминиевых пластин  $W_{sl}$ , в предположении, что пластические шарниры образуются только в заделках ж/б колонн 1-го этажа. Тогда значение  $W_{sl}$  может быть получено из выражения

$$E_p = W_{ph} + W_{sl} \quad (20)$$

$$W_{sl} = \frac{WgT^2}{8\pi^2} \left[ \gamma a^2 - \left( \frac{V_y}{W} \right)^2 \right] - [(n_b + 1)M_{pc}\theta_p] \quad (21)$$

Принимая идеализированную билинейную зависимость «Сила – Деформация» с наклонным (упругим) и горизонтальным (пластическим) участками для описания поведения алюминиевых пластин в процессе нагружения, величина нагрузки  $Q_y$ , при которой начинается текучесть этих пластин, даётся в виде

$$W_{sl} = n_{bs} (\delta_{st} - \delta_{sy}) Q_y \quad (22)$$

где  $\delta_{st}$  – предельный сдвиг пластин,  $\delta_{sy}$  – сдвиг, при котором начинается текучесть пластин,  $n_{bs}$  – число пролётов, в которых установлена данная система. Площадь поперечного сечения пластин вычисляется как отношение  $Q_y$  к  $\tau_y$  – прочность при сдвиге, принимаемая здесь равной 0.577 от предела текучести при растяжении. Стальные диагональные связи, соединяющие заделки колонн с алюминиевыми пластинами (Рисунок 16), а также стальная балка (collector beam на рисунке 16) подбираются таким образом, чтобы при действующих на здание горизонтальных нагрузках деформироваться упруго и без потери устойчивости.

Таким образом, в рассмотренном примере поступающая в здание сейсмическая энергия поглощается только за счёт пластических деформаций, развивающихся при этом в заранее определённых местах.

Другой способ, который также может быть отнесён к специальным способам сейсмозащиты, заключается в применении динамических гасителей колебаний (ДГК), исследованием которых занимались Б.Г. Коренев, Л.М. Резников, С.П. Тимошенко, О.А. Савинов, В.С. Поляков, А.А. Никитин, А.М. Уздин, О.П. Нестерова и др. Принципиально ДГК представляет собой массу, соединённую упругой связью с защищаемой системой, и при определённом подборе жёсткости и затухания пружины ДГК можно существенно снизить колебания конструкции при динамической нагрузке [28].

В настоящее время широкое распространение получили гидравлические вязкие демпферы (ГВД), обеспечивающие пассивное рассеивание энергии за счёт увеличения демпфирования в системе до 20-30% вместо обычно принимаемых 5%.

Такие устройства удобны с точки зрения монтажа в существующие здания и сооружения. Практическое применение ДГК для сейсмозащиты мечети пророка Мухаммеда в г. Махачкала продемонстрировано А.М. Уздиным и О.П. Нестеровой в условиях, когда применение ССИ невозможно, а увеличение прочности несущих конструкций традиционным способом не имеет смысла.

Преимущества использования ДГК в виде гидравлических вязких жидкостных демпферов (ГВД) выявлены также исследователями из Алжира А. Ras и N. Boumechra, которые в своей работе [136] сравнивают сейсмостойкость 12-ти этажного стального каркаса, усиленного традиционным способом (установка диагональных связей из прокатной стали) и с помощью ГВД (Рисунок 17).

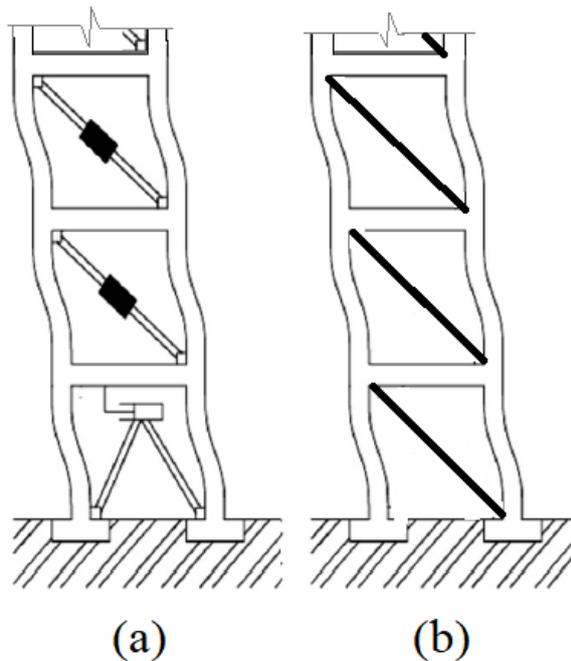


Рисунок 17. Усиление n-этажного стального каркаса, предложенное А. Ras и N. Boumechra [136] с помощью: а) гидравлических вязких демпферов; б) диагональными связями из прокатной стали.

Авторы [136] дают формулировку закона сохранения энергии, имеющего зависимость от времени:

$$E(t) = E_K(t) + E_S(t) + E_H(t) + E_D(t) \quad (23)$$

где  $E$  – полное значение сообщаемой энергии при землетрясении (*сейсмической энергии*);  $E_K$  – полное значение кинетической энергии;  $E_S$  – энергия упругой (восстанавливаемой) деформации;  $E_H$  – невозстанавливаемая энергия, рассеиваемая

конструкцией в неупругие (пластические) деформации (гистерезисная энергия);  $E_D$  – энергия, рассеиваемая дополнительной демпфирующей системой;  $t$  – время.

Полная сообщаемая энергия  $E$  представляет собой работу, выполняемую суммарной горизонтальной силой, возникающей в уровне основания здания при движении грунта, порождая тем самым возникновение сил инерции. При традиционном способе усиления величина  $E_D$  в равенстве (23) равна нулю. Принятые конструктивные решения (установка диагональных стальных связей) при сильном сейсмическом воздействии приведут к появлению пластических деформаций в различных элементах конструкции, т.е. к увеличению слагаемого  $E_H$  в равенстве (23). В конечном счёте образовавшаяся таким образом гибкость действует как фильтр, который улавливает долю сейсмической энергии. Введение дополнительных демпфирующих устройств в конструкцию приводит к увеличению слагаемого  $E_D$  в равенстве (23). Физически это означает, что значительная часть сейсмической энергии, сообщаемая конструкции при землетрясении, поглощается дополнительными демпфирующими устройствами. На рисунке 18 приведён пример ГВД.

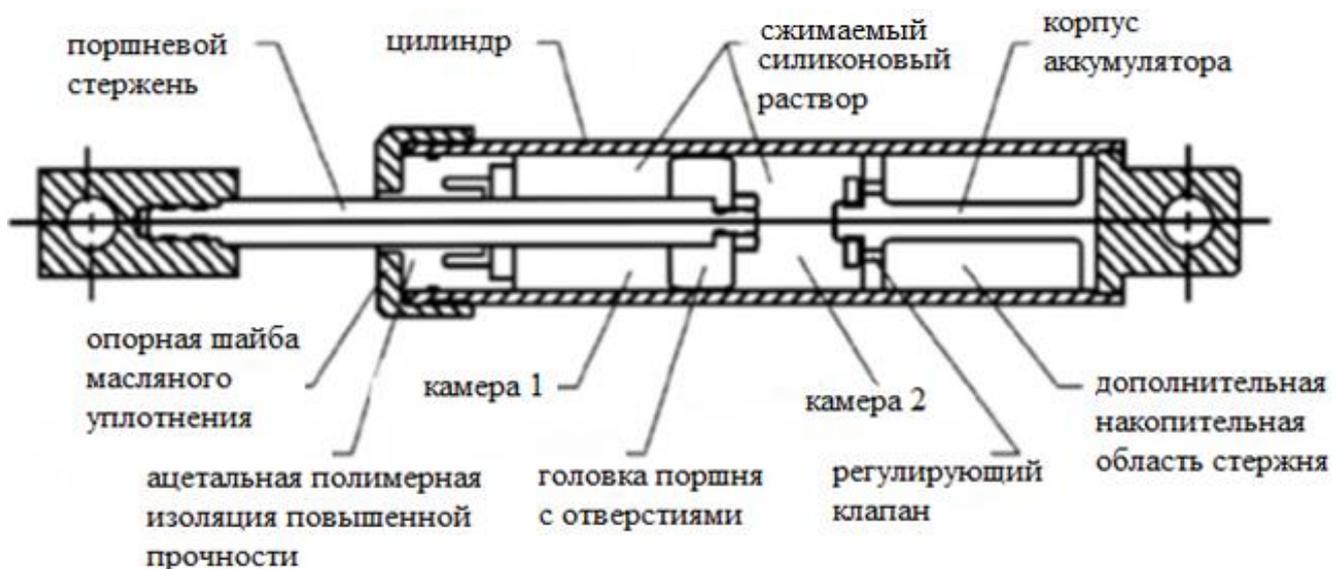


Рисунок 18. Устройство гидравлического вязкого демпфера, приведённое А. Ras и N. Boumechra в [136].

Энергия рассеивается в демпфере благодаря отверстиям, когда головка поршня перемещается в жидкости. Жидкость в цилиндре почти несжимаема, и

когда демпфер находится под действием сжимающей силы, количество жидкости внутри цилиндра понижается в результате движения поршневого стержня. Уменьшение количества жидкости в цилиндре приводит к появлению восстанавливающей силы, которая исключается за счёт аккумулятора. Аккумулятор работает, собирая объём жидкости, который перемещён поршневым стержнем и накоплен в дополнительной области. По мере отвода стержня образовавшийся при этом вакуум будет затягивать жидкость обратно.

Гидравлические вязкие демпферы характеризуются *восстанавливающей силой*  $P$ . Она зависит от скорости смещения, вязкости жидкости и размера отверстий в поршне. Величина  $P$  задаётся уравнением:

$$P = C_d \cdot (\dot{u}_d)^\alpha \cdot \sin(\dot{u}_d) \quad (24)$$

при этом  $u_d(t) = u_0 \cdot \sin(\omega \cdot t)$ , где  $u_d$  – расстояние между двумя концами демпфера;  $C_d$  – коэффициент демпфирования;  $u_0$  – амплитуда смещения;  $\omega$  – частота нагружения;  $t$  – время;  $\alpha$  – величина показательной функции, зависящая от вязких свойств жидкости и поршня.  $P$  подбирается в зависимости от расчётного значения горизонтальной нагрузки. Исходя из требуемого  $P$  назначается типоразмер демпфера, удовлетворяющий конструктивным требованиям. Для каждого типа имеются необходимые для проектирования и расчёта данные, предоставляемые заводом-изготовителем.

Сравнивая результаты расчёта 12-ти этажного стального каркаса, усиленного традиционным способом (установка диагональных связей из прокатной стали) и с помощью ГВД, А. Ras и N. Boumechra приходят к выводам, что в каркасе, усиленном с помощью ГВД, по сравнению с традиционно усиленным

- максимальные перемещения уменьшились на 32%;
- максимальное ускорение снизилось на 37%, что привело к уменьшению горизонтальной силы в основании здания и сокращению времени нагружения;

- при расчёте по акселерограммам полученные максимумы поперечной силы и изгибающего момента в наиболее нагруженных элементах снизились более чем 40%;
- минимизирована разница между ускорениями на смежных этажах, следовательно, межэтажный перекосяк стремится к нулю, т.е. поведение здания при динамическом воздействии обретает характер жёсткого тела;
- не передаются нежелательные продольные силы по диагональным элементам, в роли которых выступают ГВД.

Таким образом, на основании рассмотренных двух примеров можно заключить, что в качестве антисейсмических мероприятий, осуществляемых в условиях, когда усиливаемое здание или сооружение уже построено, специальные мероприятия, связанные с повышением способности этого здания рассеивать поступающую сейсмическую энергию, представляются наиболее удачным решением, чем традиционное усиление, направленное на повышение прочности элементов конструкции.

### **1.2.2 Способы повышения сейсмостойкости проектируемых зданий**

В случаях, когда встаёт вопрос о проектировании и строительстве нового здания или сооружения, то, наряду с уже рассмотренными традиционным и специальным способами повышения сейсмостойкости существующих зданий, появляется возможность усилить здание или сооружение с помощью ССИ, что также может быть отнесено к специальным антисейсмическим мероприятиям. Для этого необходимо запроектировать кинематический фундамент, являющийся основанием защищаемого объекта. КФ состоит, как правило, из сейсмического ростверка, расположенного на ССИ, которая, в свою очередь, опирается на жёстко связанный с грунтовым основанием фундамент.

Большая исследовательская работа по развитию методов расчёта и практическому применению ССИ за рубежом была проделана такими учёными, как

J.M. Kelly [108], R. Scinner, W. Robinson [143, 144], A. Martelli [124], M. Higashino, Sh. Okomoto [89], в СССР и России ССИ занимались О.А. Савинов [44], Я.М. Айзенберг, С.В. Поляков [34], Ю.Л. Рутман [38], А.М. Уздин [59], Ю.Д. Черепинский [65], А.В. Курзанов. Основные принципы, на основании которых осуществляется сейсмоизоляция, сформулированы Ю.Л. Рутманом в статье [38]:

- Основная частота *сейсмоизолированной системы (СИС)* должна быть значительно ниже основных энергосодержащих частот сейсмического воздействия, что будет способствовать фильтрации его высоких частот;
- СИС должна иметь высокую демпфирующую способность, чтобы исключить резонансные явления, которые возможны в случае совпадения частот воздействия и системы;
- ССИ может содержать элементы, снижающие усилия, передаваемые на защищаемый объект (пластически деформируемые или фрикционные элементы).

Многочисленные исследования в области ССИ показывают, что независимо от того, какой из её типов применяется, соблюдение этих принципов помогает добиться наилучшего результата, под которым, главным образом, подразумевается снижение ускорений защищаемого объекта со всеми вытекающими последствиями. В настоящее время существует множество видов ССИ, в гражданском строительстве наибольшее распространение получили *эластомерные опоры* (Рисунок 19), а также *эластомерные опоры со свинцовым сердечником* (Рисунок 20). Это объясняется их относительно невысокой стоимостью, связанной с простотой изготовления.

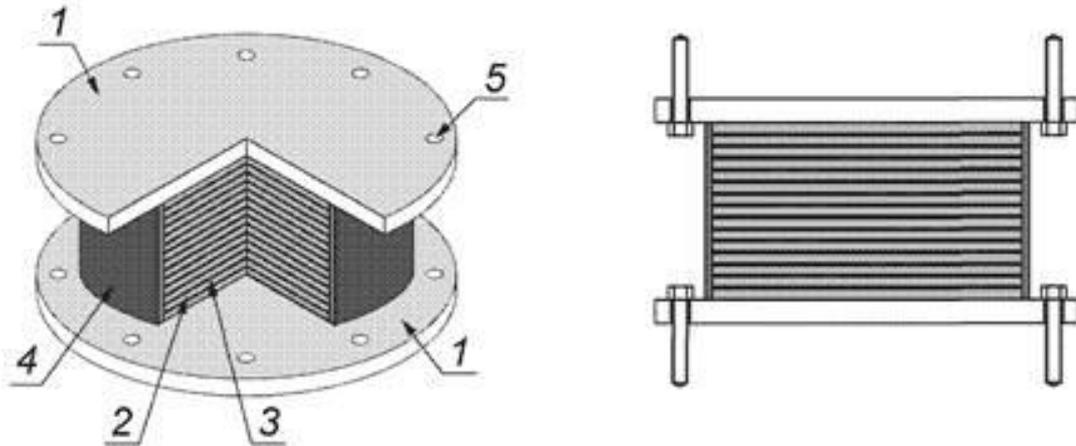


Рисунок 19. Эластомерная сейсмоизолирующая опора [56] (1 – опорные пластины, закрепляемые к несейсмоизолированной и сейсмоизолированной частям сооружения; 2 – листы резины; 3 – стальные пластины, расположенные между листами резины; 4 – резиновая оболочка, защищающая внутренние слои резины и металла; 5 – отверстия под анкерные болты, необходимые для закрепления опоры к несейсмоизолированной и сейсмоизолированной частям сооружения)

Эластомерные сейсмоизолирующие опоры (или *резинометаллические опоры РМО*) подразделяются в зависимости от своих диссипативных свойств на

1. Опоры с низкой способностью к диссипации энергии (*коэффициент вязкого демпфирования*  $\zeta$  не превышает 5 % критического значения, и, как правило, составляет 2 - 3 %). Их силовая характеристика линейна при деформациях сдвига до 100% и более (Рисунок 21а);

2. Опоры с высокой способностью к диссипации энергии (значения коэффициента вязкого демпфирования  $\zeta$  лежат в диапазоне от 10 до 20 %).

Во втором случае высокая диссипативная способность обуславливается гистерезисными процессами в резине, т.е. затратами энергии на её пластические и нелинейно-упругие деформации, а для таких опор характерно нелинейное поведение (Рисунок 21б). Недостаток этих изоляторов состоит в том, что резина, входящая в их состав, должна изготавливаться по специальным технологиям, и, весьма чувствительна к различным факторам, таким как скорость и история нагружения, температура и старение [56].

Эластомерные опоры со свинцовым сердечником (или *резинометаллические опоры со свинцовым сердечником РМО СС*) изготавливают из резины с низкими диссипативными свойствами, их общий вид отличается от РМО лишь наличием свинцового сердечника в центре опоры, устанавливаемого в заранее образованные отверстия [56].

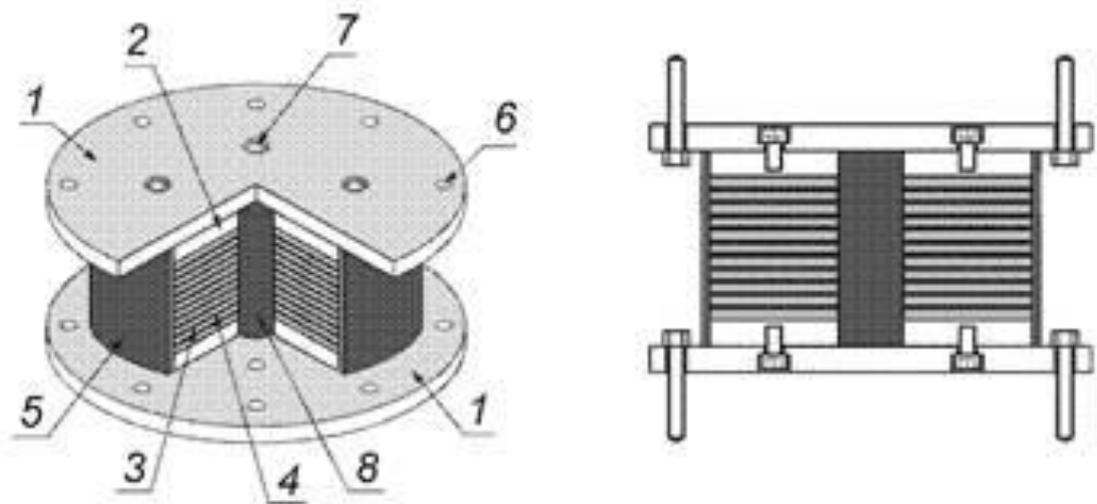


Рисунок 20. Эластомерная опора со свинцовым сердечником [56]

(1 – опорные пластины, закрепляемые к несейсмоизолированной и сейсмоизолированной частям сооружения; 2 – фланцевые стальные пластины; 3 – стальные пластины, расположенные между пластинами резины; 4 – пластины резины; 5 – резиновая оболочка, защищающая внутренние слои резины и металла; 6 – отверстия под анкерные болты, необходимые для закрепления опоры к несейсмоизолированной и сейсмоизолированной частям сооружения; 7 – отверстия под шпонки; 8 – свинцовый сердечник)

При слабых горизонтальных воздействиях (ветровых или слабых сейсмических) такие опоры работают в горизонтальном и вертикальном направлениях как жесткие элементы, а при сильных горизонтальных воздействиях – как элементы, податливые в горизонтальных направлениях и жесткие в вертикальном. Наличие свинцового сердечника обеспечивает гистерезисную диссипацию энергии при сильных горизонтальных воздействиях, которая характеризуется коэффициентом эффективного вязкого демпфирования  $\xi_{eff}$  в

пределах от 15 до 35 %. Для *резинометаллических опор со свинцовым сердечником* также характерно нелинейное поведение (Рисунок 21б).

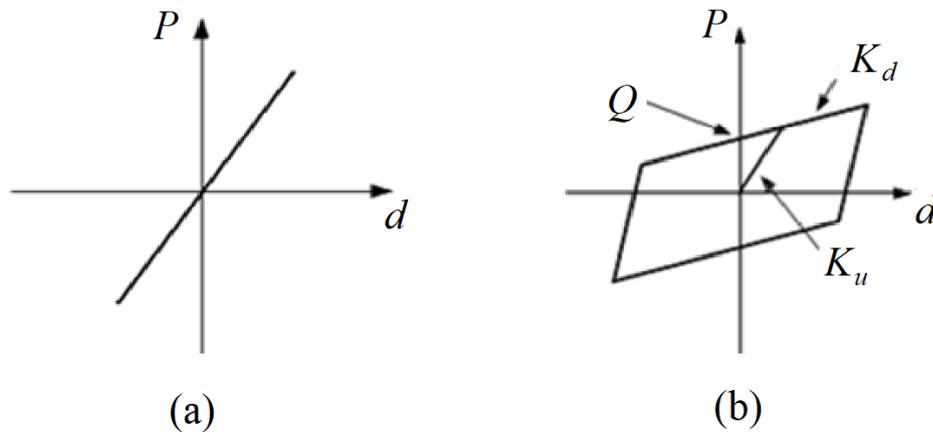
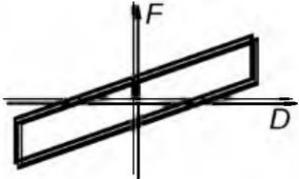
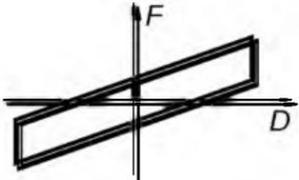
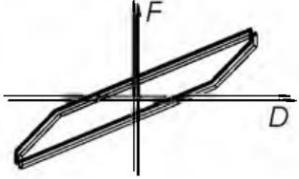
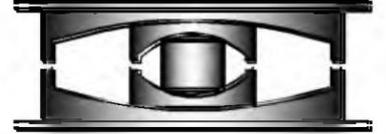
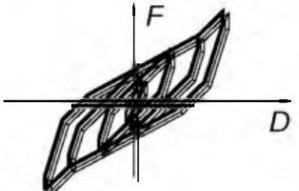


Рисунок 21. Идеализированная силовая характеристика для:

а) резинометаллических опор РМО; б) резинометаллических опор со свинцовым сердечником РМО СС, а также резинометаллических опор с высокой демпфирующей способностью

Ещё одним типом изоляторов, которые также часто применяется для сейсмозащиты строящихся зданий, являются *фрикционно-подвижные опоры со сферическими поверхностями скольжения* (или *маятниковые скользящие кинематические опоры*, далее *FP-изоляторы*). Они представляют собой скользящие опоры, в которых контактные поверхности скольжения имеют сферическую форму [56], при горизонтальных перемещениях здания часть кинетической энергии переходит в потенциальную, которая создаёт возвращающую силу, демпфирование происходит за счёт трения. Коэффициент трения между скользящими поверхностями определяет величину рассеиваемой энергии и может меняться в зависимости от требований от 5 до 35%. Количественная величина рассеиваемой энергии определяется площадью петли гистерезиса, которая находится из лабораторных испытаний данного типа устройств. В [3] Д.Е. Бондаревым приведена таблица разновидностей, где представлены вид опоры и её силовая характеристика «Восстанавливающая сила – Перемещение» (Таблица 3).

Схемы маятниковых опор и соответствующие силовые характеристики, приведённые Д.Е. Бондаревым в [3]

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

Уникальным в своём роде является особый вид маятниковых кинематических опор [38], разработанный в ОАО «КБСМ» (Рисунок 22а), в которых кинематические связи конструктивно реализуются в виде маятниковой тяги, дающей восстанавливающую силу и работающей как условная пружина. Диссипация энергии в данном устройстве происходит за счёт пластического деформирования металлических стержней (Рисунок 22б), силовая характеристика аналогична диаграмме, показанной на рисунке 21б.

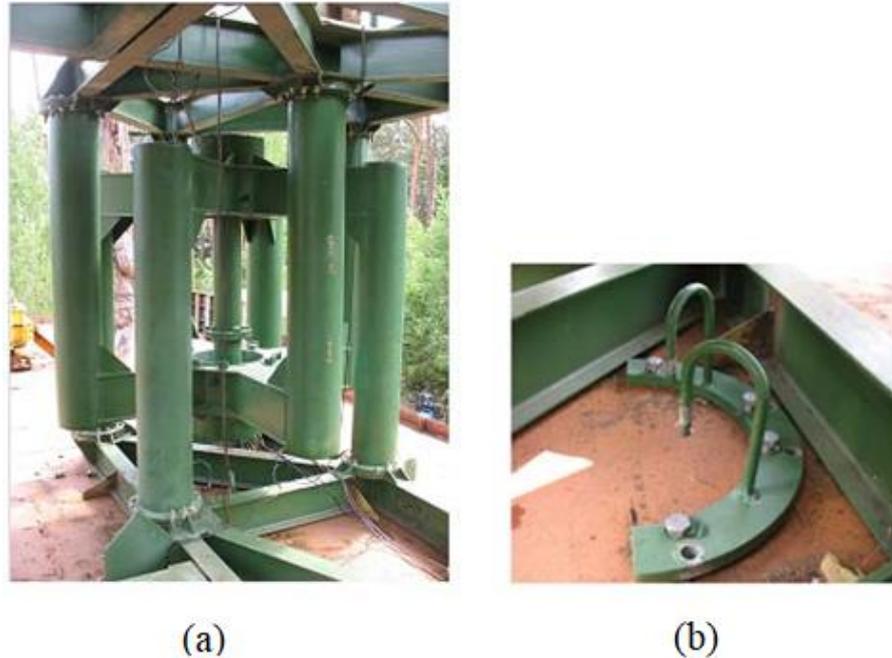
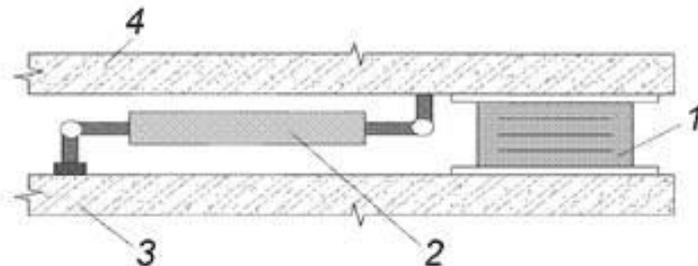


Рисунок 22. Натурная конструкция маятниковой ССИ, разработанной в ОАО «КБСМ»: а) сейсмоопора маятникового типа; б) металлические загнутые стержни, выполняющие роль пластических демпферов (демонтированы)

Таким образом, при проектировании специальной сейсмозащиты в виде ССИ для строящихся новых зданий и сооружений необходимо иметь ввиду, что эффективность её применения будет главным образом зависеть от правильного выбора параметров, влияющих на собственную частоту и демпфирование в СИС. При этом понижение собственной частоты СИС достигается путём применения изоляторов с большими ходами, а дополнительное демпфирование может быть обеспечено за счёт введения в состав КФ как вязких (Рисунок 23), так и пластических демпферов (Рисунок 22b).



1 – РМО или РМО СС; 2 – ГВД; 3 – несейсмоизолированная часть сооружения; 4 – сейсмоизолированная часть сооружения

Рисунок 23 - Фрагмент ССИ, в состав которой введён ГВД

## ВЫВОДЫ ПО ГЛАВЕ 1

Анализ литературы, посвящённой оптимизации конструктивных решений сейсмостойкого проектирования, а также способам сейсмоусиления существующих и проектируемых зданий и сооружений показал, что:

1. Существующие методы оптимизации прямым или косвенным образом ориентированы на экономический критерий. Целевой функцией может являться непосредственно экономический эффект [23, 60, 107, 120, 151, 152], либо общий вес проектируемой конструкции [119], либо критерий, составленный на основе кинематических характеристик сейсмоизолированного объекта [113];

2. В случае, когда необходимо удовлетворять заданным ускорениям разных точек системы (технологическое оборудование и инженерные системы АЭС) [153], т.е. требуется сравнить экономические затраты на различные конструктивные решения, необходимые для сохранения требуемого безопасного состояния ТАЭС, решается обратная задача оптимизации – определяется конфигурация системы (в конечном счёте – её стоимость), удовлетворяющая допустимым параметрам (ускорениям отдельных частей системы);

3. Методики оценки экономического эффекта  $E$ , основанные на работе [23] и работах [151, 152] позволяют проследить изменение  $E$  на протяжении рассматриваемого жизненного цикла здания  $N$ . Это даёт возможность спрогнозировать соотношение получаемой прибыли от эксплуатации здания и затрат на восстановление после землетрясений на разных этапах  $N$ ;

4. Во всех рассмотренных работах экономический эффект  $E$  определяется с учётом общего ущерба, включающего в себя повреждения самого здания, имущества внутри него, потери при остановке эксплуатации, а также ущерб, связанный с травматизмом и гибелью людей;

5. Для определения общего ущерба, как правило, используются статистические данные (платёжные матрицы, кривые уязвимости [23, 60, 47, 86, 87,

88, 153]), полученные на основании данных о разрушениях при прошедших землетрясениях;

6. Методы определения конструктивного ущерба, с учётом степени развитости современной строительной механики, не разработаны в достаточной степени;

7. Для повышения сейсмостойкости зданий и сооружений применяются как традиционные, так и специальные способы усиления. Традиционные способы направлены на повышение прочности конструкции. Специальные способы сейсмоусиления направлены либо на рассеивание поступающей в здание сейсмической энергии, либо на фильтрацию части энергосодержащих частот сейсмического воздействия. При этом рассеивание поступающей в здание энергии может осуществляться либо за счёт пластических деформаций специальных устройств (гистерезисное демпфирование [141]), либо за счёт работы сил внутреннего сопротивления дополнительной демпфирующей системы (вязкое демпфирование [136]);

8. Выбор специальных устройств сейсмозащиты главным образом зависит от того, какое здание необходимо усилить: существующее или проектируемое;

9. В существующих зданиях технологически целесообразно производить сейсмоусиление путём установки дополнительной демпфирующей системы. Если же здание находится на стадии проектирования, то в качестве антисейсмических мероприятий можно предусмотреть возведение здания на ССИ, что с экономической точки зрения, а также с точки зрения безопасности может оказаться более выгодным конструктивным решением;

10. В рассмотренных работах отсутствует методика сравнительного анализа традиционных способов сейсмоусиления со специальными, дающая количественную оценку оптимальности выбора того или иного способа по какому-либо критерию;

11. Несмотря на широкое применение в современной расчётной практике нелинейного статического Pushover-анализа, методы построения кривой несущей

способности здания, используемой при данном расчёте и характеризующей несущую способность конструкции под действием монотонно увеличивающейся нагрузки, не разработаны в достаточной степени;

12. Не разработаны в достаточной степени методики оценки ущерба в зданиях, устроенных на ССИ.

## ГЛАВА 2. ОПТИМИЗАЦИОННЫЙ АЛГОРИТМ

### 2.1 Оптимизационная задача. Функция цели

На основании рассмотренной в первой главе литературы видно, что оптимизация конструкций по экономическому критерию является распространенным видом оптимизации. Обобщенно такие задачи формулируются следующим образом: из различных вариантов проектов конструкции, удовлетворяющих определенным требованиям, нужно выбрать вариант наименьшей стоимости. Чаще всего такая задача сводится к минимизации веса, габаритов и трудоемкости конструкции. Также в последнее время широко используется понятие жизненный цикл сооружения. При оптимизации сейсмостойких сооружений по стоимостным параметрам нужно учитывать изменение его состояния (разрушение, частичное разрушение, ремонт) в результате сейсмических воздействий, т.е. рассматривать жизненный цикл сооружения.

В рассмотренных работах не был предложен алгоритм, связывающий результаты сейсмического расчета с экономическими показателями, которые характеризуют величину ущерба. Недостаточно конкретны в указанных работах и оптимизационные критерии. Предлагаемые алгоритмы варьирования конструктивных параметров сложны и трудоемки. Задачей настоящей главы являются предложения по устранению указанных недостатков. При этом целью является такая формулировка задачи оптимизации (критерия, варьируемых параметров и алгоритма оптимизации), которая бы соответствовала правилам проектирования сейсмостойких сооружений, принятым в Российской Федерации.

Наиболее реализуемыми алгоритмически следует считать экономические критерии, предложенные в [60]. Ниже предложен критерий оптимизационной задачи, который позволяет объединить два разных экономических критерия, сформулированных в [60]. Предлагаемый ниже критерий делает оптимизационную

процедуру физически более наглядной. Когда площадка строительства расположена в сейсмически опасном районе, расчеты выполняются с учетом сейсмических нагрузок. Тогда проводятся дополнительные мероприятия по сейсмоусилению здания в соответствии с результатами расчёта. Если в течение рассматриваемого жизненного цикла здания произойдёт землетрясение, оно причинит зданию некоторый ущерб, при этом в усиленном здании после землетрясения ущерб будет меньше, чем в не усиленном здании. Другими словами, в усиленном здании по отношению к не усиленному будет иметь место предотвращённый ущерб, но какой-то ущерб будет всё же нанесён. Поэтому в случае, когда рассматриваются несколько видов антисейсмических мероприятий наряду с вариантом, исключаящим эти мероприятия, ущерб можно представить в виде суммы из двух составляющих:

$$D(I) = D_{pr}(I) + D_{rel}(I) \quad (25)$$

где  $D_{pr}$  – предотвращённый ущерб,  $D_{rel}$  – наступивший ущерб,  $D$  – ущерб, который получило бы здание без усиления,  $I$  – сила землетрясения.

Реализация ущерба может быть объяснена следующим образом. Предположим, имеется  $n$  типов конструктивных элементов (колонн, ферм покрытия, балок и связей), которые могут выходить из строя. Если здание не усиливается, то все эти элементы выходят из строя (или частично повреждаются). Если здание усиливается, то из строя выходит (повреждается) только часть из них. Значит, стоимость элементов, которые не вышли из строя – это предотвращённый ущерб  $D_{pr}$ . Стоимость (ремонт) элементов, которые вышли из строя (были повреждены) – это наступивший ущерб  $D_{rel}$ .

Преобразовав с учетом (25) формулу (5.10) в [60] для подсчёта экономического эффекта от эксплуатации здания за его жизненный цикл, равный  $N$  годам, получим экономический эффект в виде

$$E_{eff} = \left[ \sum_{n=1}^N P(n) - K_{build} \right] - K_{ant} - f(k, N) \sum_{I=I_{min}}^{I=I_{max}} L(I) \cdot [D(I) - D_{pr}(I)] \quad (26)$$

где  $P(n)$  – прибыль (суммарная к  $N$ -му году);

$K_{build}$  – инвестиции в строительство сооружения (стоимость всего здания, включая, например, стоимость инженерного и технологического оборудования, а также других элементов);

$K_{ant}$  – затраты на антисейсмические мероприятия (если этих затрат нет, то из-за сейсмических воздействий здание выходит из строя и прибыль либо отсутствует совсем, либо мала, т.к. повреждения будут накладывать ограничения на нормальную эксплуатацию);

$f(k, N)$  – коэффициент приведения затрат, вычисляемый согласно указаниям [60] по формуле  $f(k, N) = \left(\frac{1}{k} - 1\right)[1 - (1 - k)^N]$ . Здесь  $k = \frac{d + d^*}{1 + d}$ , где  $d^*$  – норма амортизации

(параметр, определяющий снижение стоимости здания во времени и обратный его сроку эксплуатации),  $d$  – годовая прибыль производства;

$L(I)$  – среднегодовое число  $I$ -балльных землетрясений на площадке строительства, определяемых по картам сейсморайонирования;

$N_i$  – время после начала эксплуатации (в годах).

Если при определении  $n$  ориентироваться на карты сейсмического районирования территории Российской Федерации, имеющиеся в [63], то, например, для г. Южно-Сахалинск, получаются значения  $L(I)$ , представленные в таблице 4.

Таблица 4

Сила землетрясения	Период повторяемости	Среднегодовое число землетрясений $L(I)$
7 баллов	128 лет	0.0078
8 баллов	500 лет	0.002
9 баллов	1000 лет	0.001

В формуле (25) наступивший ущерб  $D(I) - D_{pr}(I) = D_{rel}(I)$ , также как и предотвращенный ущерб, в общем случае включают в себя:

- затраты на ремонт и замену строительных конструкций;
- затраты от потерь содержимого внутри сооружения;
- затраты от потерь дохода за счет остановки на ремонт сооружения;

- затраты, связанные с ликвидацией здания (в случае полного разрушения);
- затраты, связанные с травматизмом и гибелью людей.

Т.к. предприятие должно окупиться, то величина  $E_{eff}$  должна быть положительной.

Формула (26) физически прозрачна. Если антисейсмических мероприятий нет, то  $K_{ant}=0$  и  $D_{rel}=0$ . Таким образом, финансовые потери вследствие землетрясений определяются ущербом  $D(I)$  с учетом количества землетрясений силой  $I$  и корректировки стоимости ущерба от года к году. При наличии антисейсмических мероприятий наступивший ущерб  $D_{rel}(I) = D(I) - D_{pr}(I)$  меньше  $D(I)$ , но зато финансовые потери возрастают за счет  $K_{ant}$ . Соотношение всех этих параметров и определяет оптимизацию  $E_{eff}$ .

Если в формуле (26) оставить только те члены, которые зависят от антисейсмических мероприятий, то получим

$$E = -K_{ant} - f(k, N) \sum_{I=I_{\min}}^{I=I_{\max}} L(I) \cdot D_{rel}(I) \quad (27)$$

что согласуется с формулой (5.9) в [60]. Таким образом, введение параметра  $D$  позволило показать, что два разных (как утверждается в [60]) подхода к подсчету экономической эффективности антисейсмических мероприятий по существу идентичны.

В оптимизационной экономической задаче параметр  $E$  следует принять за функцию цели. Оптимизационный критерий в форме (27) конкретен и позволяет легко учесть сейсмические характеристики площадки строительства. Этого нельзя сказать о критериях, предлагаемых в [120, 151, 152, 153].

## 2.2 Варьируемый параметр. Ограничения

Если ориентироваться на принятые в Российской Федерации нормативные документы [56] и практику проектирования, основанную на линейно-спектральной

теории и концепции учета пластического деформирования сооружений с помощью введения понижающей сейсмической нагрузки коэффициента  $K_I$ , то варьируемым параметром при оптимизации проектов следует принять этот коэффициент  $K_I$ . При таком выборе варьируемого параметра нет необходимости отдельно варьировать параметры конструктивных элементов (сечений балок, колонн, коэффициента армирования и т.д.). При задании величины  $K_I$  имеется возможность автоматического подбора этих параметров с помощью используемого проектировщиком программного комплекса (ПК) (SCAD Office, Ing + MicroFe и др.). При этом также автоматически удовлетворяются требования нормативов. Иначе говоря, задание  $K_I$  определяет степень сейсмоусиления, что для традиционного способа повышения сейсмостойкости означает увеличение прочностных характеристик элементов здания. Из предыдущих рассуждений и формул ясно, что уменьшение  $K_I$  не обязательно приводит к общему уменьшению затрат (как часто считается), т.к. уменьшение капитальных затрат при строительстве связано с возрастанием ремонтных затрат при эксплуатации.

Матрица ограничений в вариационной задаче есть матрица ограничений для результатов расчетов, соответствующая требованиям нормативных документов.

Предполагается, что в систему ограничений входит требование о сохранении устойчивости сооружения [56, 73, 85, 102, 103, 104, 142]. Выполнение этого требования обеспечивает сохранность жизни и отсутствие серьезных травм у людей, находящихся в сооружении при сейсмическом воздействии. Поэтому в критерий (27) не входят затраты на реабилитацию травмированных людей и затраты, связанные с их смертью.

### 2.3 Оптимизационная задача и варьируемый параметр в случае применения ССИ

В случае применения ССИ варьируемыми величинами являются параметры силовой характеристики, соответствующие применяемой ССИ.

Наиболее распространёнными системами сейсмоизоляции, как было указано в главе 1, являются резинометаллические опоры (РМО). Для анализа зданий, изолированных с их помощью, в общем случае может быть использована нелинейная математическая модель с одной степенью свободы (*SDOF – single degree of freedom*) [3]:

$$m\ddot{x} + \alpha\dot{x} + F(x, \dot{x}) = -m\ddot{y}_g(t) \quad (28)$$

где  $m$  – масса защищаемого объекта;

$\alpha$  – коэффициент вязкого сопротивления;

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

$\ddot{y}_g(t)$  – ускорение грунтового основания (акселерограмма землетрясения).

После преобразований уравнение (28) принимает вид:

$$\ddot{x} + 2\xi\omega\dot{x} + f(x, \dot{x}) = -\ddot{y}_g(t) \quad (29)$$

где  $\xi$  – коэффициент демпфирования;

$\omega$  – частота колебаний системы, которая находится из решения линейно-упругой задачи;

$f(x, \dot{x})$  – приведенное к единичной массе усилие сопротивления опоры, вычисляемое по формуле

$$f(x, \dot{x}) = \frac{F(x, \dot{x})}{m} \quad (30)$$

В результате решения уравнения (29) находятся относительные перемещения, скорость и ускорения центра тяжести SDOF системы, а также изменение усилия в изоляторе в каждый момент времени [3]. Как видно из

(29), результаты зависят от демпфирования и восстанавливающей силы изолятора. Проблемам, связанным с выбором оптимального сочетания этих параметров, посвящены исследования Ю.Л. Рутмана и Н.В. Островской [31, 32]. Восстанавливающая сила зависит от общей горизонтальной жёсткости изолятора и характера её изменения в нелинейной стадии работы. Зависимость «восстанавливающая сила – горизонтальное перемещение» задаётся диаграммой, идеализированный вид которой был показан на рисунке 21. В рассматриваемом случае нелинейной силовой характеристики, помимо горизонтальной жёсткости, значение имеет угловая точка – величина силы, при которой начинается неупругая работа изолятора.

Демпфирующая способность РМО зависит от их конструкции (с сердечником или без) и диссипативных свойств резины, применяемой для их изготовления. Сердечник РМО СС, изготавливаемый из свинца, при возникновении больших инерционных сил в защищаемом объекте способен развивать значительные пластические деформации, что обеспечивает гистерезисное рассеивание энергии. Большее количество энергии может быть поглощено, если снабдить изолятор дополнительными пластическими демпферами, например, загнутыми стальными стержнями [32] (Рисунок 22b). Однако, если суммарная горизонтальная жёсткость окажется слишком велика, то при сейсмических колебаниях слабой силы изолятор не деформируется и работает как жёсткое тело, т.е. эффект сейсмоизоляции отсутствует. Тем не менее, если демпфирование мало, то вероятность возникновения резонансных явлений возрастает, следовательно, возрастает вероятность развития больших горизонтальных перемещений в уровне кинематического фундамента (КФ) и, в конечном счёте, соскок здания с сейсмоопор. Таким образом, необходимо соблюдать определённый баланс при выборе параметров демпфирования сейсмоизолированной системы (СИС). Проблема заключается в том, что неизвестен спектральный состав воздействий, которым в течении жизненного цикла может подвергнуться здание. Если в сильно демпфированной системе часть входящей энергии способна принять сама суперструктура за счёт пластических

деформаций своих конструктивных элементов, то в слабо демпфированной, в связи со сказанным выше, до нелинейной работы суперструктуры дело и вовсе может не дойти.

## **ВЫВОДЫ ПО ГЛАВЕ 2**

1. Предложена методика оптимизации проектов сейсмостойких сооружений, основанная на предшествующих исследованиях в области экономики сейсмостойкого строительства;

2. Особенность предлагаемого алгоритма, выражаемого формулой (27), состоит в том, что он ориентирован непосредственно на поиск оптимального конструктивного решения и максимально освобождён от экономических параметров, входящих в рассмотренные в первой главе формулировки;

3. Предложены универсальные варьируемые параметры как для случая традиционного сейсмоусиления, так и для случая, предусматривающего применение ССИ, позволяющие значительно упростить поиск оптимального варианта конструктивного решения.

## ГЛАВА 3. МЕТОД ОЦЕНКИ УЩЕРБА

### 3.1 Применение нелинейных методов строительной механики для определения конструктивного ущерба

Зависимость целевой функции оптимизационной задачи, поставленной во второй главе, от принимаемых варьируемых параметров подчинено закону, выражаемому формулой (27). Варьируемыми параметрами являются  $K_I$  (для традиционного способа сейсмоусиления) и силовая характеристика изолятора (для специального способа сейсмоусиления). Однако влияние варьируемых параметров на значение целевой функции оказывается через промежуточную функцию  $D_{rel}(I)$ , характеризующую появившийся конструктивный ущерб от землетрясения силой  $I$ , следовательно, особо важным моментом является такое определение этой функции, которое максимально соответствовало бы действительным последствиям, наступившим в здании после сейсмического воздействия. Как уже было ранее сказано, для оценки финансового ущерба на данный момент в основном используются платёжные матрицы и кривые уязвимости, аппроксимирующие распределение ущерба  $D$  в зависимости от силы землетрясения  $I$  и класса сейсмостойкости здания  $K_s$ , построенные на основании статистических данных о повреждениях в зданиях типовой застройки, вызванных прошедшими землетрясениями. Это вносит свою долю неопределённости в экономические оценки. В данной работе предлагается ущерб оценивать с помощью нелинейных методов строительной механики с целью минимизировать неопределённость по сравнению со статистическим способом. Конечно, указанная задача может быть решена только для конкретного сооружения, а не в общем виде. Однако, можно предложить алгоритм, напрямую связывающий технические расчеты с финансовыми показателями, который может оказаться более рациональным в

случае, когда необходимо оценить целесообразность сейсмоусиления конкретного здания, проектируемого в сейсмически опасном районе.

В настоящее время в большинстве зарубежных нормативных материалов предлагается для сейсмических расчетов использовать метод нелинейного спектрального анализа Pushover (или нелинейный статический Pushover-анализ – *HCM*). В его основе лежит использование кривой, описывающей несущую способность сооружения [85, 103, 142]. Эта кривая связывает перемещение верха сооружения с горизонтальной реакцией в уровне его основания. В нормативных документах [85, 103, 142] указывается на то, что для получения этой кривой предлагается использовать допущения, методы расчёта и программные средства, которые проектировщик считает адекватными. В методе Pushover эта кривая преобразуется в спектральную кривую несущей способности формата «*Sa – Sd*», в которой связанными оказываются спектральные перемещения и спектральные ускорения системы. Если определять технический ущерб как функцию от перемещений верха сооружения, то появляется возможность выполнить анализ последовательного разрушения элементов сооружения при увеличении сейсмической нагрузки. Иначе говоря, можно получить рабочую характеристику здания, как функцию интенсивности сейсмической нагрузки. Такая рабочая характеристика (*performance objective*) активно используется в нормативных документах и руководствах в зарубежном сейсмостойком проектировании. Она представляет собой определённый уровень повреждаемости или уровень функциональности здания при землетрясении (*performance level*), который устанавливается заказчиком и проектной организацией на этапе проектирования нового здания или сейсмоусиления существующего. Например, в АТС-40 [142], представляющем собой Руководство Совета по прикладной технологии Калифорнийской Комиссии по сейсмической безопасности США глава 3 посвящена проблеме формирования рабочих характеристик здания на основании стандартных уровней повреждаемости. Такой подход получил название «проектирование конструкций с заданными параметрами сейсмостойкости» (англ.

*performance based seismic engineering*) и упоминался ранее при рассмотрении работ Y.K. Wen и Y.J. Kang [151, 152]. Стоит отметить, что уровни повреждаемости инженерных сооружений под нагрузкой классифицированы также и в отечественных рекомендациях по оценке надёжности строительных конструкций [36].

Можно провести дальнейшее преобразование кривой несущей способности (КНС), указав на ней вместо функциональных характеристик сооружения финансовые показатели ущерба для различных значений перемещений его верха. Назовем такую кривую *финансовой*. Применяя к анализу поведения сооружения при сейсмических воздействиях НСМ, можно предложить следующий алгоритм вычисления экономического эффекта проводимых антисейсмических мероприятий:

1. Задаётся интенсивность сейсмического воздействия  $I$ ;
2. По значению  $I$  находятся максимальные ускорения воздействия  $A$ ;
3. С помощью НСМ находится максимальное горизонтальное перемещение верха сооружения  $\Delta$ ;
4. По значению  $\Delta$ , используя финансовую кривую, находим ущерб  $D_{rel}$ ;
5. Используя  $I$  и  $D_{rel}$ , проводим вычисления по формуле (27).

Следует указать, что определение перемещения  $\Delta$  можно проводить любым методом, который проектировщик считает адекватным точности исходных данных. Например, при грубых оценочных расчетах можно применить энергетический метод [43]. В случаях, когда применение НСМ невозможно из-за ограничений, предъявляемых этим методом к конфигурации рассчитываемых зданий, оценку максимального горизонтального перемещения верха сооружения  $\Delta$  следует выполнять с помощью нелинейного динамического анализа (НДМ). В конце данной главы производится сравнение результатов расчётов, получаемых разными нелинейными методами.

Для построения КНС существует достаточно обширный инструментарий, позволяющий проводить физически нелинейные расчёты, в число которого входят:

- основанные на *методе конечных элементов* (МКЭ) пакеты ANSYS, ABAQUS и NASTRAN, позволяющие с высокой степенью точности смоделировать поведение всех элементов конструкции, а также её узлов;
- расчётные комплексы МКЭ SAP2000/ETABS, Midas, SOFiSTiK, ЛИРА, которые могут проводить непосредственно сам расчёт по НСМ, одним из основных этапов которого является построение КНС здания;
- метод дополнительных конечных элементов для железобетонных конструкций [13];
- предельный анализ, основанный на *методе псевдожесткостей*, который предложен Ю.Л. Рутманом и реализованный В.А. Семёновым в расчётном комплексе *Ing+* [40];
- *дискретный аналитический нелинейный анализ* (DANA) [138, 154], разработанный Ю.Л. Рутманом и В.А. Мелешко и являющийся гибридной формой МКЭ.

Несмотря на такое разнообразие подходов и программ для решения физически нелинейных задач, весьма важный для расчёта ущерба аспект, по сути, остаётся неопределённым. Этим аспектом является предельное горизонтальное перемещение верха здания, которое должно ограничивать КНС, и тем самым, соответствовать моменту, при котором здание теряет способность нести действующую вертикальную нагрузку и обрушается. Методике оценки этой величины посвящена четвёртая глава данной работы.

### **3.2 Метод определения конструктивного ущерба для традиционно усиленных зданий**

Для определения ущерба с помощью НСМ в зданиях и сооружениях, жёстко связанных с фундаментом, надо знать спектральную кривую, соответствующую движению фундамента. В данном случае считается, что движение фундамента

совпадает с движением грунта и спектральная кривая берется из нормативных документов [56], либо принимается по данным сейсмологов для конкретной площадки, либо рассчитывается на основе представительной выборки акселерограмм. Затем применяется расчётная процедура НСМ в одной из его форм. В данной работе предлагается использовать НСМ в форме *метода спектра несущей способности (capacity spectrum method)*, который является классической формой Pushover-анализа.

Метод спектра несущей способности (МСНС) нацелен на нахождение горизонтального перемещения верха здания над его центром масс, т. е. на поиск точки, в которой пересекаются спектр несущей способности и спектр расчетного сейсмического воздействия (расчетный спектр). Считается, что полученное на пересечении этих спектров перемещение свидетельствует об адекватности деформированного состояния системы данному расчетному воздействию. При этом в элементах конструкции могут развиваться неупругие деформации, если воздействие имеет достаточную силу. Проявляется это в виде текучести отдельных конструктивных элементов в определенных сечениях. При увеличении горизонтальной нагрузки усилия будут распределяться с перешедших в пластику элементов на другие, имеющие еще некоторый упругий запас прочности. Перераспределение усилий по элементам в соответствии с остатками резервов несущей способности в конечном счете приведет к образованию механизма из конструкции и потере её способности нести вертикальную статическую нагрузку, т.е. к обрушению. По сути, расчет по НСМ должен показать, на каком этапе разрушения находится конструкция при рассматриваемом сейсмическом воздействии. Таким образом, расчёт по МСНС подразумевает следующую последовательность действий [41]:

1. Строится КНС здания. Несмотря на то, что этот этап является основой всех процедур НСМ, на данной стадии развития Pushover методов, как уже говорилось, нормативами допускается использование любых расчётных предпосылок и допущений, которые инженер считает адекватными. При этом соответствующие нормы [103, 142], как правило, ограничиваются небольшим

списком общих требований к таким расчётам. Для устранения такой неопределённости методике построения КНС уделяется следующая глава диссертации.

После построения КНС необходимо произвести преобразование этой кривой, построенной для пространственной системы со многими степенями свободы, в *спектр несущей способности* эквивалентного осциллятора формата «Спектральное ускорение (ось ординат) – Спектральное перемещение (ось абсцисс)» (Рисунок 24).

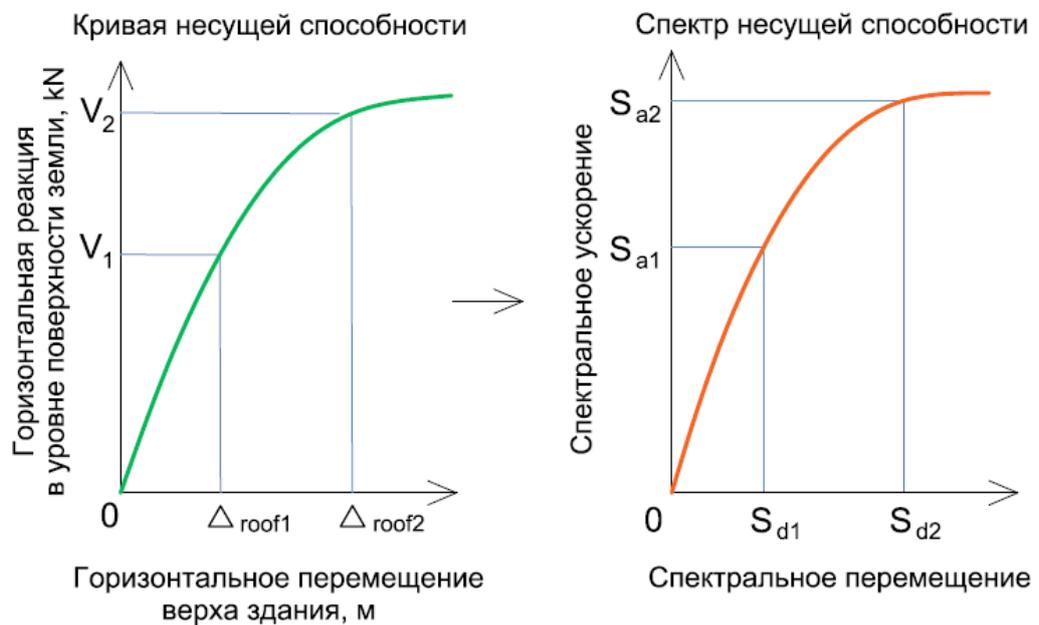


Рисунок 24. Преобразование кривой несущей способности в спектр несущей способности. Шаг 1

Такое преобразование необходимо для корректного наложения спектра несущей способности на спектр отклика, который строится для системы с одной степенью свободы. Для этого по характеристическим точкам на кривой несущей способности рассчитывается спектральное ускорение  $S_a$  и спектральное перемещение  $S_d$

$$S_a = \frac{V}{W\alpha_1} \quad (31)$$

$$S_d = \frac{\Delta_{roof}}{PF_1\phi_{roof,1}} \quad (32)$$

где  $PF_1$  – коэффициент трансформации, определяемый как

$$PF_1 = \frac{\sum_{i=1}^N \frac{w_i}{g} \varphi_{i1}}{\sum_{i=1}^N \frac{w_i}{g} \varphi_{i1}^2} \quad (33)$$

$\alpha_1$  – коэффициент модальной массы, вычисляемый по формуле

$$\alpha_1 = \frac{\left[ \sum_{i=1}^N \frac{w_i}{g} \varphi_{i1} \right]^2}{\left[ \sum_{i=1}^N \frac{w_i}{g} \right] \left[ \sum_{i=1}^N \frac{w_i}{g} \varphi_{i1}^2 \right]} \quad (34)$$

В формулах (33) и (34)  $\frac{w_i}{g}$  – масса  $i$ -й точки системы (уровня или этажа здания);  $\varphi_{i1}$  – амплитуда колебаний  $i$ -й точки системы (уровня или этажа здания) по первой форме колебаний;  $\varphi_{roof,1}$  – амплитуда колебаний верхней точки системы (верхнего уровня или верхней точки последнего этажа здания) по первой форме колебаний;  $N$  – верхняя точка системы (верхний уровень или последний этаж здания);  $V$  – горизонтальная реакция в уровне поверхности земли;  $W$  – сейсмический вес здания (сумма постоянных и длительных нагрузок, действующих на здание в момент, когда происходит землетрясение);  $\Delta_{roof}$  – горизонтальное перемещение верха здания.

На рисунке 25 показано изменение коэффициента трансформации  $PF_1$  и коэффициента модальной массы  $\alpha_1$  в зависимости от принимаемой схемы приложения сейсмических сил по высоте системы. При этом отклонение массы осциллятора на расстояние  $S_d$  связано с перемещением  $\Delta_{roof}$ .

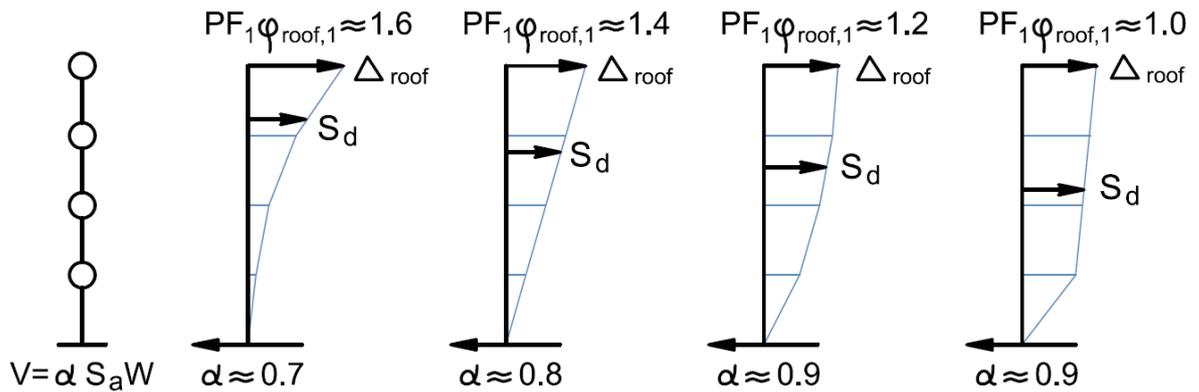


Рисунок 25. Примерные значения коэффициента трансформации и коэффициента модальной массы

2. Сейсмическое воздействие задается спектральной кривой. Нормативный (или иной заданный) упругий 5% спектр отклика также преобразовывается в формат «Спектральное ускорение – Спектральное перемещение» (« $S_a - S_d$ »), в котором проведённые из начала координат линии характеризуются постоянным периодом. Преобразование осуществляется согласно схеме, показанной на рисунке 26 с помощью формулы

$$S_{d_i} = \frac{T_i^2}{4\pi^2} S_{a_i} g \quad (35)$$

где  $S_{a_i}$  – спектральное ускорение  $i$ -й рассматриваемой точки спектра, для которой вычисляется спектральное перемещение  $S_{d_i}$ ,  $T_i$  – соответствующий данному  $S_{a_i}$  период.

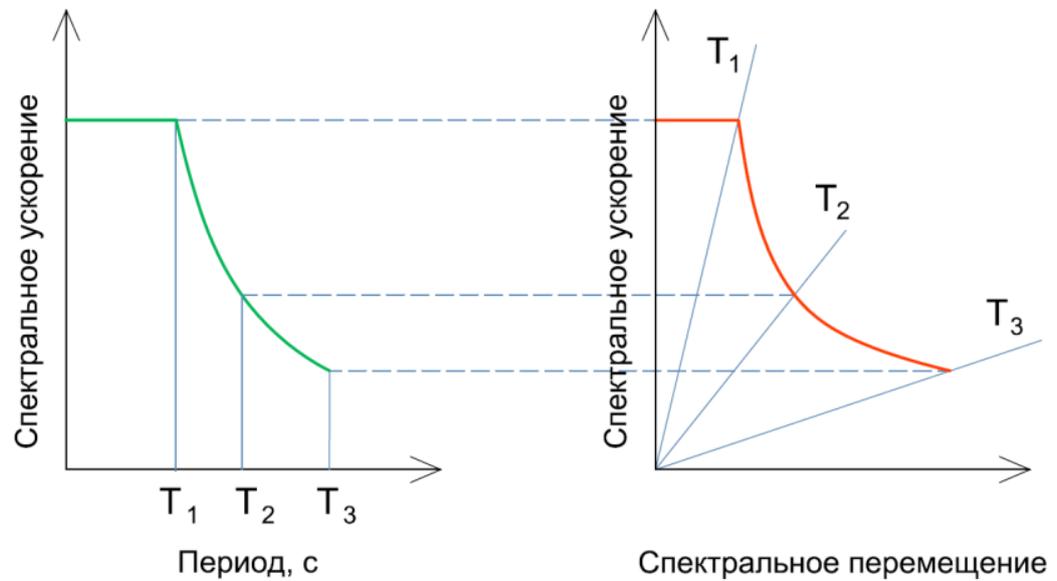


Рисунок 26. Преобразование спектра отклика из традиционного формата в формат «Спектральное ускорение – Спектральное перемещение». Шаг 2

3. После произведенных преобразований (Рисунки 24, 26) спектр несущей способности и 5% упругий спектр отклика могут быть построены на плоскости одной системы координат « $Sa - Sd$ » с обязательным соответствием порядков основных величин и соблюдением масштаба.

4. Предварительно назначается пробная точка состояния системы  $a_{pi}, d_{pi}$  (Рисунок 27), которая может быть выбрана на первом шаге исходя из допущения о равенстве упругого и пластического перемещений.

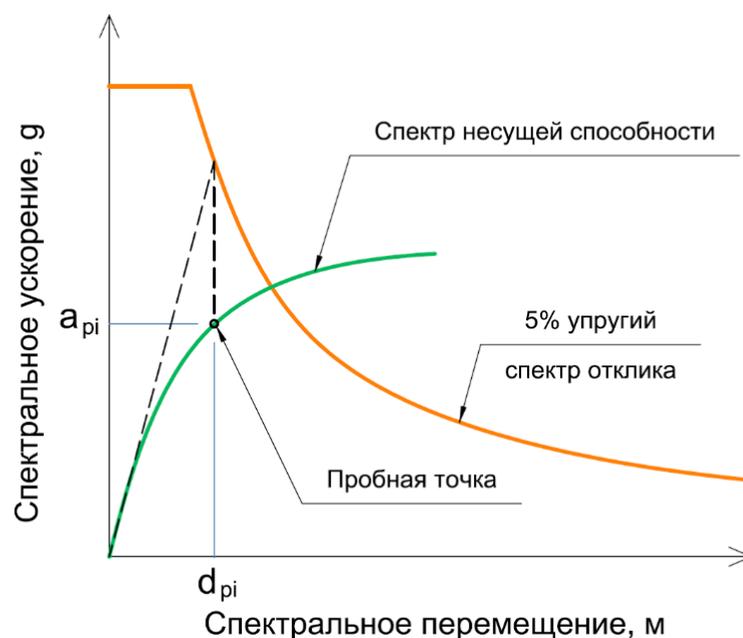


Рисунок 27. Метод спектра несущей способности. Шаг 4

5. Строится *билинейная аппроксимация спектра несущей способности* (Рисунок 28). Это необходимо для определения эффективного затухания. Первая прямая  $K_{нач}$  представляет собой касательную к спектру несущей способности в точке начала координат. Вторая прямая проводится через пробную точку  $a_{pi}, d_{pi}$ . Построения производятся таким образом, чтобы пересечение второй прямой с первой в точке  $a_y, d_y$  давало равные площади  $A_1$  и  $A_2$ , заключенные между спектром несущей способности и его билинейной основой. Физический смысл таких геометрических построений заключается в том, чтобы добиться равенства энергий, соответствующих площадям  $E_{So}$  и  $E_D$ , получаемым по прямым билинейной основы.

6. Определяется *эквивалентное вязкое затухание* (в процентах от критического), (Рисунок 28):

$$\beta_{eq} = \beta_0 + 5 = \frac{63.7(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 5 \quad (36)$$

где

$$\beta_0 = \frac{1}{4\pi} \frac{E_D}{E_{So}} = \frac{63.7(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} \quad (37)$$

Это затухание, как видно из формулы (36), будет больше, чем 5%, однако его значение не рекомендуется принимать более 30% [142].

Далее рассчитывается *эффективное вязкое затухание*

$$\beta_{eff} = \kappa \beta_0 + 5 = \frac{63.7\kappa(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 5 \quad (38)$$

Здесь коэффициент  $\kappa$  характеризует соотношение реального гистерезиса здания к идеализированному параллелограмму, представленного на рисунке 28. Коэффициент  $\kappa$  зависит от работы конструктивной системы (каркаса) здания при динамических нагрузках и определяется по специальной таблице в АТС-40 [142] или таблице 6.14 в [41].



получается, что горизонтальный и ниспадающий участки нормативного спектра необходимо умножить соответственно на коэффициенты  $SR_A$  и  $SR_V$ .

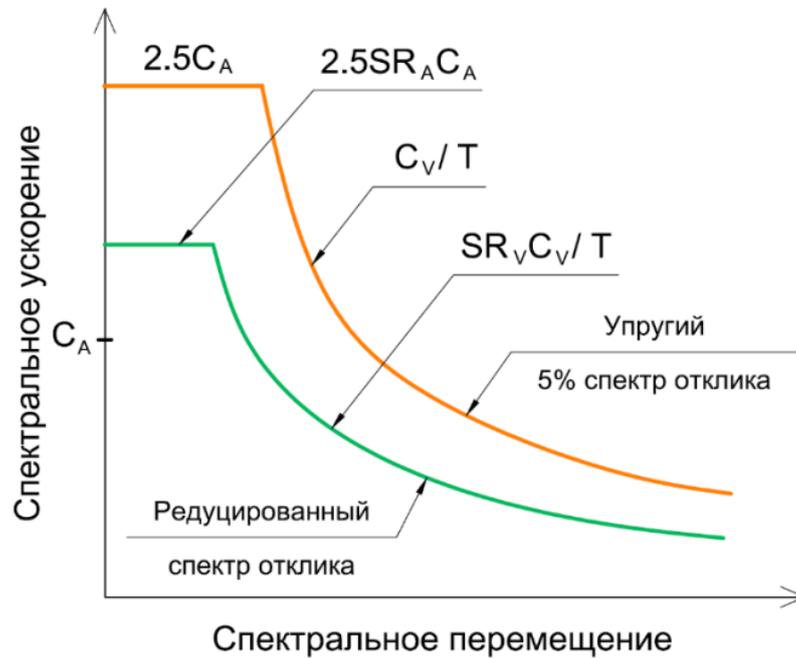


Рисунок 29. Редуцированный спектр отклика

Значения  $SR_A$  и  $SR_V$  определяются по формулам

$$SR_A = \frac{3.21 - 0.68 \ln \left[ \frac{63.7 \kappa (a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 5 \right]}{2.12}, \quad (39)$$

$$SR_V = \frac{2.31 - 0.41 \ln \left[ \frac{63.7 \kappa (a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 5 \right]}{1.65} \quad (40)$$

Коэффициенты, вычисленные согласно (39) и (40) должны быть не ниже значений, приведенных в табл. 6.15 [41]. Полученный таким образом *редуцированный спектр* является расчетным.

8. На пересечении редуцированного спектра отклика со спектром несущей способности отмечается точка. Если она не совпадает с пробной более чем на  $\pm 5\%$ , тогда процедура поиска возобновляется с шага 4, но в качестве пробной точки принимается найденная.

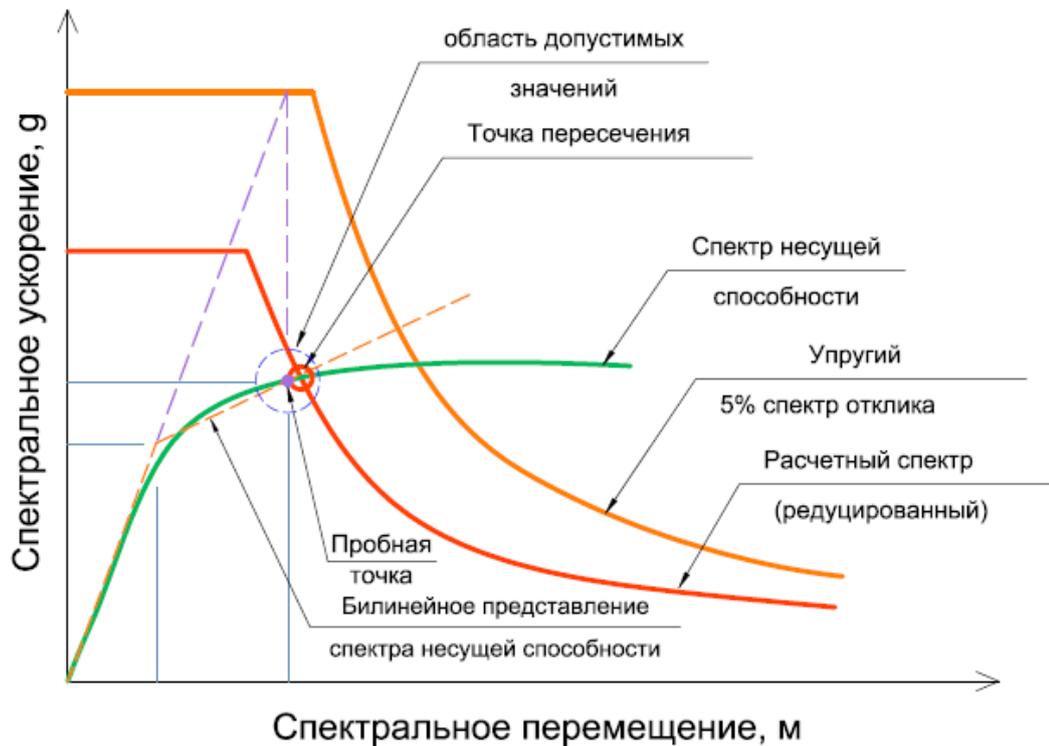


Рисунок 30. Метод спектра несущей способности. Шаг 8

Итерационный расчет производится до тех пор, пока пересечение расчетного спектра отклика со спектром несущей способности не произойдет в пробной точке предыдущего шага с учётом условия сходимости. Тогда найденное перемещение  $S_d$  считается соответствующим максимальному перемещению конструкции при заданном воздействии. Важно не забыть преобразовать его в перемещение  $\Delta$  формата системы со многими степенями свободы по формуле

$$d = PF_1 \cdot \varphi_{i1} \cdot S_d \quad (41)$$

9. Полученное таким образом перемещение переносится на кривую несущей способности, построенную на шаге 4. КНС в общем случае может быть охарактеризована тремя участками в соответствии со стадиями нелинейной работы конструкции: прямолинейный наклонный (упругий), криволинейный (начало образования пластических шарниров), прямолинейный наклонный (соответствующий работе пластических шарниров) (Рисунок 31а). Однако, расчёты показали, что при использовании билинейной КНС (Рисунок 31б) получаются практически такие же результаты, как и при использовании кривой с тремя участками. Если на КНС соотнести перемещения характеризующих ее точек (т. е.

точки 1, которая соответствует переходу рассматриваемой конструкции из состояния упругой работы в состояние, когда в элементах начинают развиваться пластические деформации, и точки 2, которая соответствует исчерпанию способности конструкции нести вертикальную нагрузку и дальнейшему обрушению) с затратами на ремонт (или полное восстановление), то с помощью линейной интерполяции можно определить финансовый ущерб. КНС, полученная таким способом, может быть рассмотрена, как *финансовая кривая* (Рисунок 31).

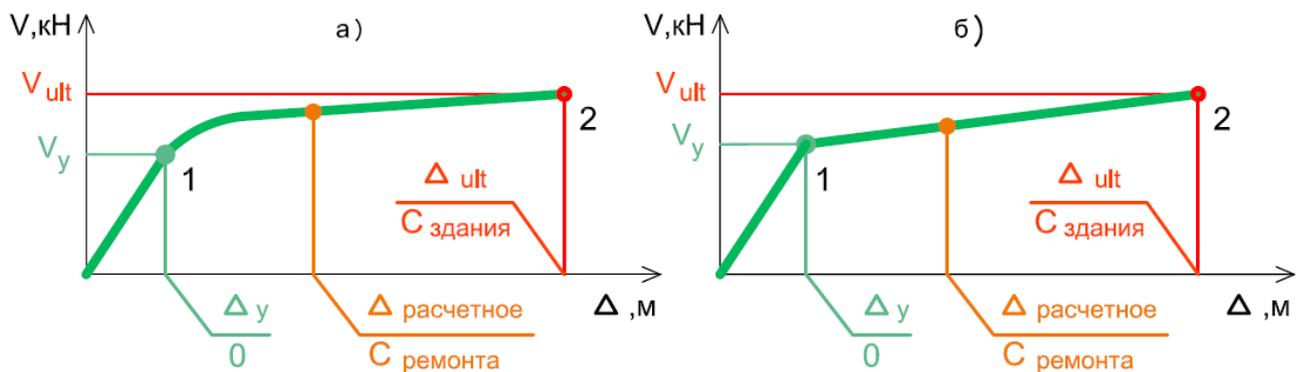


Рисунок 31. Общий вид кривой несущей способности здания (финансовой кривой): а) состоящей из 3 участков; б) билинейной

Таким образом, на рисунке 31 по оси абсцисс откладываются величины, числитель дроби которых соответствует горизонтальному перемещению верха здания над его центром масс, а знаменатель дроби соответствует конструктивному ущербу следующим образом:

- Точка 1 - начало текучести (появление первых неупругих деформаций в несущих элементах), соответствует нулевому ущербу  $D_{rel}=0$ ;
- Точка 2 - потеря способности нести действующую вертикальную нагрузку, что связано не только с достижением горизонтальной силой определённой предельной величины  $V_{ult}$ , но и с отклонением конструкции на некоторую величину предельного перемещения  $\Delta_{ult}$ , при дальнейшем увеличении которого происходит обрушение. Полагается, что такое состояние соответствует первоначальной стоимости несущего каркаса здания, т.е.  $D_{rel}=1$ .

Поскольку считается, что за точкой 2 происходит обрушение здания, то, вообще говоря, утрачивается и всё содержимое внутри здания, а также гибнут или

получают травмы люди, находящиеся в момент землетрясения внутри. В этом случае общий экономический ущерб оказывается больше, чем 1, т.к. необходимо затратить средства на ликвидацию разрушенного здания, выплатить страховки семьям погибших и т.п. Способам оценки такого рода ущербов посвящены исследования А.М. Уздина, М.А. Богдановой, О.А. Сахарова, В.В. Сигидова [62, 76], в данной работе же эти виды ущербов не учитываются. В общем случае, расчёты проведённые по предлагаемой методике, удовлетворительно согласуются с аппроксимацией ущерба  $D(K, I)$ , предлагаемой в [62, 76].

Таким образом, данная методика демонстрирует общую идею определения конструктивного ущерба в здании, жёстко связанном с фундаментом (без сейсмоизоляции). В случае необходимости получения более детальных данных о конструктивном ущербе можно ввести дополнительные точки, характеризующие промежуточные уровни повреждаемости несущего каркаса.

Использование НСМ для определения ущерба накладывает свои ограничения на рассчитываемые здания, связанные главным образом с тем обстоятельством, что само здание на определённом этапе расчёта представляется в виде эквивалентного одномассового осциллятора. Согласно исследованиям, проведённым в области НСМ различными учёными и инженерами [80, 82, 83, 98, 101, 116, 135, 137] можно выделить ряд ограничений, предъявляемых к рассчитываемым зданиям, соблюдение которых позволяет повысить точность проводимых расчётов:

1. Каждый отдельный расчёт по МСНС НСМ позволяет оценивать несущую способность конструкции только в одном из направлений. Следовательно, в случае применения МСНС в рассчитываемом здании должен совпадать центр масс и центр жёсткостей, чтобы влияние крутильных форм на динамическую реакцию было незначительным [3]. Здесь стоит отметить, что в настоящее время зарубежными специалистами ведутся исследования по учёту кручения при расчёте по НСМ [135], разрабатываются более совершенные расчётные процедуры для несимметричных в плане зданий (например, *N2 метод* [97, 109]), а также *энергетический Pushover-анализ* [145] для моделирования двухкомпонентного воздействия;

2. В случае применения МСНС динамическая реакция здания должна определяться преимущественно одной основной формой (поступательной). Если вклад высших форм оказывает значительное влияние на динамическую реакцию здания, то применяется *модальный Pushover-анализ* [83, 133];

3. Желательно, чтобы период основной формы колебаний рассчитываемого здания не превышал 2 с, в связи с чем НСМ в его классической форме МСНС не рекомендуется применять для расчёта большепролётных и высоких сооружений [116].

Описанные выше расчётные процедуры, а также другие, более совершенные формы нелинейного статического Pushover-анализа реализованы в расчётном комплексе SAP2000 [139].

Ущерб также может быть определён исходя из решения упрощённой нелинейной динамической задачи (упрощённый нелинейный динамический расчёт УНДМ). Для этого необходимо найти максимальное перемещение SDOF системы при каком-либо воздействии, заданном в виде акселерограммы, а затем перенести его на КНС, являющуюся в данном случае силовой характеристикой этой системы. Финансовый ущерб оценивается так же с помощью линейной интерполяции. Такой подход использовался в [7].

Когда дело касается проектирования зданий и сооружений сложной формы, несимметричных в плане, а также таких, в динамической реакции которых необходимо учитывать вклад высших форм, расчёты с использованием одномассовых моделей приводят к неверным результатам. В таких случаях целесообразно расчёт проводить по нелинейному динамическому методу НДМ многомассовой модели здания (MDOF системы) с помощью ПК, основанных на МКЭ, в которых используются численные методы прямого интегрирования для разрешения системы нелинейных дифференциальных уравнений, описывающих колебания КЭ модели здания при заданном законе движения основания. В данном случае финансовый ущерб при каждом конкретном воздействии может быть определён как стоимость ремонта или замены элементов модели, в которых при данном воздействии образовались зоны неупругих (пластических) деформаций.

### 3.3 Метод определения конструктивного ущерба для сейсмоизолированных зданий

Если антисейсмическое мероприятие заключается в применении системы сейсмоизоляции (ССИ), то применение нормативного спектра для расчёта самого здания, а также спектра, предоставленного на основании данных сейсмологических изысканий для заданной площадки, не правомерно. Движение суперструктуры (сооружения, расположенного на системе сейсмоизоляции) не совпадает с движением субструктуры (фундамента сооружения).

Данная задача может быть также решена различными методами в зависимости от конкретных обстоятельств.

Проблеме расчёта зданий по НСМ, расположенных на ССИ, посвящено не так много исследований. Наиболее распространённым решением является компьютерное моделирование, производимое в специализированных программных комплексах, где ССИ моделируется линейными (или нелинейными) опорами (специальными элементами), а само здание задаётся КЭ моделью [84, 93, 134].

Более оригинальный подход предложили V. Kilar и D. Koren в статье [109]. Расчёт выполняется в 2 этапа. На первом этапе с помощью N2 метода определяется перемещение кинематического фундамента, принимая допущение о том, что здание ведёт себя как жёсткое тело, а вся система представляется одномассовой SDOF системой, жёсткость которой определяется жёсткостью ССИ. Фактически, N2 метод здесь используется для расчёта не самого здания, а ССИ. На втором этапе уже рассчитывается КЭ модель с линейными (или нелинейными) опорными элементами в основании расчётной схемы с помощью любых форм НСМ, представленных в используемом расчётном комплексе. Расчёт останавливается, когда перемещение в уровне основания (узел сопряжения опорного элемента с КЭ моделью самой конструкции) достигает значения, полученного на первом этапе.

Считается, что это и есть точка состояния системы при заданном воздействии. Наличие пластических шарниров в расчётной схеме при таком состоянии будут характеризовать ущерб, причинённый конструкции рассматриваемым воздействием.

Здесь авторы показывают, что пластические деформации в суперструктуре возможны даже в случае, когда применяется ССИ. Тоже самое экспериментально подтверждают и авторы работы [147], показывая, что в стойках стальной рамы, расположенной на четырёх маятниковых скользящих опорах, развиваются пластические деформации при сильных колебаниях стенда. Очевидно, что степень развития пластических деформаций в защищаемом объекте зависит от соотношения жесткостей ССИ и элементов, из которых состоит этот объект.

В настоящем параграфе предлагается метод расчета ущерба в здании, расположенного на системе сейсмоизоляции (ССИ), с использованием НСМ и метода поэтажных спектров [42]. Предлагаемая методика использует следующий порядок расчета:

1. Выполняется прямой динамический расчет системы «сооружение – ССИ». При этом сооружение рассматривается как твердое тело. Расчет производится для представительной выборки акселерограмм, сгруппированных по балльности (здесь балльность определяется по *пиковому ускорения грунтового основания PGA*). В результате находятся законы движения кинематического фундамента соответствующих акселерограмм (Рисунок 32). Вычисления производятся при помощи программного алгоритма, написанного в MathCad и построенного на уравнении (29);

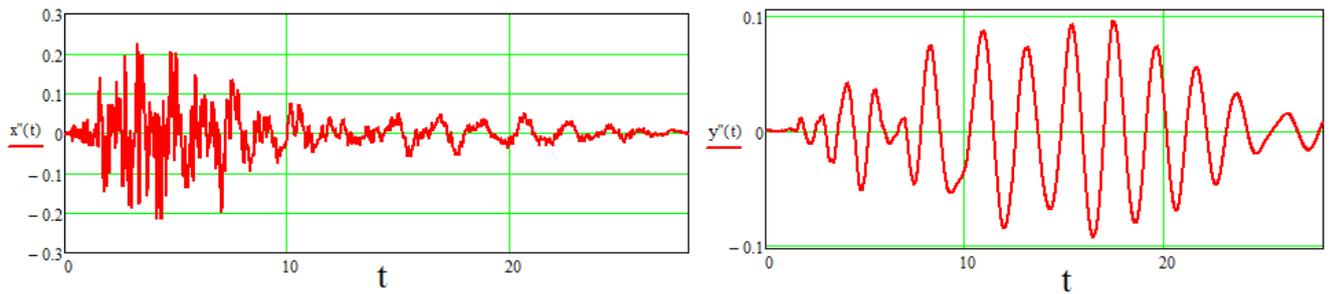


Рисунок 32. Акселерограмма землетрясения в San Fernando и соответствующий ей закон движения некоторого кинематического фундамента

2. Для перехода от закона движения кинематического фундамента к воздействиям на здание используется идея поэтажных спектров [42], т.е. исходя из закона движения субструктуры (кинематического фундамента) находится спектр отклика ускорений линейного осциллятора с 5% затуханием. Если используется ансамбль акселерограмм, то производится статистическая обработка полученных спектров отклика от каждого закона движения. В результате обработки находится *огibaющая* спектров отклика ускорений, соответствующая рассматриваемому ансамблю;

3. Дальнейшая методика расчета предлагает использовать для определения перемещения, с которым впоследствии связывается ущерб от рассматриваемого сейсмического воздействия, НСМ, практическая основа которого изложена в параграфе 3.2. Разница состоит в том, что в случае применения ССИ в качестве расчётного спектра отклика принимается не нормативный (или иной заданный), а полученный с помощью метода поэтажных спектров.

По аналогии с методом поэтажных спектров может быть также использован метод поэтажных ускорений, когда применяется какой-либо из нелинейных динамических методов расчёта. В этом случае на втором шаге вместо 5% спектра отклика для расчёта суперструктуры используется непосредственно закон движения кинематического фундамента.

### 3.4 Сравнение результатов расчёта по описанным нелинейным методам

Ниже выполнено сравнение результатов, полученных при расчёте двух разных зданий каждым из трёх описанных выше методов:

- упрощённым нелинейным динамическим методом (УНДМ) эквивалентной SDOF системы;
- нелинейным динамическим методом (НДМ) MDOF модели здания;
- нелинейным статическим Pushover-анализом (НСМ).

#### 3.4.1 Расчёт исследуемого объекта № 1

В качестве первого примера рассматривается фрагмент упрощённого (без фахверка) типового (серия 1.4603-14) каркаса промышленного здания (Рисунок 33а). Размеры конструкции в плане составляют 24 x 48 м, высота до верха несущих конструкций покрытия 10.6 м. Покрытие состоит из стропильных ферм пролётом 24 м, устанавливаемых с шагом 4 м на 24-метровые подстропильные фермы, которые опираются на железобетонные (ж/б) колонны через стальные надколонники. Между верхними и нижними поясами стропильных ферм установлены связи. В основании ж/б колонн принимается жёсткая заделка в ж/б ростверки нулевого цикла. Армирование ж/б колонн здания показано на рисунке 33б.

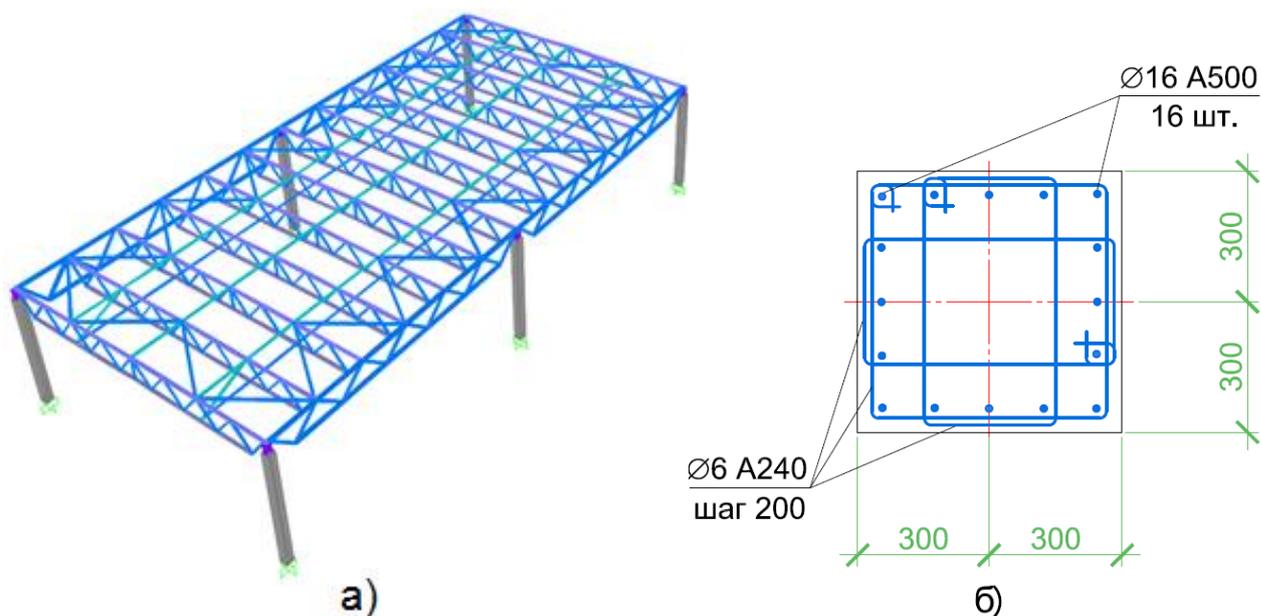


Рисунок 33: а) Общий вид 1-го исследуемого объекта (каркас одноэтажного промышленного здания); б) армирование ж/б колонн каркаса

Динамические характеристики 1-го исследуемого объекта:

- Период 1-ой формы колебаний  $T_1=0.65$  с (в продольном направлении);
- Процент модальных масс, переносимых по 1-ой форме в продольном направлении - 93%;

Сейсмические воздействия задаются в виде десяти акселерограмм разных землетрясений из базы сильных движений<sup>7</sup> и приведены в таблице 5.

Таблица 5

Характеристики землетрясений

№	Запись землетрясения (землетрясение / станция записи)	Максимальные ускорение, g	Продолжитель- ность, с
1	Loma Prieta / Gilroy 90	+0.367 -0.283	40 с
2	Kocaeli / Izmit 180	+0.151 -0.230	30 с
3	Chi Chi / TCU084E	+1.183 -1.711	30 с
4	Imperial Valley / El Centro Array6 230	+0.325 -0.439	40 с
5	Northridge / Sylmar Olive View 360	+0.542 -0.956	40 с

<sup>7</sup> <https://ngawest2.berkeley.edu/>

6	Erzican / Erzincan EW	+0.569 -0.494	20 с
7	Landers / Yermo Fire Station 270	+0.112 -0.096	43 с
8	Friuli / Tolmezzo 270	+0.435 -0.662	36 с
9	Kobe / Nishi Akashi 90	+0.600 -0.437	40 с
10	San Fernando / Los Angeles 90	+0.226 -0.215	28 с

Динамический расчёт эквивалентной SDOF системы выполнен с помощью программы Nonlin на указанные в таблице 5 воздействия, заданные акселерограммой. Параметры эквивалентной SDOF системы определены на основе механических характеристик исследуемого здания:

- Тип модели – билинейная упругопластическая с упрочнением;
- Вес системы  $W=3420$  кН;
- Начальная жёсткость системы  $K_1=26800$  кН/м;
- Жёсткость системы в зоне упрочнения  $K_2=106$  кН/м;
- Угловая точка  $F_T=161$  кН;
- Конструкционное демпфирование – 5% от критического.

Для расчёта MDOF системы составлена КЭ модель здания в ПК SAP2000, рассчитанная на основное сочетание постоянных и длительных нагрузок. Для расчёта на действие указанных в таблице 5 землетрясений по НСМ для каждой записи получен 5% упругий спектр отклика, а также принят критерий обрушения, роль которого выполняет предельное горизонтальное перемещение верха здания над его центром тяжести  $\Delta^8$ , равное 0.43 м. При превышении установленного предельного значения в рамках НСМ полагается, что происходит обрушение здания (N.A.). Направление сейсмического воздействия – продольное, противоположно направлению оси X.

---

<sup>8</sup> Методика определения предельного горизонтального перемещения верха здания рассмотрена в главе 4.

На рисунке 34 в качестве примера приведена деформированная схема исследуемого объекта №1, полученная при расчёте по НСМ на воздействие №5 из таблицы 5. Цветовая шкала справа характеризует степень критичности пластических деформаций, реализовавшихся в некотором сечении КЭ, при определённом значении горизонтальной сейсмической нагрузки.

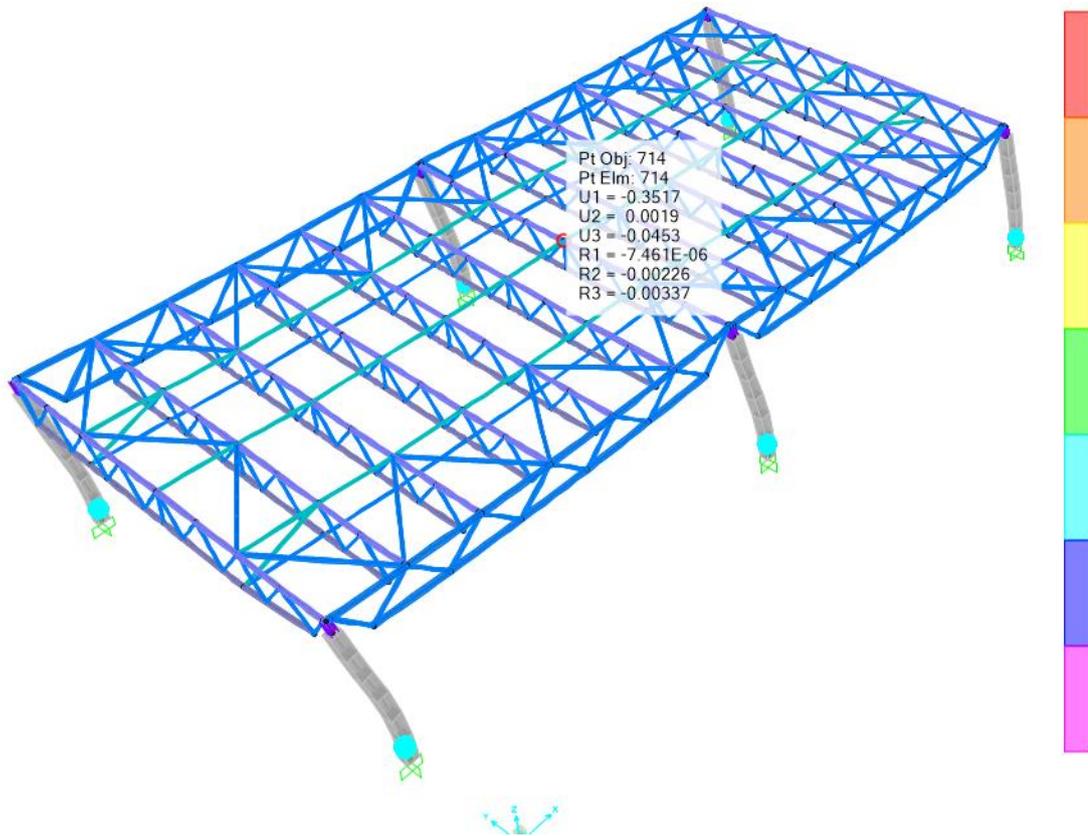


Рисунок 34. Деформированная схема с указанным горизонтальным перемещением верха исследуемого объекта №1 при воздействии №5, полученная при расчёте по НСМ

Результаты серии расчётов по всем методам приведены в таблице 6. Для НДМ указывается время остановки расчёта. Если расчёт остановился раньше, чем указанная в таблице 5 продолжительность записи, то считаем, что здание обрушилось при действии данной акселерограммы в момент остановки расчёта, о чём также свидетельствует стремительное увеличение  $\Delta$ . Из полученных результатов по перемещениям выбирались максимальные по модулю значения  $\Delta$ .

Результаты расчётов 1-го исследуемого объекта, выполненных разными методами (горизонтальные перемещения верха здания над его центром тяжести  $\Delta$ )

Воздействие	УНДМ (Nonlin) $\Delta$ , м	НДМ (SAP2000)		НСМ (SAP2000)
		$\Delta$ , м	время остановки, с	$\Delta$ , м
1. Loma Prieta / Gilroy 90	0.134	0.101	40	0.053
2. Kocaeli / Izmit 180	0.056	0.051	20	0.057
3. Chi Chi / TCU084E	0.300	2.283	9.88	N.A.
4. Imperial Valley / El Centro Array6 230	0.549	0.469	40	0.077
5. Northridge / Sylmar Olive View 360	0.376	0.322	40	0.357
6. Erzican / Erzincan EW	0.214	2.093	6.4	N.A.
7. Landers / Yermo Fire Station 270	0.236	0.022	43	0.055
8. Friuli / Tolmezzo 270	0.041	2.091	8.38	N.A.
9. Kobe / Nishi Akashi 90	0.081	0.411	36	0.246
10. San Fernando / Los Angeles 90	0.067	0.051	28	0.047

Из таблицы 6 видно, что для 1-го исследуемого объекта результаты расчёта по разным методам существенно отличаются. Наиболее консервативным (по критерию максимальных горизонтальных перемещений) является расчёт по УНДМ, однако он не фиксирует разрушение системы, в то время как согласно НДМ и НСМ оно должно происходить. На основании этого можно сделать вывод, что для оценки ущерба в зданиях данного типа следует использовать УНДМ совместно с НДМ для выявления опасности обрушения.

### 3.4.2 Расчёт исследуемого объекта № 2

В качестве второго примера рассматривается 10-этажное ж/б каркасное здание с гибким нижним этажом и кирпичными перегородками, заполняющими пространство между колоннами и балками на остальных этажах (ЖБКНИ здание), представленное на рисунке 35а.

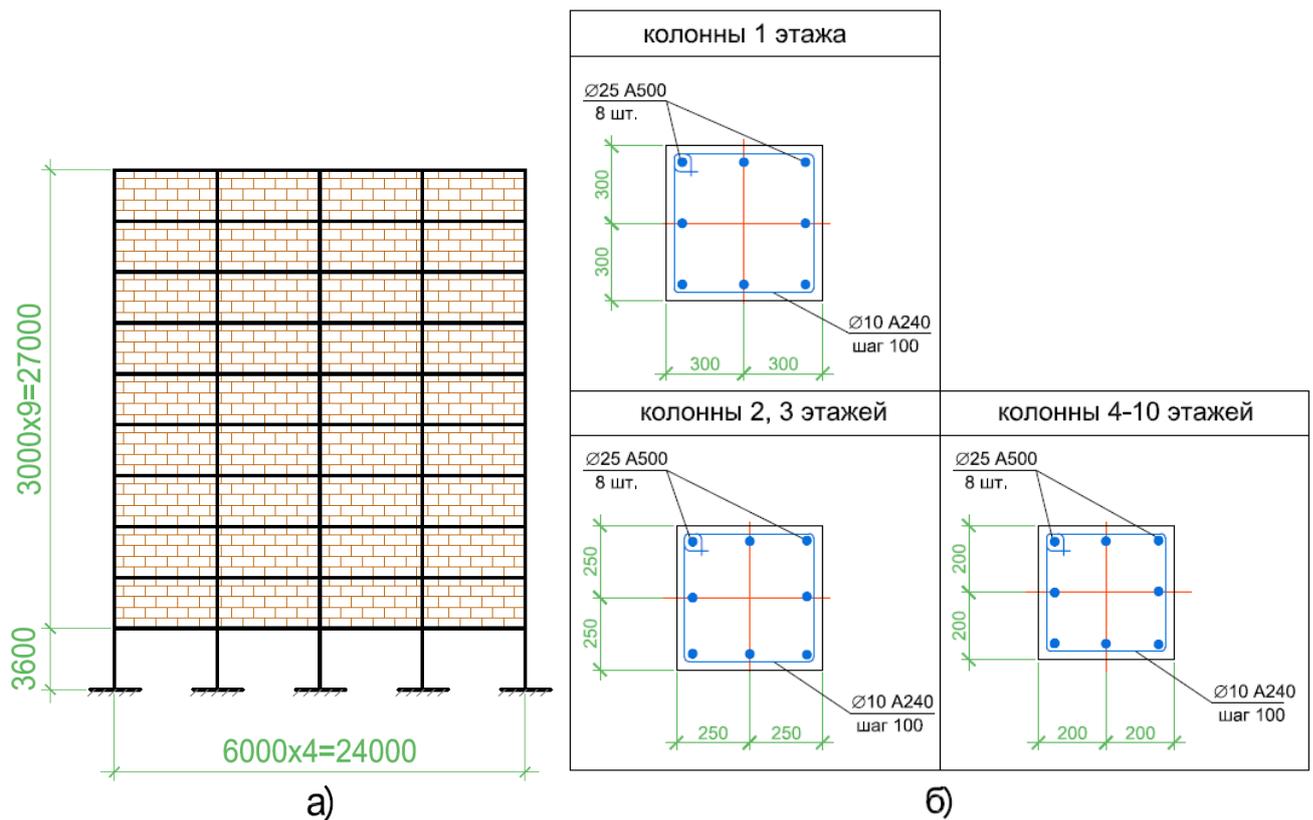


Рисунок 35: а) Общий вид 2-го исследуемого объекта (10-этажного ЖБКНИ здания); б) армирование ж/б колонн здания

Рассматривается плоская задача. Длина здания составляет 24 м, высота - 30.6 м, в основании ж/б колонн 1-го этажа принимается жёсткая заделка. Размеры сечений и армирование колонн здания представлено на рисунке 35б.

Динамические характеристики 2-го исследуемого объекта:

- Период 1-ой формы колебаний  $T_1 = 0.48$  с;
- Процент модальных масс, переносимых по 1-ой форме в продольном направлении - 95%;

Кирпичные перегородки моделируются тремя раскосами (установлены в прямом и противоположном направлениях), методика учёта их вклада в общую горизонтальную жёсткость изложена в статье [19].

Сейсмические воздействия также задаются в виде десяти акселерограмм разных землетрясений из базы сильных движений и приведены в таблице 5.

Динамический расчёт эквивалентной SDOF системы выполнен с помощью программы Nonlin на указанные в таблице 5 воздействия. Параметры эквивалентной SDOF системы определены на основе механических характеристик исследуемого здания:

- Тип модели – билинейная упругопластическая с упрочнением;
- Вес системы  $W=13925$  кН;
- Начальная жёсткость системы  $K_1=240000$  кН/м;
- Жёсткость системы в зоне упрочнения  $K_2=6308$  кН/м;
- Угловая точка  $F_T=920$  кН;
- Конструкционное демпфирование – 5% от критического.

Для расчёта MDOF системы составлена КЭ модель здания в ПК SAP2000, рассчитанная на основное сочетание постоянных и длительных нагрузок. Для расчёта на действие указанных в таблице 5 землетрясений по НСМ для каждой записи получен 5% упругий спектр отклика, а также принят критерий обрушения, роль которого выполняет предельное горизонтальное перемещение верха средней колонны 1-го этажа  $\Delta$ , равное 0.135 м. При превышении установленного предельного значения в рамках НСМ полагается, что происходит обрушение здания (N.A.). Направление сейсмического воздействия принимается противоположным направлению оси X (справа налево).

На рисунке 36 в качестве примера приведена деформированная схема исследуемого объекта №2, полученная при расчёте по НСМ на воздействие №4 из таблицы 5. Также, как и в первом примере, справа указана цветовая шкала, которая характеризует степень критичности пластических деформаций или поперечной

силы (в зависимости от того, что наступит раньше), реализовавшихся в некотором сечении КЭ, при определённом значении горизонтальной сейсмической нагрузки.

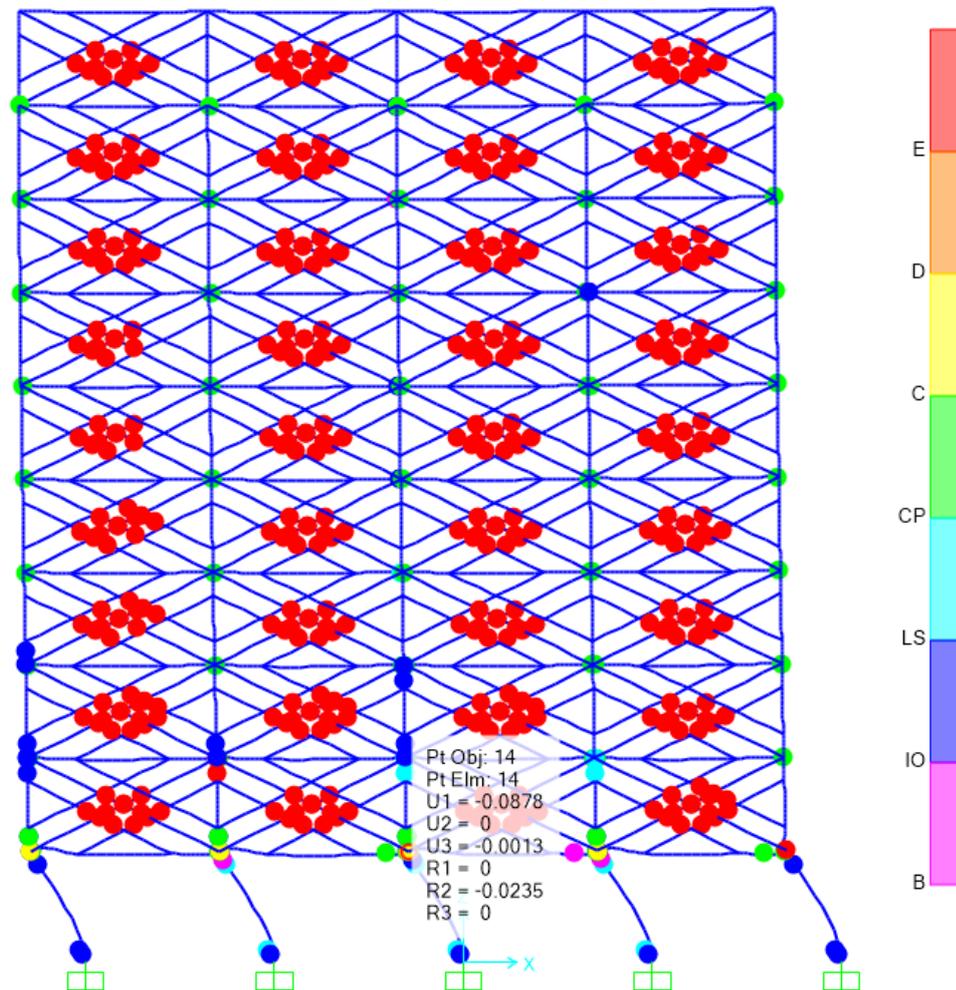


Рисунок 36. Деформированная схема с указанным горизонтальным перемещением исследуемого объекта №2 при воздействии №4, полученная при расчёте по НСМ

Результаты серии расчётов приведены в таблице 7. Для НДМ также, как и в первом примере, указывается время остановки расчёта. Если расчёт остановился раньше, чем указанная в таблице 5 продолжительность записи, то считается, что здание обрушилось при данном землетрясении в момент остановки расчёта, о чём также свидетельствует стремительное увеличение  $\Delta$ . Из полученных результатов по перемещениям выбирались максимальные по модулю значения  $\Delta$ .

Результаты расчётов 2-го исследуемого объекта, выполненных разными методами (горизонтальные перемещения верха средней колонны 1-го этажа  $\Delta$ )

Воздействие	УНДМ (Nonlin) $\Delta$ , м	НДМ (SAP2000)		НСМ (SAP2000)
		$\Delta$ , м	время остановки, с	$\Delta$ , м
1. Loma Prieta / Gilroy 90	0.094	0.036	40	0.036
2. Kocaeli / Izmit 180	0.032	0.026	20	0.030
3. Chi Chi / TCU084E	N.A.	1.061	11.22	N.A.
4. Imperial Valley / El Centro Array6 230	N.A.	0.1	40	0.088
5. Northridge / Sylmar Olive View 360	N.A.	0.492	10.86	N.A.
6. Erzican / Erzincan EW	0.131	0.144	3.88	N.A.
7. Landers / Yermo Fire Station 270	0.113	0.074	43	0.076
8. Friuli / Tolmezzo 270	0.045	0.177	4.87	N.A.
9. Kobe / Nishi Akashi 90	0.067	0.076	11.13	0.083
10. San Fernando / Los Angeles 90	0.037	0.019	28	0.022

Из таблицы 7 видно, что для 2-го исследуемого объекта результаты расчёта по разным методам в общем демонстрируют хорошую сходимость. Самым консервативным (по критерию максимальных горизонтальных перемещений) является НСМ, при этом он фиксирует разрушение системы во всех случаях, в отличие от УНДМ (кроме воздействия № 4). На основании этого можно сделать вывод, что для оценки ущерба в зданиях данного типа следует использовать НСМ.

### ВЫВОДЫ ПО ГЛАВЕ 3

1. В данной главе предлагается методика, с помощью которой может быть определён конструктивный ущерб в конкретном здании, подверженном некоторому сейсмическому воздействию. Методика основана на использовании нелинейных статического и динамических методов расчёта;

2. Кратко изложена практическая основа НСМ и физический смысл главных этапов данной процедуры;

3. Главным звеном предлагаемой методики определения ущерба является кривая несущей способности здания (КНС). Использование КНС описанным в данной главе образом позволяет установить *взаимосвязь между* получаемыми расчётными данными (*горизонтальными перемещениями  $\Delta$* ) и *стоимостью* ремонта (восстановления) здания (т.е. размером причинённого ущерба  $D_{rel}$ ). Взаимосвязь устанавливается путём применения линейной интерполяции;

4. Произведено сравнение результатов расчётов по разным нелинейным методам на различные сейсмические воздействия для двух типов зданий. Для каждого типа здания найден наиболее консервативный метод расчёта, который следует предпочесть при определении ущерба.

## ГЛАВА 4. ОЦЕНКА ПРОЧНОСТНЫХ РЕЗЕРВОВ ЗДАНИЯ

Как было показано в предыдущей главе, КНС здания описывает основные этапы его работы под действием монотонно увеличивающейся горизонтальной нагрузки, что делает её удобным инструментом для определения ущерба и проведения оптимизации сейсмостойких проектов зданий и сооружений по экономическому критерию. Прежде всего продемонстрировано, как с помощью КНС оценивается ущерб в здании при землетрясении, при этом в статьях [15, 16, 19] он оценивается с помощью нелинейного статического Pushover-анализа, а в статье [7] путём решения нелинейной динамической задачи для одномассовой эквивалентной системы. В указанных работах значения горизонтальной нагрузки в характерных точках КНС получены разными способами, при этом их значения существенно отличаются друг от друга. Это говорит о необходимости поиска строгого метода расчёта предельной горизонтальной нагрузки на конструкцию и определения однозначного критерия её разрушения.

### 4.1 История вопроса о расчёте зданий и сооружений на предельную нагрузку

Проблемой расчёта зданий и сооружений на предельную нагрузку и анализом резервов прочности занимались такие учёные, как А.Ф. Лолейт, М.Я. Штаерман, А.А. Гвоздев [11], Г. Казинчи, А.Р. Ржаницин [37], А. Мразик, М. Шкалоуд, М. Тохачек, С.М. Крылов, А.А. Чирас [66], Я.А. Каменярж [20], А.Н. Бирбраер и А.Ю. Роледер [2], Ю.Л. Рутман [40], рассматривая разные аспекты данного вопроса. Позже была поставлена задача о предельном состоянии и прочности конструкций при динамических нагрузках, исследовались поверхности текучести для рамных конструкций и метод макромодели [29], способы определения предельной нагрузки

для плоских рам рассматривались в [70]. Чувствительность КНС к различным факторам и другие особенности её построения разбирались в [106, 130].

#### **4.2 Современные расчётные инструменты для оценки предельной нагрузки (сейсмической)**

Для решения задач сейсмостойкого проектирования с помощью НСМ, который, по сути, оценивает прочностные резервы здания, в настоящее время широко применяется расчётный комплекс SAP2000<sup>9</sup>, предлагающий (как и ETABS, SOFiSTiK и MIDAS) пользователю до начала анализа назначить в элементах расчётной схемы зоны, в которых при сейсмической нагрузке возможно образование пластических шарниров, т.е. задать некую подразумеваемую пользователем схему разрушения конструкции, допуская при этом, что характер деформирования этих элементов может быть представлен разного рода диаграммами. Производя пошаговый расчет конструкции на монотонно возрастающую горизонтальную нагрузку, SAP2000 показывает, в каких зонах из назначенных пользователем и на каком шаге расчёта образовались пластические шарниры, при этом цветом обозначается степень критичности достигнутого силового или деформационного фактора. Критерием завершения расчёта, как правило, является достижение заданного пользователем значения перемещения в каком-либо узле расчётной схемы. Такой прямой последовательный метод расчёта должен давать точное решение в большинстве случаев, в основном для простых схем, в которых места образования пластических шарниров очевидны (например, плоские  $n$ -этажные рамы). Но для ряда задач (например, задача о криволинейной арке, а также для конструктивных схем с элементами, жёсткость которых распределена неравномерно по их длине) такой подход не годится [40]. В

---

<sup>9</sup> Интегрированный программный комплекс SAP2000, разработанный компанией Computers&Structures, Inc (CSI) [139], компания основана в 1975 г.

пространственных же конструкциях, имеющих сложную геометрию, достоверно спрогнозировать места образования пластических шарниров и вызывающие их появление факторы невозможно. Помимо этого, существует ряд сложностей и неоднозначностей, связанных с моделированием свойств таких нелинейных шарниров диаграммами деформирования «Момент – Кривизна» и т.п., особенно для железобетонных элементов [123, 130]. Ошибка в моделировании этих свойств или задание их «по умолчанию» может привести к значительным различиям окончательных результатах.

Указанные недостатки требуют поиска таких методик расчёта и программных средств, с помощью которых можно было бы однозначно определить наступление критического состояния системы, соответствующие этому состоянию значения горизонтальной нагрузки и перемещения, а также исключаящих ошибки, связанные с возможностью произвольно задавать схему разрушения конструкций.

В данной главе предложена методика расчёта, основанная на точной оценке величины предельной горизонтальной нагрузки на конструкцию с помощью предельного анализа, базирующегося на методе псевдожёсткостей Ю.Л. Рутмана [40] и реализованного в расчётном комплексе Ing+ MicroFe<sup>10</sup>. Также рассмотрены способы оценки предельного горизонтального перемещения, превышая которое конструкция теряет способность воспринимать действующую на неё вертикальную статическую нагрузку и происходит её обрушение.

---

<sup>10</sup> Подсистема конечноэлементных расчётов MicroFe-СДК проектирующей системы Ing+, разработанной компанией ООО «ТЕХСОФТ».

### 4.3 Методика расчета и построения кривой несущей способности здания

КНС строится на координатной плоскости, где на оси абсцисс откладываются горизонтальные перемещения верха здания<sup>11</sup>, а на оси ординат откладываются вызывающие эти перемещения горизонтальные нагрузки<sup>12</sup>. Как уже было сказано, реальная КНС имеет в общем случае 3 участка: прямолинейный наклонный (упругий), криволинейный (начало образования пластических шарниров), снова прямолинейный, но с меньшим уклоном (соответствующий работе пластических шарниров). Однако, в рамках статей [7, 15, 16, 17, 18, 19, 154] было проведено множество расчётов с целью получения КНС для зданий с различными вариантами сейсмоусиления. Полученный опыт, а также описанные в главе 3 соображения позволяют остановиться на способе построения КНС по двум точкам, задающем её в виде *билинейной диаграммы* с двумя наклонными участками. Проведённые численные расчёты показали, что при использовании билинейной КНС получаются практически такие же конечные результаты, как и при использовании кривой с тремя участками.

Методика подразумевает следующую последовательность вычислений:

1. Из упругого расчёта определяются горизонтальная нагрузка  $V_y$ , при которой все элементы конструкции деформируются упруго, и соответствующее этой нагрузке горизонтальное перемещение верха здания  $\Delta_y$ .  $V_y$  и  $\Delta_y$  определяют *первую точку* КНС (точку окончания упругой работы и начала текучести конструкции).
2. С помощью *предельного анализа* в Ing+ вычисляется предельная горизонтальная нагрузка  $V_{ult}$ , определяемая коэффициентом, который показывает,

<sup>11</sup> Под горизонтальным перемещением верха здания подразумевается горизонтальное перемещение верхнего узла его расчётной схемы, взятого над её центром тяжести.

<sup>12</sup> Горизонтальная нагрузка представляет собой сумму горизонтальных сил, приложенных к узлам (элементам) расчётной схемы в соответствии с принятым законом их распределения [142]. В частности, для систем, сейсмический отклик которых осуществляется преимущественно по одной форме, горизонтальная нагрузка прикладывается пропорционально распределению инерционных сил, соответствующих этой форме.

во сколько раз должна быть увеличена действующая на конструкцию горизонтальная нагрузка  $V_y$ , чтобы конструкция достигла состояния предельного равновесия. Для проведения предельного анализа необходимо задать значения предельных усилий всем элементам расчётной схемы, разбив их на группы. Таким образом предельный анализ даёт  $V_{ult}$ .

3. Будем считать, что большую горизонтальную нагрузку, чем  $V_{ult}$ , конструкция не воспримет, однако она ещё способна отклониться до некоторой предельной величины горизонтального перемещения  $\Delta_{ult}$ , при которой она уже потеряет способность нести действующую на неё вертикальную статическую нагрузку. Такое предельное горизонтальное перемещение  $\Delta_{ult}$  и принимается в качестве *критерия разрушения*. Для определения его величины предлагается использовать формулы для предельных перемещений, предложенные А.Н. Бирбраером и А.Ю. Роледером в [2], а также некоторые эмпирические соотношения, приведённые в FEMA 356 [103]. Вычислив эти предельные перемещения для элементов расчётной схемы, в которых по результатам предельного анализа жёсткость оказалась минимальной и которые главным образом отвечают за её общую пространственную устойчивость, можно оценить предельное горизонтальное перемещение её верха  $\Delta_{ult}$ . Рассчитав таким образом предельную горизонтальную силу  $V_{ult}$  и предельное горизонтальное перемещение верха здания  $\Delta_{ult}$ , получаем *вторую точку* кривой.

4. По полученным двум точкам строится КНС здания (рисунок 37).

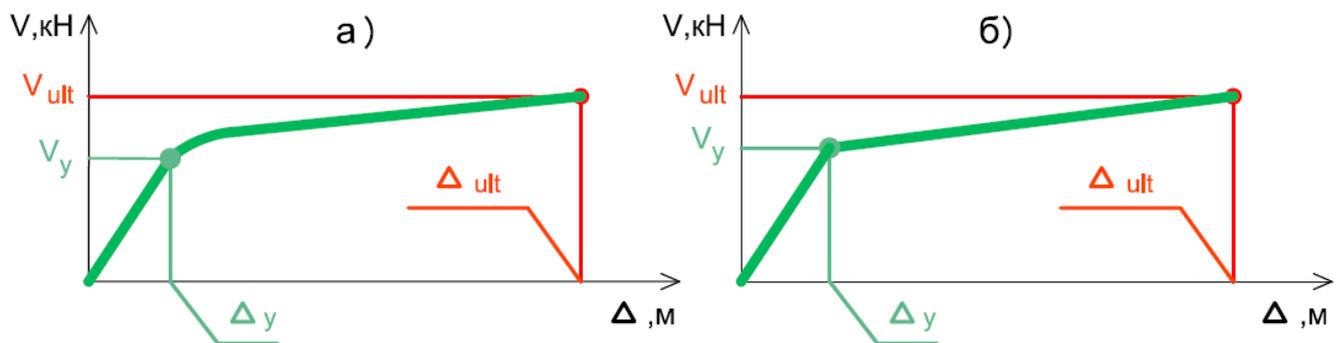


Рисунок 37. Общий вид КНС: а) состоящей из 3 участков; б) билинейной

5. КНС может быть построена с различной степенью точности. В случаях, когда необходимо получить высокую степень детализации кривой и проследить всю

историю нагружения конструкции, необходимо использовать соответствующие программные продукты, например, ANSYS.

#### 4.4 Построения КНС на примере конкретного здания

В качестве примера, демонстрирующего получение КНС, рассматривается фрагмент упрощённого (без фахверка) типового (серия 1.4603-14) каркаса промышленного здания (Рисунок 38). Размеры конструкции в плане составляют 24 x 48 м, высота до верха несущих конструкций покрытия 10.6 м. Покрытие состоит из стропильных ферм пролётом 24 м, устанавливаемых с шагом 4 м на 24-метровые подстропильные фермы, которые опираются на ж/б колонны через стальные надколонники. Между верхними и нижними поясами стропильных ферм установлены связи. В основании ж/б колонн принимается жёсткая заделка в ростверки нулевого цикла.

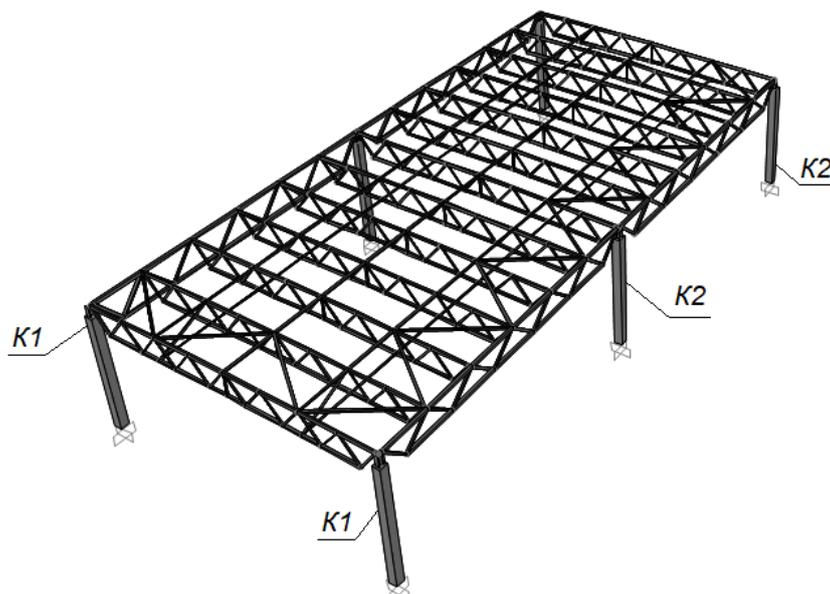


Рисунок 38. Каркас одноэтажного промышленного здания

##### 1. Определение первой точки КНС ( $V_y$ , $\Delta_y$ )

Первая точка КНС определяется из упругого расчёта. Для рассматриваемого здания в расчётном комплексе Ing+ (SCAD, ЛИРА и т.п.) выполняется прочностной конструктивный расчёт его КЭ модели на постоянную и временную вертикальные

нагрузки, суммарная величина которых составляет  $P=3420$  кН, а также горизонтальную нагрузку  $V_y$  приложенную к узлам расчётной схемы пропорционально распределению инерционных сил, соответствующих основной форме колебаний<sup>13</sup> (Рисунок 39).

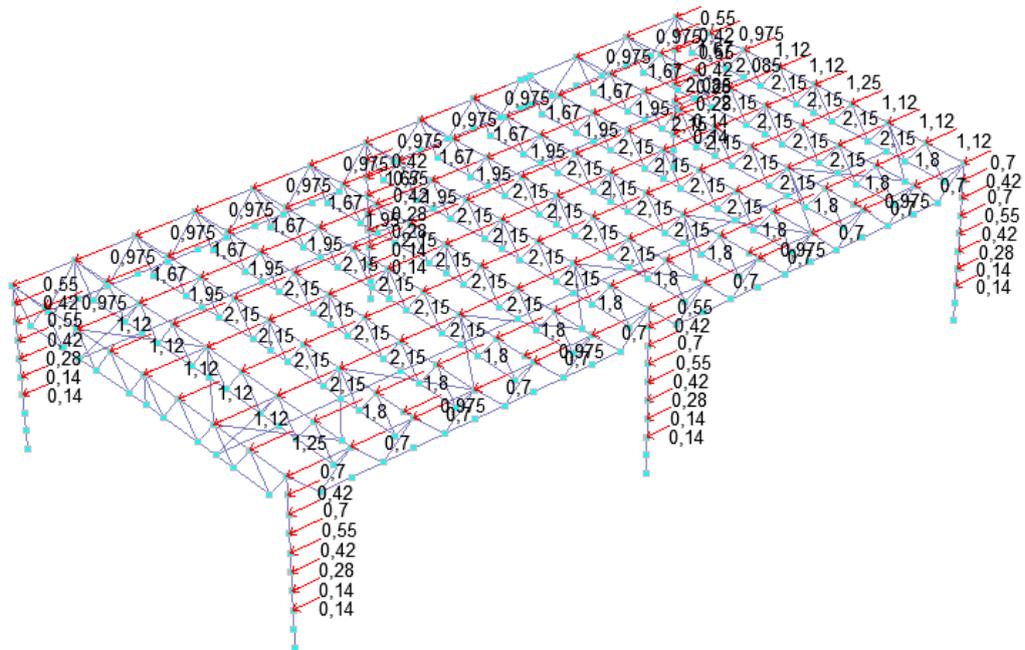


Рисунок 39. Горизонтальная нагрузка  $V_y$ , приложенная к узлам расчётной схемы пропорционально распределению инерционных сил по основной форме колебания конструкции

По расчётным сочетаниям усилий (РСУ) проверяются принятые сечения металлопроката элементов покрытия и подбирается арматура ж/б колонн. Таким образом, для колонн по первой оси получено армирование по схеме К1, для остальных – по схеме К2 (Рисунок 40).

<sup>13</sup> Инерционные силы получены из расчёта конструкции на 7-балльное сейсмическое воздействие по линейно спектральному методу в соответствии с СП 14.13330.2018 с коэффициентом  $K_I=1$  с преобразованием принятых постоянных и временных вертикальных статических нагрузок в массы. В данном случае учитывается влияние только одной формы колебаний, хотя в [83] показано, что такое упрощение может приводить к большим недооценкам конечных перемещений.

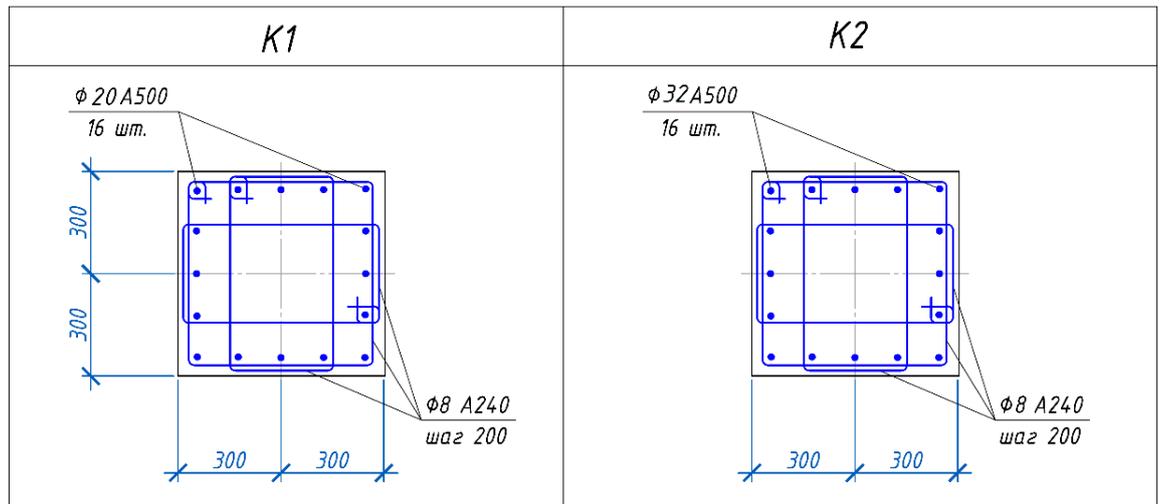


Рисунок 40. Армирование ж/б колонн каркаса

Перемещение верха системы  $\Delta_y$ , полученное при одновременном действии вертикальных нагрузок и горизонтальной  $V_y$ , определяется по соответствующей комбинации загрузжений (Рисунок 41) и равно  $\Delta_y=0.04$  м. Суммарная горизонтальная нагрузка  $V_y$  при этом равна 214 кН.

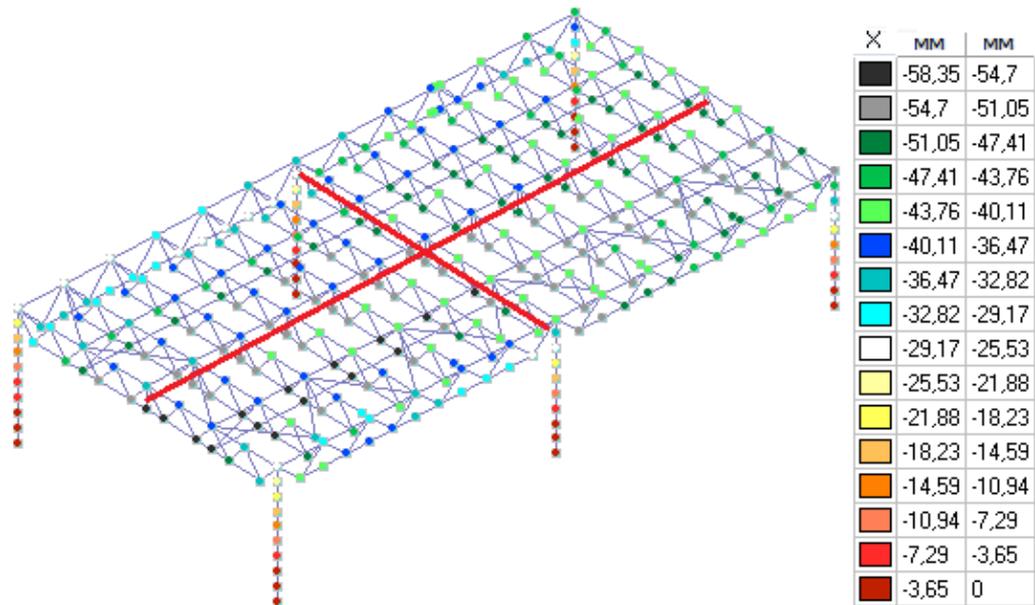


Рисунок 41. Перемещения, полученные по результатам линейного расчёта при одновременном действии вертикальной и горизонтальной нагрузки (красный крест указывает положение центра масс)

## 2. Определение предельной горизонтальной нагрузки $V_{ult}$

Предельная горизонтальная нагрузка  $V_{ult}$  получается умножением значения  $V_y$  на коэффициент, найденный по предельному анализу в Ing+. Для всех элементов

расчётной схемы необходимо предварительно установить значения предельных усилий, которые вычисляются по нормам. Расчёт останавливается, когда конструкцией достигается состояние предельного равновесия. В результате расчёта получен коэффициент 2.22 (Рисунок 42), показывающий, что при умножении всех узловых горизонтальных сил (Рисунок 39) на этот коэффициент суммарная горизонтальная нагрузка обретает своё предельное значение  $V_{ult} = 475$  кН.

```

Протокол расчета на предельную нагрузку

Значения параметра нагрузки по итерациям
  N итерации      Параметр нагрузки
-----
                1                2.115
                2                1.048

Расчет завершен успешно.
Итоговый параметр нагрузки = 2.217558

```

Рисунок 42. Протокол расчёта на предельную нагрузку

Согласно методу псевдожесткостей Рутмана Ю.Л. [40], места образования пластических деформаций – это элементы, в которых жесткость минимальна, а элементы, в которых жесткость стремится к бесконечности - это элементы, работающие упруго. В соответствии с этим на рисунке 43 красным цветом показаны элементы, в которых по результатам расчёта жесткость оказалась минимальной, (а именно, больше предварительно установленного  $E_{min}$  в 7 раз, т.е. находится в заданном диапазоне от  $E_{min}$  до  $7E_{min}$ ). Другими словами, красным цветом показаны те элементы, в которых образовались пластические шарниры согласно установленному признаку их наличия.

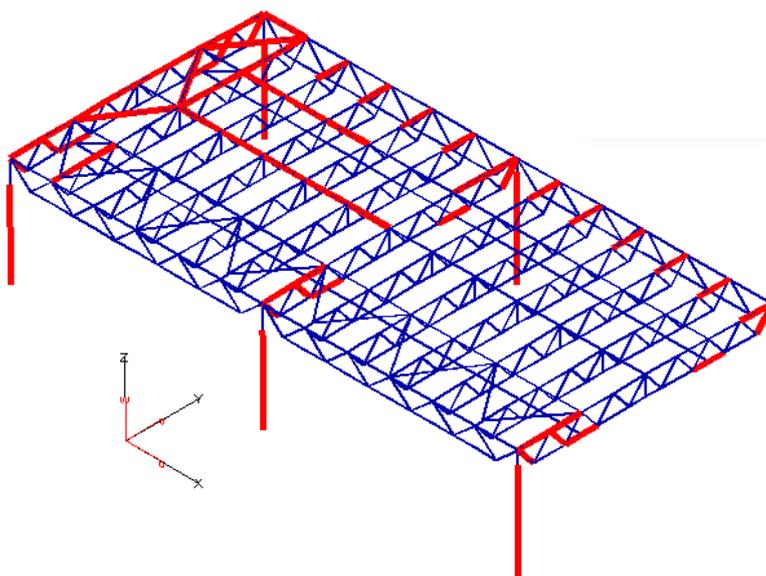


Рисунок 43. Результаты предельного анализа (Признак наличия шарнира пластичности  $E/E_{\min} = 7$ )

### 3. Оценка предельного перемещения $\Delta_{ult}$

Предельное перемещение верха здания  $\Delta_{ult}$ , принятое в качестве критерия его разрушения, на основании полученных результатов предельного анализа целесообразно устанавливать исходя из величины углов раскрытия трещин в шарнирах пластичности, образующихся в основании ж/б колонн. Как указано в [2], эти углы не должны превышать предельных значений  $\psi_i \leq \psi_{inp}$ , где

$$\psi_{пр,i} = \begin{cases} 0.035 + \frac{0.003}{\xi^Д} & \text{при } \xi^Д \geq 0.02, \\ 0.2 & \text{при } \xi^Д < 0.02. \end{cases} \quad (\text{рад}) \quad (42)$$

Здесь  $\xi^Д$  – относительная высота сжатой зоны бетона, вычисляемая для внецентренно сжатых элементов также по формуле, приведённой в [2]

$$\xi^Д = \frac{\mu R_a^Д}{R_{пр}^Д} + \frac{N}{bh_0 R_{пр}^Д} \quad (43)$$

где  $\mu = \frac{F_a}{bh_0}$  – коэффициент армирования сечения колонны;

$F_a$  – площадь растянутой арматуры ( $\text{м}^2$ );

$b$  – ширина сечения (м);

$h_0$  – рабочая высота сечения (м);

$N$  – продольная сжимающая сила (Н);

$R_a^d$  – расчётное динамическое сопротивление арматурной стали (Па), вычисляемое по формуле  $R_a^d = R_a K_y$  ( $R_a$  – расчётное сопротивление арматурной стали с учётом коэффициента надёжности по арматуре;  $K_y$  – коэффициент динамического упрочнения, принимаемый для арматуры класса А-III равным 1.25);

$R_{np}^d$  – расчётная динамическая призмная прочность бетона (Па), вычисляемая по формуле  $R_{np}^d = R_{np} K_{y.б.}$  ( $R_{np}$  – призмная прочность бетона с учётом коэффициента надёжности по бетону;  $K_{y.б.}$  – коэффициент динамического упрочнения бетона, зависящего в общем от скорости деформации и принимаемого в случае расчёта предельного перемещения равным 1.3).

Для внецентренно сжатой ж/б колонны  $\xi^d$  зависит главным образом от величины продольной сжимающей силы  $N$  и площади продольной арматуры в растянутой зоне. От предельного угла раскрытия трещины в шарнире пластичности  $\psi_{inp}$ , образующегося в основании  $i$ -й колонны, можно перейти к смещению соответствующей верхней точки (Рисунок 44), вычисляя его по формуле

$$\Delta_{ult,i} = \sin \psi_{np,i} \cdot h \quad (44)$$

где  $h$  – высота от уровня заделки колонны до верхней точки покрытия (м).

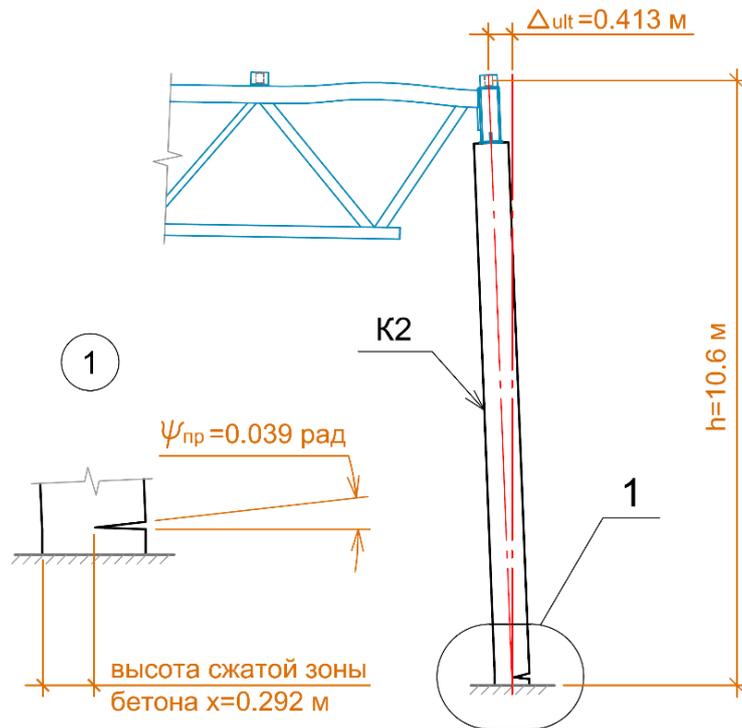


Рисунок 44. Предельное перемещение верха здания  $\Delta_{ult}$

Поскольку в рассматриваемом примере в разных колоннах значения  $N$  и армирование различны, то предельные смещения верхних точек будут варьироваться в некотором диапазоне значений. В таком случае оценка производится по средней величине  $\overline{\Delta_{ult}}$ , которая и определяет искомое предельное перемещение верха здания  $\Delta_{ult}$ . Значения предельных углов поворота в шарнирах пластичности в основаниях ж/б колонн изменяются от 0.039 до 0.041 рад, смещения соответствующих верхних точек варьируются от 0.413 до 0.432 м, тогда среднее значение  $\overline{\Delta_{ult}} = 0.42$  м.

#### 4. Построение КНС

На основании расчётов, выполненных на шаге 2 и 3, КНС представляется билинейной зависимостью «Горизонтальная нагрузка  $V$  – Горизонтальное перемещение верха здания  $\Delta$ ». Для её построения, как было указано ранее, используются 2 точки:

1. Точка начала текучести, соответствующая переходу из упругой стадии деформирования в неупругую, с координатами  $V_y = 214$  кН и  $\Delta_y = 0.04$  м;

2. Предельная точка, в которой происходит обрушение конструкции, с координатами  $V_{ult}=475$  кН и  $\overline{\Delta}_{ult}=0.42$  м.

Вид КНС показан на рисунке 45.

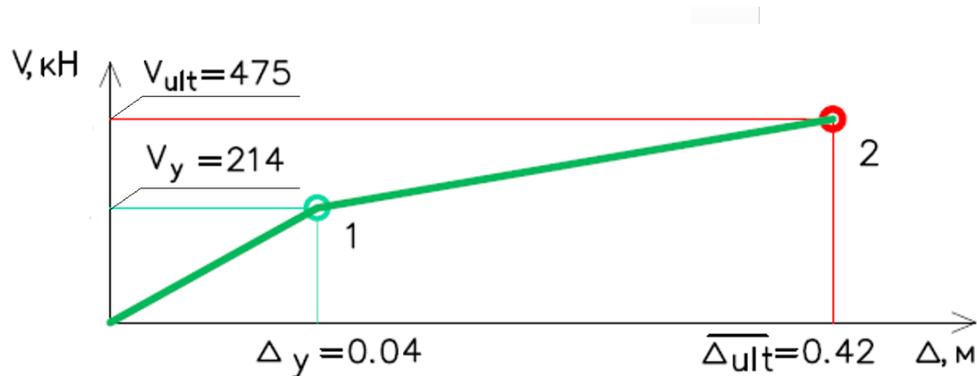


Рисунок 45. КНС каркаса рассматриваемого промышленного здания

#### 4.5 Проверка адекватности разработанной методики. Анализ работы конструкции в течении всего процесса нагружения

Для анализа работы конструкции в течении всего процесса нагружения применяется ANSYS. В этом случае ж/б колонны задаются не стержневыми элементами, а твердыми телами, представляющими собой арматурные стержни и бетонное тело колонны. Такое разделение позволяет вместо зависимостей типа «Момент – Кривизна» использовать непосредственно диаграммы «Напряжение – Относительная деформация» для арматурной стали и бетона. Для моделирования свойств бетона используется модель неупругого деформирования Друкера – Прагера, для арматуры – билинейное изотропное 5% упрочнение. Для металлических конструкций покрытия применяется также билинейная модель неупругого деформирования, но с упрочнением 10% и со значениями временных сопротивлений и сопротивлений текучести используемых марок стали. В список вычисляемых параметров включаются горизонтальные перемещения по оси X, эквивалентные напряжения Мизеса и коэффициент запаса по прочности  $k$  (Safety Factor), который в ANSYS определяется по формуле

$$k = \frac{\sigma_{ult}}{\sigma_{calc}} \quad (45)$$

где  $\sigma_{ult}$  – предел текучести или временное сопротивление материала,  $\sigma_{calc}$  – эквивалентное напряжение Мизеса в конечном элементе. Таким образом, по распределению коэффициента запаса прочности можно выявить зоны разрушения, в которых он опускается до значений меньше единицы ( $k < 1$ ).

Расчёт разбивается на равные интервалы, состоящие из подшагов. Первый интервал – приложение вертикальной статической нагрузки  $P$ , последующие несколько – этапы постепенного увеличения горизонтальной нагрузки от 0 до тех пор, пока суммарная её величина не достигнет значения  $V_{ult}$ .

В результате расчёта получены максимальные горизонтальные перемещения в исследуемой точке конструкции, равные 0.37 м (Рисунок 46), что на 10% меньше определённого ранее  $\overline{\Delta}_{ult}$ .

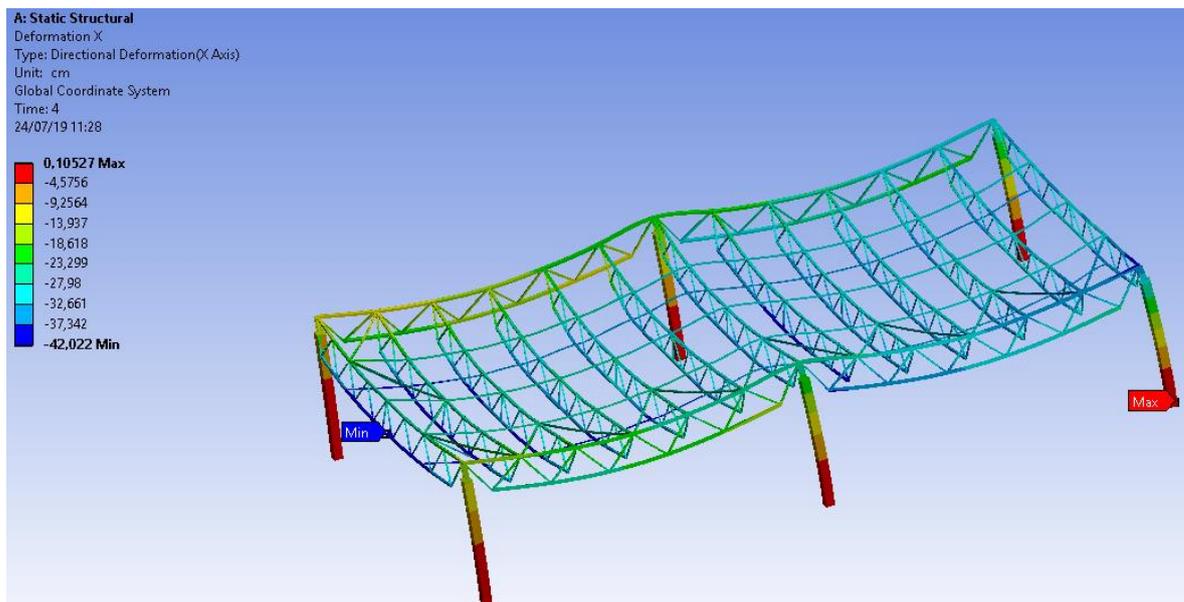


Рисунок 46. Горизонтальные перемещения по оси X, полученные в ANSYS

На рисунке 47 в опорном сечении колонны К2 крайнего ряда показаны красным цветом зоны, в которых коэффициент запаса  $k$  (Safety Factor) опускается до критических значений меньше единицы для бетона и арматурных стержней соответственно. Это означает, что в КЭ в этих красных зонах полученные на последнем интервале расчёта напряжения оказались выше значений, принятых за предельные для соответствующих материалов, что может быть интерпретировано

как разрушение. Арматурные стержни в колоннах, в целях экономии вычислительных ресурсов, представлены 4 стержнями эквивалентной площади, вместо 16, как на рисунке 40.

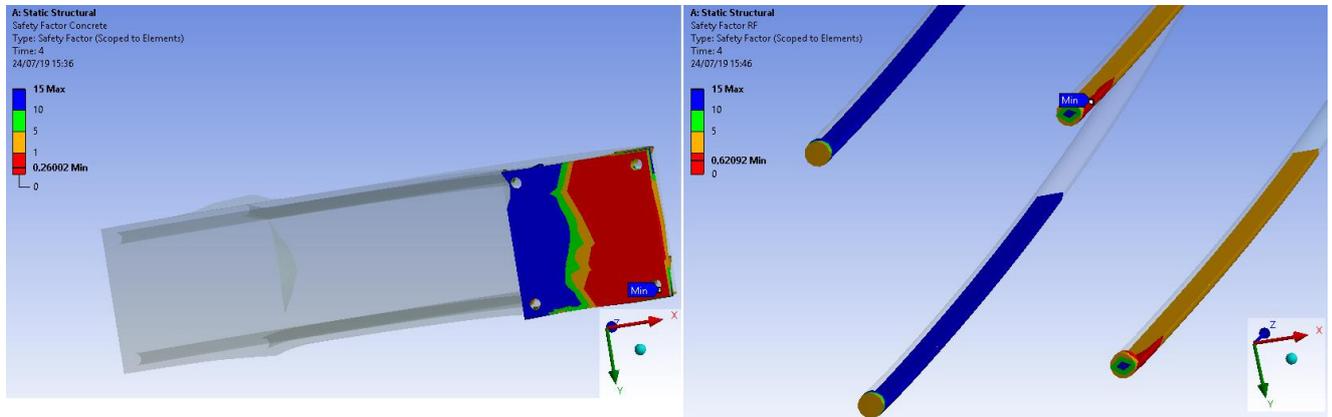


Рисунок 47. Цветовая индикация КЭ бетона и арматуры, отображающая изменения коэффициента запаса  $k$  (Safety Factor) прочности

Похожие результаты по коэффициентам запаса получены для опорных сечений всех колонн. Таким образом, значение горизонтальной нагрузки  $V_{ult}$  можно считать предельным для данной конструкции, а её работа в течении всего процесса нагружения может также быть представлена КНС, которая, благодаря возможности просмотра промежуточных результатов расчёта в ANSYS, является более детальной (Рисунок 48).

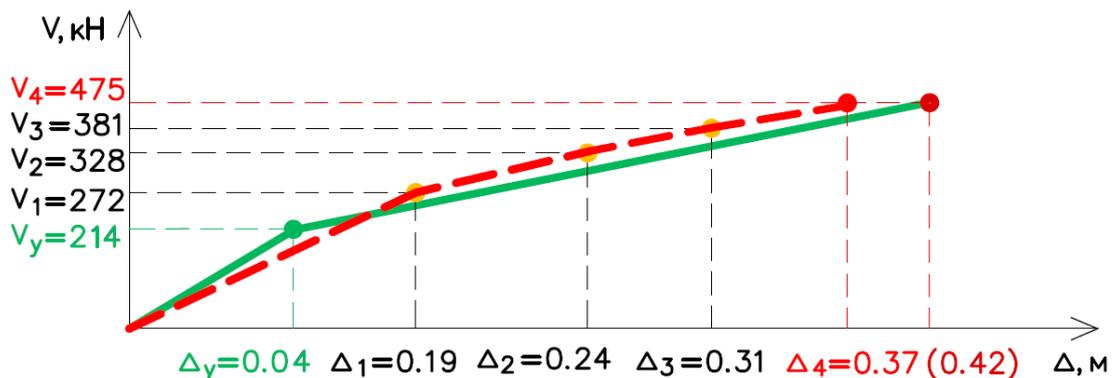


Рисунок 48. Кривые несущей способности (красная пунктирная – по ANSYS, сплошная зелёная – по Ing+)

#### 4.6 Анализ результатов

Если в ANSYS производить дальнейшее нагружение расчётной схемы приращениями горизонтальной нагрузки (например, ввести ещё 2 интервала с

небольшими добавками к горизонтальному воздействию), то расчёт после 4-го этапа всё равно останавливается. Это свидетельствует о том, что получение дальнейшего решения невозможно из-за сингулярности матрицы жёсткости в зонах геометрической неустойчивости (в данном случае в заделках колонн).

Таким образом, метод псевдожёсткостей, заложенный в предельный анализ в Ing+, позволяет напрямую, исходя из значений предельных усилий, определить предельную нагрузку на конструкцию. При этом программа не требует наличия *HPC* – высокопроизводительной вычислительной техники с большим объёмом оперативной памяти, в отличие от ANSYS. Время проведения расчёта в Ing+ составляет 5 секунд, в то время как модель в ANSYS (Рисунок 46) считалась около 24 часов.

В качестве дополнительной проверки полученного горизонтального перемещения выполняется физически нелинейный расчёт в SCAD++ (версия 21.1.9.1), свойства бетона колонн описываются по *теории пластического течения Геньева*, свойства арматуры и стальных конструкций покрытия – билинейной диаграммой. Создаётся нелинейное нагружение, в котором к последовательно прикладываемым на первом шаге постоянной и длительной вертикальным нагрузкам  $P$  добавляется горизонтальная нагрузка  $V_y$ , увеличиваемая до значения  $V_{ult}$  ещё за 2 шага. Результаты показаны на рисунке 49.

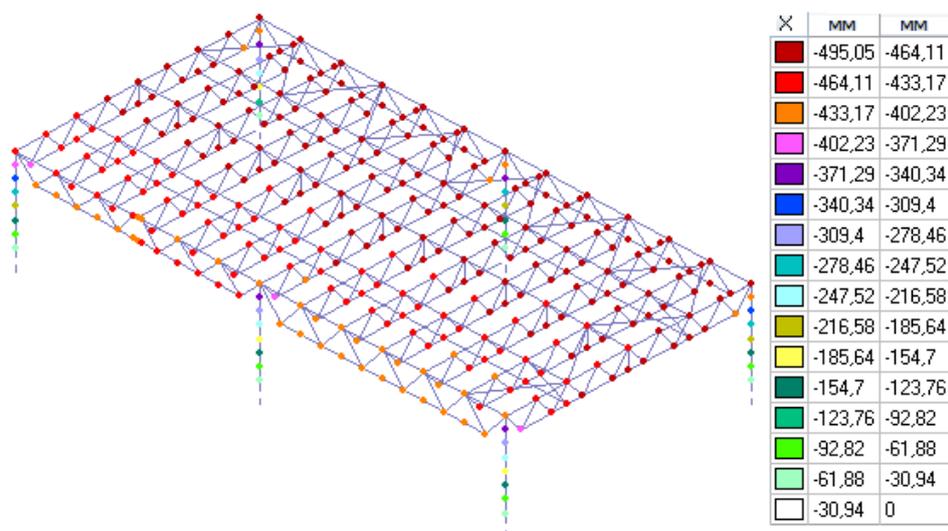


Рисунок 49. Результаты нелинейного расчёта в SCAD++ (перемещения по оси X)

Результаты показывают, что предельное перемещение, полученное исходя из соображений пункта 3 параграфа 4.4 данной главы, на 11% меньше, чем перемещение, полученное с помощью нелинейного расчёта в SCAD++.

В завершении производится расчёт по НСМ той же самой конструкции в ПК SAP2000, где в качестве монотонно возрастающей нагрузки также принимается горизонтальная нагрузка  $V_{ult}$ , приложенная к узлам расчётной схемы в соответствии с рисунком 39. Нелинейные шарниры назначаются всем КЭ расчётной схемы. Для задания характеристических точек на их диаграммах деформирования «Усилие – Деформация» (принимается идеальный упругопластический вид диаграмм) используются усилия текучести, соответствующие им перемещения, а также предельные перемещения, вычисляемые в соответствии с рекомендациями [2, 103]. Результаты расчёта и полученная в SAP2000 КНС показаны на рисунке 50 и 51 соответственно.

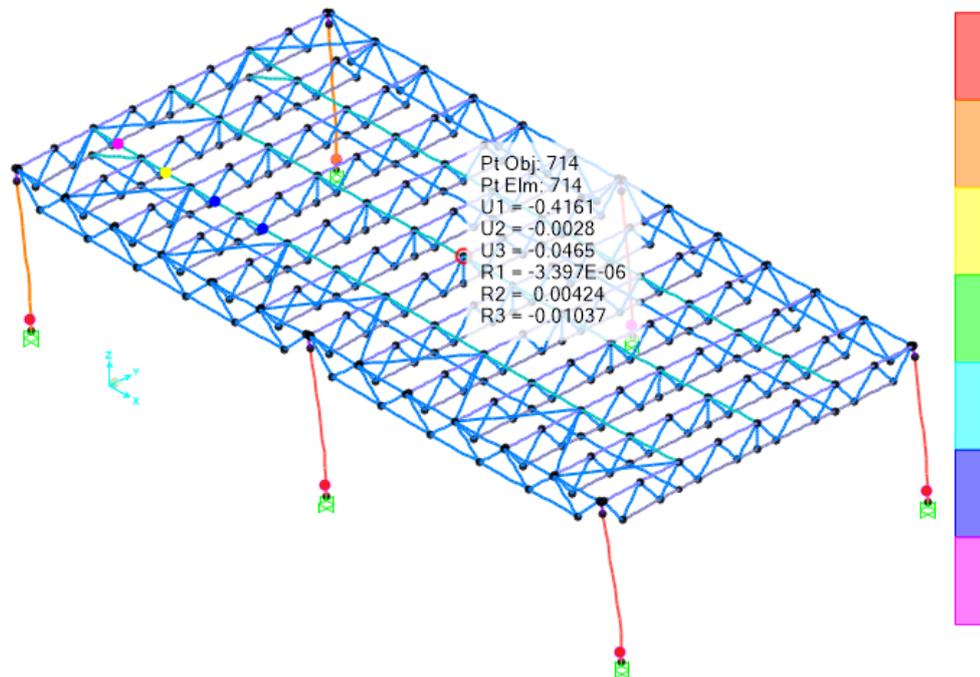


Рисунок 50. Результаты расчёта конструкции в SAP2000 на нагрузку  $V_{ult}$



Рисунок 51. Кривая несущей способности, полученная в SAP2000

Из результатов расчёта видно, что максимальное значение горизонтальной реакции в основании *Base Reaction* (т.е. предельная горизонтальная нагрузка  $V_{ult}$ ) составляет 455 кН, а перемещение  $\Delta_{ult}=0.416$  м, что весьма близко к полученным ранее значениям.

Таким образом, при оценке сейсмостойкости зданий как по НСМ, так и с помощью других методов, необходимо произвести комплексный анализ, в первую очередь несущей способности конструкции. В данной главе предложена методика выполнения такого анализа, задействовавшая ряд инструментов для определения критического момента в поведении конструкции, достигнута удовлетворительная сходимость результатов, что позволяет с большей (если бы расчёт производился только по одной программе) уверенностью обозначить границы несущей способности и податливости конструкции.

## ВЫВОДЫ ПО ГЛАВЕ 4

1. В главе предлагается методика построения КНС здания, основанная на использовании метода псевдожёсткостей, который реализован в комплексе Ing+ в форме предельного анализа;

2. КНС аппроксимируется билинейной диаграммой, для построения которой необходимо вычислить координаты 2 точек. Координатами этих точек являются значения горизонтальной нагрузки  $V$  и горизонтального перемещения конструкции  $\Delta$ . В общем случае количество точек должно соответствовать числу рабочих характеристик здания;

3. Предложен способ оценки предельного горизонтального перемещения верха здания, превышая которое оно теряет способность воспринимать действующие вертикальные статические нагрузки, что принимается в качестве критерия обрушения. Процесс определения предельного горизонтального перемещения для разных типов зданий может существенно отличаться, что лишает предложенную методику универсальности. Таким образом, предельное горизонтальное перемещение необходимо определять индивидуально для каждого конкретного здания исходя из особенностей его конструктивной схемы;

4. На примере одноэтажного каркасного здания рассмотрен порядок получения КНС, предложен способ расчёта предельного горизонтального перемещения;

5. Значения предельной горизонтальной силы и предельного горизонтального перемещения, полученные по предложенной в данной главе методике, совпадают с расчётами, проведёнными с помощью различных программ. Расхождения результатов составляют около 10%;

6. Предложенная в данной главе методика построения КНС может быть использована для определения ущерба  $D_{rel}$ , входящего в оптимизационную формулу (27).

## ГЛАВА 5. ЗАДАНИЕ СЕЙСМИЧЕСКИХ ВОЗДЕЙСТВИЙ

### 5.1 О проблеме прогноза землетрясений

Любое здание, строящееся в сейсмически опасном районе, может подвергнуться некоторому числу сейсмических воздействий за его жизненный цикл. Определяющими количество воздействий факторами являются устанавливаемый при проектировании срок службы (жизненный цикл) здания и сотрясаемость выбранной площадки строительства. Проблема заключается в том, что момент времени, когда на площадке произойдет землетрясение, неизвестен. Тем не менее в современной сейсмологии развиваются методики, позволяющие делать и такие прогнозы (например, *M8-алгоритм*, [129]), однако их использование в проектировании практически невозможно.

Более широкое распространение получил подход к определению сейсмической опасности территории, использующий понятие *периода повторяемости* землетрясений различной силы. Для его практического использования Институтом Физики Земли РАН разработаны *карты сейсмического районирования* [56, 63], предоставляющие для разных районов и областей Российской Федерации информацию о частоте возникновения землетрясений разной силы. Интервал между землетрясениями является *случайной величиной*, поэтому определить число сотрясений площадки за жизненный цикл здания можно лишь с некоторой долей *вероятности*. Недостатком карт является то, что указанные на них среднестатистические периоды повторяемости землетрясений значительно превышают реальные сроки службы зданий. Это искажает осознание сейсмической опасности в краткосрочной перспективе, побуждая при проектировании пренебрегать сильными воздействиями с большими периодами повторяемости.

Во второй главе была предложена методика оптимального выбора антисейсмических мероприятий. Методика развивает идеи и подходы, изложенные в [23, 59, 60, 76]. В ней учитывается, что любое здание, строящееся в сейсмически опасном районе, может подвергнуться некоторому числу сейсмических воздействий за жизненный цикл. При каждом воздействии здание получает некоторый ущерб, устранение которого требует финансовых затрат. Эти обстоятельства и были учтены при выборе проектных антисейсмических мероприятий.

Недостатком методики является то обстоятельство, что количество воздействий  $n$  в устанавливаемом при проектировании сроке службы (жизненном цикле) здания определяется по формуле

$$n = L(I)N \quad (46)$$

где  $N$  – жизненный цикл здания (в годах);

$L(I)$  – среднегодовое количество воздействий интенсивностью  $I$ .

Величина  $L(I)$  очень мала (например, 1/1000 землетрясений в год). Поэтому полученные по вышеуказанной формуле значения  $n$  меньше единицы. Т.е. формула (46) лишена физического смысла. Это обстоятельство затрудняет принятие решений по выбору варианта сейсмоусиления. Если же рассмотреть землетрясение как случайное событие в Пуассоновском процессе, то появляется возможность статистически обоснованно спрогнозировать конкретное число воздействий разной силы на здание за установленный срок службы. В результате финансовая оценка сейсмического ущерба получает ясную вероятностную интерпретацию.

## **5.2 Определение числа землетрясений за жизненный цикл здания и их вероятность**

Рассмотрим вероятность появления сейсмических воздействий и их повторность в течение жизненного цикла рассматриваемого сооружения. Здесь

необходимо отметить, что землетрясения могут вести за собой *афтершоки* – повторные толчки, происходящие после основного и меньшие по сравнению с ним. Более того, как показывают события, произошедшие в Исландии в июне 2020 года, возможен *рой землетрясений* – сотни толчков, происходящих в течение нескольких суток, ощущаемые на относительно небольшой территории (в пределах одного населённого пункта). Таким образом, под повторяемостью землетрясений интенсивности  $I$  будем понимать интервал между тектоническими событиями, происходящими как в короткий промежуток времени (в пределах одной минуты), так и представляющих собой серию толчков, длящихся в течении длительного времени (до нескольких суток).

Будем рассматривать землетрясения интенсивностью  $I$  в некотором районе как поток случайных событий, землетрясения разной интенсивности – как независимые потоки случайных событий. Интервал между землетрясениями заданной интенсивности является случайной величиной, подчиняющейся Пуассоновскому распределению.

Если принять, что события (землетрясения разной балльности) статистически независимы, то реализация событий внутри одной группы не зависит от реализации событий внутри других групп.

В рамках решаемой задачи оптимизации необходимо оперировать таким понятием, как вероятность реализации некоторого числа землетрясений определённой балльности за жизненный цикл. Для их определения может быть применена формула, приведённая в [51] и характеризующая протекание Пуассоновского процесса на некотором интервале времени

$$\omega_I(\tau_0) = \frac{e^{-\lambda_I \tau_0} (\lambda_I \tau_0)^{k_I}}{k_I!} \quad (47)$$

Здесь  $\tau_0$  – жизненный цикл здания;  $k_I$  – число землетрясений  $I$ -й балльности за жизненный цикл здания;  $\lambda_I = \frac{1}{T_I}$ , где  $T_I$  – среднее значение интервала времени между землетрясениями (период повторяемости) интенсивностью  $I$  баллов.

Вероятность того, что в интервале  $\tau_0$  произойдет  $k_1$  землетрясений интенсивностью  $I_1$  и  $k_2$  землетрясений интенсивностью  $I_2$ , равна

$$\omega_{12} = \frac{e^{-\lambda_1 \tau_0} (\lambda_1 \tau_0)^{k_1}}{k_1!} \cdot \frac{e^{-\lambda_2 \tau_0} (\lambda_2 \tau_0)^{k_2}}{k_2!} \quad (48)$$

Если рассматривать 3 вида интенсивностей: 9, 8 и 7 баллов, которым присвоить индексы 1, 2 и 3, то формула (47) превратится в формулу

$$\omega_{123} = \frac{e^{-\lambda_1 \tau_0} (\lambda_1 \tau_0)^{k_1}}{k_1!} \cdot \frac{e^{-\lambda_2 \tau_0} (\lambda_2 \tau_0)^{k_2}}{k_2!} \cdot \frac{e^{-\lambda_3 \tau_0} (\lambda_3 \tau_0)^{k_3}}{k_3!} \quad (49)$$

В дальнейшем будем рассматривать поле событий, в котором  $k_1, k_2, k_3$  пробегает значения от 0 до  $l_1, l_2, l_3$ . Этому полю событий соответствует вероятность

$$\sum \omega_{k_1, k_2, k_3} = \sum_{k_1=0, k_2=0, k_3=0}^{k_1=l_1, k_2=l_2, k_3=l_3} \frac{e^{-\lambda_1 \tau_0} (\lambda_1 \tau_0)^{k_1}}{k_1!} \cdot \frac{e^{-\lambda_2 \tau_0} (\lambda_2 \tau_0)^{k_2}}{k_2!} \cdot \frac{e^{-\lambda_3 \tau_0} (\lambda_3 \tau_0)^{k_3}}{k_3!} \quad (50)$$

Формулу (50) можно применить для прогнозирования сейсмичности на площадке строительства в течение жизненного цикла здания. Для определения возможного числа землетрясений в течение жизненного цикла здания и установления вероятности сейсмических событий предлагается следующая последовательность действий:

1. Задаются числа  $l_1, l_2, l_3$  и вычисляется ряд:

$$\Omega_{123} = \sum_{k_1, k_2, k_3} \omega_{k_1, k_2, k_3} \quad (51)$$

Вероятность  $\Omega_{123}$  – это вероятность землетрясений интенсивностью 9, 8 и 7 баллов, количество которых за жизненный цикл не превосходит  $l_1, l_2, l_3$  соответственно. Таким образом,  $\Omega_{123}$  является достоверной вероятностью,

соответствующей трехмерному интервалу событий (землетрясений), определяемому параметрами  $l_1, l_2, l_3$ .

Если эта доверительная вероятность приемлема, то создается таблица 8, описывающая содержание трехмерного доверительного интервала. В противном случае за счёт параметров  $l_1, l_2, l_3$  увеличивается или уменьшается число слагаемых в (51).

Таблица 8

Номер слагаемого	Вероятность комбинации сейсмических событий, соответствующих параметрам $k_1, k_2, k_3$	Количество землетрясений разной силы $k_1$ (9-балльных), $k_2$ (8-балльных), $k_3$ (7-балльных) за жизненный цикл	Ущерб от соответствующей комбинации землетрясений $D_{k_1, k_2, k_3}$
1	0.33926797	$k_1=0; k_2=0; k_3=0$	0
2	0.264451234	$k_1=0; k_2=0; k_3=1$	0.026445
3	0.102965607	$k_1=0; k_2=0; k_3=2$	0.041186
4	0.026667351	$k_1=0; k_2=0; k_3=3$	0.024001
5	0.067837018	$k_1=0; k_2=1; k_3=0$	0.036157
6	0.052877326	$k_1=0; k_2=1; k_3=1$	0.033471
7	0.020588091	$k_1=0; k_2=1; k_3=2$	0.019209
8	0.005332167	$k_1=0; k_2=1; k_3=3$	0.119652
9	0.006754694	$k_1=0; k_2=2; k_3=0$	0.014401
10	0.005265122	$k_1=0; k_2=2; k_3=1$	0.011752
11	0.002050005	$k_1=0; k_2=2; k_3=2$	0.005191
12	0.000530937	$k_1=0; k_2=2; k_3=3$	0.00161
13	0.033926797	$k_1=1; k_2=0; k_3=0$	0.033927
14	0.026445123	$k_1=1; k_2=0; k_3=1$	0.02909
15	0.010296561	$k_1=1; k_2=0; k_3=2$	0.014415
16	0.002666735	$k_1=1; k_2=0; k_3=3$	0.005067
17	0.006783702	$k_1=1; k_2=1; k_3=0$	0.010399
18	0.005287733	$k_1=1; k_2=1; k_3=1$	0.008635
19	0.002058809	$k_1=1; k_2=1; k_3=2$	0.00398
20	0.000533217	$k_1=1; k_2=1; k_3=3$	0.001297
21	0.000675469	$k_1=1; k_2=2; k_3=0$	0.125232
22	0.000526512	$k_1=1; k_2=2; k_3=1$	0.001702
23	0.000205001	$k_1=1; k_2=2; k_3=2$	0.180832
24	5.30937E-05	$k_1=1; k_2=2; k_3=3$	0.000214
Сумма $\omega$	0.984046275	Суммарный ущерб	0.747863

Таблица 8 имеет следующую структуру. В столбце 2 – вероятность появления сейсмических событий, соответствующих комбинации параметров  $k_1, k_2, k_3$ , которая

приведена в столбце 3. Для каждой строки таблицы 8 рассчитывается экономический ущерб, соответствующий конкретному варианту сейсмических событий (столбец 4). Величина  $\omega$  (последнее число в столбце 2) есть вероятность реализации поля событий, которое описано столбцом 3. Эта вероятность должна быть близка к единице. В противном случае число строк в таблице 8 должно быть увеличено.

Ущерб, указанный в столбце 4, является дискретной случайной величиной. Вероятность появления этого ущерба равна  $\omega_{\kappa_1, \kappa_2, \kappa_3}$  (см. формулу (49)). Поэтому оценка математического ожидания общего ущерба для всех вариантов сейсмических событий равна

$$D = \sum_{\kappa_1, \kappa_2, \kappa_3} D_{\kappa_1, \kappa_2, \kappa_3} \cdot \omega_{\kappa_1, \kappa_2, \kappa_3} \quad (52)$$

Формула (52) и таблица 8 позволяют придать статистический смысл формулам второй главы и развить методологию выбора варианта сейсмоусиления.

### 5.3 Выбор варианта сейсмоусиления на основе таблицы 8

Рассмотрим определение финансового ущерба с помощью (52) и таблицы 8. Каждой строке таблицы 8 соответствует финансовый ущерб

$$D_{\kappa_1, \kappa_2, \kappa_3} = D(I_1) \cdot k_1 + D(I_2) \cdot k_2 + D(I_3) \cdot k_3 \quad (53)$$

где  $D(I_1)$ ,  $D(I_2)$ ,  $D(I_3)$  – финансовый ущерб при воздействии 9, 8 и 7-балльных землетрясений. Финансовые параметры  $D(I_1)$ ,  $D(I_2)$ ,  $D(I_3)$  определяются по методологии, изложенной в главе 3.

Величины  $D(I_1)$ ,  $D(I_2)$ ,  $D(I_3)$  надо привести к моменту появления сейсмического события, т.е. учесть полученную прибыль и снижение стоимости сооружения [60]. При предлагаемом подходе можно скорректировать ущерб (53), умножив  $D_{\kappa_1, \kappa_2, \kappa_3}$  на усредненное значение коэффициента приведения

$$f_{cp}(k, N) = \frac{f(k, N)}{N} \quad (54)$$

Тогда затраты на восстановление сооружения (на ликвидацию ущерба) равны

$$\bar{D} = f_{cp}(k, N) \cdot D = f_{cp}(k, N) \cdot \sum_{\kappa_1, \kappa_2, \kappa_3} D_{\kappa_1, \kappa_2, \kappa_3} \cdot \omega_{\kappa_1, \kappa_2, \kappa_3} \quad (55)$$

Таким образом, минимизируемый критерий имеет вид

$$\bar{E} = -K_{ant} - f_{cp}(k, N) \cdot \sum_{\kappa_1, \kappa_2, \kappa_3} D_{\kappa_1, \kappa_2, \kappa_3} \cdot \omega_{\kappa_1, \kappa_2, \kappa_3} \quad (56)$$

Критерий (56) имеет ясный статистический смысл. Поэтому можно указать стратегию, в которой применим этот критерий оптимизации. *Оптимизацию по критерию (56) можно проводить, если речь идет о массовой застройке однотипных зданий* в различных сейсмоопасных районах.

Сравним подход, предлагаемый во второй главе, с результатами, которые могут быть получены по формуле (56). Напомним, что основная формулировка оптимизационного алгоритма, выведенная во второй главе, задаётся формулой

$$E = -K_{ant} - f(k, N) \sum_{I=I_{\min}}^{I=I_{\max}} L(I) \cdot D_{rel}(I) \quad (57)$$

Оптимизация заключается в минимизации величины затрат  $E$ . Оба слагаемых в правой части (57) являются затратами. Но увеличивая первое слагаемое, мы уменьшаем второе. Поэтому суть оптимизации в том, чтобы найти наилучшее соотношение между антисейсмическими затратами и возможным ущербом.

Сравним (56) и (57). Не умаляя общности и для большей наглядности, примем  $k_2=0$ ,  $k_3=0$ , а сравнивать надо только вторые слагаемые в (56) и (57). Используя (53) и (54), получаем

$$f(k, N)L(I) \cdot D_{rel}(I) = f_{cp}(k, N)N \cdot L(I_1) \cdot D(I_1) \quad (58)$$

$$f_{cp}(k, N) \cdot \sum_{\kappa_1} D_{\kappa_1} \cdot \omega_{\kappa_1} = f_{cp}(k, N) \cdot \sum_{\kappa_1} D(I_1) \cdot k_1 \cdot \omega_{\kappa_1} \quad (59)$$

Формулы (58) и (59) и, соответственно, (56) и (57) отличаются множителями  $N \cdot L(I_1) \cdot D(I_1)$  и  $\sum_{\kappa_1} D(I_1) \cdot k_1 \cdot \omega_{\kappa_1}$ . Величина  $\sum_{\kappa_1} D(I_1) \cdot k_1 \cdot \omega_{\kappa_1}$  является оценкой

математического ожидания числа 9-балльных землетрясений в течение жизненного цикла сооружения. Тот же смысл имеет величина  $N \cdot L(I_1) \cdot D(I_1)$ . Однако, последний параметр дает эту оценку менее точно, если исходить из гипотезы Пуассоновского потока событий. Поэтому следует предпочесть формулу (59). Физический смысл (56) и (57) одинаков. Иначе говоря, предлагаемый выше подход к выбору варианта сейсмоусиления является модернизацией методики, описанной во второй главе.

#### 5.4 Альтернативный подход к оценке ущерба

Сравнение вариантов сейсмоусиления можно проводить, исходя из наилучшей с экономической точки зрения и статистически значимой, но не усредненной финансовой оценки ущерба. В этом случае устанавливается минимально значимая величина вероятности. В таблице 8 события, вероятности которых оказываются ниже этой границы, отбрасываются. Затем из оставшихся событий выбираются те, которые приводят к наибольшему ущербу. В результате такого отбора оптимизация проводится по критерию

$$\tilde{D} = f_{cp}(k, N) \cdot D = f_{cp}(k, N) \cdot \sum_{k_1, k_2, k_3} D_{k_1, k_2, k_3} \quad (60)$$

где  $k_1, k_2, k_3$  соответствуют статистически значимому (по установленной величине статистического минимума) и наилучшему с экономической точки зрения варианту. Физический смысл (60), как и физический смысл (56), также ясен. В критерии (60) отсутствует усреднение («размазывание») затрат. Поэтому оптимизацию по критерию (60) следует проводить, если речь идет о строительстве уникального (особо ответственного) здания или сооружения в сейсмоопасном районе.

## 5.5 Численный анализ

1. На примере некоторого проектируемого в сейсмически опасном районе здания рассматривается применение различных подходов для расчёта экономического эффекта. Пусть определены антисейсмические мероприятия для этого здания и проведена серия расчётов, в результате чего определён финансовый ущерб, который образуется при восстановлении здания после каждого из возможных землетрясений. Для того, чтобы определить число землетрясений за жизненный цикл здания и решить оптимизационную задачу с использованием формулы (56), сначала вычисляются вероятности всех независимых событий по формуле (47). Если принять, например, что площадка строительства располагается в районе с повторяемостью:

- 9-балльных землетрясений 1 раз/1000 лет;
- 8-балльных землетрясений 1 раз/500 лет;
- 7-балльных землетрясений 1 раз/128 лет,

принятой по картам В. И. Уломова [63] (что соответствует г. Южно-Сахалинск), то серия расчётов по формуле (49) даёт значения вероятностей  $\omega$ , необходимых для дальнейших вычислений (столбец 2 таблицы 8).

В таблице 8 также представлены данные о финансовом ущербе, полученные для рассматриваемого некоторого здания по методике, предложенной в главе 3. Значения  $D(I_1)$ ,  $D(I_2)$ ,  $D(I_3)$ , по которым определялся  $D_{k_1, k_2, k_3}$  в таблице 8, приведены в таблице 9. Ущерб, как другие стоимостные характеристики, задается в относительных величинах, за 1 принимается полная стоимость здания. Проектируемый срок службы здания (жизненный цикл) принимается равным 100 годам. Значения  $L(I)$  для соответствующих интенсивностей в рассматриваемом районе по картам В. И. Уломова [63] равны:

- $1/1000=0.001$  – для 9-балльных воздействий;
- $1/500=0.002$  – для 8-балльных воздействий;

- $1/128=0.00781$  – для 7-балльных воздействий.

Пусть затраты на антисейсмические мероприятия  $K_{ant}$  составляют 0.02, годовая прибыль от эксплуатации здания составляет  $d=0.1$ , а амортизация  $d^*=0.03$ .

Рассматриваем ситуацию, когда 9-балльных землетрясений на данной площадке за назначенный срок службы, равный 100 годам, не может произойти более одного, 8-балльных – не более двух, а 7-балльных – не более трех, т.е.  $l_1=2$ ,  $l_2=3$ ,  $l_3=4$ . Далее заставляем  $k_1, k_2, k_3$  пробегать эти значения, что отражено в третьем столбце таблицы 8. Доверительная вероятность, соответствующая этому трехмерному варианту, равна 0.98. Если допускаются более низкие значения доверительной вероятности, то число слагаемых внутри каждой группы  $l_1, l_2, l_3$  может быть уменьшено. Фактически это будет означать, что за тот же временной интервал, равный 100 годам, предполагается меньшее количество землетрясений разной интенсивности. Так или иначе, в вопросе назначения доверительной вероятности последнее слово остается за заказчиком, так как риски, связанные с возникновением непредвиденного сейсмического ущерба, входят в его зону ответственности.

Решение оптимизационной задачи по формуле (27) или (57) с указанными исходными данными даёт значение экономического эффекта  $E$  в конце жизненного цикла, равное -0.038. Выполняя расчёт по предлагаемой в данной главе формуле (56) с этими же исходными данными, а также данными из таблицы 8, получаем экономический эффект  $\bar{E} = -0.042$ . Результаты отличаются друг от друга на 10%.

2. Рассмотрим теперь случай определения ущерба по наихудшим статистически значимым событиям для случая уникального сооружения, т.е. когда ущерб не усредняется, а главный интерес представляют те события, которые приводят к его наибольшему размеру. Для расчёта воспользуемся теми же исходными данными. В качестве статистически значимых принимаем события с вероятностью более 0.01.

Сейсмический ущерб в этом случае вычисляется по формуле (60), где для расчета  $\sum_{k_1, k_2, k_3} D_{k_1, k_2, k_3}$  используется комбинация  $k_1=1; k_2=2; k_3=3$ , т.к. ей

соответствует максимальное число землетрясений внутри каждой группы, удовлетворяющее наложенному ограничению на значение вероятности. Физически это означает, что на заданной площадке строительства за жизненный цикл здания возможны одно 9-балльное, два 8-балльных и три 7-балльных землетрясения. Для расчета по формуле (60) также требуются данные об ущербе, причиняемые рассматриваемому зданию землетрясениями разной силы. Такие данные приведены в таблице 9.

Таблица 9

Сила землетрясения	Кол-во землетрясений	Ущерб (в относительных единицах) от одного землетрясения силы $I$
7 баллов	3	0.1
8 баллов	2	0.323
9 баллов	1	1

Подставляя данные таблицы 9 в формулу (60) и принимая во внимание влияние коэффициента  $f_{cp}(k, N)$ , получаем значение возможного ущерба к концу жизненного цикла здания, равного 100 годам,  $\tilde{D} = 0.145$ .

### 5.6 Использование набора акселерограмм для моделирования расчётных сейсмических воздействий

Одним из основных методов задания сейсмических воздействий на здания и сооружения является использование *представительного ансамбля записей* (акселерограмм) местных землетрясений. Однако, ввиду отсутствия такого ансамбля для большинства потенциальных площадок строительства, для формирования ансамбля могут быть использованы записи прошлых землетрясений в других, по возможности похожих местах. При таком способе погрешность оценок

существенно возрастает, в результате чего сила воздействия может быть недооценена.

Высокую надёжность обеспечивает *метод задания параметров воздействия под проектируемое сооружение*, разрабатываемый в настоящее время А.М. Уздиным и С.В. Прокоповичем [72]. Преимущество состоит в том, что метод можно применять в случаях, когда отсутствуют сейсмологические данные о площадке. Тогда неизвестные параметры можно назначать наихудшими с точки зрения конкретной проектной ситуации (в запас). Например, в качестве преобладающего периода сейсмического колебания может приниматься резонансный для проектируемого сооружения. Рассчитанное на такое воздействие, сооружение будет иметь большой запас прочности, что позволит ему при заложенной расчётной интенсивности, выраженной в баллах, выдерживать реальные землетрясения.

Существуют и другие способы задания сейсмических воздействий, среди которых следует отметить *метод оценки параметров сейсмических колебаний по эмпирическим данным*, предложенный учёными из Института Физики Земли Ф.Ф. Аптикаевым и О.О. Эртелевой [1], включающий построение локального спектра и синтетической акселерограммы, для более точной оценки которой предлагается использовать три независимых параметра: пиковое ускорение грунта (PGA), преобладающую частоту колебаний и продолжительность колебаний. Авторами предложены соотношения для их определения, полученные в результате анализа более 3000 записей сильных движений грунта, а также большого объёма эмпирических данных.

Возможность применения какого-либо метода задания сейсмического воздействия в каждом конкретном случае проектирования зависит от многих факторов. Особенностям, связанным с применением некоторых из этих методов, посвящены отдельные исследования. В рамках настоящей диссертационной работы для задания воздействий формируются ансамбли записей, соответствующие разным балльности по критерию PGA. Для демонстрации работы оптимизационного алгоритма используются общедоступные ансамбли

акселерограмм прошлых землетрясений в других местах, полученные из баз данных сильных движений грунта<sup>14</sup>. В случаях же реального проектирования необходимо использовать более точные и надёжные методы.

## ВЫВОДЫ ПО ГЛАВЕ 5

1. Выполнено развитие предложенной ранее методологии экономической оптимизации сейсмостойких конструктивных решений. Дано статистическое обоснование предложенной во второй главе методики оптимизации на основе рассмотрения землетрясений, как событий Пуассоновского процесса. Показано, что предложенная методология должна применяться к массовому строительству;

2. Предложен также новый критерий и алгоритм вычисления экономического эффекта, позволяющий осуществлять экономическую оптимизацию для уникальных (особо ответственных) зданий и сооружений по наихудшим статистически значимым событиям, приводящим к наибольшему ущербу;

3. Для задания сейсмических воздействий определённой балльности при выполнении численного анализа в рамках данной работы предлагается использовать ансамбли акселерограмм из баз данных сильных движений грунта, сгруппированные по критерию PGA.

---

<sup>14</sup> <https://ngawest2.berkeley.edu/> или <https://strongmotioncenter.org>

## **ГЛАВА 6. РЕШЕНИЕ ОПТИМИЗАЦИОННОЙ ЗАДАЧИ. ЧИСЛЕННЫЙ АНАЛИЗ**

Задача поиска оптимального варианта конструктивного решения по сейсмоусилению зданий, проектируемых в сейсмически опасных районах, может быть решена с помощью предложенных в главах 2-5 методик для каждого индивидуального случая. Для того, чтобы продемонстрировать последовательное решение оптимизационной задачи, поочерёдно рассматриваются 2 здания.

### **6.1 Оптимизация сейсмостойких конструктивных решений одноэтажного промышленного каркасного здания**

#### **6.1.1 Описание принятых конструктивных решений**

В качестве *первого примера* рассматривается одноэтажное промышленное здание, несущий каркас которого проектируется с использованием серии 1.4603-14 (Рисунок 52). Объёмно-планировочные решения и геометрические характеристики данного сооружения аналогичны принятым для исследуемого объекта № 1 в п. 3.4.1 за исключением того, что в рассматриваемую здесь модификацию здания добавлены стойки фахверка и элементы, необходимые для их крепления к

конструкциям покрытия. На рисунке 53 приведены планы и разрезы рассматриваемого здания.

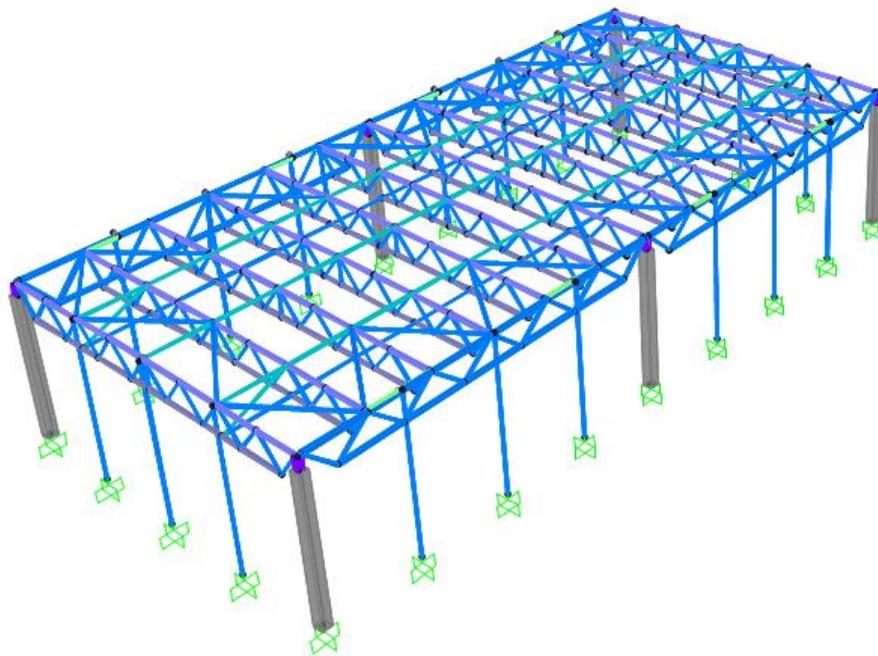


Рисунок 52. Общий вид каркаса одноэтажного промышленного здания

Расчёт выполняется для традиционных и специальных вариантов сейсмоусиления. При этом, как было установлено в главе 3, в первом случае варьируемым параметром является коэффициент редукции  $K_I$ , во втором – силовая характеристика ССИ. Таким образом сравнивается экономический эффект во времени при выборе одного из четырёх вариантов сейсмоусиления здания:

1. Частично-усиленного  $S_{PS}$ ;
2. Максимально-усиленного  $S_{MS}$ ;
3. Сейсмоизолированного резинометаллическими опорами  $S_{PMO}$ ;
4. Сейсмоизолированного резинометаллическими опорами со свинцовым сердечником  $S_{PMO\text{CC}}$ .

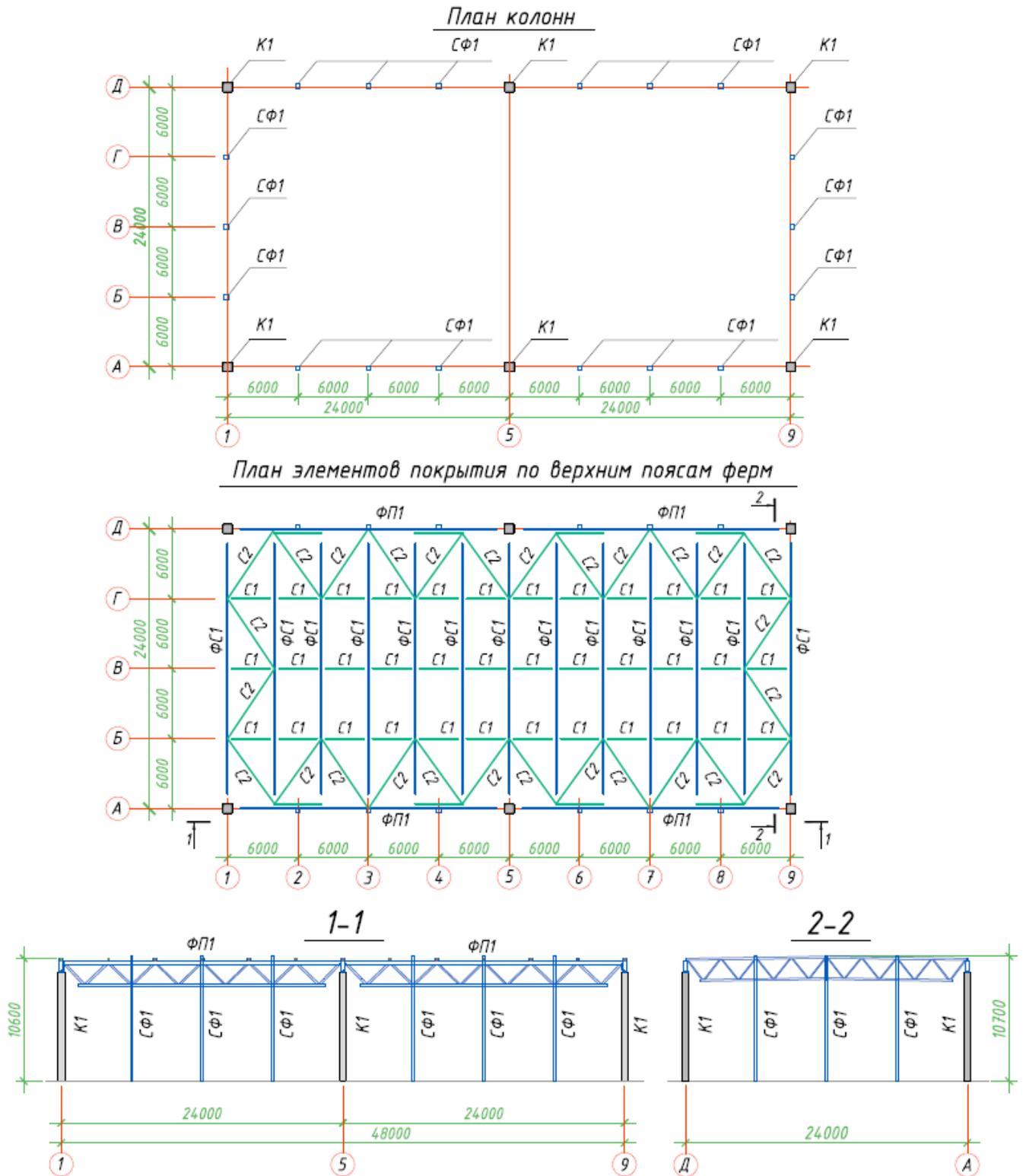


Рисунок 53. Планы и разрезы одноэтажного промышленного здания

Для расчёта конструктивных параметров традиционно усиленных вариантов строятся КЭ модели зданий с применением расчётного комплекса SCAD, сейсмическое воздействие задаётся в соответствии с требованиями норм [56].

Методика подразумевает наличие *не усиленного (типового) проекта*  $S_{tip}$ , представляющего собой каркас, рассчитанный на основное сочетание постоянных, длительных и кратковременных нагрузок без учёта сейсмического воздействия, т.е.  $K_I=0$ . В соответствии с такой схемой загрузки из линейно-упругого расчёта определяются необходимые размеры сечений металлических конструкций покрытия и производится подбор арматуры в ж/б колоннах по расчётным сочетаниям усилий.

Для повышения сейсмостойкости типового конструктивного решения (КР)  $S_{tip}$  выполняется его расчёт на 8-балльное сейсмическое воздействие с коэффициентом  $K_I=0.5$ , что приводит к увеличению площади сечения ж/б колонн и количеству арматуры в них. Такой вариант традиционного сейсмоусиления обозначим как *частично-усиленный каркас*  $S_{PS}$ , т.к.  $K_I=0.5$  снижает расчётную нагрузку от землетрясения на 50%, тем самым подразумевая возможность *частичного повреждения* данного каркаса.

Другой вариант традиционного усиления – здание с *максимально-усиленным несущим каркасом*  $S_{MS}$ . Для этого варианта задаётся расчётная сейсмичность 9 баллов и принимается коэффициент  $K_I=1$ . Антисейсмические мероприятия осуществляются также, как и в случае варианта  $S_{PS}$ , т.е. путём увеличения площади сечения ж/б колонн, количества арматуры и сечений элементов несущих металлических конструкций покрытия. Назначается более высокий класс бетона по прочности (вместо В25 принимается В30) и марка стали некоторых элементов покрытия (вместо С245 принимается С345). Узлы сопряжения подстропильных ферм с колоннами и связей по верхним и нижним поясам ферм проектируются жёсткими.

На основании полученных расчётных данных запроектированы 3 варианта КР данного сооружения, составлены технические спецификации металла, ведомости материалов и расхода арматурной стали. На рисунке 54 приводятся данные по армированию сечений ж/б колонн, полученные для каждого варианта.

	не усиленный каркас $S_{tip}$	частично-усиленный $S_{PS}$	максимально-усиленный $S_{MS}$
K1	<p>Ø16 A500 16 шт.</p> <p>Ø6 A240 шаг 200</p>	<p>Ø32 A500 16 шт.</p> <p>Ø8 A240 шаг 200</p>	<p>Ø40 A500 24 шт.</p> <p>Ø10 A240 шаг 200</p>

Рисунок 54. Данные по армированию сечений ж/б колонн  $K1$

Наряду с традиционными способами повышения сейсмостойкости рассматриваются специальные, заключающиеся в применении ССИ. В этом случае усиление самого каркаса здания не производится, т.е. используется типовый проект  $S_{tip}$ , но для него проектируется ж/б сейсмический ростверк, который располагается на сейсмоизолирующих опорах, подобранных в зависимости от вертикальной нагрузки. Общий вес здания с учётом веса сейсмического ростверка и действующей длительной нагрузки составляет 4522 кН.

В качестве первого варианта специального сейсмоусиления  $S_{PMO}$  принимается ССИ в виде резинометаллических опор (РМО), основная часть демпфирования в которых реализуется за счёт пластических демпферов [32]. Подбираются 15 опор с допустимой вертикальной нагрузкой 560 кН на каждую и горизонтальной жёсткостью 0.54 кН/мм, каждая опора устанавливается на отдельный ж/б фундамент, устраиваемый в грунтовом основании (кроме опор в осях 5/А и 5/Д, располагающихся на одном фундаменте). К каждой РМО дополнительно закреплены 4 пластических демпфера (стальных стержня криволинейной формы) с билинейной силовой характеристикой, принятой как в [32].

На сейсмоопорах располагается монолитный ж/б сейсмический ростверк, с которым жёстко связаны ж/б колонны каркаса  $K1$  и стойки фахверка  $СФ1$  (Рисунок 55).

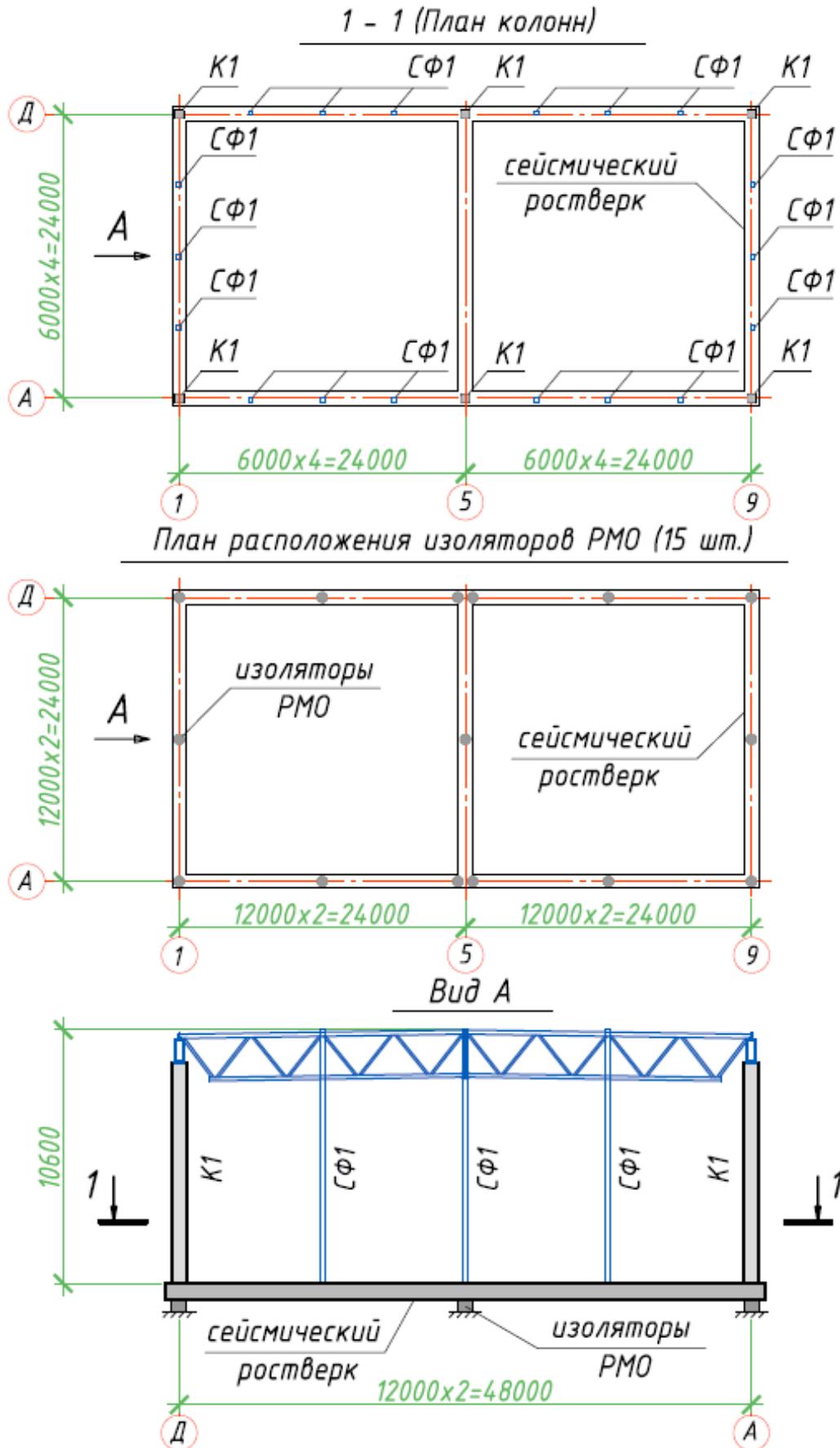


Рисунок 55. Схема сейсмоусиления здания с помощью резинометаллических опор (РМО)

Для второго варианта специального сейсмоусиления  $S_{PMO\ CC}$  принимаются резинометаллические опоры со свинцовым сердечником (РМО СС). В соответствии с требуемыми расчётными и конструктивными условиями также подбираются 15 опор с допустимой вертикальной нагрузкой 540 кН на каждую. Нулевой цикл проектируется аналогичным ранее рассмотренному первому варианту специального сейсмоусиления (Рисунок 56).

Общий вид РМО, используемых для первого варианта специального сейсмоусиления, а также силовая характеристика стальных стержней, выполняющих роль пластических демпферов, приведены на рисунке 57а. Общий вид РМО СС, используемых для второго варианта специального сейсмоусиления, а также силовая характеристика принятого типа опоры показаны на рисунке 57б.

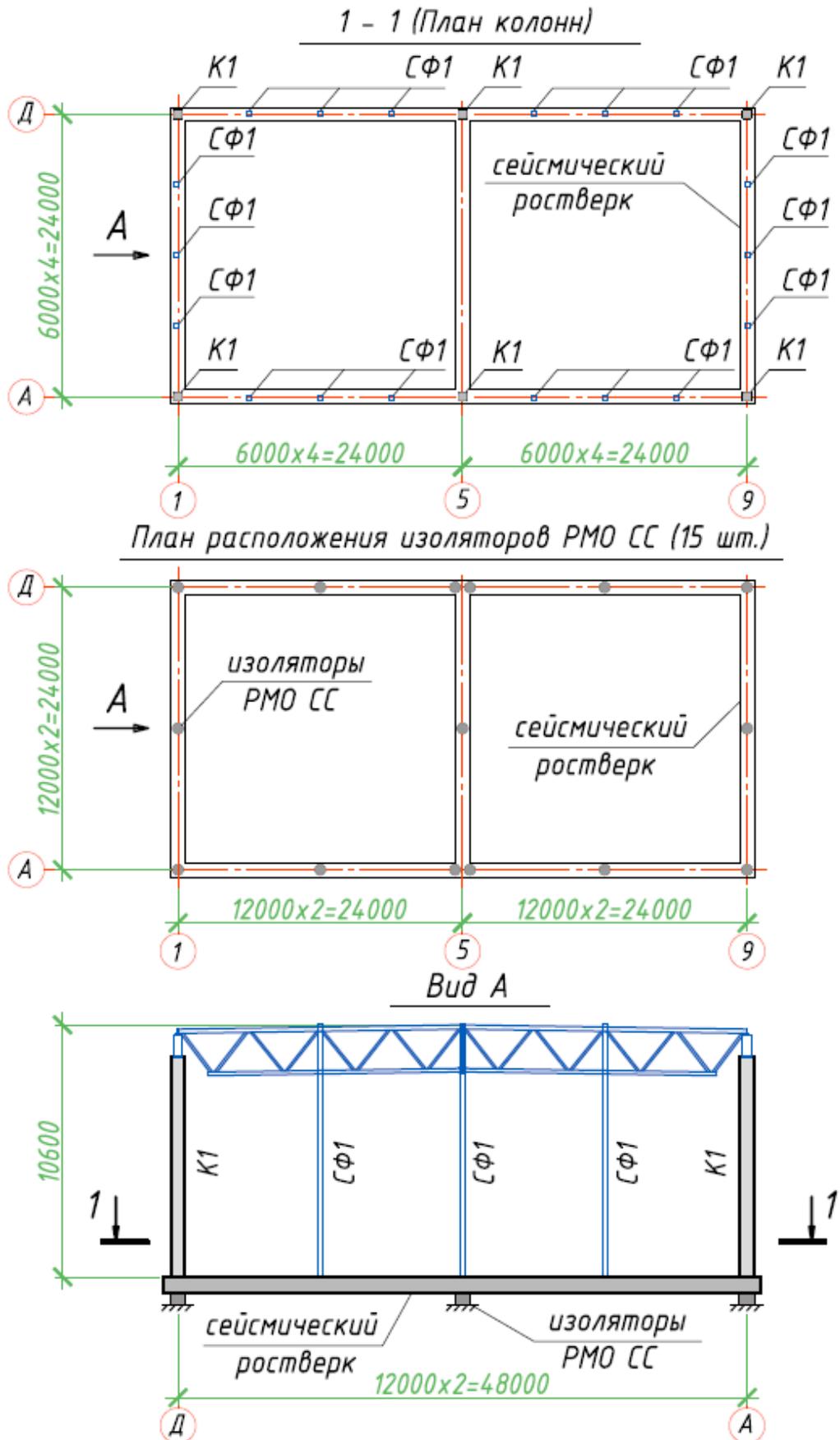


Рисунок 56. Схема сейсмоусиления здания с помощью резинометаллических опор со свинцовым сердечником (PMO СС)

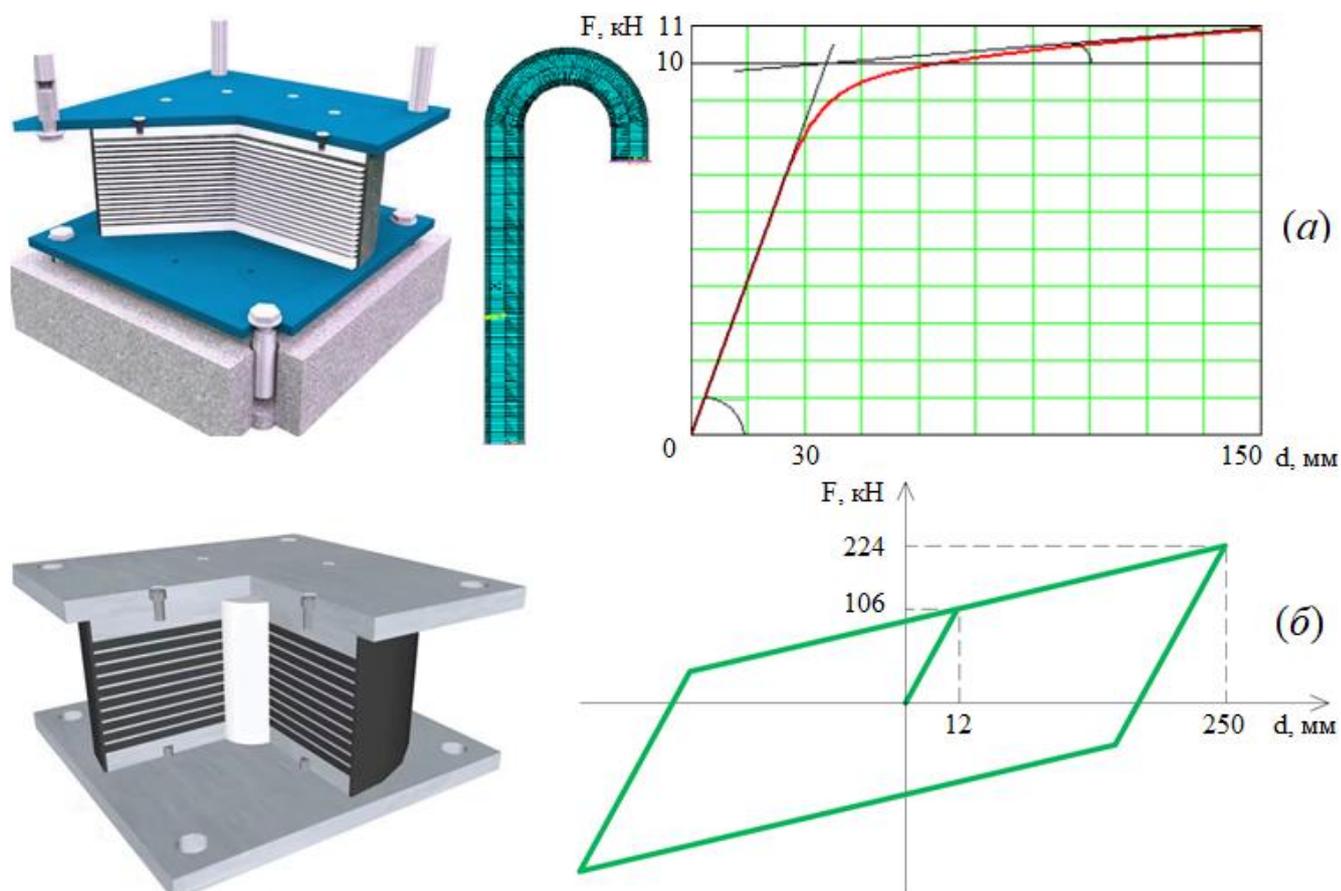


Рисунок 57: *a*) резинометаллическая опора (РМО) и силовая характеристика пластического демпфера (стального стержня криволинейной формы), приведённая в [32]; *б*) резинометаллическая опора со свинцовым сердечником (РМО СС) и её силовая характеристика

### 6.1.2 Стоимость работ по устройству несущего каркаса и затрат на мероприятия по его сейсмоусилению

По полученным спецификациям рассчитывается стоимость материалов и работ  $C_i$ , необходимая для возведения сооружения по каждому из предложенных вариантов КР. Расчёт сметной стоимости производился соавторами в рамках работы [7]. Для не усиленного (типового) проекта  $S_{tip}$  стоимость работ по его возведению равна  $C_{tip}=3.21$  млн рублей. Стоимость работ по возведению каркаса  $S_{PS}$  равна  $C_{PS}=3.71$ , стоимость варианта  $S_{MS}$  равна  $C_{MS}=5.27$ , стоимость

сейсмоизолированного варианта  $S_{PMO}$  равна  $C_{PMO} = 5.01$ , а стоимость сейсмоизолированного варианта  $S_{PMO\ CC}$  равна  $C_{PMO\ CC} = 5.81$ . На строительство всего объекта заказчиком выделяются инвестиции в размере  $C_{tot} = 40.0$  млн рублей. Это значение принимается за 1, тогда

- стоимость не усиленного каркаса в относительных единицах будет равна  $C_{tip} = \frac{3.21}{40.0} = 0.08$ ;

- стоимость частично-усиленного каркаса в относительных единицах равна  $C_{PS} = \frac{3.71}{40.0} = 0.093$ ;

- стоимость максимально-усиленного каркаса в относительных единицах равна  $C_{MS} = \frac{5.27}{40.0} = 0.132$ ;

- стоимость каркаса, возводимого на резинометаллических опорах (РМО), в относительных единицах равна  $C_{PMO} = \frac{5.01}{40.0} = 0.125$ ;

- стоимость каркаса, возводимого на резинометаллических опорах со свинцовым сердечником (РМО СС), в относительных единицах равна  $C_{PMOCC} = \frac{5.81}{40.0} = 0.145$ ;

Тогда затраты на антисейсмические мероприятия для каждого варианта определяются по формулам

- $K_{ant,PS} = C_{PS} - C_{tip} = 0.093 - 0.08 = 0.013$ ;

- $K_{ant,MS} = C_{MS} - C_{tip} = 0.132 - 0.08 = 0.052$ ;

- $K_{ant,PMO} = C_{PMO} - C_{tip} = 0.125 - 0.08 = 0.045$ ;

- $K_{ant,PMOCC} = C_{PMOCC} - C_{tip} = 0.145 - 0.08 = 0.065$ .

При расчёте параметра  $f(k, N)$  переменная, характеризующая прибыль принимается равной  $d = 0.1$ , а переменная, характеризующая амортизацию принимается равной  $d^* = 0.03$ .

### 6.1.3 Задание воздействий и вычисление горизонтальных перемещений

Количество землетрясений на площадке строительства за жизненный цикл здания определяется по методике, предложенной в главе 5. Площадка строительства располагается в г. Южно-Сахалинск.

Согласно результатам сравнительных расчётов, полученных в п. 3.4.1, определение максимальных горизонтальных перемещений, необходимых для оценки ущерба, для данного типа зданий следует производить при помощи нелинейных динамических методов расчёта по акселерограммам. При этом, как указано в п. 3.3, воздействия на сейсмоизолированное здание и здание, жёстко связанное с основанием, будут отличаться.

С помощью программ, написанных в Mathcad, производится серия нелинейных динамических расчётов SDOF системы (УНДМ) на ансамбли 9, 8 и 7-балльных акселерограмм, отнесённых к той или иной группе по критерию пикового ускорения грунтового основания PGA. Помимо этого, в ПК SAP2000 выполняется нелинейный динамический расчёт MDOF системы трёхмерной КЭ модели здания (НДМ) на акселерограммы 9-балльного ансамбля. Это объясняется тем, что на основании данных таблицы 6, полученных по упрощённому нелинейному динамическому методу (УНДМ), видно, что рассчитываемая эквивалентная SDOF система не теряет устойчивости при тех воздействиях, при которых происходит разрушение согласно расчёту по НДМ, о чём свидетельствует время остановки расчёта, указанное в таблице.

Таким образом, для расчётов подобраны ансамбли акселерограмм из баз данных сильных воздействий, представленные в таблицах 11, 12, 13.

Таблица 11

Ансамбль акселерограмм 9-балльных землетрясений

№	Запись землетрясения (землетрясение / станция записи)	Максимальные ускорения, g	Продолжитель ность, с
1	Capre Mendocino / Capre Mendocino 00	+1.497 -0.494	30 с

2	Northridge / Sepulveda 360	+0.826 -0.769	45 с
3	Friuli / Tolmezzo 270	+0.435 -0.662	36 с
4	Chi Chi / TCU084E	+1.183 -1.711	30 с
5	Imperial Valley / El Centro Array6 230	+0.325 -0.439	40 с
6	Northridge / Beverly Hills 035	+0.622 -0.530	24 с
7	Northridge / Sylmar Olive View 360	+0.542 -0.956	40 с

Таблица 12

## Ансамбль акселерограмм 8-балльных землетрясений

№	Запись землетрясения (землетрясение / станция записи)	Максимальные ускорения, g	Продолжительность, с
1	Imperial Valley / Chihuahua 282	+0.254 -0.239	40 с
2	Kobe / Shin Osaka 90	+0.220 -0.300	40 с
3	Kocaeli / Izmit 180	+0.151 -0.230	30 с
4	Kocaeli / Yarimca 330	+0.355 -0.246	35 с
5	Loma Prieta / Gilroy 90	+0.367 -0.283	40 с
6	Loma Prieta / Capitola 90	+0.368 -0.443	40 с
9	Kobe / Nishi Akashi 90	+0.600 -0.437	40 с

Таблица 13

## Ансамбль акселерограмм 7-балльных землетрясений

№	Запись землетрясения (землетрясение / станция записи)	Максимальные ускорения, g	Продолжительность, с
1	Landers / Yermo Fire Station 270	+0.112 -0.096	43 с
2	Imperial Valley / Bonds Corner 230	+0.100 -0.087	20 с
3	Imperial Valley / Delta 262	+0.219 -0.238	100 с
4	Kocaeli / Arcelik 000	+0.218	30 с

		-0.156	
5	San Fernando / Los Angeles 90	+0.226 -0.215	28 с
6	Loma Prieta / Bran 90	+0.426 -0.526	25 с
7	Loma Prieta / Corralitos 90	+0.479 -0.353	40 с

Результаты расчётов всех вариантов приведены в таблицах 14-18. Для 9-балльных землетрясений во втором столбце в скобках указывается время остановки расчёта.

Таблица 14

Результаты расчёта не усиленного (типового) каркаса

Не усиленный (типовой) каркас $S_{tip}$							
	9-балльные акселерограммы	$\Delta_{max}$ (УНДМ-SDOF), м	$\Delta_{max}$ (НДМ-MDOF), м	8-балльные акселерограммы	$\Delta_{max}$ (УНДМ-SDOF), м	7-балльные акселерограммы	$\Delta_{max}$ (УНДМ-SDOF), м
1	CapeMendocino	0,28	0,001(0,43с)	Chihuahua	0,11	Landers Yermo FS	0,277
2	Sepulveda	0,109	1,63(14,5с)	Shin Osaka	0,079	Bonds Corner	0,023
3	Tolmezzo	0,044	2,09(8,38с)	Izmit	0,056	Delta	0,115
4	TCU084	0,3	2,28(9,5с)	Yarimca	0,232	Arcelik	0,043
5	El CentroArray	0,549	0,469	Gilroy	0,131	San Fernando	0,114
6	Beverly Hills	0,101	0,01(4,12с)	Capitola	0,077	Bran	0,047
7	Sylmar Olive View	0,376	0,322	Nishi Akashi	0,411	Corralitos	0,13
	Среднее по 9b	0,251	0,972	Среднее по 8b	0,157	Среднее по 7b	0,107

Таблица 15

Результаты расчёта частичного усиленного каркаса

Традиционное усиление - Частично усиленный каркас $S_{PS}$							
	9-балльные акселерограммы	$\Delta_{max}$ (УНДМ-SDOF), м	$\Delta_{max}$ (НДМ-MDOF), м	8-балльные акселерограммы	$\Delta_{max}$ (УНДМ-SDOF), м	7-балльные акселерограммы	$\Delta_{max}$ (УНДМ-SDOF), м
1	CapeMendocino	0,239	0,001(0,43с)	Chihuahua	0,1	Landers Yermo FS	0,238
2	Sepulveda	0,117	0,274	Shin Osaka	0,101	Bonds Corner	0,024
3	Tolmezzo	0,071	0,012	Izmit	0,073	Delta	0,069
4	TCU084	0,355	2,62(12,2с)	Yarimca	0,177	Arcelik	0,041
5	El CentroArray	0,194	0,062	Gilroy	0,182	San Fernando	0,091
6	Beverly Hills	0,11	0,09	Capitola	0,104	Bran	0,106
7	Sylmar Olive View	0,505	0,431	Nishi Akashi	0,094	Corralitos	0,104
	Среднее по 9b	0,227	0,499	Среднее по 8b	0,119	Среднее по 7b	0,096

Таблица 16

Результаты расчёта максимально усиленного каркаса

Традиционное усиление - Максимально усиленный каркас $S_{MS}$							
	9-балльные акселерограммы	$\Delta_{max}$ (УНДМ-SDOF), м	$\Delta_{max}$ (НДМ-MDOF), м	8-балльные акселерограммы	$\Delta_{max}$ (УНДМ-SDOF), м	7-балльные акселерограммы	$\Delta_{max}$ (УНДМ-SDOF), м
1	CapeMendocino	0,18	0,001(0,43с)	Chihuahua	0,096	Landers Yermo FS	0,112
2	Sepulveda	0,196	0,087(9,2с)	Shin Osaka	0,09	Bonds Corner	0,025
3	Tolmezzo	0,072	0,006	Izmit	0,067	Delta	0,087
4	TCU084	0,439	0,69	Yarimca	0,114	Arcelik	0,025
5	El CentroArray	0,104	0,072	Gilroy	0,084	San Fernando	0,054
6	Beverly Hills	0,08	0,094(18,5с)	Capitola	0,067	Bran	0,095
7	Sylmar Olive View	0,188	0,158	Nishi Akashi	0,105	Corralitos	0,161
	Среднее по 9b	0,180	0,161	Среднее по 8b	0,089	Среднее по 7b	0,080

Таблица 17

Результаты расчёта сейсмоизолированного каркаса, расположенного на резинометаллических опорах

Специальное усиление - Сейсмоизолированный каркас $S_{PMO}$							
	9-балльные акселерограммы	$\Delta_{max}$ (УНДМ-SDOF), м	$\Delta_{max}$ (НДМ-MDOF), м	8-балльные акселерограммы	$\Delta_{max}$ (УНДМ-SDOF), м	7-балльные акселерограммы	$\Delta_{max}$ (УНДМ-SDOF), м
1	CapeMendocino	0,351	0,001(0,43с)	Chihuahua	0,131	Landers Yermo FS	0,228
2	Sepulveda	0,691	1,63(14,5с)	Shin Osaka	0,233	Bonds Corner	0,031
3	Tolmezzo	0,809	2,25(7,18с)	Izmit	0,094	Delta	0,21
4	TCU084	1,45	2,11(10,7с)	Yarimca	0,191	Arcelik	0,044
5	El CentroArray	0,901	0,18(10,1с)	Gilroy	0,211	San Fernando	0,102
6	Beverly Hills	0,088	0,128	Capitola	0,064	Bran	0,067
7	Sylmar Olive View	0,49	0,56	Nishi Akashi	0,167	Corralitos	0,118
	Среднее по 9b	0,683	0,980	Среднее по 8b	0,156	Среднее по 7b	0,114

Результаты расчёта сейсмоизолированного каркаса, расположенного на резинометаллических опорах со свинцовым сердечником

Специальное усиление-Сейсмоизолированный каркас S <sub>PMO</sub> CC							
	9-балльные акселерограммы	$\Delta_{\max}$ (УНДМ-SDOF), м	$\Delta_{\max}$ (НДМ-MDOF), м	8-балльные акселерограммы	$\Delta_{\max}$ (УНДМ-SDOF), м	7-балльные акселерограммы	$\Delta_{\max}$ (УНДМ-SDOF), м
1	CapeMendocino	0,264	0,001(0,43c)	Chihuahua	0,082	Landers Yermo FS	0,201
2	Sepulveda	0,456	1,43(15,1c)	Shin Osaka	0,099	Bonds Corner	0,017
3	Tolmezzo	0,642	2,13(7,12c)	Izmit	0,083	Delta	0,11
4	TCU084	1,066	2,07(10,7c)	Yarimca	0,175	Arcelik	0,034
5	El CentroArray	0,641	0,178(10,06)	Gilroy	0,154	San Fernando	0,056
6	Beverly Hills	0,144	0,227	Capitola	0,059	Bran	0,12
7	Sylmar Olive View	0,392	0,512	Nishi Akashi	0,14	Corralitos	0,118
	Среднее по 9b	0,515	0,918	Среднее по 8b	0,113	Среднее по 7b	0,094

#### 6.1.4 Определение ущерба по кривым несущей способности

Кривую несущей способности (КНС) необходимо построить для каждого варианта КР каркаса, при этом для расчёта ущерба в типовом и сейсмоизолированных каркасах используется одна и та же КНС, т.к. эффект от применения ССИ учтён при расчёте максимальных горизонтальных перемещений в п. 6.1.3. Построение КНС производится в соответствии с алгоритмом, описанным в п. 4.3, с применением опции «*предельный анализ*» ПК Ing+. Далее, с помощью полученных КНС, по перемещениям (таблицы 14-18) определяется ущерб по предложенной в п. 3.2 и 3.3 методике для разных вариантов сейсмоусиления от соответствующих воздействий (Рисунок 58).

Как было указано в п. 4.3, КНС может состоять из трёх (два прямолинейных участка и один криволинейный между ними) и более участков, в зависимости от используемого программного комплекса. Подобного вида кривые, полученные, например, в ПК SAP2000, приведены на рисунке 59. Сравнивая значения основных величин, становится понятно, что незначительные отличия присутствуют в той

области КНС, которая характеризует начало образования пластических шарниров. Это подтверждает высказанную в п. 4.3 мысль о возможности использования упрощённой КНС билинейного вида.

Результаты расчётов всех вариантов сведены в таблицу 19, которая, по сути, является матрицей ущербов  $D_{rel}$  [5, 6, 76], но определённая расчётным путём.

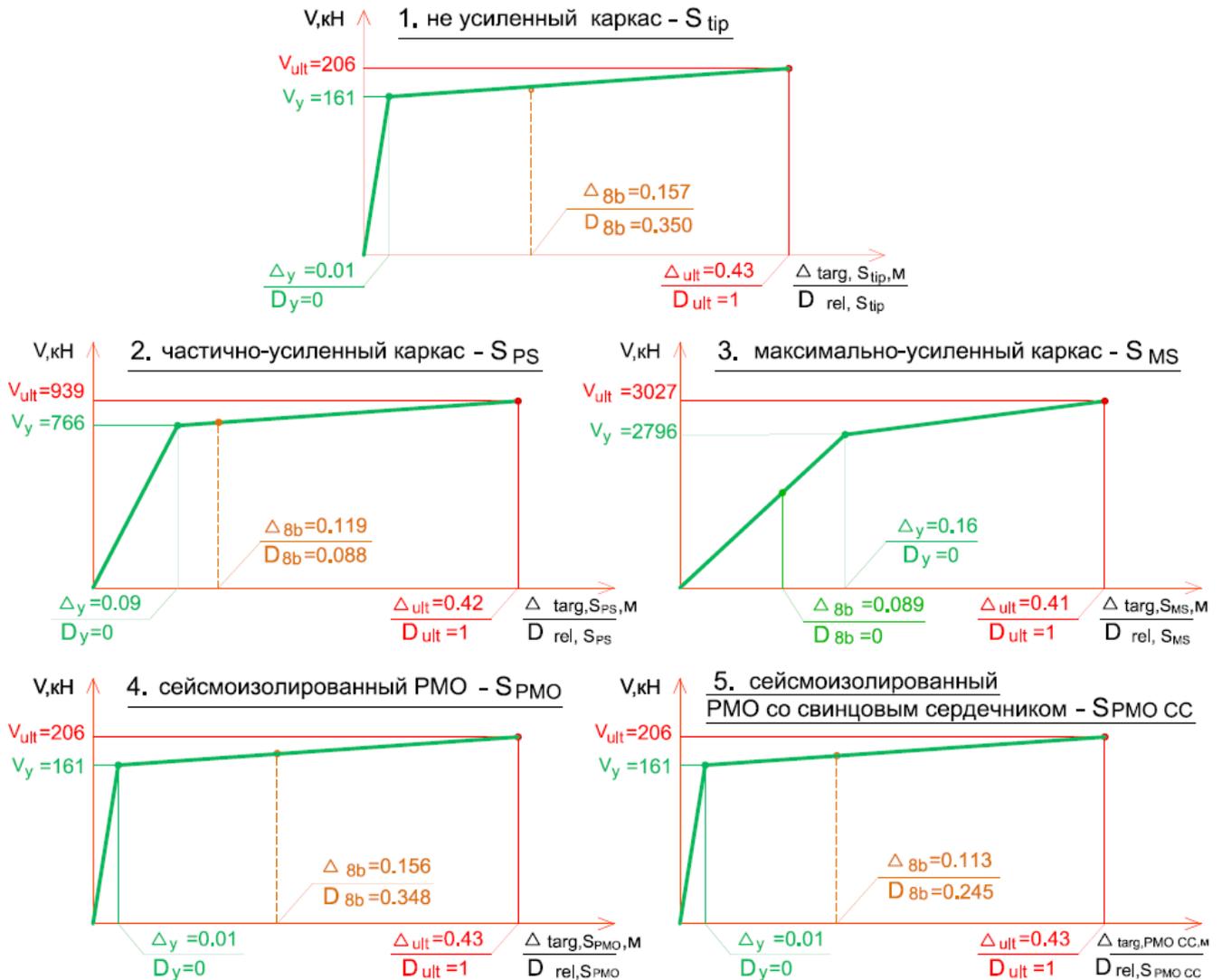


Рисунок 58. Определение ущерба от 8-балльного воздействия по КНС билинейного вида в: 1) типовом не усиленном каркасе  $S_{tip}$ ; 2) частично-усиленном каркасе  $S_{PS}$ ; 3) максимально-усиленном каркасе  $S_{MS}$ ; 4) сейсмоизолированном с помощью РМО каркасе  $S_{PМО}$ ; 5) сейсмоизолированном с помощью РМО со свинцовым сердечником каркасе  $S_{PМО CC}$

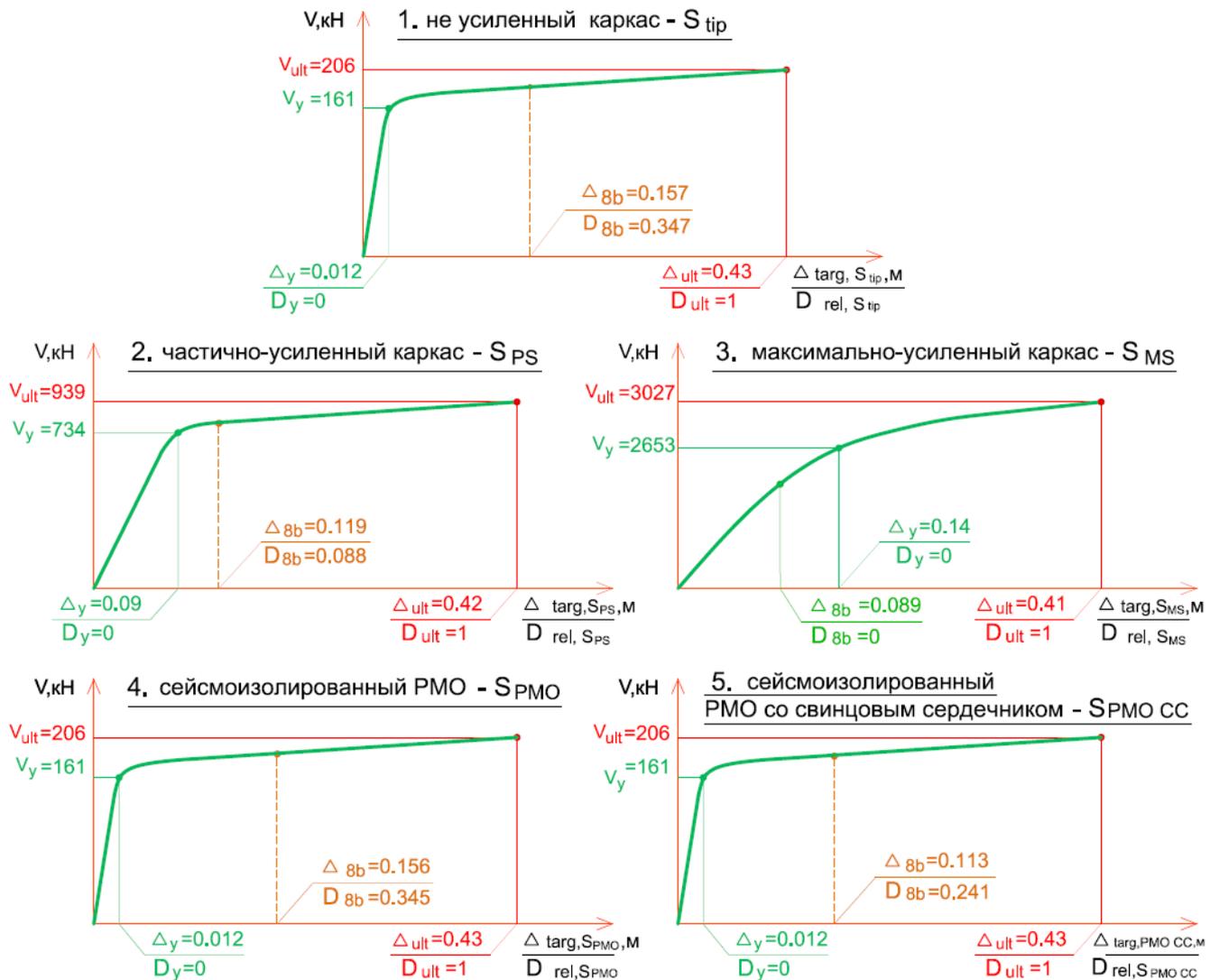


Рисунок 59. Определение ущерба от 8-балльного воздействия по КНС с тремя участками в: 1) типовом не усиленном каркасе  $S_{tip}$ ; 2) частично-усиленном каркасе  $S_{PS}$ ; 3) максимально-усиленном каркасе  $S_{MS}$ ; 4) сейсмоизолированном с помощью РМО каркасе  $S_{PMO}$ ; 5) сейсмоизолированном с помощью РМО со свинцовым сердечником каркасе  $S_{PMO CC}$

Результаты расчёта ущербов  $D_{rel,i}$  (зелёные ячейки означают отсутствие ущерба; красные – обрушение здания; оранжевые – ущерб, определяемый линейной интерполяцией)

Варианты сейсмоусиления / Воздействия	7- балльное	8- балльное	9- балльное
Не усиленный каркас ( <i>типовой S<sub>tip</sub></i> )			
Перемещение $\Delta_{targ,tip,i}$ , [М]	0.107	0.157	0.972
Экономический ущерб $D_{rel,tip,i}$	0.218	0.350	1
Традиционное усиление ( <i>частично-усиленный S<sub>PS</sub></i> )			
Перемещение $\Delta_{targ,S_{PS},i}$ , [М]	0.096	0.119	0.499
Экономический ущерб $D_{rel,S_{PS},i}$	0.018	0.088	1
Традиционное усиление ( <i>максимально-усиленный S<sub>MS</sub></i> )			
Перемещение $\Delta_{targ,S_{MS},i}$ , [М]	0.080	0.089	0.180
Экономический ущерб $D_{rel,S_{MS},i}$	0	0	0.08
Специальное усиление ( <i>сейсмоизолированный PMO S<sub>PMO</sub></i> )			
Перемещение $\Delta_{targ,S_{PMO},i}$ , [М]	0.114	0.156	0.980
Экономический ущерб $D_{rel,S_{PMO},i}$	0.237	0.348	1
Специальное усиление ( <i>сейсмоизолированный PMO со свинцовым сердечником S<sub>PMO CC</sub></i> )			
Перемещение $\Delta_{targ,S_{PMOCC},i}$ , [М]	0.094	0.113	0.9
Экономический ущерб $D_{rel,S_{PMOCC},i}$	0.2	0.245	1

### 6.1.5 Расчёт экономического эффекта от антисейсмических мероприятий.

#### Анализ результатов

Получив таким образом величины всех ущербов для каждого варианта КР от 9, 8 и 7-балльных воздействий, вычисляется экономический эффект  $E$  по двум разным критериям (56) и (60). Результаты расчёта представлены в таблице 20.

Таблица 20

Значения экономического эффекта  $E$ , полученные в результате решения оптимизационной задачи для одноэтажного типового промышленного здания по *а)* критерию (56); *б)* по критерию (60)

<i>а)</i> Оптимизация по критерию (56)		<i>б)</i> Оптимизация по критерию (60)	
Конструктивное решение здания	Экономический эффект $E$	Конструктивное решение здания	Экономический эффект $E$
Не усиленное	-0.067	Не усиленное	-0.107
Частично усиленное	-0.039	Частично усиленное	-0.090
Максимально усиленное	-0.054	Максимально усиленное	-0.058
Сейсмоизолированное РМО	-0.115	Сейсмоизолированное РМО	-0.155
Сейсмоизолированное РМО со свинцовым сердечником	-0.125	Сейсмоизолированное РМО со свинцовым сердечником	-0.169

Смысл результатов расчёта заключается в том, что чем меньше итоговое значение  $E$ , тем экономически выгодней окажется данный тип конструктивного решения в конце жизненного цикла. Однако, результаты расчёта по разным критериям отличаются, т.к. критерий (56) использует оценку математического ожидания общего ущерба для всех вариантов сейсмических событий, а критерий (60) исходит из наихудшей с экономической точки зрения и статистически значимой, но не усредненной финансовой оценки ущерба. Во втором случае была

установлена минимально значимая величина вероятности, равная 0.01. События, вероятность которых оказались ниже этой границы, были отброшены. Затем из оставшихся событий было выбрано то, которое приводит к наибольшему ущербу (слагаемое 15 из таблицы 8). Таким образом, для данного типа здания оказалось, что традиционное усиление каркаса экономически более целесообразно.

В действительности, как уже говорилось, в здании после землетрясения будут повреждаться не только несущие конструкции, но также и не несущие (перегородки, подвесные потолки и т. п.), элементы инженерных сетей, инженерное и технологическое оборудование, может быть нарушено благоустройство территории около сооружения, возникнет необходимость приостановки работы предприятия для устранения повреждений. А это тоже ущерб, связанный с простоем производства и потерей дохода. Такие виды ущерба в данной работе не рассматриваются. Кроме того, как показано в [76], важной составляющей общего ущерба являются затраты, связанные со смертью людей. Такие неучтённые виды ущерба в общем случае будут снижать экономический эффект для вариантов со слабым сейсмоусилением, т.е. стоимость здания, рассмотренная в конце его жизненного цикла, будет дороже.

## **6.2 Оптимизация сейсмостойких конструктивных решений железобетонного каркаса с гибким нижним этажом и кирпичными перегородками при различных способах усиления**

### **6.2.1 Описание принятых конструктивных решений**

В качестве *второго примера* рассматривается 10-этажное ж/б каркасное здание с гибким нижним этажом и кирпичными перегородками (ЖБКНИ здание). Здесь, наряду с не усиленным (типовым) проектом *А* без каких-либо антисейсмических мероприятий (Рисунок 60А) рассматриваются два варианта

сейсмоусиления: традиционное *B* (Рисунок 60В) и сейсмоизолированное *C* (Рисунок 60С). Для колонн и ригелей ж/б каркаса принимается бетон класса В25, арматура А500. Прочность кирпичной кладки на сжатие 8 Мпа, толщина 250 мм.

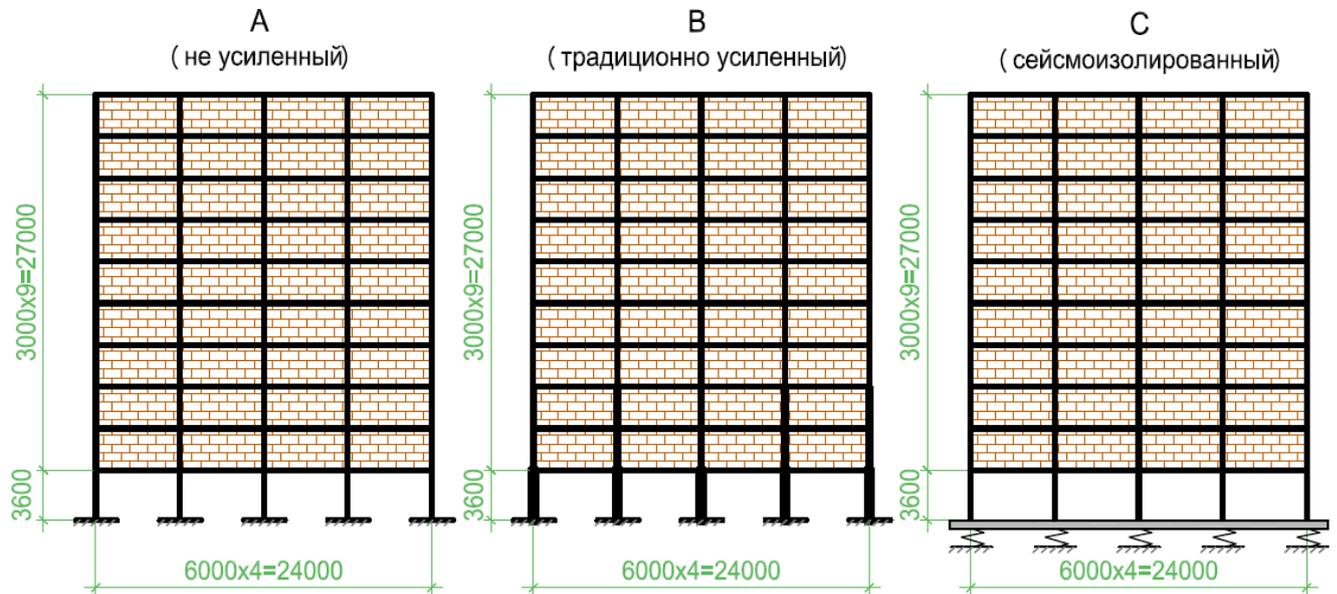


Рисунок 60. Схема поперечного каркаса ЖБКНИ здания

Армирование колонн нижнего этажа, а также их поперечные сечения различаются в зависимости от выбранного варианта сейсмоусиления (Рисунок 61).

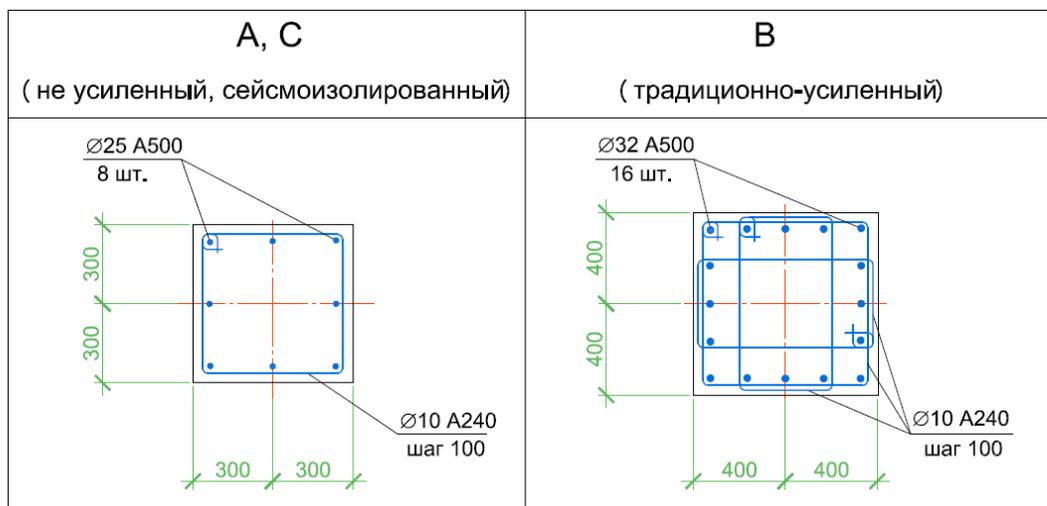


Рисунок 61. Армирование колонн нижнего этажа

Решается плоская задача. Общий вес типового каркаса с учетом веса перегородок, а также постоянных и длительных нагрузок, равен 13925 кН. Общий вес традиционно усиленного каркаса – 16230 кН. Для устройства кинематического фундамента применяются резинометаллические изоляторы РМО, на которых

устанавливается ж/б балочный сейсмический ростверк, общее количество опор – 5 шт. К каждой РМО дополнительно закреплены 4 стальных стержня криволинейной формы (пластических демпфера с билинейной силовой характеристикой), принятой как в [32] (Рисунок 57а). На сейсмоопорах располагается монолитный ж/б сейсмический ростверк, с которым жёстко связаны ж/б колонны каркаса (Рисунок 60С).

### 6.2.2 Стоимость работ по устройству различных вариантов несущих каркасов и затраты на их сейсмоусиление

На основании сметного расчёта определены стоимости материалов и работ  $C$  по устройству несущего каркаса каждого из трёх вариантов. Стоимость не усиленного варианта  $A$  составляет  $C_A = 10$  млн рублей, варианта с традиционным усилением  $B - C_B = 11$  млн рублей, а варианта, предусматривающего применение ССИ,  $C - C_C = 12$  млн рублей. Предположим также, что общая сумма инвестирования в строительство объекта составляет 50 млн рублей. Это значение принимается за 1, тогда в относительных единицах

- Стоимость неусиленного варианта  $A$  равна 0.2;
- Стоимость варианта с традиционным усилением  $B$  равна 0.22;
- Стоимость сейсмоизолированного варианта  $C$  равна 0.24.

Тогда затраты на антисейсмические мероприятия для каждого из двух вариантов

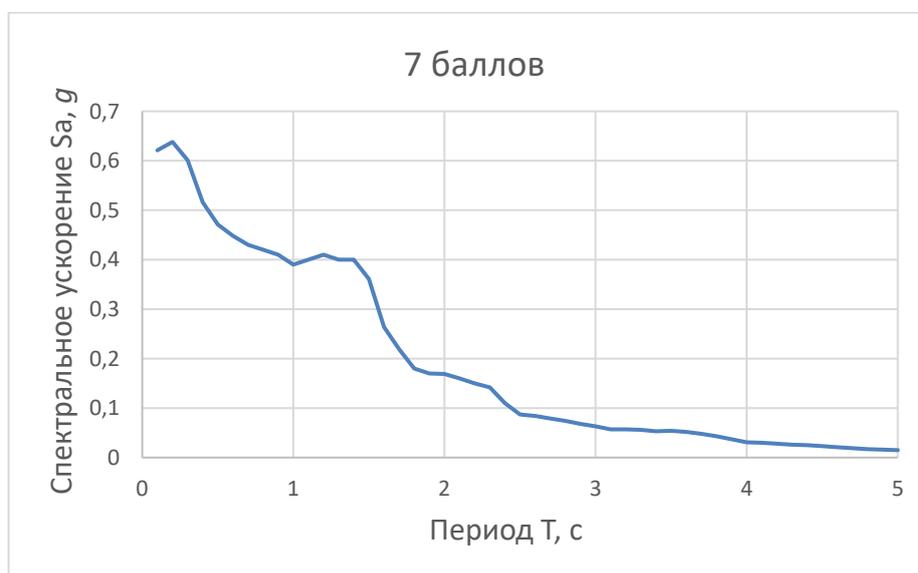
- $K_{ant(B)} = C_B - C_A = 0.02$ ;
- $K_{ant(C)} = C_C - C_A = 0.04$ .

### 6.2.3 Определение воздействий

В данном примере также принимается, что срок службы здания равен 100 годам, а площадкой строительства также является г. Южно-Сахалинск.

Согласно результатам расчётов, полученных в п. 3.4.1, определение максимальных горизонтальных перемещений, необходимых для оценки ущерба, для данного здания следует производить при помощи нелинейного статического Pushover-анализа НСМ, поэтому расчётные воздействия необходимо задавать в виде спектральных кривых. При этом, как указано в п. 3.3, воздействия на сейсмоизолированное здание и здание, жёстко связанное с основанием, будут отличаться.

Для задания воздействий на здания, жёстко связанные с фундаментом (А, С) производится расчёт SDOF системы с 5% затуханием на акселерограммы, сгруппированные по балльности в зависимости от максимального ускорения грунтового основания PGA. Для расчёта используется написанная в Mathcad программа, выполняющая прямое интегрирование уравнения движения SDOF системы методом Рунге-Кутты 4-го порядка, затем находятся спектральные ускорения и строится 5% упругий спектр отклика соответствующей акселерограммы. Производя серию аналогичных расчётов, строится семейство спектров, на основе которых получают 3 огибающие (Рисунок 62).



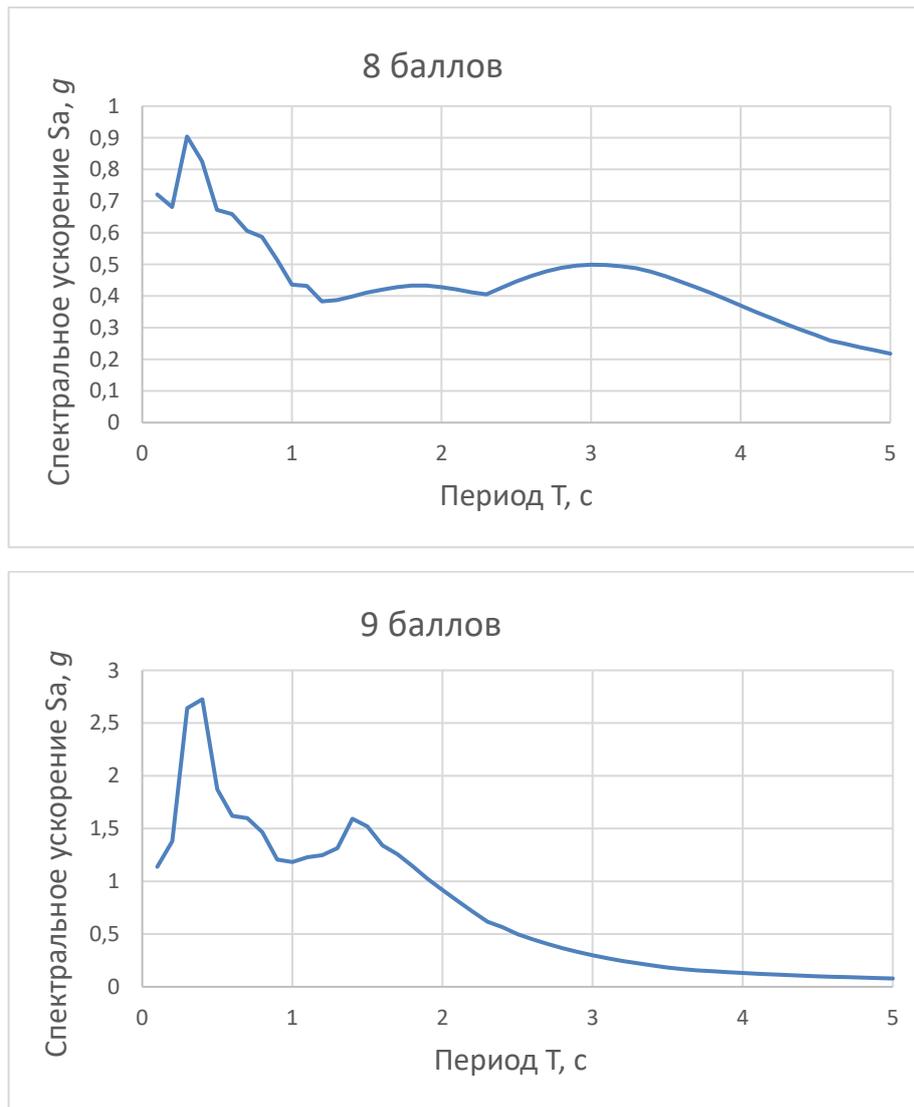


Рисунок 62. Спектральные кривые, соответствующие 7, 8 и 9-балльному сейсмическому воздействию на не усиленное здание, а также усиленное традиционным способом (варианты А, В)

Для задания воздействий на сейсмоизолированное здание используется метод поэтажных спектров (п. 3.3). Расчёт производится в 2 этапа по программе, также написанной в Mathcad. На первом этапе задаётся исходное воздействие в виде акселерограммы и выполняется прямое интегрирование уравнения движения системы, в которой здание рассматривается как твёрдое тело. В результате находится закон движения кинематического фундамента КФ. Далее производится расчёт SDOF системы с 5% затуханием на полученный на предыдущем этапе закон движения КФ. В результате получается редуцированный спектр воздействия на

суперструктуру. Производится серия аналогичных расчётов, в результате чего получаются 3 группы огибающих (Рисунок 63).

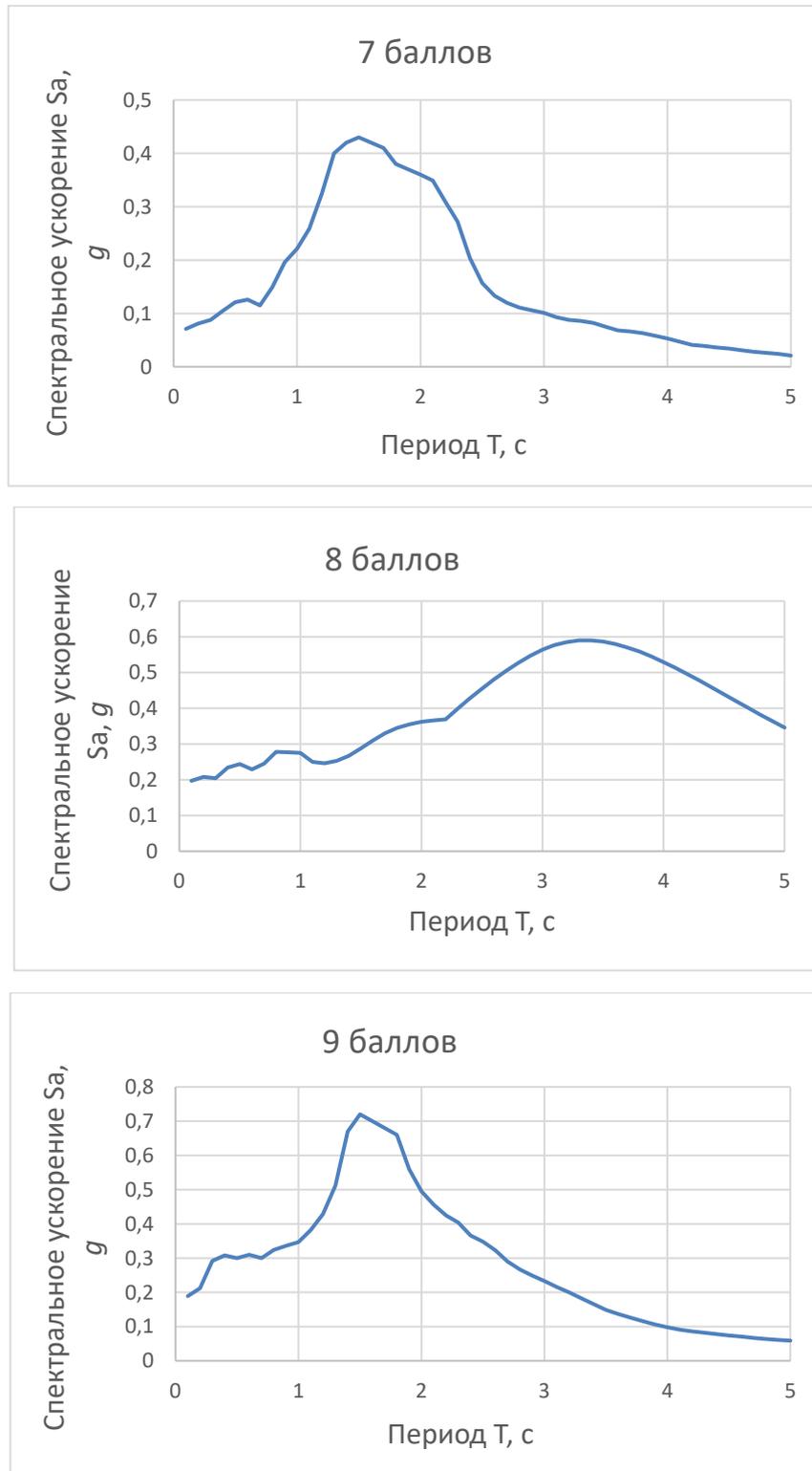


Рисунок 63. Спектральные кривые, соответствующие 7, 8 и 9-балльным воздействиям на суперструктуру (вариант сейсмоусиления С)

#### 6.2.4 Моделирование и расчет здания. Определение ущерба при различных воздействиях

Расчетная схема представлена в виде плоской рамы (Рисунок 64). Кирпичные перегородки моделируются тремя раскосами (установлены в прямом и противоположном направлениях), методика учёта их вклада в общую горизонтальную жёсткость изложена в статье [19]. Расчёт этого здания производится в соответствии с описанной в главе 3 методикой с помощью ПК SAP2000, где автоматизирована описанная в п. 3.2 процедура НСМ, что существенно позволяет сэкономить время. При этом проверяются значения  $V_{ult}$  и  $\Delta_{ult}$  КНС данного здания с помощью расчётных процедур, описанных в главе 4.

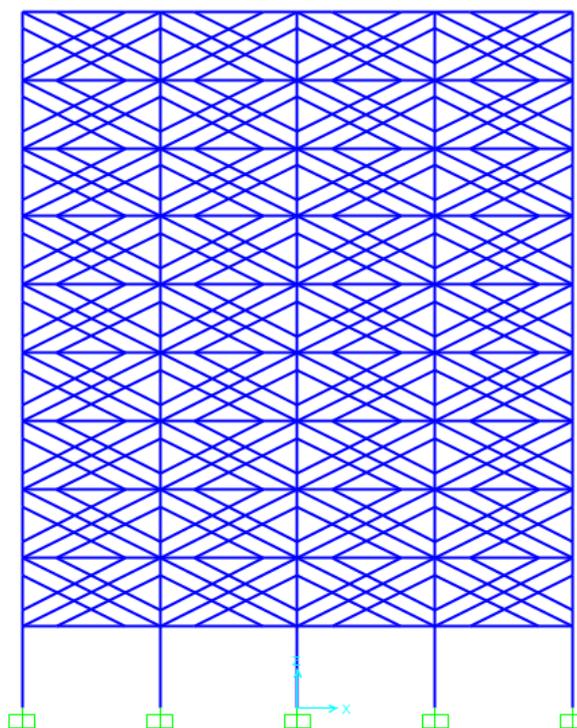


Рисунок 64. Расчетная схема ЖБКНИ здания

В результате расчёта определяется деформированная схема (Рисунок 65) при каждом воздействии для каждого варианта с указанием мест образования пластических шарниров, которые должны быть предварительно заданы [19].

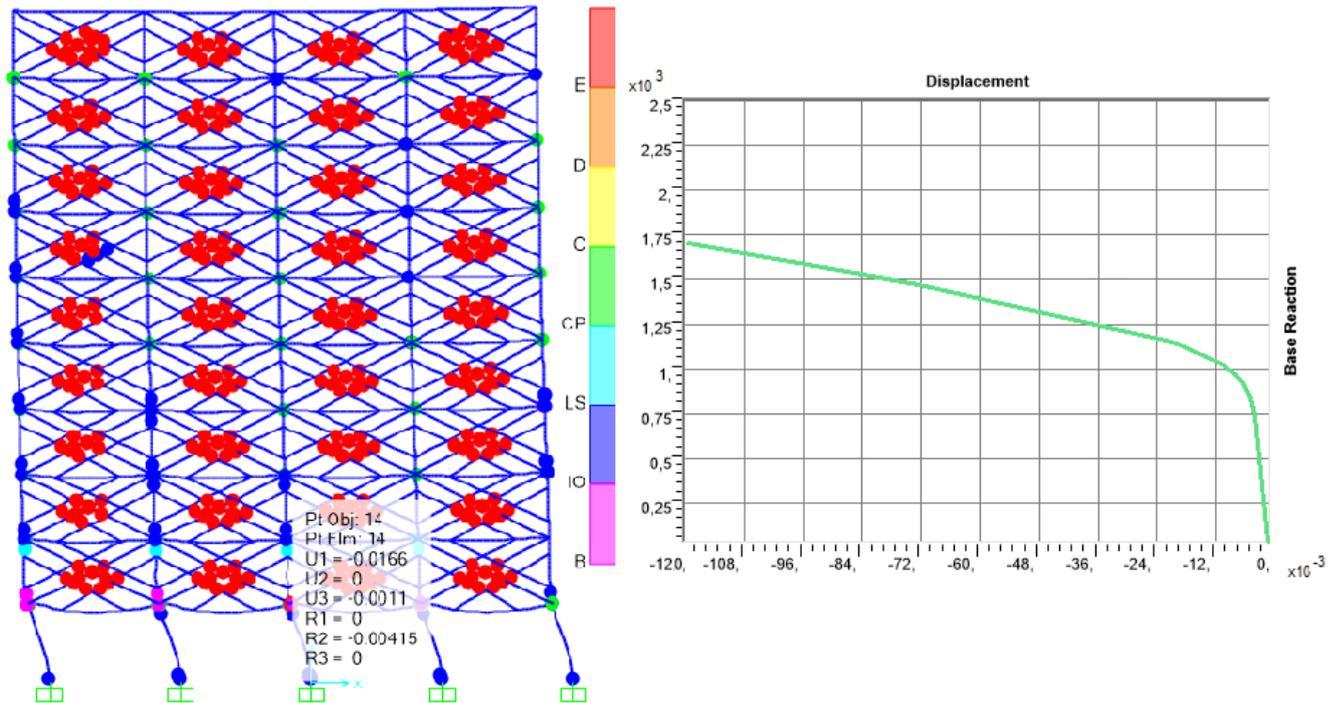


Рисунок 65. Деформированная схема и кривая несущей способности для варианта сейсмоусиления *C*

На рисунке 66 на примере каркаса с вариантом усиления *C* продемонстрирован поиск точки состояния системы при 9-балльном воздействии методом спектра несущей способности, реализованным в SAP2000. Эта точка имеет спектральные координаты  $S_a=0.208$ ,  $S_d=0.028$ , которые после перерасчета в систему координат «Горизонтальная сила в основании  $V$  – перемещение  $\Delta_{targ}$ » приобретают значения  $V=1318.4$  кН,  $\Delta_{targ}=-0.02$  м. В качестве предельного перемещения  $\Delta_{ult}$  для здания данного типа принято горизонтальное перемещение верха центральной ж/б колонны нижнего этажа, т.к. относительное горизонтальное смещение пола 2-го этажа и кровли здания мало из-за наличия кирпичных стен. В соответствии с изложенными ранее соображениями относительно определения ущерба, полагаем, что упругая стадия работы каркаса *C* заканчивается, когда горизонтальное перемещение верха центральной ж/б колонны нижнего этажа принимает значение  $\Delta_y=0.004$  м, а обрушение происходит при его значении, равном  $\Delta_{ult}=0.13$  м. Тогда в первом случае перемещению  $\Delta_y$  соответствует экономический

ущерб  $D_{rel,y} = 0$ , а во втором предельном перемещении  $\Delta_{ult}$  уже будет соответствовать экономический ущерб  $D_{rel,ult} = 1$ .

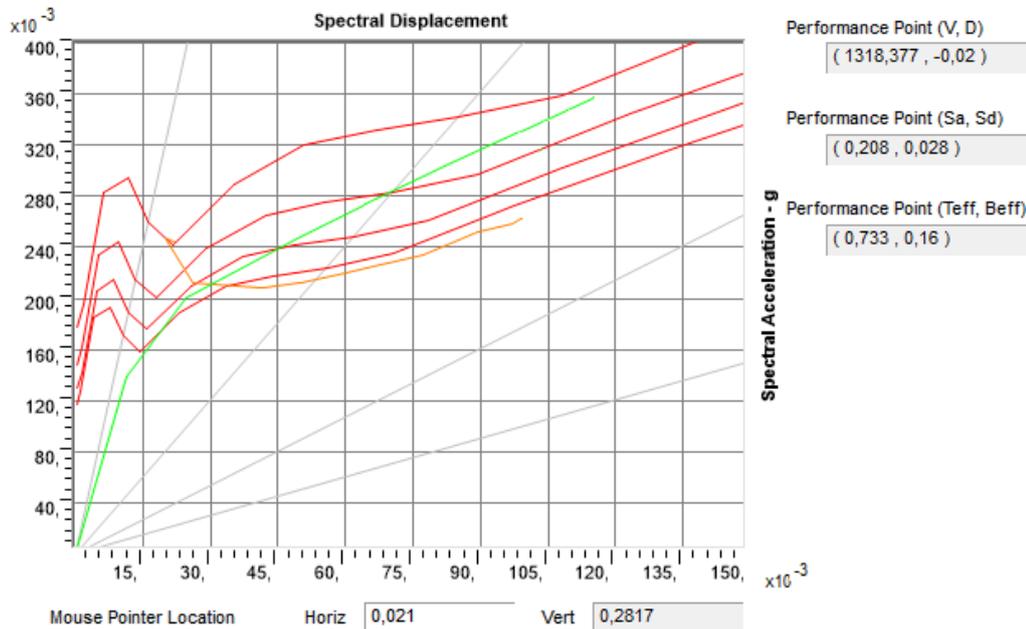


Рисунок 66. Поиск точки состояния системы методом спектра несущей способности HCM по SAP2000

Линейная интерполяция дает значение экономического ущерба при указанном 9-балльном воздействии  $D_{rel,S_{PMO},9} = 0.127$ , процедура его определения графически представлена на рисунке 67.

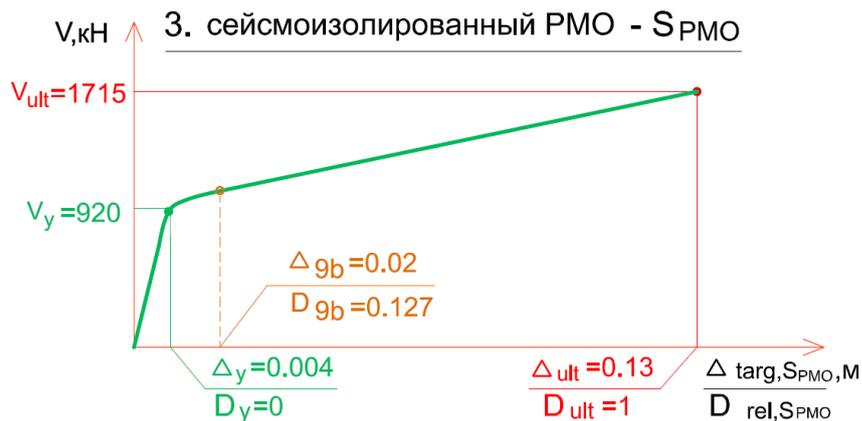


Рисунок 67. Определение экономического ущерба от 9-балльного воздействия по КНС для специального варианта сейсмоусиления

Определение ущербов во всех трёх вариантах каркаса при 8-балльном воздействии по КНС показано на рисунке 68. Результаты расчётов всех вариантов на все воздействия сведены в таблицу 21.

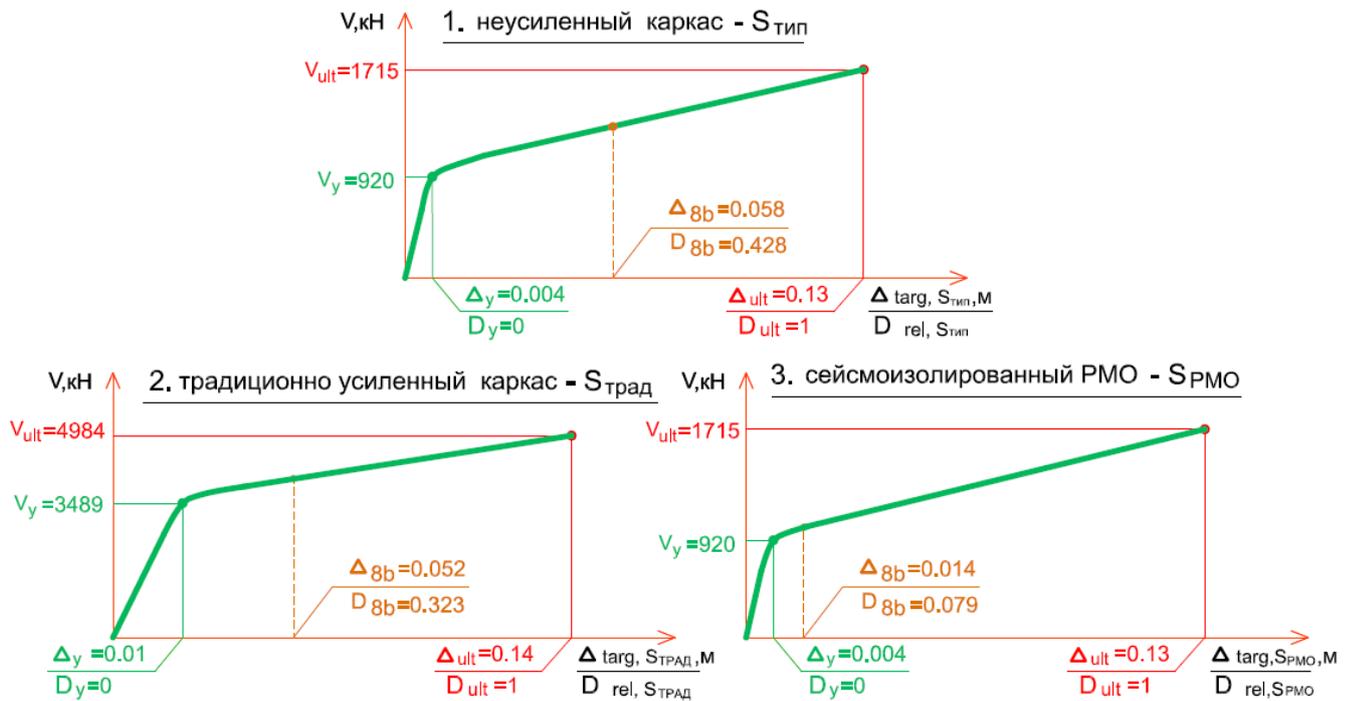


Рисунок 68. Определение экономического ущерба от 8-балльного воздействия для всех вариантов каркасов

Таблица 21

Результаты расчетов каркасов с различными вариантами сейсмоусиления  
10-этажного ЖБКНИ здания на воздействия разной балльности

Варианты сейсмоусиления / Воздействия	7-балльное	8-балльное	9-балльное
Неусиленное (типовое) здание (вариант А):			
Перемещение $\Delta_{\text{targ,ТИП},i}$ , [м]	0.016	0.058	-
Финансовый ущерб $D_{\text{rel,ТИП},i}$	0.254	0.428	1
Традиционное усиление (вариант В):			
Перемещение $\Delta_{\text{targ,ТРАД},i}$ , [м]	0.022	0.052	-
Финансовый ущерб $D_{\text{rel,ТРАД},i}$	0.1	0.323	1
Применение сейсмоизоляции (вариант С):			
Перемещение $\Delta_{\text{targ,РМО},i}$ , [м]	0.006	0.014	0.02
Финансовый ущерб $D_{\text{rel,РМО},i}$	0.016	0.079	0.127

### 6.2.5 Определение экономического эффекта. Анализ результатов

Экономический эффект  $E$  вычисляется также по критериям (56) и (60). Результаты представлены в таблице 22.

Таблица 22

Значения экономического эффекта  $E$ , полученные в результате решения оптимизационной задачи для ЖБКНИ здания по  
*a)* критерию (56); *б)* по критерию (60)

Оптимизация по критерию (56)		Оптимизация по критерию (60)	
Конструктивное решение здания	Экономический эффект $E$	Конструктивное решение здания	Экономический эффект $E$
Не усиленное	-0.076	Не усиленное	-0.113
Традиционно усиленное	-0.068	Традиционно усиленное	-0.110
Здание на ССИ	-0.048	Здание на ССИ	-0.052

Результаты расчёта показывают, что использование ССИ для данного типа здания является более эффективным способом повышения сейсмостойкости, по сравнению с традиционным, при котором необходимо усиливать не только колонны 1-го этажа, но также колонны всех остальных этажей.

Численный анализ рассмотренных зданий показал, что эффективность применения ССИ зависит главным образом от конструктивных особенностей защищаемого объекта. Для протяжённых в плане зданий применение рассмотренных типов ССИ оказалось менее эффективным, чем повышение прочностных характеристик элементов конструкции. Для многоэтажных зданий, имеющих небольшие размеры в плане, применение ССИ более эффективно, чем традиционное усиление.

## ВЫВОДЫ ПО ГЛАВЕ 6

1. С помощью предложенной методики оптимизации сейсмостойких конструктивных решений произведён анализ экономического эффекта, получаемого в конце жизненного цикла здания при различных вариантах сейсмоусиления;

2. Выявлены случаи, когда более эффективным является традиционное сейсмоусиление, и случаи, когда более эффективным является специальное сейсмоусиление, т.е. применение ССИ;

3. Сейсмоусиление экономически более целесообразно, если исходить из наилучшей с экономической точки зрения и статистически значимой, а не усредненной финансовой оценки ущерба, т.е. когда количество землетрясений разной балльности принимается по наиболее опасной и, в то же время, статистически значимой комбинации (таблица 8).

## ЗАКЛЮЧЕНИЕ

В заключении приводятся основные результаты, полученные в ходе выполнения диссертационной работы:

1. Предложен оптимизационный алгоритм, дающий количественную оценку целесообразности выбора одного из нескольких вариантов сейсмоусиления здания по экономическому критерию;

2. Предложена методика определения конструктивного ущерба в зданиях и сооружениях при землетрясениях расчётным способом, основанном на использовании нелинейных методов строительной механики;

3. Разработана методика оценки несущей способности и податливости здания при действии возрастающей горизонтальной нагрузки. С помощью данной методики можно сделать вывод о способности здания выдерживать землетрясение определённой силы, позволяя при этом количественно оценивать причиняемый ущерб. Данная методика подразумевает построение кривой несущей способности здания;

4. Предложена методика вероятностной оценки количества землетрясений различной интенсивности за жизненный цикл здания;

5. С помощью предложенного алгоритма оптимизации на конкретных примерах произведён инженерно-экономический анализ различных способов сейсмоусиления, проанализировано изменение экономического эффекта, получаемого от того или иного антисейсмического мероприятия.

Подводя итог проделанной работе, следует также сказать, что ущербы, полученные расчётным путём, удовлетворительно согласуются со статистическими данными об ущербе, вызванном прошедшими землетрясениями в зданиях такого же типа. Следовательно, предложенный метод оптимизации сейсмостойких конструктивных решений может применяться для проведения

инженерно-экономического анализа как типовых, так и нетиповых зданий на начальном этапе их проектирования.

Дальнейшая исследовательская работа может быть направлена на повышение точности и снижение трудоёмкости вычислений, проводимых нелинейными методами строительной механики, совершенствование Pushover-методов, а также подходов к определению ущерба.

**СПИСОК ИСПОЛЬЗУЕМОЙ ЛИТЕРАТУРЫ**

1. Аптикаев Ф. Ф., Эртелева О. О. Методы прогноза параметров сейсмического движения грунта, включая построение локального спектра и синтетической акселерограммы // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2012. № 2. С. 15–19.
2. Бирбраер А. Н., Роледер А. Ю. Экстремальные воздействия на сооружения. СПб.: Изд-во Политехн. ун-та, 2009. 594 с.
3. Бондарев Д. Е. Метод расчёта сейсмоизолированных зданий на ротационные воздействия, вызванные землетрясением: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.17. - Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет, Санкт-Петербург, 2019. 190 с.
4. Богданова М. А., Ильясов И. Б., Рахманова М. Оценка сейсмического риска для района г. Ашхабада // Природные и техногенные риски. Безопасность сооружений. 2013. № 6. С. 42–45.
5. Богданова М. А., Сигидов В. В. Функции уязвимости для оценки сейсмического риска // Природные и техногенные риски. Безопасность сооружений. 2011. № 6. С. 54–57.
6. Богданова М. А., Сахаров О. А., Сергин К. С., Сигидов В. В. Оптимизация инвестирования в сейсмостойкое строительство // Экономическое возрождение России. 2011. № 1 (27). С. 132–138.
7. Ватин Н. И., Иванов А. Ю., Рутман Ю. Л., Черногорский С. А. Оптимизация конструкций сейсмостойких сооружений по экономическому критерию // Инженерно-строительный журнал. 2017. № 8 (76). С. 77–93.
8. Вентцель Е. С. Исследование операций. М.: Советское радио, 1972. 407 с.
9. Воробьев В. Г., Сахаров О. А., Уздин А. М. Развитие методов оценки экономической эффективности сейсмостойкого строительства // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2000. № 2. С. 6–8.

10. Воронец В. В., Сахаров О. А., Уздин А. М. Оценка статистических характеристик экономического сейсмического риска // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2000. № 2. С. 6–8.
11. Гвоздев А. А. Расчет несущей способности конструкций по методу предельного равновесия. М.: Стройиздат, 1949. 280 с.
12. Гордеев В. Н., Лантух-Лященко А. И., Пашинский В. А., Перельмутер А. В., Пичугин С. Ф. Нагрузки и воздействия на здания и сооружения. – 3-е изд. - М.: СКАД СОФТ, 2009, 528 с.
13. Ермакова А. В. Метод дополнительных конечных элементов для нелинейного расчета железобетонных конструкций по предельным состояниям. М.: АСВ, 2017. 61 с.
14. Зайнулабидова Х. Р., Уздин А. М., Чиркст Т. М. Зависимость функции распределения коммерческого ущерба при возможных землетрясениях от класса сейсмостойкости сооружения // Вестник дагестанского государственного технического университета. Технические науки. 2017. № 1 (44). С. 162–172.
15. Иванов А. Ю., Черногорский С. А., Власов М. П. Оптимизация конструктивных решений сейсмостойкого проектирования по экономическому критерию с учетом применения системы сейсмоизоляции // Инженерно-строительный журнал. 2018 № 4 (80). С. 138–150.
16. Иванов А. Ю. Оптимизация проектов сейсмоизолированных сооружений // Вестник гражданских инженеров. 2018. № 4 (69). С. 36–45.
17. Иванов А. Ю. Методика построение кривой несущей способности здания // Строительная механика и расчёт сооружений. 2019. № 5 (286). С. 44–48.
18. Иванов А. Ю. Построение кривой несущей способности здания одноэтажного каркасного здания // Строительная механика и расчёт сооружений. 2019. № 6 (287). С. 32–39.
19. Иванов А. Ю., Рутман Ю. Л., Факири А. Методика оценки экономического эффекта при различных способах сейсмоусиления железобетонного каркаса с гибким нижним этажом и кирпичными перегородками // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2019. № 6. С. 34–42.

20. Каменярж Я. А. Предельный анализ пластических тел и конструкций. М.: Наука, 1997. 512 с.
21. Канторович Л. В., Кейлис-Борок В. И., Молчан Г. И. Сейсмический риск и принципы сейсмического районирования // Вычислительные и статистические методы интерпретации сейсмических данных. Вычислительная сейсмология. 1974. № 6. С. 3–20.
22. Карпиловский В. С., Криксунов Э. З., Маляренко А. А., Микитаренко М. А., Перельмутер А. В., Перельмутер М. А. SCAD Office. Версия 21. Вычислительный комплекс SCAD++. М.: СКАД СОФТ, 2015. 808 с.
23. Кейлис-Борок В. И., Нерсесов И. А., Яглом А. М. Методы оценки экономического эффекта сейсмостойкого строительства. М.: АН СССР, 1962. 46 с.
24. Кочетков К. Е., Котляревский В. А., Забегаев А. В. Аварии и катастрофы. Предупреждение и ликвидация последствий. М.: Издательство АСВ, 1995. 320 с.
25. Масленников А. М. Риски возникновения природных и техногенных катастроф. - Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет, Санкт-Петербург, 2008. 163 с.
26. Мразик А., Шкалоуд М., Тохачек М. Расчет и проектирование стальных конструкций. М.: Стройиздат, 1986. 455 с.
27. Немчинов Ю. И., Марьенков Н. Г., Хавкин А. К., Бабик К. Н. Проектирование зданий с заданным уровнем обеспечения сейсмостойкости (с учётом рекомендаций Еврокода 8, международных стандартов и требований ДБН). Киев: ГП ГНИИСК, 2012. 53 с.
28. Нестерова О. П. Подбор параметров и оценка эффективности динамических гасителей колебаний (ДГК) сильно демпфированных систем. Автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.17. - Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет, Санкт-Петербург, 2019 - 24 с.
29. Ниджад А. Я., Рутман Ю. Л. Исследование поверхностей текучести для рамных конструкций // Вестник гражданских инженеров. 2013. № 3 (38). С. 87–92.

30. Омаров Х. М. Оптимальные параметры систем активной сейсмозащиты сооружений с резинометаллическими опорами: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.17. - Дагестанский государственный технический университет, Махачкала, 2015. 210 с.
31. Островская Н. В. Метод расчета и оптимизации параметров пластических демпферов в системах сейсмоизоляции: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.17. - Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет, Санкт-Петербург, 2016. 127 с.
32. Островская Н. В., Рутман Ю. Л. Оптимизация конструктивных параметров упругопластических демпферов в системах сейсмоизоляции // Вестник гражданских инженеров. 2019. № 3 (74). С. 36–41.
33. Поляков С. В. Последствия сильных землетрясений. М.: Стройиздат, 1978. 311 с.
34. Поляков С. В., Килимник Л. Ш., Солдатова Л. А. Опыт возведения зданий с сейсмоизолирующим скользящим поясом в фундаменте. М.: Стройиздат, 1984. 31 с.
35. Райзер В. Д. Оценка риска при проектировании сооружений // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2007. № 4. С. 15–18.
36. Рекомендации по оценке надёжности строительных конструкций зданий и сооружений по внешним признакам. М.: ЦНИИПромзданий, 2001. 53 с.
37. Ржаницын А. Р. Строительная механика. М.: Высшая школа, 1982. 400 с.
38. Рутман Ю. Л. Маятниковые сейсмоизолирующие опоры. Конструкция, расчет, эксперимент // Инженерно-строительный журнал. 2012. № 1. С. 31–36.
39. Рутман Ю. Л. Анализ нагруженности сооружения на основе величины энергетического критерия интенсивности землетрясения // Строительная механика и расчет сооружений. 2012. № 2. С. 61–63.
40. Рутман Ю. Л. Метод псевдожесткостей для решения задач о предельном равновесии жесткопластических конструкций. СПб., 1998. 54 с.
41. Рутман Ю. Л. Островская Н. В. Динамика сооружений: сейсмостойкость, сейсмозащита, ветровые нагрузки. Спб., 2019. 253 с.

42. Рутман Ю. Л., Чылбак А. А. Оценка сейсмопрочности сооружения, расположенного на системе сейсмоизоляции // Вестник гражданских инженеров. 2009. № 1 (18). С. 30–33.
43. Рутман Ю. Л., Шивуа А. Дж. Оценка сейсмической энергии, поступившей в упругопластическую систему с одной степенью свободы // Вестник гражданских инженеров. 2015. № 2 (49). С. 64–74.
44. Савинов О. А. Сейсмоизоляция сооружений // Избранные статьи и доклады. Динамические проблемы строительной механики. СПб, 1993. С. 155–178.
45. Сахаров О. А., Сергин К. С., Уздин А. М. Задача оптимизации страховой политики для сейсмостойкого строительства // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2007. № 3. С. 39–42.
46. Сахаров О. А., Уздин А. М. Связь методов теории надежности и сейсмического риска // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2007. № 2. С. 46–48.
47. Сахаров О. А. Обоснование уровня расчетного сейсмического воздействия при оценке сейсмостойкости зданий и сооружений, эксплуатируемых в особых условиях. Автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.17. - Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет, Санкт-Петербург, 2011 - 20 с.
48. Сергин К. С. Влияние сейсмической опасности территории на стоимость строительных объектов. Безопасность сооружений. 2008. № 4. С. 45–46.
49. Симборт Э. Х. С. Методика выбора коэффициента редукации сейсмических нагрузок  $K_1$  при заданном уровне коэффициента пластичности // Инженерно-строительный журнал. 2012. № 1. С. 44–52.
50. Смирнов А. Ф., Александров А. В., Лашеников Б. Я., Шапошников Н. Н., Строительная механика. Динамика и устойчивость сооружений. М.: Стройиздат, 1984. 415 с.
51. Смирнов Н. В., Дунин-Барковский И. В. Курс теории вероятностей и математической статистики. М.: 1969. 512 с.

52. Соснин А.В. Об уточнении коэффициента допускаемых повреждений К1 и его согласованности с концепцией редукции сейсмических сил в постановке спектрального метода (в порядке обсуждения) // Вестник гражданских инженеров. 2017. № 1 (60). С. 92–114.
53. Соснин А.В. Об особенностях методологии нелинейного статического анализа и его согласованности с базовой нормативной методикой расчёта зданий и сооружений на действие сейсмических сил // Вестник ЮУрГУ. Серия "Строительство и архитектура". 2016. № 1 (16). С. 12–19.
54. Соснин А.В. Особенности оценки дефицита сейсмостойкости железобетонных каркасных зданий методом нелинейного статического анализа в SAP2000 // Техническое регулирование в транспортном строительстве. 2015. № 6 (14). С. 97–110.
55. Свод правил «Здания сейсмостойкие и сейсмоизолированные. Правила проектирования». ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко. Издание официальное. М. 2013. 46 с.
56. СП 14.13330.2018. СНиП II-7-81\* Строительство в сейсмических районах / ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко, ОАО «НИЦ «Строительство». М.: ОАО «ЦПП», 201. 126 с.
57. СП 408.1325800.2018. Детальное сейсмическое районирование и сейсмомикрорайонирование для территориального планирования / НООПРИЗ ИФЗ РАН. М. 2018. 34 с.
58. Справочник по динамике сооружений / Под ред. Корнеева Б. Г., Рабиновича И. М. – М.: Стройиздат, 1972, 511 с.
59. Уздин А.М., Елисеев О.Н. Сейсмостойкое строительство. Санкт-Петербург: ПВВИСУ, 1997. 371 с.
60. Уздин А. М., Елизаров С. В., Белаш Т. А. Сейсмостойкие конструкции транспортных зданий и сооружений. М.: 2012. 501 с.
61. Уздин А. М., Нестерова О. П., Прокопович С. В., Долгая А. А., Чанг Юань, Гуань Юхай, Ван Хайбинь. Моделирование сейсмических воздействий для

динамического расчета зданий и сооружений // Научный журнал «Содружество». 2017. № 20. С. 59–66.

62. Уздин А.М. Экономика сейсмостойкого строительства. М.: ФГБУ ДПО «Учебно-методический центр по образованию на железнодорожном транспорте», 2017. 176 с.

63. Уломов В. И., Богданов М. И. Новый комплект карт общего сейсмического районирования территории Российской Федерации (ОСР-2012) // Инженерные изыскания. 2013. № 8. С. 30–39.

64. Федосеев И. В., Уздин А. М., Сергин К. С. Оптимизация инвестирования в сейсмостойкое строительство // Мир экономики и права. 2012. № 3. С. 4–10.

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

66. Чирас А. А. Математические модели анализа и оптимизации упругопластических систем. Вильнюс «Мокслас», 1982. 112 с.

67. Чхиквадзе К. Т., Цискрели Ц. Г., Члаидзе Н. Ш., Каджая Л. Д. Применение нелинейного статического (Pushover) метода для оценки поведения конструкций при сейсмическом воздействии // Строительная механика и расчёт сооружений. 2010. № 2. С. 48–52.

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

69. Шивуа А. Д. Энергетический метод расчета сейсмостойкости зданий и сооружений: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.17. - Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет, Санкт-Петербург, 2016. 118 с.

70. Шивуа А. Дж. Нахождение предельной сейсмической нагрузки многоэтажной рамы с учетом весовой нагрузки // Вестник гражданских инженеров. 2016. № 6 (59). С. 123–128.

71. Шивуа А. Дж. Связь между циклической деформацией и сейсмической энергией, поступившей в сооружение // Вестник гражданских инженеров. 2016. № 2 (55). С. 67–72.
72. Alexander Uzdin and Sergei Prokopovich. Some principles of generating seismic input for calculating structures // E3S Web of Conferences. 2020. 157. 06021.
73. ASCE/SEI Standard 41-13. Seismic Evaluation and of Retrofit of Existing Buildings. Structural Engineering Institute, American society of civil engineers, 2014.
74. Bertero V. V., Brokken S. Infills in seismic resistant building. Journal of Structural Engineering // 1983. № 109(6). Pp. 1337–1361.
75. Bertero V. V. Evaluation of Response Reduction Factors Recommended by ATC and SEAOC // Proceedings of 3rd U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Charleston, South Carolina. 1986. Pp. 1663–1673.
76. Bogdanova M.A., Sakharov O.A., Sigidov V.V., Uzdin A.M. The influence of seismic isolation on the value of seismic risk and investment efficiency. 11<sup>th</sup> World Conference on Seismic Isolation, Energy Dissipation and Active Vibration Control of Structures, Guangzhou, China, Nov. 17-21, 2009
77. Bommer J., Pinho R., Spence R. Earthquake loss estimation models: time to open the black boxes? First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology. Paper Number: 834.
78. Cancellara D., De Angelis F. Assessment and dynamic nonlinear analysis of different base isolation systems for a multi-storey RC building irregular in plan // Computers & Structures. 2017. № 180. Pp. 74–88.
79. Chopra A. K. (1995). Dynamics of structures: theory and applications to earthquake engineering, Chaps. 3, 6, 7, and 19. Englewood Cliffs, N.J.: Prentice Hall.
80. Chopra, A. K. Capacity-Demand-Diagram Methods Based on Inelastic Design Spectrum // Earthquake Spectra. 1999. № 4 (15). Pp. 637–656.
81. Chopra, A. K. Elastic Response Spectrum: a Historical Note // Earthquake Engineering and Structural Dynamics. 2007. № 36. Pp. 3–12.
82. Chopra A. K., Goel R. K. Capacity-Demand-Diagram Methods for Estimating Seismic Deformation

of Inelastic Structures: SDF Systems. Report No. PEER-1999/02, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.

83. Chopra A. K., Goel R. K. A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demand of buildings // *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. 2002. № 31. Pp. 561–582.

84. Doudounis N. I., Kotanidis C., Doudoumis I. N. A comparative study on static push-over analysis methods in base isolated buildings. First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, Geneva, Switzerland, Sept 3-8, 2006.

85. EC8. Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. European Committee for Standardisation: Brussels, Belgium, The European Standard EN 1998-1, 2004.

86. Ellingwood B. R. Earthquake risk for building structures // *Reliability Engineering & System Safety*. 2001. № 74 (3). Pp. 251–262.

87. Ellingwood B. R., Kinali K. Quantifying and communicating uncertainty in seismic risk assessment // *Structural Safety*. 2009. № 31. Pp. 179–187.

88. Ellingwood B. R., Wen Y. K. Risk-benefit-based design decisions for low-probability/high consequence earthquake events in Mid-America // *Progress in Structural Engineering and Materials*. 2005. № 7 (2). Pp. 56–70.

89. Higashino M., Okamoto Sh. *Response Control and Seismic Isolation of Buildings*. New York: Taylor & Francis, 2006. 484 p.

90. Huang Y. H., Whittaker A. S., Luco N. Performance Assessment of Conventional and Base-isolated Nuclear Power Plants for Earthquake and Blast Loadings. Technical Report MCEER-08-0019, University at Buffalo, The State University of New York, Buffalo. 2008.

91. Huang Y. H., Whittaker A. S., Luco N. A Seismic Risk Assessment Procedure for Nuclear Power Plants, (I) Methodology. *Nuclear Engineering and Design*, 241, 3996-4003 (2011a)

92. Huang Y. H., Whittaker A. S., Luco N. A Seismic Risk Assessment Procedure for Nuclear Power Plants, (II) Application. *Nuclear Engineering and Design*, 241, 4004-4011 (2011b).

93. Faal H. N., Poursha M. Applicability of the N2, extended N2 and modal pushover analysis methods for the seismic evaluation of base-isolated building frames with lead rubber bearings (LRBs) // *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. 2017. № 98. Pp. 84–100.
94. Fajfar P., Vidic T. Consistent inelastic design spectra: Hysteretic and input energy // *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. 1994. № 23. Pp. 523–537.
95. Fajfar P., Vidic T., Fischinger. A measure of earthquake motion capacity to damage medium-period structures // *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. 1990. № 9 (5). Pp. 236–242.
96. Fajfar P., Vidic T., Fischinger. Seismic demand in medium and long-period structures // *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. 1990. № 18. Pp. 1133–1144.
97. Fajfar P., Gašperšič P. The N2 method for the seismic damage analysis of RC buildings // *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. 1996. № 25 (1). Pp. 31–46.
98. Fajfar P., Krawinkler H. *Nonlinear seismic analysis and design of reinforced buildings*. CRC Press. 1992. P. 316.
99. Freeman, S. A. Prediction of response of concrete buildings to severe earthquake motion. Publication SP-55, 589-605. Detroit, Mich.: American Concrete Inst. 1978.
100. Freeman, S. A. Development and use of capacity spectrum method. Proceedings of 6th U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Seattle. CD-ROM. Oakland, Calif.: EERI. 1998.
101. Goel S. C., Chao S. H. *Performance-based plastic design earthquake resistant steel structures*. USA: International Code Council. 2008. 261 p.
102. FEMA 273. *NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. Washington, DC. Building Seismic Safety Council for the Federal Emergency Management Agency, 1997.
103. FEMA 356. *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. Washington, DC. ASCE Standards Committee on Seismic Rehabilitation, 2000.

104. FEMA 440. Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures. Federal Emergence Managment Agency. Washington, DC. 2005.
105. Fox R. L. Optimization methods for engineering design. Addision-Wesley, Massachusetts, 1971.
106. Kadid A., Boumrkik A. Pushover analysis of reinforced concrete frame structures // Asian Journal of civil engineering (Building and housing). 2008. № 1 (9). Pp. 75–83.
107. Kang Y. J., Wen Y. K. Minimum life-cycle cost structural design against natural hazards. Structural Research Series No. 629. Department of Civil and Environmental Engineering, University of Illinois at Urbana-Champaign, Urbana, IL, 2000.
108. Kelly J. M. Earthquake resistant design with rubber. London: Springer-Verl., 1997. 243 p.
109. Kilar V., Koren D. Usage of simplified N2 method for analysis of base isolated structures. Proceedings of the 14th World Conference, Earthq. Eng. 2008.
110. Kilar V., Rilar V., Fajfar P. Simplified pushover analysis of building structures. 11-th World Conference of Earthquake Engineering. 1996. № 11. 8 p.
111. Kinali K., Ellingwood B. R. Seismic fragility assessment of steel frames for consequence-based engineering: a case study for Memphis, TN. Engineering structures. 2007. № 29 (6). Pp. 1115–1127.
112. Kinali K. Seismic fragility assessment of steel frames in the central and eastern United States. PhD thesis, Department of Civil and Environmental Engineering, Atlanta (GA): Georgia Institute of Technology. 2007.
113. Kostarev V., Nawrotzki P., Vasilev P., Vaindrakh M. Seismic dynamic analysis, optimization, testing and probabilistic safety assessment of an innovative 3D seismic base isolation system for important structures. Proceeding of TINCE 2018 – Technological Innovations in Nuclear Civil Engineering. France, Paris-Saclay. 2018.
114. Krawinkler H. Pushover analysis: Why, how, when, and when not to use it // Prosessings 1996 Convention, Structural Engineers Association of California. Maui, Hawaii, 1996. Pp. 17–36.

115. Krawinkler H., Nassar A. A. Seismic design based on ductility and cumulative damage demands and capacities. *Nonlinear Seismic Analysis and Design of Reinforced Concrete Buildings*. 1992. Pp. 23–39.
116. Krawinkler H., Seneviranta G. D. P. K. Pros and cons of a pushover analysis of seismic performance evaluation // *Engineering Structures*. 1998. № 20 (4). Pp. 452–464.
117. Krawinkler H., Zohrei M. Cumulative Damage in Steel Structures Subjected to Earthquake Ground Motion // *Computer & Structures*. 1983. № 1 (16). Pp. 531–541.
118. Kumar M., Whittaker A. S., Kennedy R. P., Johnson J. J., Kammerer A. M. Seismic probabilistic risk assessment for isolated safety-related nuclear facilities // *Nuclear Engineering and Design*. 2017. № 313. Pp. 386–400.
119. Lagaros N. D., Fragiadakis M., Papadrakakis M. Optimum design of shell structures with stiffening beams // *AIAA Journal*. 2004. № 42 (1). Pp. 175–184.
120. Lagaros N. D., Fragiadakis M. Evaluation of ASCE – 41, ATC – 40 and N2 static pushover methods based on optimally designed buildings // *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. 2011. № 31. Pp. 77–90.
121. Lagaros N. D. Life-cycle cost analysis of construction practices // *Bulletin of Earthquake Engineering*. 2007. № 5. Pp. 425–442.
122. Li S., Zuo Zh., Zhai Ch., Xie L. Comparison of static pushover and dynamic analyses using RC building shaking table experiment // *Engineering Structures*. 2017. № 136. Pp. 430–440.
123. Mander J., Priestley M., Park R. Theoretical stress-strain model for confined concrete // *Journal of Structural Engineering*. 1988. № 8 (114). Pp. 1804–1826.
124. Martelli A., Forny M. Seismic isolation: present application and perspectives // *International Workshop On Base Isolated High-rise Buildings*. Yerevan, Armenia: 2006. Pp. 1–26.
125. Mazza F. Seismic demand of base-isolated irregular structures subjected to pulse-type earthquakes // *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. 2018. № 108. Pp. 111–129.

126. Mehrdad M. Incorporating uncertainties in earthquake loss analysis of portfolios: a Southern California scenario // 12th European Conference on Earthquake Engineering. Paper Reference 455.
127. Miranda E., Bertero V. V. Evaluation of strength reduction factors for earthquake resistant design // *Earthquake Spectra*. 1994. № 10 (2). Pp. 357–379.
128. Mohamad A., Poursha M. A non-adaptive displacement-based pushover procedure for the nonlinear static analysis of tall building frames // *Engineering Structures*. 2016. № 126. Pp. 586–597.
129. Molchan G., Romashkova L. Earthquake prediction analysis based on empirical seismic rate: the M8 algorithm // *Geophys. J. Int.* 2010, № 183, Pp. 1525-1537.
130. Panandikar N., Narayan B.K.S. Sensivity of Pushover Curve to material and geometric modelling — An analytical investigation // *Structures*. 2015. № 2. Pp. 91–97.
131. Park Y. J., Ang A. H. S., Wen Y. K. Seismic damage analysis of reinforced concrete buildings // *Journal of Structural Engineering*. ASCE. 1984. № 111 (4). Pp. 740–757.
132. Paulay T., Priestley M. J. N. *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*. John Wiley and Sons Inc. 1992.
133. Poursha M., Khoshnoudian F., Moghadam A. The extended consecutive modal pushover procedure for estimating the seismic demands of two-way unsymmetric-plan tall buildings under influence of two horizontal components of ground motions // *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. 2014. № 63. Pp. 162–173.
134. Providakis C. P. Pushover analysis of base-isolated steel-concrete composite structures under near-fault excitations // *Soil dynamics and earthquake engineering*. 2008. № 28. Pp. 293–304.
135. Rahul L., Abhilash R., Saraswathy B. A new procedure to include torsional effects in Pushover analysis of torsional buildings // *Asian Journal of Engineering and Technology*. 2015. № 4 (3). Pp. 459–466.
136. Ras A., Boumechra N. Seismic energy dissipation study of linear fluid viscous dampers in steel structure design // *Alexandria Engineering Journal*. 2016. № 55. Pp. 2821–2832.

137. Ryan K. L., Chopra A. K. Estimation of seismic demands on isolators based on nonlinear analysis // *J Struct Eng ASCE*. 2004. № 130. Pp. 392–402.
138. Rutman Yu. L., Meleshko V. A., Ivanov A. Yu. Elastoplastic analysis methods and capacity curve developing features // *Advancements in Civil Engineering C & Technology*. 2018. № 2 (4). Pp. 1–3.
139. SAP2000NL structural analysis programs – theoretical and user’s manual. Release no. 16.03. Berkeley (CA): Computers and Structures Inc.: 2014.
140. Saadat S., Camp C. V., Pezeshk Sh. Seismic performance-based design optimization considering direct economic loss and direct social loss // *Engineering Structures*. 2014. № 76. Pp. 193–201.
141. Sahoo D. S., Rai D. C. Design and evaluation of seismic strengthening techniques for reinforced concrete frames with soft ground story // *Engineering Structures*. 2013. № 56. Pp. 1933–1944.
142. Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings. Vol. 1: ATC-40 Report. – Applied Technology Council. Redwood City, California. 1996. 334 p.
143. Skinner R. I., Robinson W. H., McVerry G. H. An introduction to seismic isolation. New York: Wiley, 2003. 398 p.
144. Skinner R. I. An introduction to seismic isolation. New Zeland: John Wiley & Sons, 1993. 353 p.
145. Soleimani S., Aziminejad A., Moghadam A. Approximate two-component incremental dynamic analysis using a bidirectional energy-based pushover procedure // *Engineering Structures*. 2018. № 157. Pp. 86–95.
146. Stevenson J. D. Evaluation of the Cost Effects on Nuclear Power Plant Construction Resulting from the Increase in Seismic Design Level. NUREG/CR-1508, U. S. Nuclear Regulatory Commission. 1981.
147. Tsiavos A., Schlatter D., Markic T., Stojadinovic B. Experimental and analytical investigation of the inelastic behavior of structures isolated using friction pendulum bearings // *Procedia Engineering*. 2017. № 199. Pp. 465–470.

148. Verdugo R., Ochoa-Cornejo F., Gonzalez J., Valladares G. Site effect and site classification in areas with large earthquakes // Soil dynamics and earthquake engineering. 2018. In press.
149. Verdugo R. Seismic site classification // Soil dynamics and earthquake engineering. 2019. № 124. Pp. 317–329.
150. Vidic T., Fajfar P., Fischinger M. Consistent inelastic design spectra: strength and displacement. Earthquake Engineering and Structural Dynamics. 1994. № 23 (5). Pp. 507–521.
151. Wen Y. K., Kang Y. J. Minimum building life-cycle cost design criteria. I. Methodology // Journal of Structural Engineering New York. 2001. № 127 (3). Pp. 330–337.
152. Wen Y. K., Kang Y. J. Minimum building life-cycle cost design criteria. II. Applications // Journal of Structural Engineering New York. 2001. № 127 (3). Pp. 338–346.
153. Yu C. C., Bolistti C., Coleman J. L., Kosbab B., Whittaker A. S. Using seismic isolation to reduce risk and capital cost of safety-related nuclear structures // Nuclear Engineering and Design. 2018. № 326. Pp. 268–284.
154. Yu. L. Rutman, A. Yu. Ivanov, V. A. Meleshko. Discrete-analytical nonlinear analysis with improved computation accuracy for steel frame lateral response evaluation // IOP Conference Series: Materials Science and Engineering. 2020. 775 012147.