

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ КЫРГЫСКОЙ РЕСПУБЛИКИ  
ГОСУДАРСТВЕННОЕ ОБРАЗОВАТЕЛЬНОЕ УЧРЕЖДЕНИЕ  
ВЫСШЕГО ПРОФЕССИОНАЛЬНОГО ОБРАЗОВАНИЯ  
КЫРГЫЗСКО-РОССИЙСКИЙ СЛАВЯНСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ  
ФАКУЛЬТЕТ АРХИТЕКТУРЫ, ДИЗАЙНА И СТРОИТЕЛЬСТВА  
Кафедра «Строительство»

**В.С. Семёнов**

# **ОСНОВЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ СЕЙСМОСТОЙКИХ ЗДАНИЙ**

Учебное пособие

Допущено Министерством образования и науки  
Кыргызской Республики в качестве учебного пособия  
для студентов высших учебных заведений

Бишкек • 2020

УДК 69.07:699.841  
ББК 38.79  
С 30

**Рецензенты:**

*А.Х. Абдужабаров*, д-р техн. наук,  
профессор КГУСТА им. И. Исанова,  
*В.В. Мануковский*, Засл. строитель КР,  
генеральный директор ОсОО «Гарантпроект»,  
*М.П. Камчыбеков*, канд. техн. наук, доцент,  
зав. лабораторией Института сейсмологии НАН КР

Рекомендовано к изданию Ученым советом ГОУВПО КРСУ

**Семёнов В.С.**

С 30 ОСНОВЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ СЕЙСМОСТОЙКИХ ЗДАНИЙ: учебное пособие /  
В.С. Семёнов. – Бишкек: Изд-во КРСУ, 2020. – 232 с.

ISBN 978-9967-19-739-8

В учебном пособии рассматриваются основные принципы проектирования сейсмостойких зданий, приводятся используемые в практике сейсмостойкого строительства сведения по инженерной сейсмологии, раскрывается природа сейсмической нагрузки, описываются требования к конструктивным элементам сейсмостойких зданий.

Пособие предназначено для студентов бакалавриата и магистратуры инженерно-строительных специальностей высших учебных заведений. Материалы пособия будут полезны при подготовке студентами ВКР (выпускных квалификационных работ), а также специалистам проектных (строительных) организаций и всем, кто интересуется вопросами сейсмостойкого строительства.

ISBN 978-9967-19-739-8

УДК 69.07:699.841  
ББК 38.79  
© ГОУВПО КРСУ, 2020

# СОДЕРЖАНИЕ

ПРЕДИСЛОВИЕ .....	5
ВВЕДЕНИЕ .....	6
1. ЗЕМЛЕТРЯСЕНИЯ И ИХ ПОСЛЕДСТВИЯ.....	12
1.1 Природа землетрясений .....	12
1.1.1 Строение Земли. Литосферные плиты. Типы движения по разломам. Зоны субдукции. Виды землетрясений .....	12
1.1.2 Последствия сильных землетрясений. Оползни, разжижение грунта, цунами .....	16
1.2. Механизм тектонических землетрясений и их параметры .....	17
1.2.1 Очаг, гипоцентр, эпицентр, изосейты землетрясений .....	17
1.2.2 Характер колебаний грунта. Сейсмические волны.....	18
1.2.3 Интенсивность и магнитуда землетрясений. Сейсмические шкалы...	22
1.3 Сейсмическая опасность района строительства. Грунтовые условия и сейсмическая опасность площадок строительства (СН КР 20-02:2018) .....	26
1.3.1 Сейсмичность района .....	26
1.3.2 Грунтовые условия площадок строительства по сейсмическим свойствам .....	27
1.3.3 Сейсмическая опасность площадок строительства.....	29
1.3.4 Выбор площадок строительства (СН КР 20-02:2018).....	31
2. СЕЙСМИЧЕСКИЕ НАГРУЗКИ И ИХ ВЛИЯНИЕ НА ЗДАНИЯ И СООРУЖЕНИЯ.....	33
2.1 Характер сейсмической нагрузки .....	33
2.2 Факторы, влияющие на величину сейсмической нагрузки и сейсмостойкость здания.....	34
2.2.1 Свойства материалов .....	35
2.2.2 Динамические характеристики здания .....	35
2.2.3 Конфигурация зданий (архитектурно-конструктивная регулярность).....	38
2.3 Расчет зданий с учетом сейсмической нагрузки .....	42
2.3.1 Общие замечания .....	42
2.3.2 Спектральный метод расчета (СН КР 20-02:2018) .....	43
3. РАБОТА ЗДАНИЙ РАЗЛИЧНЫХ КОНСТРУКТИВНЫХ СИСТЕМ ПРИ СЕЙСМИЧЕСКИХ НАГРУЗКАХ .....	61
3.1 Сталь и железобетон при динамических нагрузках .....	61
3.1.1 Общие сведения .....	61
3.1.2 Работа стали при повторных нагрузках .....	62
3.1.3 Работа бетона.....	64
3.2 Системы с несущими стенами .....	66
3.2.1 Здания со стенами из кирпичной (каменной) кладки.....	67
3.2.2 Здания со стенами комплексной конструкции .....	67

3.2.4 Крупнопанельные здания .....	70
3.2.5 Каркасные здания (каркасные системы).....	73
4. ПРИНЦИПЫ ОБЕСПЕЧЕНИЯ СЕЙСМОБЕЗОПАСНОСТИ .....	90
4.1. Градостроительные принципы .....	90
4.2 Архитектурно-конструктивные принципы .....	91
4.3 Инженерные принципы (системы активной сейсмозащиты) .....	94
5. ОСНОВНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ К СЕЙСМОСТОЙКИМ ЗДАНИЯМ И ИХ КОНСТРУКТИВНЫМ ЭЛЕМЕНТАМ (СП 14.13330.2018 и СН КР 20-02:2018) .....	103
5.1 Здания и сооружения.....	103
5.2 Основания, фундаменты и стены подвалов.....	107
5.3 Перекрытия и покрытия .....	109
5.4 Перегородки и самонесущие наружные кирпичные или каменные стены.....	110
ЗАКЛЮЧЕНИЕ.....	113
ИСТОЧНИКИ.....	114
Приложение 1 .....	125
Приложение 2 .....	140
Приложение 3 .....	143
Приложение 4 .....	144
Приложение 5 .....	145
Приложение 6 .....	146
Приложение 7 .....	147
Приложение 8 .....	151
Приложение 9 .....	165
Приложение 10 .....	168
Приложение 11 .....	182
Приложение 12 .....	193

# ПРЕДИСЛОВИЕ

Настоящее учебное пособие является попыткой систематизированного изложения основных положений инженерной сейсмологии и сейсмостойкого строительства, содержащихся в научной и технической литературе: сводах Правил, рекомендациях, учебных пособиях, монографиях и т. п. источниках. Пособие состоит из пяти разделов и одиннадцати приложений. Обширный список литературы по сейсмологии и сейсмостойкому строительству, включающий альбомы технических решений, типовые серии и т. п. издания, а также рекомендованные интернет-источники должны помочь студентам в поиске ответов на их вопросы.

Основная часть пособия написана в 2016–2018 гг., поэтому содержащиеся в тексте материалы отражают требования действовавших в тот период нормативных документов. С 1 марта 2019 года в Кыргызской Республике принят новый свод правил «СН КР 20-02.2018 Сейсмостойкое строительство», отдельные положения которого вводятся впервые. В частности, для определения расчетной сейсмической нагрузки спектральным методом, помимо сейсмичности площадки строительства (сейсмичности района и типа грунтовых условий), учитываются значения пиковых ускорений грунтов, а также особенности конструктивной схемы и коэффициенты ответственности зданий. Поэтому несколько другой вид имеет формула для определения расчетной сейсмической нагрузки. Учитывая важность ознакомления студентов с требованиями нового нормативного документа, в пособие внесены необходимые коррективы. Большую помощь в формировании как основной части пособия, так и приложений оказали материалы, предоставленные автору членом Международной ассоциации экспертов по сейсмостойкому строительству, кандидатом технических наук М.К. Абдыбалиевым.

Большинство рисунков и таблиц пособия заимствованы из опубликованных источников, и почти все они не отредактированы, поскольку вполне адекватно отражают языком чертежа требования нормативных и справочных документов по сейсмостойкому строительству. Ссылки на эти документы можно найти в списке использованных источников.

Хочу выразить признательность своим студентам за помощь в оформлении примеров расчетов и поблагодарить рецензентов пособия, доктора технических наук, профессора А.Х. Абдужабарова, Заслуженного строителя Кыргызской Республики, генерального директора ОАО «Гарантпроект» инженера В.В. Мануковского и зав. лабораторией Института сейсмологии АН КР кандидата технических наук, доцента М.П. Камчыбекова за ценные замечания, высказанные ими при ознакомлении с рукописью.

**В.С. Семёнов,**

г. Бишкек, май 2019 г.

*"Не землетрясения убивают людей, а здания"*

(Дж.Гир, Х. Шах. Зыбкая твердь.  
М.: Мир, 1988)

## ВВЕДЕНИЕ

Землетрясения по своим разрушительным последствиям, числу жертв и деструктивному воздействию на среду обитания человека занимают одно из первых мест среди других природных катастроф. Они имеют разную природу, но в основном обусловлены продолжающейся сотни миллионов лет глобальной эволюцией литосферы нашей планеты.

Литосфера – от *лат.* *lito* и *sfera* – внешняя, твердая оболочка Земли. По современным представлениям. Литосфера включает в себя земную кору и расположенный под ней верхний (твердый) слой мантии Земли. Мощность литосферы от 50 до 200 км (см. главу 1, рисунки 1.1, 1.2).

Только за последние десять лет на земном шаре произошло более тысячи землетрясений различной мощности. Назовем только крупные.

**12 мая 2008 года в провинции Сычуань (Китай)** произошло разрушительное землетрясение магнитудой 8 Mw (рисунок 1). Эпицентр зафиксирован в 75 км от столицы провинции Сычуань города Чэнду. Погибло более 70 тыс. человек, пропало без вести порядка 18 тыс. человек, почти 300 тыс. пострадало (данные заимствованы из: <http://uainfo.org/blognews/1513162853-samyerazrushitelnye-zemletryaseniya-21-go-veka-foto.html>)

**12 января 2010 года на острове Гаити** произошло очередное крупное землетрясение. Эпицентр находился в 22 км к юго-западу от столицы Республики Гаити Порт-о-Пренс. Землетрясение на Гаити стало результатом движения земной коры в зоне контакта Карибской и Северо-Американской литосферных плит. По официальным данным число погибших составило более 200 тыс. человек, получивших ранения – более 300 тыс. человек, а пропавших без вести – 869 тыс. человек. Материальный ущерб оценивается в 5,6 млрд евро.



Рисунок 1 – Разрушенные здания  
в г. Чэнду при землетрясении 12 мая 2008 года

**Мощное землетрясение произошло 27 февраля 2010 года у побережья Чили.** Эпицентр землетрясения магнитудой 8,8 находился в 90 километрах от столицы региона Био-Био Консепсьон. Жертвами стихии стали около

тысячи человек. Землетрясение вызвало цунами, которое обрушилось на 11 островов и побережье Мауле, однако количество жертв, вызванных цунами, минимально: большинство жителей побережья успели спрятаться от цунами в горах.

**11 марта 2011 года у восточного побережья острова Хонсю в Японии** произошло землетрясение, известное также, как Великое восточно-японское землетрясение. Его магнитуда составила до 9,1 Mw. Это сильнейшее землетрясение в известной истории Японии. Землетрясение вызвало сильное цунами, которое произвело массовые разрушения на северных островах японского архипелага. Максимальная высота волны составила около 40 метров. В результате стихийного бедствия произошла авария на АЭС Фукусима-1. Официальное число погибших в результате землетрясения и цунами составило более 15 тыс. человек, около 3 тыс. числятся пропавшими без вести, более 6 тыс. ранены.

**25 и 26 апреля 2015 года в Непале** произошел ряд землетрясений с магнитудами от 4,2 Mw до 7,8 Mw. Толчки также наблюдались на Эвересте, спровоцировав сход снежных лавин, в результате чего погибло более 80 альпинистов. Правительство Непала подтвердило гибель более 4 тыс. человек, около 7 тыс. человек ранены.

Наконец, **12 ноября 2017 года на границе Ирана и Ирака** произошло очередное сильное землетрясение. Один за другим были зафиксированы два удара магнитудой 7,2 и 7,3. Основной удар пришелся на провинции Керманшах и Илам на западе Ирана. В результате более 350 человек погибли, свыше 3 тыс. пострадали.

Территория Кыргызстана относится к числу наиболее активных в сейсмическом отношении регионов планеты. В течение года сейсмологи фиксируют около 3 тыс. землетрясений разной силы с эпицентром на территории республики. Поэтому не лишним будет рассказать о самых значительных из них (рисунок 2).



Рисунок 2 – Карта сейсмических событий на территории Кыргызстана (<https://seismo.kg/ru/>)

По данным Института сейсмологии Национальной академии наук Кыргызской Республики (ИС НАН КР; <https://seismo.kg/ru/>), 16 июля 2019 года в 16:45:38 по местному времени произошло землетрясение\* с силой в эпицентре около 6 баллов,

$K = 11.6$ , магнитуда ( $M_{pv}$ ): 5.2, глубина ( $h$ ): 30 км (Об оценке силы землетрясения, что такое магнитуда, баллы и др. рассказывается в главе 1.) Очаг землетрясения располагается: на территории Кыргызстана, в 10 км к ю-в от с. Сары-Отк, в 20 км к ю-в от с. Айдаркен, в 38 км к востоку от г. Баткен

6 мая 2018 года в 09:17:16 по местному времени произошло землетрясение\* силой в эпицентре 5.5 балла,  $K = 11.9$ , магнитуда ( $M_{pv}$ ): 5.3, глубина ( $h$ ): 14 км.

Очаг землетрясения располагается на границе Кыргызстана и Таджикистана, в 20 км к ю-в от с. Бор-Дебе, в 33 км к югу от с. Кара-Киндик, в 136 км к ю-в от г. Ош, в 146 км к ю-в от г. Кызыл-Кия.

**5 октября 2008 года** в 21:52 по местному времени в **Алайском районе Ошской области Киргизии** произошло землетрясение, с эпицентром близ села **Нура**. Сила землетрясения составила 8 баллов по шкале Рихтера. Землетрясение также ощущалось в **Таджикистане, Узбекистане и Китае**. В результате стихийного бедствия разрушено 144 здания (рисунок 3). Погибло 75 человек, в том числе 42 ребенка. 5–6 октября было зафиксировано в общей сложности около 100 подземных толчков. Через три года (14 февраля 2011 года) в Нуре снова произошло землетрясение интенсивностью 5 баллов по шкале МСК-64, эпицентр находился в 10 километрах от села.



Рисунок 3 – Разрушения в селе Нура после землетрясения 5 октября 2008 года

И, конечно же, нельзя не вспомнить о самом разрушительном Кеминском землетрясении, произошедшем на территории республики в XX веке. Землетрясение случилось ночью, 3 января 1911 года в 23:25. Оно было достаточно сильным, около 10–11 баллов по шкале Рихтера, и считается одним из самых крупных стихийных бедствий на территории Центральной Азии. Тогда погибло 550 человек, тысячи домов были разрушены (рисунок 4, а). В одной только Алма-Ате до основания было повреждено свыше 700 домов, которые не подлежали восстановлению.

За 6 секунд, начиная от чуйского села Жел-Арык до исык-кульского села Ой-Тал образовалась глубокая трещина длиной в 200 километров (рисунок 4, б).

В иных местах образовались небольшие вулканообразные горы. Речка в Чон-Кемине исчезла с лица земли, вся водная масса хлынула под землю. Также произошли оползни, например, в небольшом селе Новороссийка образовался оползень, названный позже «оползнем Болокбая», который унес с собой сотни жизни людей и домашнего скота, но эти данные наукой так и не были

подтверждены ([https://rus.azattyk.org/a/kyrgyzstan\\_earthquake\\_conference\\_bishkek/24407868.html](https://rus.azattyk.org/a/kyrgyzstan_earthquake_conference_bishkek/24407868.html)).

Предотвратить землетрясения невозможно, однако их разрушительные последствия и количество человеческих жертв могут быть уменьшены за счет создания достоверных карт сейсмического районирования, повышения уровня осведомленности населения и органов власти об угрозе землетрясений и умении противостоять подземной стихии.



а)



б)

Рисунок 4 – Результаты Кеминского землетрясения:  
а) обрушение стены здания и б) трещина длиной 200 км

Сейсмическая опасность с каждым годом растет в прямой связи с хозяйственным освоением сейсмоактивных территорий и воздействием человека на литосферную оболочку Земли (строительство крупных гидротехнических сооружений, добыча полезных ископаемых и т. п.). Благодаря выдающемуся вкладу российских ученых в мировую сейсмологию, в течение многих лет Россия играет ведущую роль в науке о землетрясениях. С именем Б.Б. Голицына связано создание прообраза современных сейсмографов и начало систематических исследований сейсмичности и внутреннего строения Земли. Геологическую основу изучения природы землетрясений заложили И.В. Мушкетов и А.П. Орлов, создавшие первый российский каталог землетрясений. Углубленный анализ сейсмогеологиче-

ских связей был продолжен в Сейсмологическом институте АН СССР – родоначальнике Института физики Земли РАН – Д.И. Мушкетовым, опубликовавшим в 1933 году первую карту сейсмического районирования Средней Азии.

В настоящее время исследованиями физических процессов в недрах Земли, разработкой моделей динамики и внутреннего строения Земли, изучением сейсмичности Земли и физики очага землетрясения, сейсмрайонированием занимаются специалисты Института физики Земли им. О.Ю. Шмидта Российской академии наук (ИФЗ РАН), которыми разработана карта глобальной сейсмической опасности (рисунок 5).

В Кыргызстане вопросами оценки сейсмической опасности и составлением кондиционных разномасштабных карт сейсмического районирования, изучением сейсмического режима Тянь-Шаня и его связи с геодинамическими особенностями региона занимаются ученые Института сейсмологии Национальной академии наук. Результатом их многолетней работы стали карта сейсмического районирования территории республики и карта микросейсмрайонирования города Бишкек (Приложение 7).

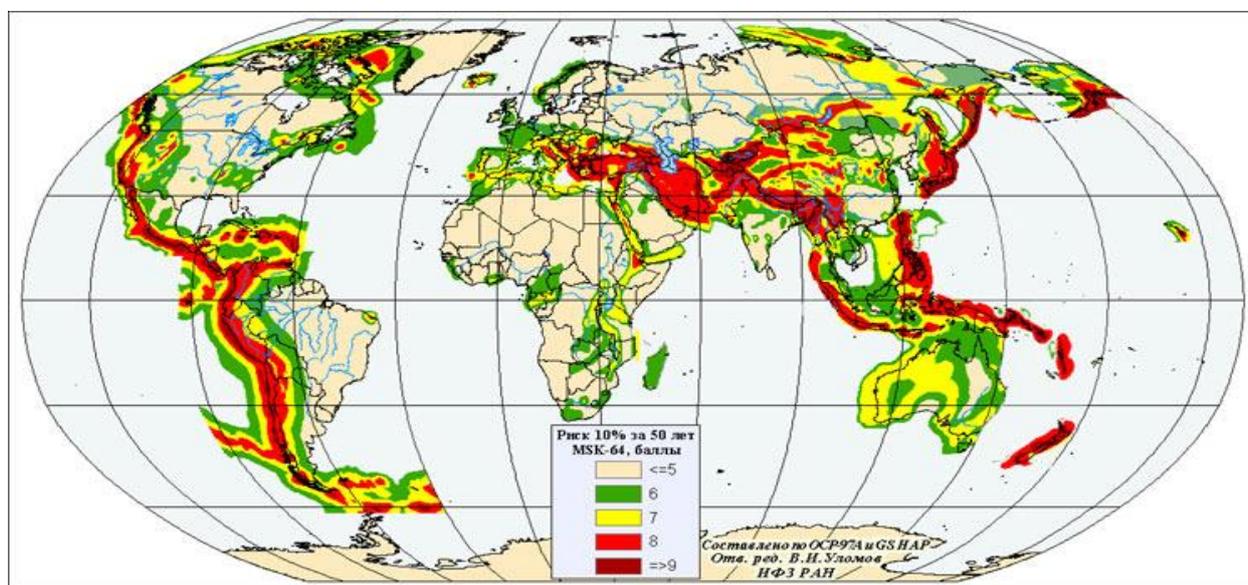


Рисунок 5 – Карта глобальной сейсмической опасности (ИФЗ РАН)

Проведение экспериментальных работ в области сейсмостойкого строительства, производства строительных материалов и изделий, а также инженерного обследования зданий и сооружений, повышение уровня сейсмостойкости существующих и вновь строящихся зданий и сооружений возложено на коллектив Государственного института сейсмостойкого строительства и инженерного проектирования Государственного агентства архитектуры, строительства и жилищно-коммунального хозяйства при Правительстве Кыргызской Республики.

Прежде чем перейти к основной части пособия, расскажем о главной концепции проектирования сейсмостойких зданий. Эта концепция положена в основу строительных норм и правил во всех странах, которые в той или иной степени (опасности) подвержены этому стихийному бедствию.

Многолетними наблюдениями, а также анализом исторических документов, установлено, что на земном шаре ежегодно происходит около 800 землетрясений магнитудой 5,0–5,9. В то же время землетрясения магнитудой 7,0–7,9 и бо-

лее случаются гораздо реже – один раз в диапазоне 500–2000 лет, да и то, только в отдельно взятом регионе нашей планеты. Если сравнить эти промежутки времени со сроком службы строящихся зданий и сооружений (50–100 лет), то становится очевидной концепция их проектирования и строительства в сейсмических районах – они могут получить различные повреждения, но не должны обрушиться при частых, незначительных землетрясениях.

Другими словами:

**А.** При частых, незначительно и малоопасных землетрясениях (Приложение 5, Параметры сейсмической опасности) основные несущие элементы зданий, воспринимающие вертикальные и горизонтальные нагрузки не должны иметь повреждений. В то же время в других, самонесущих или ограждающих конструктивных элементах при землетрясениях могут возникать повреждения (трещины, сколы и пр.), которые можно исправить в процессе ремонта.

**Б.** При умеренно опасных землетрясениях в основных несущих конструкциях могут появляться незначительные повреждения, в то время как в других элементах могут быть значительные повреждения, которые в процессе восстановления невозможно устранить, что может потребовать замену таких элементов.

**В.** При сильных (опасных), но редких землетрясениях (8 баллов по шкале интенсивности) в основных несущих элементах зданий и сооружений могут возникнуть значительные повреждения, которые не должны привести к разрушению (обрушению) таких объектов.

Делая вывод, можно сказать, что концепция сейсмостойкого строительства заключается в том, чтобы после незначительных редких землетрясений здания и сооружения могли продолжать выполнять свои функции, а затраты на ремонтно-восстановительные работы были незначительными.

# 1. ЗЕМЛЕТРЯСЕНИЯ И ИХ ПОСЛЕДСТВИЯ

## 1.1 Природа землетрясений

### 1.1.1 Строение Земли. Литосферные плиты. Типы движения по разломам. Зоны субдукции. Виды землетрясений

Ежегодно на Земле происходит около миллиона землетрясений, но большинство из них так незначительны, что остаются незамеченными. Действительно сильные землетрясения, способные вызвать обширные разрушения, случаются на планете примерно раз в две недели. При этом большая их часть приходится на дно океанов и поэтому не сопровождается катастрофическими последствиями (за исключением цунами).

В соответствии с современными представлениями, Земля состоит из трех основных частей: ядра, мантии и земной коры (рисунок 1.1).

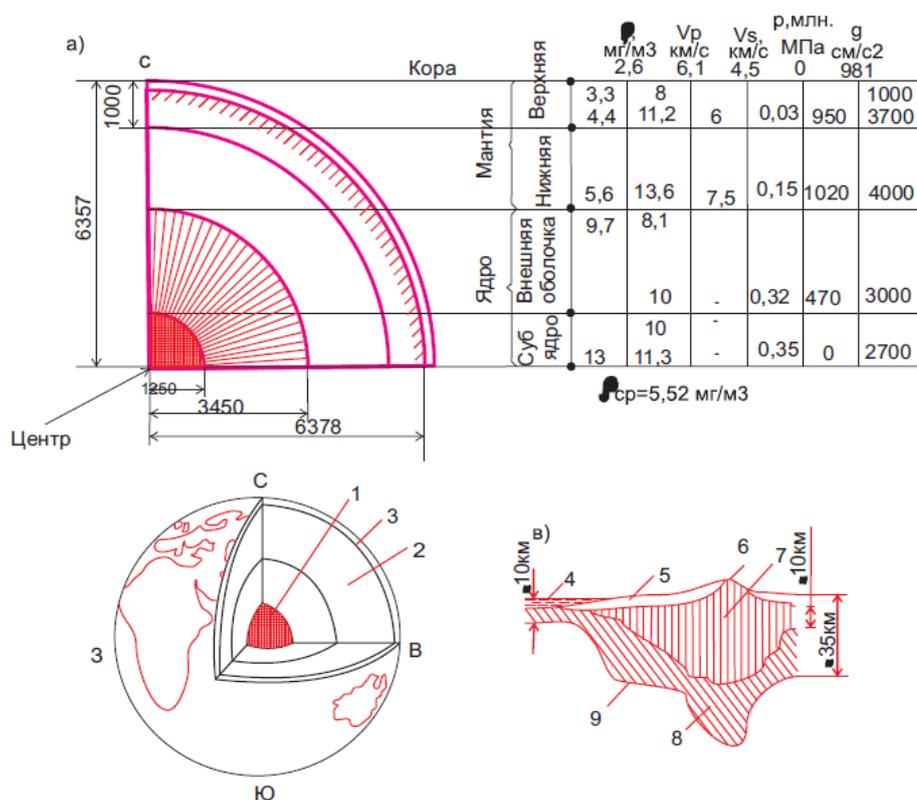


Рисунок 1.1 – Схема расположения слоев земного шара (а и б) и его коры (в), показано изменение плотности и скорости распределения продольных сил  $V_p$  и поперечных  $V_s$  волн, давление  $p$ , ускорение силы тяжести  $g$  и температура  $t$  от глубины слоя: 1 – ядро; 2 – мантия; 3 – кора; 4 – океан; 5 – осадочный слой; 6 – горы; 7 – гранитный слой; 8 – базальтовый слой; 9 – поверхность Мохоровичича

**Ядро** – центральная, сердцевинная часть земного шара радиусом около 3500 км. Ученые считают, что внешняя часть ядра находится в расплавленно-жидком состоянии, а внутренняя – в твердом. Предполагается также, что ядро

состоит из вещества, похожего на металлы (из железа с примесью кремния или из железа и никеля, есть и другие предположения). Температура в ядре достигает  $5960 \pm 500$  °С.

*Мантия.* Это – внутренняя оболочка, покрывающая ядро (с греч. «мантия» – «покрывало»). Ее мощность почти 3 000 км. Мантия – крупнейшая из внутренних оболочек планеты (83 % объема Земли). Предполагают, что, чем ближе к центру Земли, тем давление в ней больше, а температура выше: от нескольких сотен градусов до 2 500 °С. При такой температуре вещество мантии должно быть расплавленным, но плавлению мешает большое давление, поэтому считают, что она твердая, но одновременно и накалена. Ученые предполагают, что верхняя часть мантии составлена плотными породами, т. е. она твердая. Однако в ней на глубине 50–250 км от поверхности Земли размещается частично расплавленный слой – *астеносфера*. Он сравнительно мягкий и пластичный, как пластилин или воск. Это вещество мантии способно медленно течь и таким способом перемещаться. Скорость перемещения очень невелика – несколько сантиметров в год. Однако это играет решающую роль в движениях земной коры.

*Земная кора* – верхний твердый слой нашей планеты. По сравнению с ядром и мантией, она очень тонкая. Толща (мощность) земной коры наибольшая под горами – 70 км, под равнинами она составляет 35–40 км, а под океанами – лишь 5–10 км.

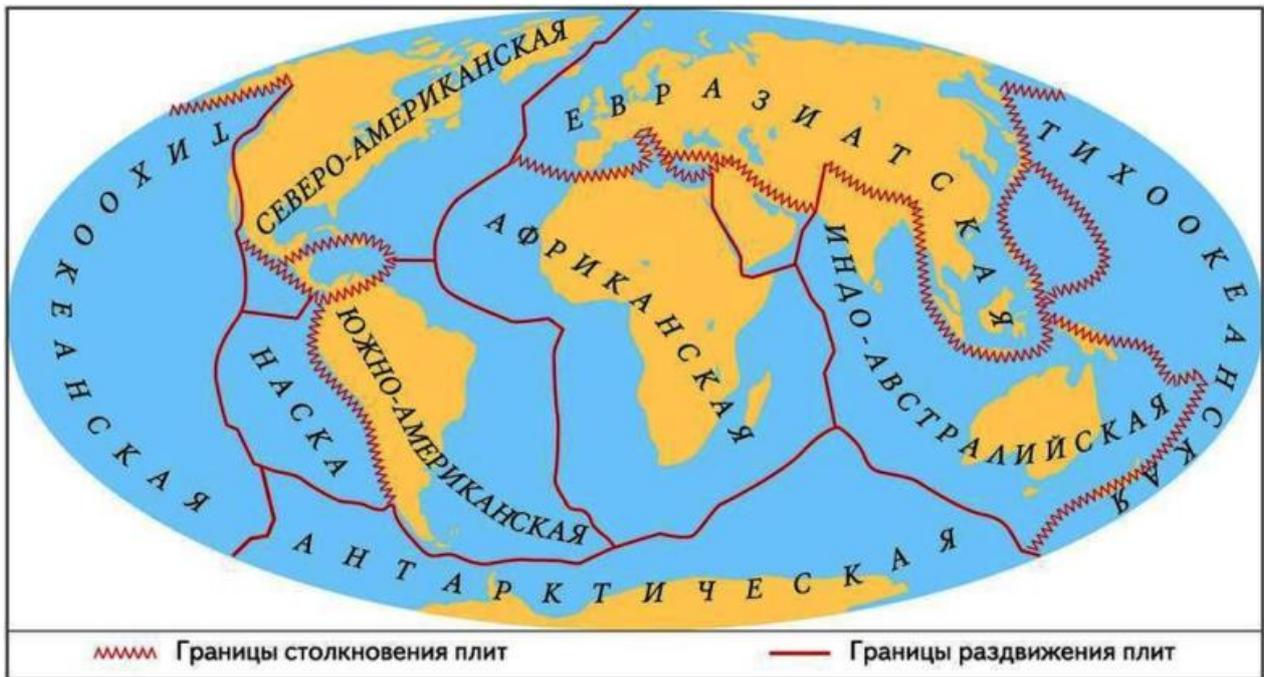
Земная кора вместе с частью верхней мантии состоит из нескольких очень больших блоков, которые называются литосферными плитами. Их толщина различна – от 60 до 100 км. Большинство плит включают в себя как материковую, так и океаническую кору. Выделяют 13 основных плит, из них 7 наиболее крупных: Американская, Африканская, Антарктическая, Индо-Австралийская, Евразийская, Тихоокеанская, Амурская (рисунок 1.2).

Литосферные плиты находятся в постоянном движении. Это движение, происходящее в верхних слоях астеносферы (пластичном слое верхней мантии), обусловлено наличием присутствующих в мантии конвективных течений. Отдельно взятые литосферные плиты сближаются, расходятся и скользят относительно друг друга (рисунок 1.3).

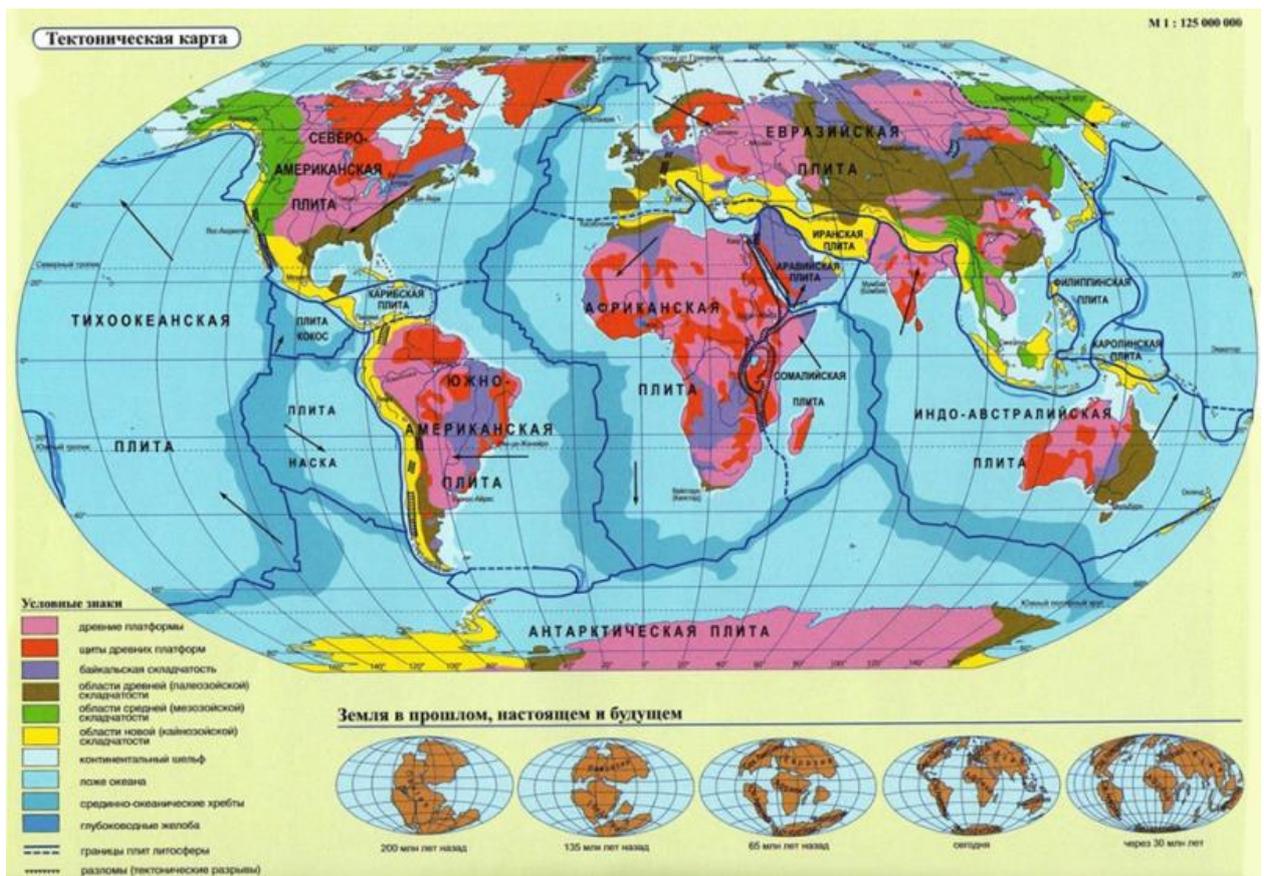
При сближении плит возникают зоны сжатия и последующее надвигание (обдукция) одной из плит на соседнюю или поддвигание (субдукция). При расхождении появляются зоны растяжения с характерными трещинами, возникающими вдоль границ. При скольжении образуются разломы, в плоскости которых наблюдается трение близлежащих плит.

Плиты медленно движутся друг относительно друга со скоростью 1–6 см в год. Этот факт был установлен в результате сопоставления снимков, сделанных с искусственных спутников Земли. Они позволяют предположить, что конфигурация материков и океанов в будущем может быть совершенно отличной от современной, так как известно, что Американская литосферная плита движется навстречу Тихоокеанской, а Евразийская сближается с Африканской, Индо-Австралийской, а также с Тихоокеанской. Американская и Африканская литосферные плиты медленно расходятся.

Силы, которые вызывают расхождение литосферных плит, возникают при перемещении вещества мантии. Мощные восходящие (конвективные) потоки этого вещества расталкивают плиты, разрывают земную кору, образуя в ней глубинные разломы. Таким образом, можно сделать общий вывод: границы литосферных плит – подвижные области, к которым приурочены вулканы, зоны землетрясений, горные области, срединно-океанические хребты, глубоководные впадины и желоба.



а



б

Рисунок 1.2 – Литосферные плиты Земли: а – границы плит; б – история движения плит

## Три типа перемещений плит

1. Расхождение (дивергенция) - рифтинг и спрединг
2. Схождение (конвергенция) - субдукция и коллизия
3. Сдвиговые перемещения по геологическим разломам

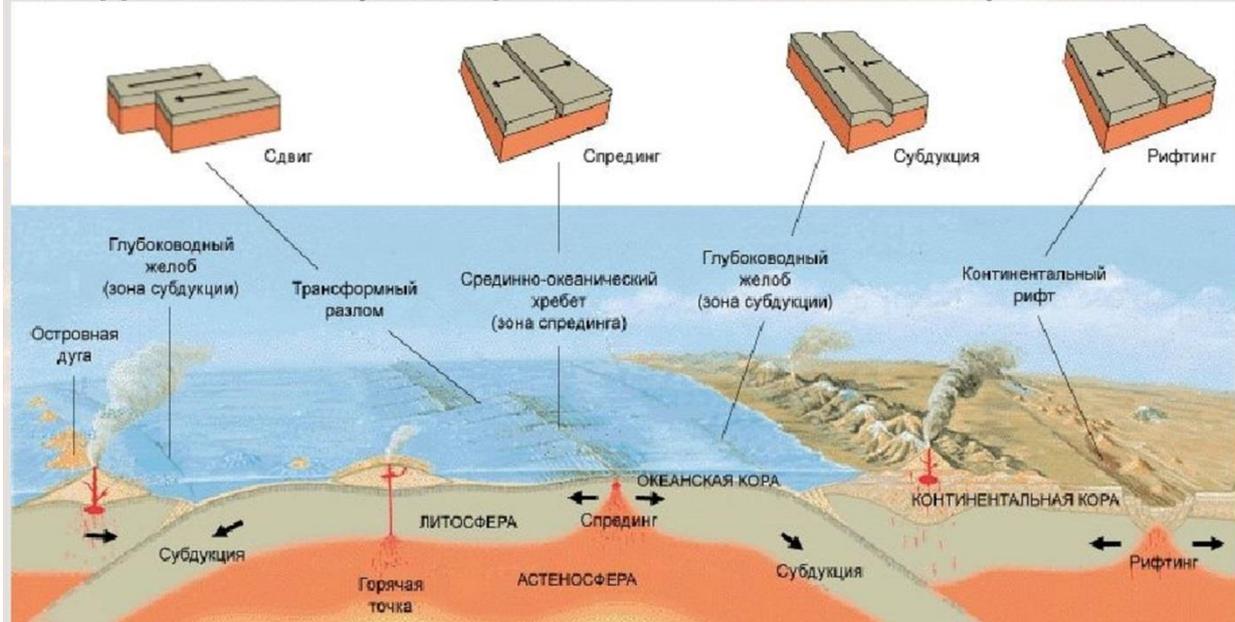


Рисунок 1.3 – Схемы движения плит по разломам

**Виды землетрясений.** Согласно современным представлениям ученых-геофизиков, землетрясение – это быстрые смещения (колебания) земной поверхности в результате сильных взрывов, обрушений сводов пустот – горных выработок или естественных пустот (карстовых пещер). Такие землетрясения называются обвальными, или техногенными. Небольшие толчки может вызывать также подъем лавы при вулканических извержениях.

Однако чаще всего землетрясения, а большие землетрясения всегда, обусловлены быстрым смещением участка земной коры как целого в момент хрупкой деформации упруго напряженных пород в *очаге* или *гипоцентре* землетрясения. Большинство очагов землетрясений возникает близ поверхности Земли. Само смещение происходит под действием упругих сил за счет разрядки-уменьшения упругих деформаций в объеме всего участка плиты в ходе его смещения к положению равновесия (к состоянию с минимальными упругими деформациями).

Другими словами, землетрясение представляет собой быстрый переход потенциальной энергии, накопленной в упруго-деформированных (сжимаемых, сдвигаемых или растягиваемых) горных породах земных недр, в энергию колебаний этих самых недр (сейсмические волны), в энергию изменения структуры пород в очаге землетрясения. Этот переход происходит в момент превышения предела прочности пород в очаге землетрясения.

Предел прочности пород земной коры превышает в результате роста суммы сил, действующих на нее:

- силы вязкого трения мантийных конвекционных потоков о земную кору;
- архимедовой силы, действующей на легкую кору со стороны более тяжелой пластичной мантии;
- лунно-солнечных приливов;
- изменяющегося атмосферного давления.

Эти же силы приводят и к возрастанию потенциальной энергии упругой деформации пород в результате смещения плит под их действием. Плотность потенциальной энергии упругих деформаций под действием перечисленных сил нарастает практически во всем объеме плиты (по-разному в разных точках). В момент землетрясения потенциальная энергия упругой деформации в очаге землетрясения быстро (почти мгновенно) снижается до минимальной остаточной (чуть ли не до нуля). Тогда как в окрестностях очага за счет сдвига плиты во время землетрясения, как целого, упругие деформации несколько увеличиваются. Поэтому и случаются часто в окрестностях главного очага повторные землетрясения – афтершоки. Точно так же малые предварительные землетрясения – форшоки – могут спровоцировать большое (более мощное) в окрестностях первоначального малого землетрясения. Большое землетрясение (с большим сдвигом плиты) может вызвать последующие индуцированные землетрясения даже на удаленных краях плиты.

### **1.1.2 Последствия сильных землетрясений. Оползни, разжижение грунта, цунами**

Землетрясения наиболее известны по их последствиям, чаще всего разрушениям, которые они способны произвести (рисунок 1.4). Разрушения вызываются колебаниями почвы или гигантскими приливными волнами (цунами), возникающими при сейсмических смещениях на морском дне (рисунки 1.5, 1.6).



Рисунок 1.4 – Последствия землетрясения магнитудой 6,4 балла вблизи города Хуалянь на Тайване

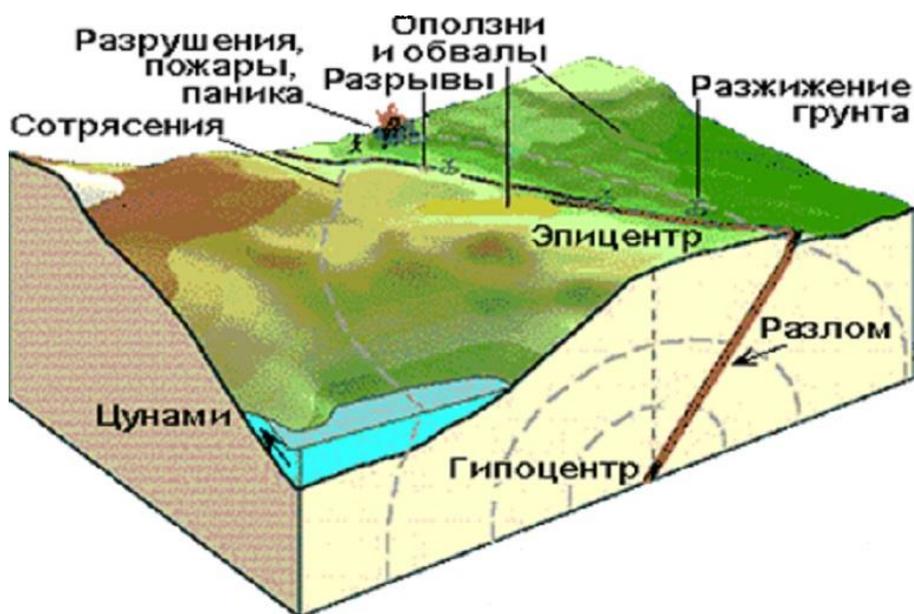


Рисунок 1.5 – Землетрясение и его последствия



Рисунок 1.6 – Последствия землетрясения и цунами (Офунато, Япония)

## 1.2. Механизм тектонических землетрясений и их параметры

Механизм очага землетрясения (*фокальный механизм*) является одним из важнейших параметров, характеризующих сейсмическое событие. *Фокальный механизм* в современной сейсмологии связывается с *внезапной* подвижкой горных пород, сопровождающейся *излучением* сейсмических волн по поверхности ослабленной прочности.

### 1.2.1 Очаг, гипоцентр, эпицентр, изосейты землетрясений

Как мы уже выяснили в предыдущем параграфе, тектонические землетрясения обусловлены быстрым смещением участка земной коры (литосферных плит) в момент хрупкой деформации упруго напряженных пород в *очаге* или *ги-*

поцентре землетрясения (рисунок 1.7). Большинство очагов землетрясений возникает близ поверхности Земли. Само смещение происходит под действием упругих сил за счет разрядки-уменьшения упругих деформаций в объеме всего участка плиты в ходе его смещения к положению равновесия (к состоянию с минимальными упругими деформациями).

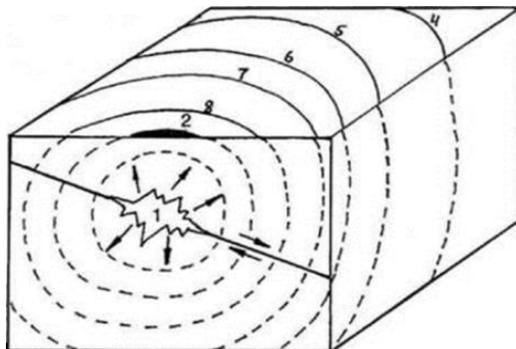


Рисунок 1.7 – Очаг землетрясения и распространения сотрясений в объеме породы: 1 – область очага, или гипоцентр; 2 – проекция гипоцентра на поверхность Земли – эпицентр. Линии изосейст на поверхности – линии равных сотрясений в баллах

В большинстве случаев, хотя и не всегда, разрывы имеют сдвиговую природу, и очаг землетрясения охватывает определенный объем вокруг него. Сейсмология изучает упругие волны, распространяющиеся динамически в частотном диапазоне  $10^3$ – $10^2$  Гц со скоростью в 2–5 км/с. Проекция гипоцентра на земную поверхность называется *эпицентром* землетрясения. Интенсивность землетрясения эпицентра изображается линиями равной интенсивности землетрясений – изосейстами. Область максимальных баллов вокруг эпицентра носит название *плейстосейстовой области*.

Основному подземному сейсмическому удару (землетрясению) обычно предшествуют небольшие землетрясения, или *форшоки*, свидетельствующие о критическом нарастании напряжений в горных породах. После главного сейсмического удара обычно происходят еще сейсмические толчки, но более слабые, чем главный удар. Они называются *афтершоками* и свидетельствуют о процессе разрядки напряжений при образовании новых разрывов в толще пород.

По глубине гипоцентров (фокусов) землетрясения подразделяются на три группы: 1) мелкофокусные – 0–60 км; 2) среднефокусные – 60–150 км; 3) глубокофокусные – 150–700 км. Однако чаще всего гипоцентры землетрясений сосредоточены в верхней части земной коры на глубине 10–30 км, где кора характеризуется наибольшей жесткостью и хрупкостью.

### 1.2.2 Характер колебаний грунта. Сейсмические волны

*Сейсмические волны.* Быстрые, хотя и неравномерные смещения масс горных пород вдоль плоскости разрыва вызывают деформационными волнами, т. е. упругие колебания в толще пород, которые, распространяясь во все стороны и достигая поверхности Земли, производят на ней основную разрушающую работу. Различают объемные и поверхностные сейсмические волны. К первым относятся продольные – *P* (более скоростные) и поперечные – *S* (менее скоростные) волны (рисунок 1.8). Ко вторым – волны Лява – *L* и Рэлея – *R*. Волны *P* представляют собой чередование сжатия и растяжения и способны проходить

через твердые, жидкие и газообразные вещества, в то время как волны  $S$  при своем распространении сдвигают частицы вещества под прямым углом к направлению своего пути.

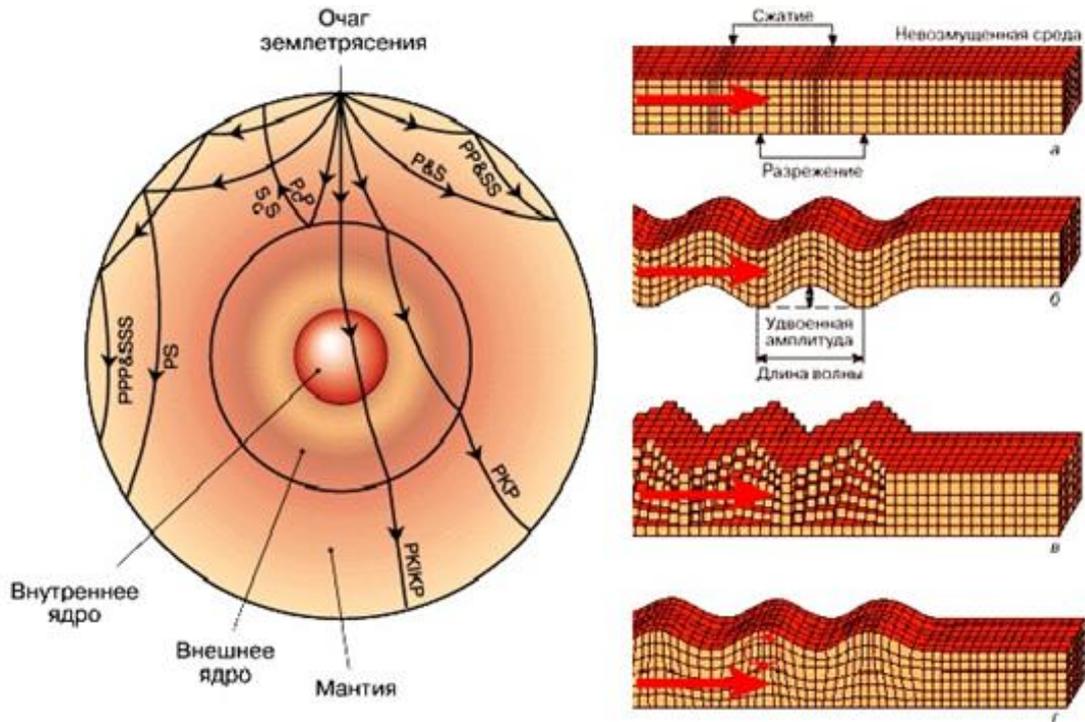


Рисунок 1.8 – Сейсмические волны и их распространение от очага землетрясения: а – продольные (P); б – поперечные (S); в – волны Лява; г – волны Рэлея

Скорость продольных волн

$$V_p = \sqrt{\frac{\lambda + 2\mu}{\rho}}, \quad (1.1)$$

где  $\lambda$  и  $\mu$  константы Ламэ;  $\rho$  – плотность среды.

Константы Ламэ позволяют выразить компоненты деформаций через компоненты напряжений и связаны с модулями упругости формулами

$$\mu = G \text{ и } \lambda = K - 2G/3,$$

где  $G$  – модуль сдвига,  $K$  – модуль объемного сжатия.

Скорость поперечных волн  $V_s = \sqrt{\frac{\mu}{\rho}}.$  (1.2)

Так как модуль сдвига  $\mu$  в жидкости и газе равен 0, то поперечные волны не проходят через жидкости и газы.

Поверхностные волны подобны водной ряби на озере. Волны Лява заставляют колебаться частицы пород в горизонтальной плоскости параллельно земной поверхности, под прямым углом к направлению своего распространения. А волны Рэлея, скорость которых меньше, чем у волн Лява, возникают на границе раздела двух сред и, воздействуя на частицы, заставляют их двигаться по вертикали и горизонтали в вертикальной плоскости, ориентированной в направлении распространения волн.

На границах раздела и других неоднородностях в Земле наблюдаются явления отражения, преломления и обмена типов сейсмических волн. Вблизи гра-

ниц возникают и распространяются поверхностные волны Рэлея и Лява. Первые являются суперпозицией неоднородных продольных и поперечных сейсмических волн, вторые – только поперечных. Волны Рэлея возникают в присутствии одной границы раздела (поверхности Земли), Лява – двух и более. В Земле скорость поверхностных волн меньше скорости поперечных волн и зависит от частоты (таблица 1.1). Амплитуда волн Рэлея и Лява убывает приблизительно обратно пропорционально корню квадратному из расстояния до источника. Прямые, проходящие, отраженные и преломленные волны могут быть как *P*-, так и *S*-типа. Кроме того, возникают различные комбинированные волны: обменные, дифрагированные, многократно отраженные, отраженно-преломленные и т. д. (рисунок 1.9).

Таблица 1.1 – Скорости распространения продольных волн для различных пород

Порода	$v_p$ , м/с	$v_s/v_p$
Рыхлая поверхностная	100...500	0,56...0,59
Гравий, галька	100...600	0,28...0,67
Влажный песок	600...1800	0,10...0,33
Глина	900...2800	0,10...0,20
Вода	1430...1680	-
Лед	3100...4200	0,43...0,50
Песчаник	1800...4000	0,33...0,59
Известняк	2100...6100	0,29...0,63
Мел	1800...3700	0,37...0,45
Сланец	2800...4300	0,17...-,37
Гравий	4600...5800	0,46...0,65
Метаморфические породы	3000...7000	0,50...0,59

Поверхностные волны распространяются медленнее, чем объемные, и довольно быстро затухают как на поверхности, так и на глубине. Волны *P*, достигая поверхности Земли, могут передаваться в атмосферу в виде звуковых волн на частотах более 15 Гц. Этим объясняется «страшный гул», иногда слышимый людьми во время землетрясений.

Сейсмические волны, вызываемые землетрясениями, регистрируются сейсмографами (рисунок 1.10), приборами, в основе которых лежат маятники, сохраняющие свое положение при колебаниях подставки, на которой они расположены.

На рисунке 1.11 изображены записи сейсмических колебаний – сейсмограммы, на которых хорошо наблюдаются первые вступления волн *V* и *S*. Отмечая время первого вступления волн, т. е. появления волны на сейсмограмме, и зная скорости их распространения, определяют расстояние до эпицентра землетрясения. В наши дни на земном шаре установлены многие сотни сейсмографов, которые немедленно регистрируют любое, далее очень слабое землетрясение и его координаты.

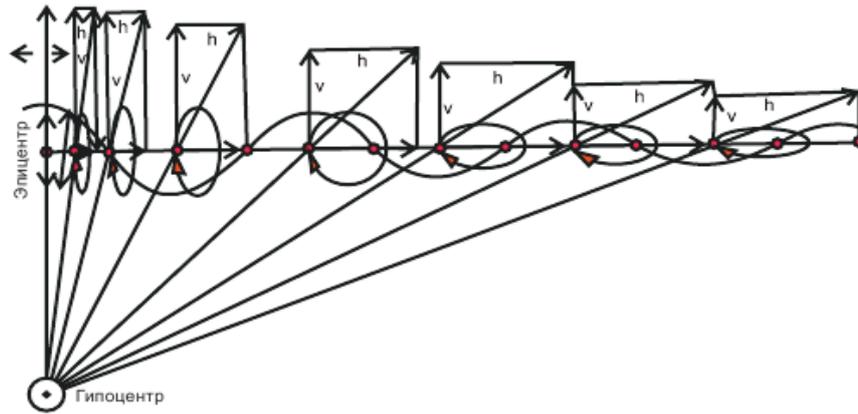


Рисунок 1.9 – Характер колебаний точки грунта в зависимости от удаления от эпицентра

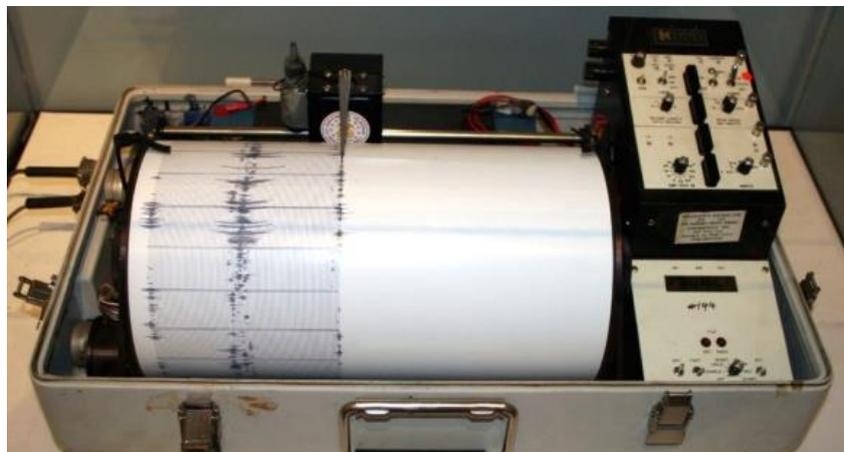


Рисунок 1.10 – Сейсмограф

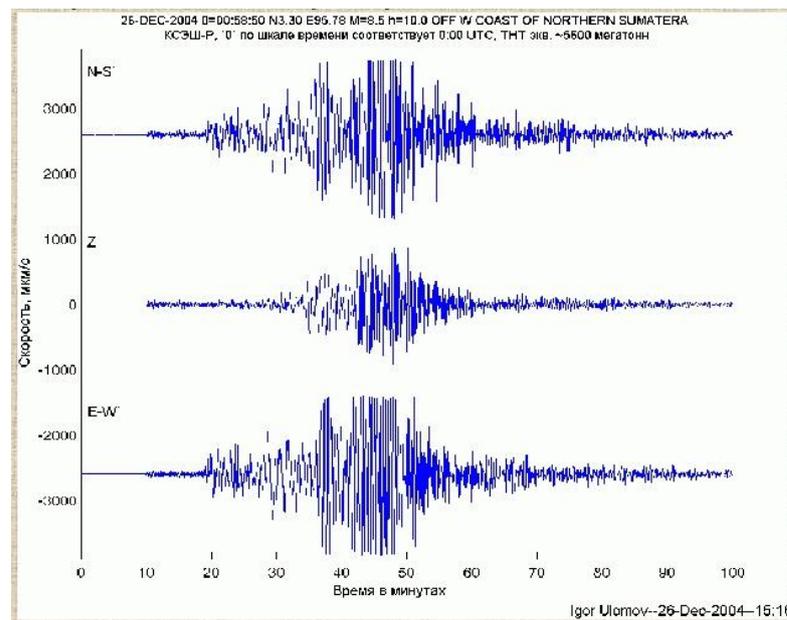


Рисунок 1.11 – Запись землетрясения 26 декабря 2004 года на сейсмографе КСЭШ-Р

### **1.2.3 Интенсивность и магнитуда землетрясений. Сейсмические шкалы**

Для оценки силы и воздействий землетрясений используются два типа шкал: шкалы магнитуд и шкалы интенсивности. Магнитуда землетрясения – условная безразмерная величина, характеризующая общую энергию упругих колебаний, вызванных землетрясением. Она является относительной энергетической характеристикой землетрясения, объективно представляющей его как цельное, глобальное событие.

Каждому конкретному землетрясению соответствует одна магнитуда. Среди первых сведений о произошедшем землетрясении становится известной именно его магнитуда, определяемая по сейсмограммам даже на больших расстояниях от эпицентра, но она не является показателем интенсивности землетрясения, ощущаемой в конкретной точке на поверхности земли.

Интенсивность землетрясения – качественная характеристика землетрясения, указывающая на характер и масштаб воздействия землетрясения на поверхность земли, на людей, животных, на естественные и искусственные сооружения в конкретной точке на поверхности Земли. Интенсивность оценивается в баллах, выражающихся целыми числами без дробей. Определяется интенсивность при обследовании района, пострадавшего от землетрясения, или опросе жителей об их ощущениях при отсутствии разрушений, или же расчетами по эмпирически полученным и принятым для данного района формулам. Интенсивность проявления землетрясения в конкретном районе зависит от магнитуды землетрясения, глубины гипоцентра, типа горных пород и расстояния до очага.

**Шкалы интенсивности.** Существует большое количество сейсмических шкал интенсивности, которые описывают землетрясение как с количественной, так и с описательной стороны. В этих шкалах интенсивность колебания в конкретном месте оценивается по степени повреждений зданий, масштабу и формам проявления остаточных деформаций в грунте и другим показателям внешнего эффекта.

В США используется модифицированная шкала Меркалли (ММ), в Европе – Европейская макросейсмическая шкала (EMS), в Японии – шкала Японского метеорологического агентства (Shindo). В России и Кыргызстане применяется 12-балльная шкала MSK-64, составленная С.В. Медведевым, В. Шпонхойером и В. Карником (Приложения 2 и 3). Оценка интенсивности в сейсмических шкалах различна. Так как номер балла коррелируется либо со скоростью движения грунта, либо с его ускорением или смещением, то интенсивность землетрясений оценивается не только по результатам визуальных наблюдений, но и по показаниям приборов (сейсмографов, акселерографов и др.), фиксирующих основные элементы колебательного процесса массива грунта в момент землетрясения.

**Шкалы магнитуд.** Наиболее популярной шкалой для оценки энергии землетрясений является шкала магнитуд Рихтера. Шкала была предложена американским сейсмологом Чарльзом Рихтером в 1935 году, поэтому в обиходе значения магнитуд называют шкалой Рихтера (рисунок 1.12). Магнитуда связана с полной энергией землетрясения, но эта зависимость не прямая, а логарифмическая – она пропорциональна логарифму максимальной амплитуды определенного типа волн данного землетрясения. Эта величина определяется из наблюдений на сейсмических станциях по логарифму максимальной амплитуды смещения частиц почвы.



Магнитуда	Землетрясение
От 0 до 4.3	Легкое
От 4.4 до 4.8	Умеренное
От 4.9 до 6.2	Среднее
От 6.3 до 7.3	Сильное
От 7.4 до 8.9	Катастрофическое

Рисунок 1.12 – Шкала Рихтера

Существует несколько магнитуд и, соответственно, магнитудных шкал: локальная магнитуда ( $M_L$ ); магнитуда, определяемая по поверхностным волнам ( $M_s$ ); магнитуда, определяемая по объемным волнам ( $m_b$ ); моментная магнитуда ( $M_w$ ). Есть различия и в методах определения магнитуд близких, удаленных, мелкофокусных (неглубоких) и глубокофокусных (глубоких) землетрясений.

В основе локальной шкалы магнитуд Рихтера лежит величина максимальной амплитуды сейсмических волн, зарегистрированная стандартным сейсмографом на определенном расстоянии от эпицентра землетрясения. Она зависит от максимальной амплитуды смещения частиц почвы. Рихтер предложил для оценки силы землетрясения в его эпицентре использовать десятичный логарифм перемещения в микрометрах ( $A$ ) иглы стандартного сейсмографа, расположенного на расстоянии не более 600 км от эпицентра, по эмпирической формуле  $M_L = \lg A + f$ , где  $f$  – корректирующая функция, вычисляемая по таблицам в зависимости от расстояния сейсмографа до эпицентра. Энергия землетрясения при этом примерно пропорциональна  $A^{3/2}$ , т. е. увеличение магнитуды на единицу соответствует увеличению амплитуды колебаний в 10 раз и увеличению энергии примерно в 32 раза. Считается, что землетрясения более сильные, чем магнитудой 9 по шкале Рихтера, произойти на Земле не могут.

Шкала Рихтера характеризует величину энергии, которая выделяется при землетрясении. Хотя шкала магнитуд в принципе не ограничена, существуют физические пределы величины выделившейся из земной коры энергии. В шкале Рихтера использован логарифмический масштаб, поэтому каждое целое значение в масштабе указывает на землетрясение, в десять раз большее по мощности, чем предыдущее.

Магнитуда землетрясения и его полная энергия не являются одним и тем же. Энергия, выделяющаяся в очаге землетрясения, при увеличении магнитуды на единицу возрастает примерно в 30 раз.

Между энергией землетрясения ( $E$ ) и его магнитудой ( $M$ ) существует ряд зависимостей, лучшей из которых считается формула, полученная Гутенбергом и Рихтером,

$$\lg E = 9.4 + 2.14M - 0.054 M^2. \quad (1.3)$$

Однако шкала Рихтера изначально имела несколько существенных недостатков:

- Рихтер использовал для градуировки своей шкалы малые и средние землетрясения на территории Калифорнии, характеризовавшиеся малой глубиной очага;
- из-за несовершенства используемой аппаратуры шкала Рихтера была ограничена значением магнитуды 7;
- предложенный способ измерения учитывал только поверхностные волны, в то время как при глубинных землетрясениях существенная часть энергии выделяется в форме объемных волн.

В течение следующих нескольких десятков лет шкала Рихтера уточнялась и приводилась в соответствие с новыми наблюдениями. Сейчас существует несколько производных шкал, в основе которых лежат магнитуды объемных волн ( $m_b$ ) и магнитуды поверхностных волн ( $M_s$ ).

Магнитуда объемных волн

$$m_b = \lg\left(\frac{A}{T}\right) + Q(D, h), \quad (1.4)$$

где  $A$  – амплитуда колебаний земли (в микрометрах),  $T$  – период волны (в секундах) и  $Q$  – поправка, зависящая от расстояния до эпицентра  $D$  и глубины очага землетрясения  $h$ .

Магнитуда поверхностных волн

$$M_s = \lg\left(\frac{A}{T}\right) + 1.66 \lg D + 3.30. \quad (1.5)$$

Однако эти шкалы плохо работают для самых крупных землетрясений – при  $M \sim 8$  наступает насыщение.

*Сейсмический момент и шкала Канамори.* Для изучения процесса деформации в сейсмоактивных зонах часто пользуются такой характеристикой очага, как сейсмический момент  $M_0$ , который определяется произведением модуля сдвига среды, среднего сдвига крыльев разлома и площади разлома. Сейсмический момент рассчитывается обычно по особенностям спектра объемных или поверхностных сейсмических волн. На основании понятия сейсмического момента сейсмологом Хиро Канамори из Калифорнийского технологического института была предложена принципиально иная оценка интенсивности землетрясений. Такая шкала лучше подходит для оценки крупных землетрясений и в то же время хорошо согласуется с более ранними шкалами при  $3 < M < 7$ .

Сейсмический момент землетрясения определяется как

$$M_0 = \mu A u, \quad (1.6)$$

где  $\mu$  – модуль сдвига горных пород, порядка 30 ГПа;  $A$  – площадь, на которой замечены геологические разломы;  $u$  – среднее смещение вдоль разломов.

Таким образом, в единицах СИ сейсмический момент имеет размерность Па  $\times$  м<sup>2</sup>  $\times$  м = Н  $\times$  м.

Магнитуда по Канамори определяется как

$$M_w = \frac{2}{3}(\lg M_0 - 9.1), \quad (1.7)$$

где  $M_0$  – сейсмический момент, выраженный в Н × м.

Магнитуда сильнейшего зарегистрированного землетрясения, происшедшего в Чили в 1960 году, равная 9 по шкале Рихтера, по шкале Канамори составила 9.5 (<http://theearthquakes.info/category/earthquake-scale/>).

*Связь магнитуды и интенсивности в эпицентре землетрясения.* Между магнитудой, балльностью и глубиной очага землетрясения существует эмпирическая зависимость которая выражается соотношением вида

$$J_0 = vM - n\lg h + C, \quad (1.8)$$

где коэффициенты  $v$ ,  $n$  и  $C$  определяются эмпирически и несколько меняются от района к району.

Интенсивность тем больше, чем ближе очаг расположен к поверхности: так, например, если очаг землетрясения магнитудой 8 находится на глубине 10 км, то на поверхности в эпицентре интенсивность составит 11–12 баллов; при той же магнитуде, но на глубине 40–50 км, воздействие на поверхности уменьшается до 9–10 баллов. Примерное соотношение магнитуды и балльности землетрясений представлено в Приложении 5.

*Класс землетрясения.* В Кыргызстане, как и в других странах бывшего Советского Союза, употребляется еще одна характеристика величины землетрясения, эквивалентная магнитуде и называемая энергетическим классом ( $K$ ).

Энергетические классы землетрясений варьируют в диапазоне значений от 0 до 18–20. В среднем по миру для пересчета магнитуд в значения энергетических классов  $K$  принята формула

$$K = 4 + 1,8M. \quad (1.9)$$

В свою очередь, энергетический класс связан с сейсмической энергией простым соотношением

$$E = 10K \text{ Джоулей}. \quad (1.10)$$

Следовательно, магнитуду можно связать с сейсмической энергией следующим образом:

$$\lg E = 4 + 1,8M. \quad (1.11)$$

Частота землетрясений разной магнитуды показана на рисунке 1.13.

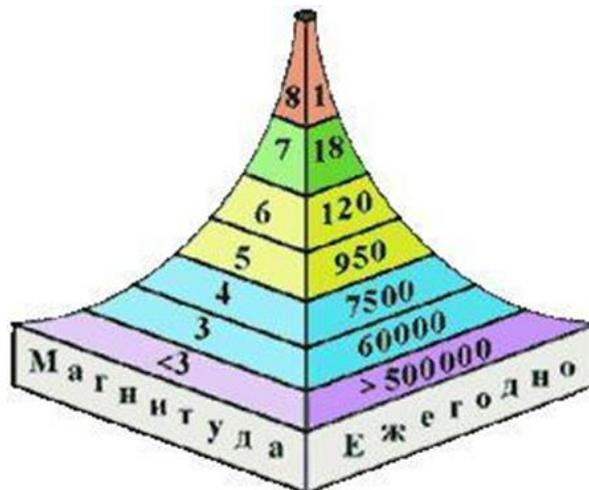


Рисунок 1.13 – Частота землетрясений разной магнитуды

За год на Земле происходит примерно:

- 1 землетрясение с магнитудой 8,0 и выше;
- 10 – с магнитудой 7,0–7,9;
- 100 – с магнитудой 6,0–6,9;
- 1000 – с магнитудой 5,0–5,9.

## **1.3 Сейсмическая опасность района строительства. Грунтовые условия и сейсмическая опасность площадок строительства (СН КР 20-02:2018)**

### **1.3.1 Сейсмичность района**

Сейсмическую опасность района строительства следует определять с использованием карт общего сейсмического районирования территории Кыргызской Республики или по списку населенных пунктов Кыргызской Республики.

Карты общего сейсмического районирования территории Кыргызской Республики приведены в Приложении 6.

Список населенных пунктов Кыргызской Республики с указанием для них сейсмической опасности в баллах и в ускорениях приведен в Приложении 7.

На карте общего сейсмического районирования территории Кыргызской Республики выделены зоны распределения локальной магнитуды  $M_{LN}$  активных разломов и их сегментов, генерирующих землетрясения, классифицированные по величинам максимальных возможных локальных магнитуд ожидаемых землетрясений следующим образом:  $\leq 6,5$ ;  $\leq 7,0$ ;  $\leq 7,5$ ;  $\leq 8,0$ ;  $> 8,0$ .

На карте общего сейсмического районирования территории Кыргызской Республики потенциальная сейсмическая опасность территории Кыргызстана характеризуется изолиниями с амплитудами горизонтальных пиковых ускорений:  $< 0,2 g$ ;  $0,2g$ ;  $0,3 g$ ;  $0,4 g$ ;  $0,5 g$ ;  $0,6 g$  и  $0,7 g$ .

Показатель сейсмической интенсивности  $a_{gR}$ , приведенный на карте пиковых ускорений (PGA), относится к скальным грунтам (тип грунтовых условий IA по таблице 6.1 СН КР 20-02:2018).

На карте общего сейсмического районирования территории Кыргызстана выделены зоны, в пределах каждой из которых потенциальная сейсмическая опасность условно принята постоянной и характеризуется целочисленными баллами – 7, 8, 9 и более 9 баллов.

В списке населенных пунктов Кыргызской Республики (Приложение 7) указаны показатели сейсмической опасности территорий населенных пунктов в баллах и в пиковых ускорениях.

Для населенных пунктов и территорий застройки, не приведенных в Приложении 7, сейсмическую опасность района в ускорениях допускается определять:

- при проектировании объектов с классами ответственности по функциональному назначению I, II и III (см. подраздел 7.4 СН КР 20-02:2018) – по интерполяции, принимая, что в интервалах между каждой парой изолиний на карте общего сейсмического районирования территории Кыр-

гызской Республики значения ускорений изменяются непрерывно и постепенно;

- при проектировании объектов с классом ответственности по функциональному назначению IV – в соответствии с заключением организации-составителя карт общего сейсмического районирования территории Кыргызской Республики или по результатам специальных сейсмологических и сейсмотектонических исследований.

Количественные показатели, приведенные на карте общего сейсмического районирования территории Кыргызской Республики, допускается уточнять на основании результатов сейсмического микрорайонирования:

а) если в процессе применения этих карт будут выявлены неучтенные факторы, способные повлиять на интенсивность прогнозируемых сейсмических воздействий;

б) для населенных пунктов и территорий, расположенных на расстояниях до 15 км от границ между районами с различной балльностью или в горных районах.

### **1.3.2 Грунтовые условия площадок строительства по сейсмическим свойствам**

Грунтовые условия площадок строительства классифицированы по сейсмическим свойствам на типы IA, IB, II и III.

Типы грунтовых условий площадок строительства следует определять в соответствии с данными таблицы 6.1 СН КР 20-02:2018 исходя из результатов инженерно-геологических изысканий, выполняемых в соответствии с положениями действующих нормативных документов и с учетом специальных требований, зависящих от класса ответственности здания или сооружения и специфических условий строительства.

Тип грунтовых условий площадки строительства предпочтительно определять исходя из экспериментально установленных значений скоростей распространения поперечных волн  $v_{s,30}$  и  $v_{s,10}$  в поверхностных 30- и 10-метровых толщах.

Средние скорости распространения поперечных волн  $v_{s,30}$  следует вычислять в соответствии с выражением (1.12)

$$v_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{v_i}}, \quad (1.12)$$

где  $h_i$  и  $v_i$  – означают толщину в метрах и скорость распространения поперечной волны в м/с (с уровнем деформаций сдвига  $10^{-5}$  или меньше) для  $i$ -й формации или слоя при общем количестве слоев  $N$ , присутствующих в верхней 30-метровой грунтовой толще.

Средние скорости распространения поперечных волн  $v_{s,10}$  следует вычислять в соответствии с выражением (1.13)

$$v_{s,10} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{v_i}}. \quad (1.13)$$

Если один из показателей средних скоростей распространения поперечных волн в поверхностных грунтовых толщах ( $v_{s,10}$  или  $v_{s,30}$ ) имеет значение меньше, чем указано в таблице 6.1 СН КР 20-02:2018, то грунтовые условия площадки

строительства следует относить к более неблагоприятному по сейсмическим свойствам типу.

При отсутствии данных о скоростях распространения поперечных волн в поверхностных толщах, тип грунтовых условий площадки строительства допускается определять по описательным признакам, приведенным в таблице 1.2 (Таблица 6.1 СН КР 20-02:2018).

Таблица 1.2 – Типы грунтовых условий по сейсмическим свойствам

Типы грунтовых условий	Грунты стратиграфического профиля (описательные признаки)	Средние значения $v_{s,10}$ и $v_{s,30}$ , м/с
IA	Скальные грунты всех видов неветрелые и слабоветрелые с маломощным (до 5 м) покровом рыхлых отложений	$v_{s,30} \geq 800$
IB	Скальные грунты ветрелые с маломощным (до 5 м) покровом рыхлых отложений. Крупнообломочные грунты преимущественно из магматических и метаморфических пород (более 70 %), плотные (плотность грунта $\rho \geq 2,15$ т/м <sup>3</sup> ), с содержанием песчано-глинистого заполнителя до 30 %, перекрытые маломощным покровом (до 5,0 м) рыхлых отложений	$v_{s,10} \geq 350$ $550 \leq v_{s,30} < 800$
II	Скальные грунты сильноветрелые; крупнообломочные грунты преимущественно из осадочных пород (более 70 %) независимо от содержания заполнителя. Крупнообломочные грунты всех видов с содержанием заполнителя более 30 %. Пески гравелистые крупные и средней крупности плотные независимо от степени водонасыщения. Пески крупные и средней крупности со средней плотностью с малой и средней степенью водонасыщения. Пески мелкие и пылеватые плотные со средней плотностью и малой степенью водонасыщения. Глинистые грунты с показателем текучести $\leq 0,5$ при коэффициенте пористости $e < 0,9$ для глин и суглинков и $e < 0,7$ для супесей	$230 \leq v_{s,10} < 350$ $270 \leq v_{s,30} < 550$
III	Пески рыхлые независимо от степени водонасыщения и крупности. Пески крупные и средней крупности средней плотности водонасыщенные. Пески мелкие и пылеватые плотные и средней плотности средней степени водонасыщения и водонасыщенные. Глинистые грунты с показателем текучести $> 0,5$ независимо от значения коэффициента пористости. Глинистые грунты с показателем текучести $\leq 0,5$ при значении коэффициента пористости $e \geq 0,9$ для глин и суглинков и $e \geq 0,7$ для супесей	$v_{s,10} < 230$ $v_{s,30} < 270$

Примечание. При использовании описательных данных:

а) грунтовые условия площадки строительства допускается относить к типам IA и IB, если мощности слоев, соответствующих этим типам, составляют более 25 м в пределах поверхностного 30-метрового слоя, считая от планировочной отметки, а механические свойства грунтов по глубине (в т. ч. ниже 30-метрового поверхностного слоя) постепенно увеличиваются;

б) при неоднородном составе стратиграфического профиля грунтовые условия относятся к более неблагоприятному типу, если в пределах верхней 10-метровой толщи (считая от планировочной отметки) слои, относящиеся к этому типу, имеют суммарную толщину более 5 м;

в) в случае прогнозирования подъема уровня грунтовых вод и обводнения грунтов тип грунтовых условий площадки строительства следует определять в зависимости от свойств грунта (влажности, консистенции) в замоченном состоянии;

г) в случае отсутствия данных о значениях показателя текучести или влажности песчаных и глинистых грунтов, грунтовые условия площадки строительства при уровне грунтовых вод выше 5 м следует относить к типу III по сейсмическим свойствам.

### 1.3.3 Сейсмическая опасность площадок строительства

Сейсмичность площадки строительства следует определять по картам общего сейсмического районирования и спискам населенных пунктов с указанием сейсмической опасности в баллах и ускорениях, разработанных в 2018 г., или на основании результатов сейсмического микрорайонирования территорий, выполняемого специализированными организациями в составе инженерных изысканий.

До разработки карт сейсмического микрорайонирования допускается упрощенное определение сейсмичности площадки строительства:

а) в баллах – по карте (Приложение 7) или по списку населенных пунктов (Приложение 8), учитывая тип грунтовых условий площадки строительства;

б) в горизонтальных ускорениях – с помощью выражения

$$a_g = a_{gR} \cdot S(a_{gR}) \cdot S_T, \quad (1.14)$$

где  $a_g$  – расчетное значение горизонтального пикового ускорения грунта на площадке строительства при ее фактических грунтовых и топографических условиях;  $a_{gR}$  – референтное значение горизонтального пикового ускорения грунта в долях  $g$  на рассматриваемой площадке строительства при грунтах типа IA, определяемое по карте пиковых ускорений в скальных грунтах для горизонтальной составляющей сейсмических колебаний на территории Кыргызстана (Приложение 7 или по Приложению 8);  $S(a_{gR})$  – коэффициент, характеризующий влияние фактических грунтовых условий площадки строительства на интенсивность сейсмических воздействий, определяемый в соответствии с п. 6.3.3 СН КР 20-02:2018;  $S_T$  – коэффициент, учитывающий топографические эффекты усиления горизонтальных сейсмических воздействий на площадке строительства, определяемый в соответствии с п. 6.3.4 СН КР 20-02:2018.

Значение коэффициента  $S(a_{gR})$ , зависящее от типа грунтовых условий площадки строительства по сейсмическим свойствам и величины пикового ускорения  $a_{gR}$ , определяется с помощью выражений, приведенных в таблице 1.3 (таблица 6.3. СН КР 20-02:2018).

Таблица 1.3 – Определение сейсмичности площадки строительства в баллах

Тип грунтовых условий	Сейсмичность площадки строительства при сейсмичности района (в баллах) по карте сейсмического районирования или по списку населенных пунктов (Приложение ГСН КР 20-02:2018)			
	7	8	9	> 9
IA и IB	7	8	9	> 9
II	7	8	9	> 9
III	8	9	> 9	По результатам исследований

Примечание. При определении сейсмичности площадок строительства, расположенных в горных местностях или на возвышенностях, следует дополнительно учитывать топографические эффекты усиления сейсмических воздействий.

Значения коэффициентов  $S(a_{gR})$  и  $S_T$  представлены в таблицах 1.4 и 1.5.

Таблица 1.4 – Значения коэффициента  $S(a_{gR})$

Типы грунтовых условий по сейсмическим свойствам	Значение коэффициента $S(a_{gR})$ в зависимости от величины $a_{gR}$
IA	1,0
IB	$1,0 \leq (1,4 - a_{gR}/g) \leq 1,2$
II	$1,1 \leq (2,0 - 2,5 \cdot a_{gR}/g) \leq 1,6$
III	$1,3 \leq (2,5 - 3,0 \cdot a_{gR}/g) \leq 2,4$

Расчетные сейсмичности площадок строительства в баллах следует учитывать при определении допустимых габаритов проектируемых зданий и сооружений в плане и по высоте, а также антисейсмических мероприятий, принимаемых по конструктивным соображениям.

Оценки сейсмической опасности площадок строительства в ускорениях  $a_g$  следует учитывать при определении расчетных значений горизонтальных и вертикальных ускорений на площадках строительства.

В составе отчета об инженерно-геологических изысканиях на площадке строительства следует указывать (СН КР 20-02:2018):

- а) показатели сейсмической опасности района строительства;
- б) тип грунтовых условий площадки строительства по сейсмическим свойствам;
- в) показатели сейсмической опасности площадки строительства;
- г) наличие или отсутствие факторов, неблагоприятных в сейсмическом отношении из-за местных сейсмотектонических, геологических или топографических условий.

Показатели сейсмической опасности районов строительства следует указывать в ускорениях и целочисленных баллах, приведенных в Приложении 8 или определенных по карте сейсмического районирования территории Кыргызской Республики.

Показатели сейсмической опасности площадок строительства следует указывать в целочисленных баллах и ускорениях, приведенных на картах сейсмического микрорайонирования.

Таблица 1.5 – Значения коэффициентов  $S_T$

Категория рельефа	Характеристика рельефа	Расположение площадки	$S_T$
1	Плоские поверхности и возвышенности с крутизной склонов менее 15°	–	1,0
2	Одиночные возвышенности с крутизной склонов более 15°	Вблизи верхнего края склона	$\geq 1,2$
3	Протяженные возвышенности с шириной гребня существенно меньшей, чем в основании и крутизной склонов от 15° до 30°	Вблизи вершины возвышенности	$\geq 1,2$
4	Протяженные возвышенности с шириной гребня существенно меньшей, чем в основании и крутизной склона более 30°	Вблизи вершины возвышенности	$\geq 1,4$

Примечание. Для площадок, расположенных между основанием и вершиной хребтов или склонов, значения коэффициентов усиления  $S_T$  допускается определять по линейной интерполяции, принимая значение  $S_T$  в основаниях возвышенностей равным 1,0.

Тип грунтовых условий и показатели сейсмической опасности площадки строительства, определенные в соответствии с 6.2 и 6.3 СН КР 20-02:2018, не допускается изменять исходя из конструктивных особенностей и глубины заложения фундаментов, а также из-за изменения характеристик грунтов после их усиления или замены на локальном участке.

### 1.3.4 Выбор площадок строительства (СН КР 20-02:2018)

При выборе площадок строительства не рекомендуется размещать жилые массивы, промышленные (производственные) комплексы или отдельные здания и сооружения на площадках, неблагоприятных в сейсмическом отношении.

К неблагоприятным в сейсмическом отношении относятся площадки:

- расположенные в зонах возможного возникновения очагов землетрясений (в зонах ВОЗ) с магнитудами 7,6 и более;
- расположенные на участках возможного проявления тектонических разломов на дневной поверхности;
- с грунтовыми отложениями, способными к разжижению;
- имеющие при типе грунтовых условий III сейсмичность более 9 баллов;
- с просадочностью грунтов, плавунами, карстами, горными выработками, сильной нарушенностью пород физико-геологическими процессами;
- с крутизной склонов более 15°, сложенных породами с нарушенной структурой или рыхлыми водонасыщенными грунтами;
- расположенные в зонах возможного образования осыпей, обвалов, оползней и прохождения селевых потоков.

При строительстве на площадках, с грунтовыми условиями указанными выше в пунктах в), г), д), следует проводить инженерные мероприятия по улучшению свойств грунтов или их замене, принимать меры к укреплению оснований зданий и сооружений.

Мероприятия по улучшению свойств грунтов и укреплению оснований зданий и сооружений должны исключать возможности образования разрывов

в грунте, неустойчивости склонов и остаточных осадок, связанных с разжижением или уплотнением грунта при землетрясении.

На площадках строительства с крутизной склонов более  $15^\circ$  контур зданий и сооружений должен быть расположен вне пределов плоскости скольжения, положение которой устанавливается расчетом склонов на устойчивость с учетом сейсмических воздействий.

## 2. СЕЙСМИЧЕСКИЕ НАГРУЗКИ И ИХ ВЛИЯНИЕ НА ЗДАНИЯ И СООРУЖЕНИЯ

В первой главе говорилось о природе землетрясений, их параметрах и сейсмическом районировании. Вторая глава раскрывает природу сейсмической нагрузки и ее влияние на здания и сооружения.

### 2.1 Характер сейсмической нагрузки

Как известно, по характеру воздействия на объекты внешние силы (нагрузки) разделяются на статические и динамические. К статическим относятся нагрузки, величина, направление и место приложения которых не изменяются в течение определенного, достаточно продолжительного периода времени. К статическим нагрузкам относятся собственный вес конструкции, снеговая нагрузка и др. В отличие от статических динамические нагрузки характеризуются быстрым изменением во времени либо своего значения, либо направления, либо места (точки) приложения. К динамическим нагрузкам относятся ударная, вибрационная, пульсирующая составляющая ветровой нагрузки и сейсмическая. В результате действия динамических нагрузок в зданиях и их конструктивных элементах возникают силы инерции, которые при статических нагрузках не возникают. Наглядный пример силы инерции – потеря равновесия человеком после резкого торможения движущегося транспорта (машины, автобуса, поезда и т. д.).

Таким образом, сейсмические нагрузки – это силы инерции, которые возникают в зданиях и их конструкциях в результате прохождения сейсмических волн в основании (рисунок 2.1). Второй закон Ньютона:  $F = M \times A$ , связывает силу инерции  $F$ , массу объекта  $M$ , которая определяется делением его веса на ускорение свободного падения, и ускорение  $A$ .

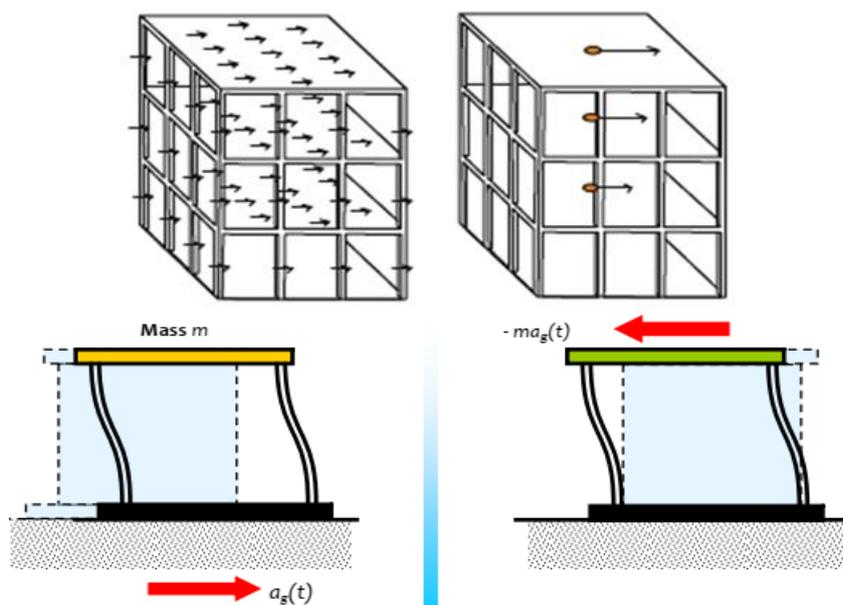


Рисунок 2.1 – Силы инерции, возникающие в конструкциях зданий и сооружений

Силы инерции – внутренние силы. Они возникают в каждом элементе, в каждой конструкции здания или сооружения, поскольку последние обладают весом и, следовательно, массой. Подобно силе гравитации, действующей на элемент в его центре тяжести или центре масс (ЦМ), сила инерции любого элемента может рассматриваться как действующая в той же самой точке.

В чем же различие между ветровой и сейсмической нагрузками? Сила ветра – внешняя по отношению к зданию. Давление ветра приложено на внешние поверхности здания. Его величина и центр приложения определены поверхностной областью, на которую давление действует. Подобно силам инерции, пульсационная составляющая ветровой нагрузки динамична, а продолжительность сильного порыва ветра продолжается порядка нескольких секунд. В то же время пик силы землетрясения приходится только на доли секунд. Другое различие между двумя нагрузками – то, что силы инерции циклические – они действуют «вперед – назад».

Несмотря на эти существенные различия, их общая особенность состоит в том, что главное и самое опасное их направление – горизонтальное. Вертикальная составляющая сейсмической нагрузки, как и пульсационная составляющая ветровой нагрузки, опасна при расчете большепролетных покрытий и консольных конструкций.

В требованиях нового СН КР 20-02:2018 вертикальную сейсмическую нагрузку на здания и сооружения необходимо учитывать, если интенсивность вертикальной компоненты сейсмического воздействия превышает 0,25 g.

## **2.2 Факторы, влияющие на величину сейсмической нагрузки и сейсмостойкость здания**

Основными параметрами, определяющими величину сейсмической нагрузки, являются энергетическая характеристика землетрясения, его магнитуда и сейсмические свойства грунта основания. Однако реакция зданий и сооружений на эти параметры во многом зависит как от свойств самих зданий, так и от параметров их конструктивных элементов.

Перечисленные ниже свойства и параметры конструктивной системы, которой является любое здание, а также упругие свойства основания, являются очень важными при проектировании сейсмостойких зданий. Такими параметрами являются:

1. Свойства материалов и их реакция на динамическую нагрузку:
  - плотность (объемная масса);
  - упругость (модуль упругости) и пластичность;
  - прочность при сжатии, растяжении и сдвиге (напряжения, возникающие в материале конструкции при динамическом нагружении).
2. Динамические характеристики зданий, такие как периоды, частоты и формы колебаний, а также затухание колебаний.
3. Конфигурация зданий (архитектурно-конструктивная регулярность) и возможность развития в конструктивных элементах и узлах пластических деформаций.
4. Свойства основания и тип фундамента.

### 2.2.1 Свойства материалов

Самым важным фактором, определяющим возникающую в здании силу инерции, является его собственный вес. Согласно закону Ньютона, сила инерции пропорциональна массе или весу (см. выше). Более массивное здание имеет большую силу инерции и, соответственно, ускорение. Поэтому чтобы уменьшить сейсмическую нагрузку, здания должны строиться с минимально возможным собственным весом. Везде, где возможно, тяжелые конструктивные элементы должны заменяться более легкими.

Материалы, обладающие упруго-пластическими свойствами, например, углеродистые стали, допускают развитие при одних и тех же нагрузках (внутренних усилиях) бóльшие по величине деформации, что предотвращает хрупкое разрушение и обеспечивает работоспособность конструкции и сохранность всего здания при землетрясении.

Возможность восприятия более высокого уровня нагрузки обеспечивают материалы с повышенными расчетными характеристиками при растяжении, сжатии и изгибе. Подробнее о работе стали и железобетона при динамических нагрузках см. раздел 3.

### 2.2.2 Динамические характеристики здания

Здание, как и любой человек (у которого есть свой сердечный пульс, кровяное давление и др.), имеет свои собственные динамические характеристики, отражающие особенности восприятия им сейсмического воздействия (поведение при землетрясении).

Из курса механики известно, что основными динамическими характеристиками любой системы являются частоты, периоды и формы свободных колебаний. Напомним, что *собственными (свободными) колебаниями* называются колебания, которые происходят в системе в отсутствие переменных внешних воздействий и возникают вследствие начального отклонения одного из параметров системы от состояния равновесия, а *формы колебаний системы* – это конфигурация совокупности характерных точек системы, совершающей периодические колебания в момент времени, когда не все отклонения этих точек от их средних положений равны нулю. Другими словами, это деформация формы здания в определенный момент его колебательного процесса.

В книге «Основы теории сейсмостойкости зданий и сооружений» формой собственного колебания (собственной формой) называют форму стоячей волны рассматриваемого нормального колебания. Каждому нормальному колебанию присуща своя собственная форма.

Периоды свободных колебаний определяют степень влияния данного динамического воздействия на систему в целом, а их формы характеризуют влияние этого воздействия в различных точках системы

*Периодом собственных колебаний называют время, потраченное для одного полного цикла (возвращения точки системы в исходное положение).* Период измеряется в секундах, обозначается буквой  $T_n$ , зависит массы  $m$  и жесткости  $k$  системы (совокупной изгибной жесткости всех вертикальных несущих элементов здания) и определяется по формуле

$$T_n = 2\pi\sqrt{\frac{m}{k}} . \quad (2.1)$$

Величина, обратная периоду собственных колебаний ( $1/T_n$ ), называется частотой собственных колебаний  $f_{n1}$  и вычисляется в Герцах (Hz). Вот некоторые определения этой частоты:

- Собственная частота – это частота свободных колебаний конструкции (периодических или затухающих), зависящая только от физических характеристик этой конструкции (массы, жесткости и коэффициента демпфирования).
- Любая из частот свободных колебаний (вибрации) линейной системы – количество гармонических колебаний в секунду.

Колебания, при которых все точки системы с  $n$  степенями свободы колеблются с одинаковой частотой (форма колебаний при этом не зависит от времени) называются главными колебаниями, а их формы – главными. Для системы с  $n$  степенями свободы возможны  $n$  частот свободных колебаний, которым будут соответствовать  $n$  возможных форм колебаний. Совокупность частот данной системы называется спектром частот.

Для практических целей особый интерес представляет низшая (наименьшая) частота свободных колебаний, которая представляет опасность возникновения резонанса в системе (совпадения частоты вынужденных и свободных колебаний). Эту частоту называют частотой основного тона свободных колебаний, а соответствующий этой частоте период называют периодом основного тона колебаний.

У каждого здания свои характеристики жесткости и массы (своя конструктивная система), поэтому более «гибкие» (менее жесткие) и высокие здания имеют больший период собственных колебаний, чем короткие и жесткие. Для зданий высотой от 1 до 20 этажей с железобетонным или стальным каркасом период собственных колебаний находится в пределах 0,05–2,00 с, а период собственных колебаний одного из самых высоких зданий мира (101-этажного небоскреба) – 7 секунд (см. Приложение 5).

Теперь о формах колебаний подробнее (рисунок 2.2). После кратковременного внешнего воздействия (землетрясения), здание начинает колебаться в пространстве либо поступательно в направлении осей  $X$ ,  $Y$  и  $Z$ , либо вращаться вокруг этих осей, либо совершать комбинированные колебания одновременно. Поскольку здания в большинстве случаев имеют не только разные жесткостные характеристики в ортогональных направлениях, но и несимметричное распределение масс (и в плане, и по высоте), необходимо учитывать эту «разность» поведения зданий при проектировании, т. е. вычислять и оценивать динамические параметры по всем координатным осям (рисунки 2.3 и 2.4).

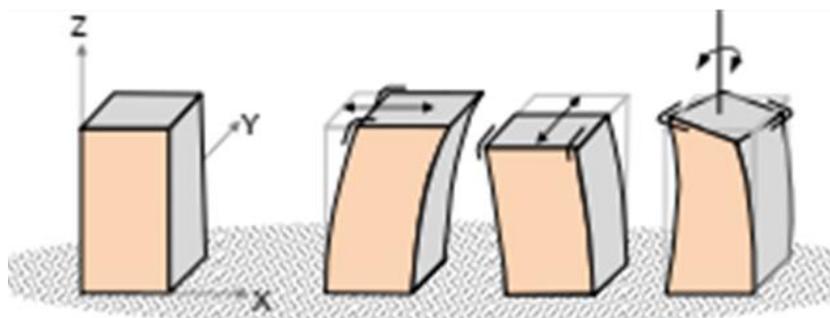
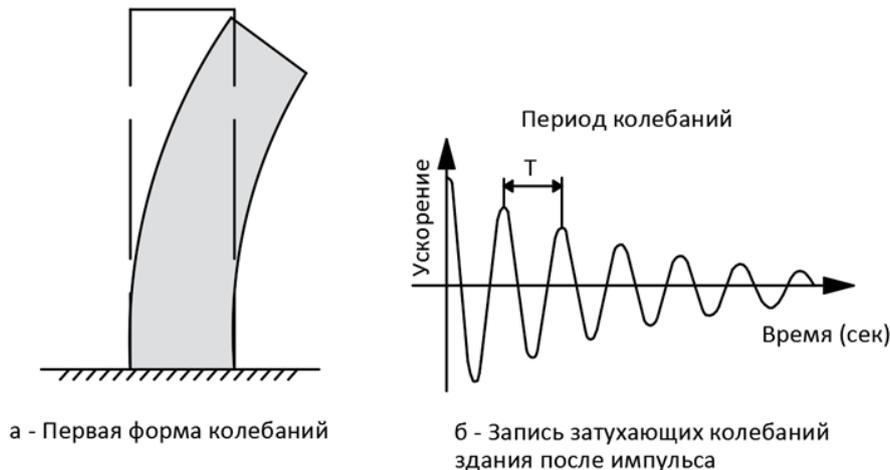


Рисунок 2.2 – Возможные формы колебаний здания при сейсмической нагрузке



(<https://studfiles.net/preview/410499/page:3/>)

Рисунок 2.3 – Реакция здания на сейсмическую нагрузку (импульс, *а*) и запись его затухающих колебаний (*б*)

Количество возможных форм колебаний у здания практически бесконечно, однако у динамической расчетной модели с дискретными массами (см. рисунок 2.11) их столько же, сколько этажей или масс, которые размещаются в уровне этажей или в узлах системы.

При определении эффектов сейсмического воздействия на здания и сооружения, СН КР 20-02:2018 требует учитывать все формы колебаний, существенно влияющие на общую реакцию здания. Эти требования могут считаться выполненными, если соблюдается любое из перечисленных ниже условий:

- сумма эффективных модальных масс\* для учитываемых форм колебаний составляет, по меньшей мере, 90 % от общей массы здания;
- учитываются все формы колебаний с эффективными модальными массами, превышающими 5 % от общей массы.

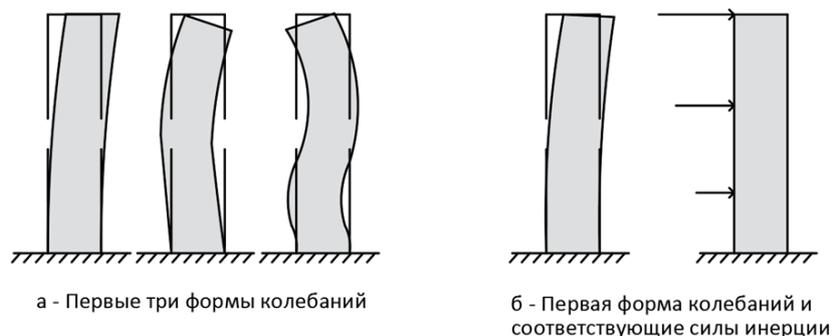


Рисунок 2.4 – Деформация здания при первых трех формах колебаний (*а*) и силы инерции (*б*), возникающие в конструктивных элементах в процессе колебаний

\* **Эффективная модальная масса.** Доля массы сооружения, участвующей в динамической реакции по определенной форме колебаний при заданном направлении сейсмического воздействия в виде смещения основания как абсолютно жесткого тела. Модальная масса не связана с массой конструкции и не может быть замерена. Это лишь математический прием. Модальная масса может иметь любое значение за исключением нуля.

**Затухание** – другая важная, но менее критическая динамическая характеристика здания, учитываемая при проектировании. Затухание (от нем. dampfen – уменьшать, заглушать) – уменьшение амплитуды колебаний за счет поглощения (рассеивания) энергии. Степень демпфирования зависит как от материалов несущих конструкций зданий, так и от конструктивных решений узловых соединений. Установлено, что железобетонные конструкции обладают большей степенью демпфирования, чем стальные, но меньшей, чем деревянные. Однако выбор строительных материалов редко производится на основе их степени демпфирования. Демпфирование поглощает энергию землетрясения и уменьшает силы инерции в такой большой степени, что становится целесообразным использовать для этих целей специальные устройства. Подробнее об этом будет рассказано в главе 4.

### **2.2.3 Конфигурация зданий (архитектурно-конструктивная регулярность)**

Как уже было сказано выше, способность здания противостоять землетрясению зависит от таких факторов, как свойства материалов, из которых возведены несущие конструкции здания; его динамических характеристик, архитектурного и конструктивного решения, свойств основания и др. Поэтому в нормативных документах многих стран, в частности США, Японии, Индии, странах Европейского союза, Казахстана (см. список источников), уже многие годы присутствуют такие понятия, как «конфигурация здания (Building configuration); «конструктивная регулярность (Structural regularity)»; «критерии регулярности (Criteria for regularity) и т. д.

В новых нормах Кыргызской Республики (СН КР 20-02:2018) структурный анализ принятого конструктивного решения здания с точки зрения регулярности становится обязательным (см. Приложение 9).

Анализ последствий многих разрушительных землетрясений показал, что одними из основных критериев сейсмостойкости зданий являются:

- регулярность в плане;
- регулярность по высоте;
- регулярность принятого конструктивного решения (конструктивной схемы).

#### **А. Критерии регулярности сооружения в плане**

Критерии регулярности в плане можно определить следующим образом:

1. Распределение жесткости и масс здания или сооружения должно быть симметричным относительно двух ортогональных направлений в плане, соответствующих направлению сейсмического воздействия. При этом более нагруженные конструкции следует располагать ближе к центру зданий. Появление эксцентриситета приведет к возникновению крутильных колебаний (рисунки 2.5, 2.6) и может стать причиной разрушения здания при землетрясении.

2. Конфигурация здания в плане должна быть оптимально компактна, т. е. она не должна включать элементы, формы которых представлены на рисунке 2.7.

Общие площади выступающих частей здания или его врезанных частей не должны превышать 25 % от общей площади сооружения в плане по внешнему контуру (с учетом выступающих/врезанных элементов) в ортогональных направлениях.

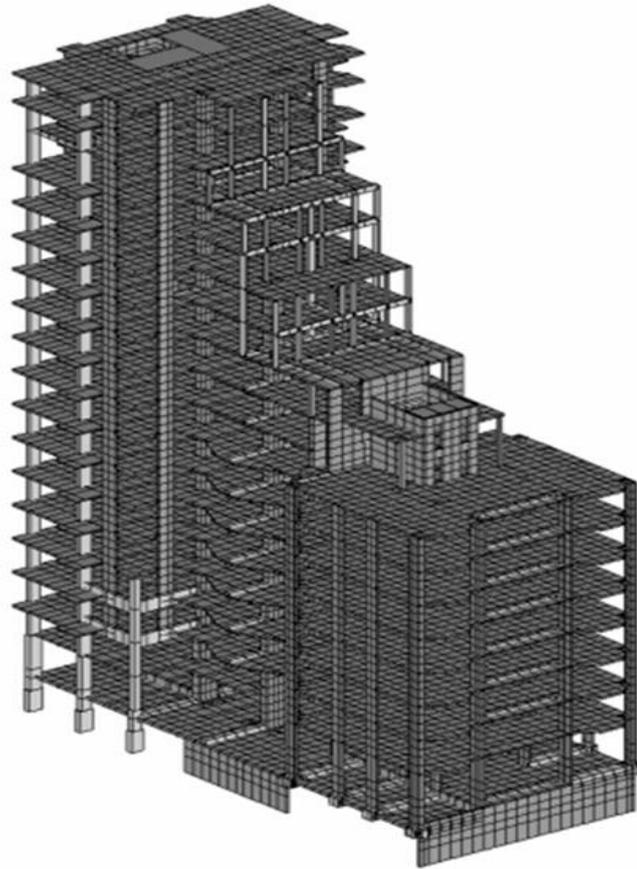


Рисунок 2.5 – 3D-модель нерегулярного здания

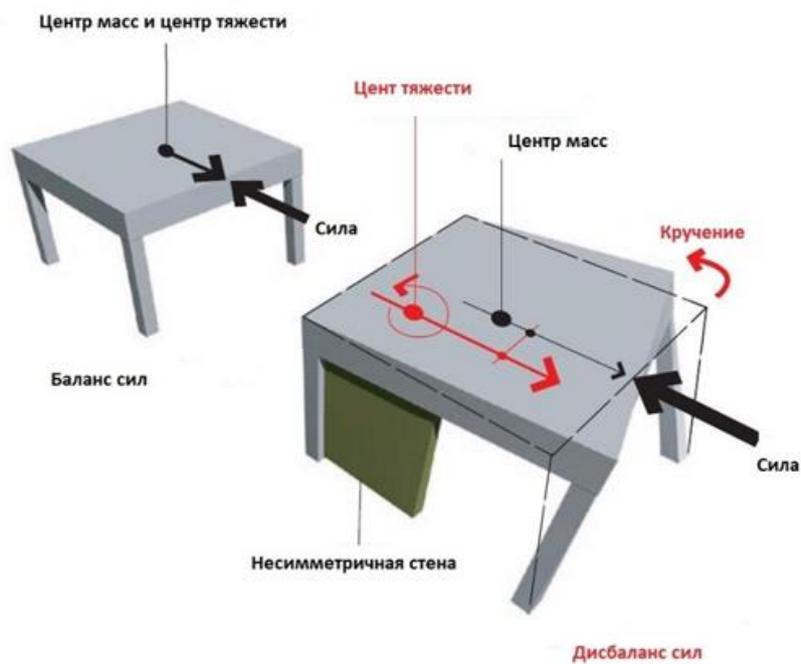


Рисунок 2.6 – Кручение здания в плане в случае несовпадения центров жесткости и масс

3. Горизонтальная жесткость перекрытий в плане значительно выше, чем горизонтальная жесткость вертикальных диафрагм здания, и потому деформа-

тивность перекрытий в своей плоскости мало влияет на характер распределения сейсмических сил между вертикальными элементами для зданий, у которых длина здания в плане не превышает поперечного размера более, чем в четыре раза.



Рисунок 2.7 – Нерегулярные (нерекомендуемые) формы зданий в плане

4. При определении горизонтальных сейсмических нагрузок на здания по упрощенной схеме, когда учитывается только первая (основная) форма колебаний здания и случайный эксцентриситет приложения сейсмических сил (5 % от поперечного размера этажа в плане), максимальное перемещение по направлению действия сейсмической нагрузки не должно превышать среднее перемещение этажа более чем на 20 %.

Для устранения указанного противоречия здание должно расчленяться по высоте на простые прямоугольные формы антисейсмическими швами.

### Б. Критерии регулярности сооружений по высоте

Критерии регулярности по высоте определены требованиями Европейского стандарта Eurocode 8.

1. Все применяемые несущие конструкции зданий и сооружений, определяющие горизонтальную жесткость конструктивной системы (ядра жесткости, несущие диафрагмы и рамы), должны быть непрерывны по высоте от фундаментов до верха сооружения или иметь горизонтальные уступы, величины которых, в зависимости от конфигурации уступов, не должны превышать пределов, приведенных на рисунке 2.8.

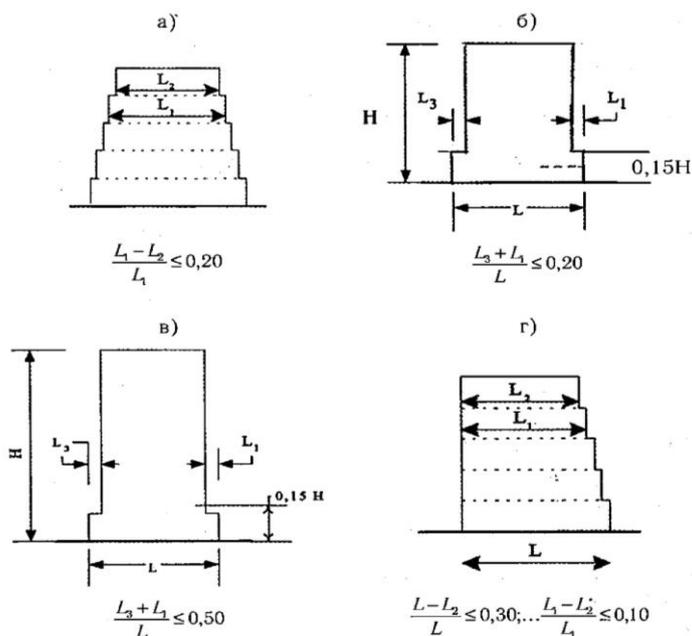


Рисунок 2.8 – Критерии регулярности сооружений с уступами по высоте: а) уступы с двух сторон; б) высота уступа больше 0,15 Н; в) высота уступа меньше 0,15 Н; г) уступы с одной стороны сооружения

2. Горизонтальные жесткости и массы этажей здания должны оставаться постоянными или постепенно (плавно) уменьшаться без резких скачков снизу вверх.

3. В рамной конструктивной системе отношение реальной горизонтальной жесткости этажа к жесткости, требуемой по расчету, не должно иметь чрезмерную диспропорцию (не должно отличаться значительно) между смежными этажами.

4. При наличии уступов (при ступенчатом изменении горизонтальной жесткости здания по высоте) следует соблюдать дополнительные требования:

- при постепенном изменении жесткости по высоте и сохранении осевой симметрии здания уступы на каждом последующем этаже (снизу вверх) не должны быть более 20 % от размера сечения предыдущего этажа в направлении уступа (см. рисунок 2.8, а, б);
- в случае единичного уступа ниже отметки, расположенной в пределах  $0,15H$ , где  $H$  – высота здания, суммарная длина уступа (врезки) не должна превышать  $0,5L$ , где  $L$  – ширина/длина здания или нижерасположенный размер (см. рисунок 2.8, в). В этом случае конструкция нижележащей части здания должна быть запроектирована таким образом, чтобы она могла воспринимать не менее 75 % сдвигающих сил, которые могут возникнуть в этом сечении здания без наличия уширения;
- при расположении уступов с одной стороны здания (см. рисунок 2.8, г) длина уступов (врезок) не должна превышать 30 % ( $0,3L$ ) от горизонтального размера первого этажа, а отдельные вышележащие уступы не должны превышать 10 % от нижерасположенного размера.

В зависимости от регулярности сооружения, Eurocode 8 рекомендует выбор конструктивной модели и метод расчетного анализа сооружения.

## В. Регулярность конструктивных решений зданий

Принцип обеспечения регулярности конструктивных решений зданий как в плане, так и по высоте является важным фактором обеспечения сейсмостойкости. Его нарушения, связанные с желанием применения новых архитектурных форм и размещения в нижних этажах зданий открытых пространств различного назначения, являются причиной многочисленных разрушений и жертв.

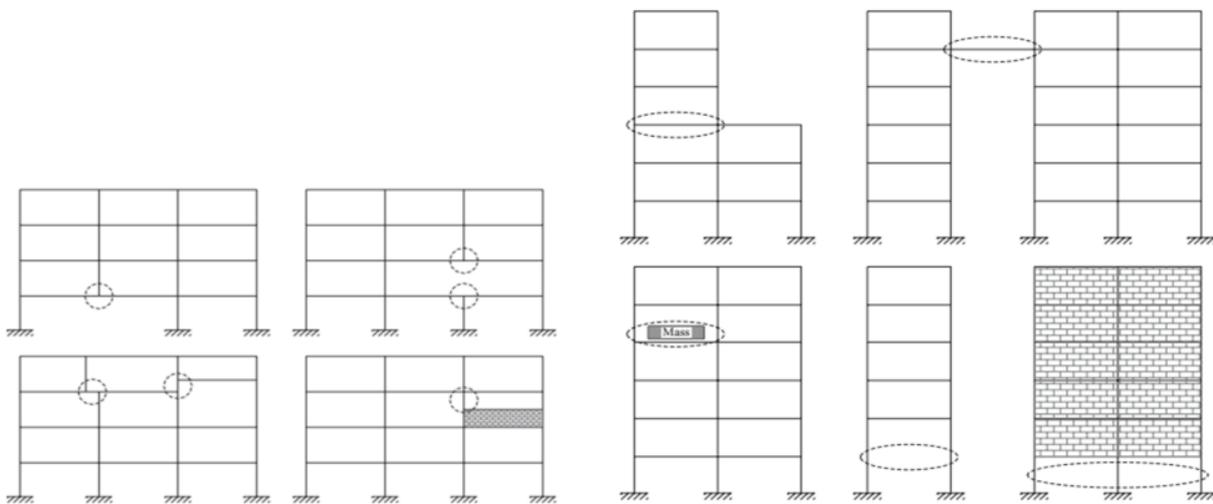


Рисунок 2.9 – Примеры конструктивной нерегулярности

На рисунках 2.9, 2.10 показаны некоторые примеры конструктивной нерегулярности (нерегулярного распределения масс и конструктивных элементов здания).



Рисунок 2.10 – Примеры архитектурно-конструктивной нерегулярности (<https://www.google.com/search?q=...>)

## 2.3 Расчет зданий с учетом сейсмической нагрузки

### 2.3.1 Общие замечания

Действующие в странах СНГ нормы проектирования сейсмостойких зданий требуют проведения расчета конструкций зданий и сооружений на основные и особые сочетания нагрузок с учетом сейсмических воздействий. Однако в разделе вычисления величины сейсмической нагрузки нормы отличаются друг от друга.

Например, СП 14.13330.2018 (Россия) при выполнении расчетов с учетом сейсмических воздействий требует рассматривать две расчетные ситуации:

а) сейсмические нагрузки соответствуют уровню ПЗ (проектное землетрясение). Целью расчетов на воздействие ПЗ является предотвращение частичной или полной потери эксплуатационных свойств сооружением. Расчетные модели сооружений следует принимать соответствующими упругой области деформирования;

б) сейсмические нагрузки соответствуют уровню МРЗ (максимальное расчетное землетрясение). Целью расчетов на воздействие МРЗ является предотвращение глобального обрушения сооружения или его частей, создающего угрозу безопасности людей. Формирование расчетных моделей сооружений следует проводить с учетом возможности развития в несущих и ненесущих элементах конструкций неупругих деформаций и локальных хрупких разрушений.

При этом расчеты по пункту а) следует выполнять для всех зданий и сооружений, а по пункту б) – для зданий и сооружений, перечисленных в позициях 1 и 2 таблицы 2.1.

Таблица 2.1 – Применяемые методы расчета

Метод расчета	Типы сооружений
а) Спектральный метод с применением упрощенных расчетных моделей сооружений с учетом поступательных колебаний	Здания и сооружения простой геометрической формы с симметричным и регулярным расположением масс и жесткостей, с наибольшим размером в плане не более 30 м
б) Спектральный метод с учетом, помимо поступательных, крутильных сейсмических воздействий (сейсмического момента, неравномерного поля колебаний грунта)	Здания и сооружения, несимметричные в плане или по высоте. Здания каркасные высотой более 50 м в районах сейсмичностью 6 баллов
Прямой динамический метод (при этом расчетные сейсмические нагрузки и моменты принимаются не ниже нагрузок, определенных по спектральному методу)	Здания и сооружения с принципиально новыми конструктивными решениями, не прошедшие экспериментальной проверки. Объекты повышенного уровня ответственности. Здания и сооружения высотой более 50 м и сооружения с пролетами более 30 м. Здания и сооружения, оснащенные системой сейсмоизоляции и другими системами регулирования сейсмической реакции

В нормах Кыргызстана (СН КР 20-02.2018) и Казахстана (СП РК 2.03-30 – 2017) требований о рассмотрении двух расчетных ситуаций нет. При этом общим во всех нормах является условие вычисления расчетного значения сейсмической нагрузки по двум методам: а) спектральному и б) по прямому динамическому методу с использованием инструментальных, искусственных или синтезированных акселерограмм.

Также общим для всех норм является условие применения динамических расчетных схем, учитывающих особенности распределения масс и жесткостей зданий или сооружений в плане и по высоте, а также пространственный характер деформирования здания.

Поскольку расчет по прямому динамическому методу проводится только для особо ответственных зданий и зданий имеющих новые конструктивные решения (в том числе активные системы сейсмозащиты), подробно остановимся на спектральном методе (СН КР 20-02:2018).

### 2.3.2 Спектральный метод расчета (СН КР 20-02:2018)

#### А. Расчетные модели

При определении расчетных значений горизонтальных сейсмических нагрузок на здания и сооружения высотой  $H$ , превышающей в два и более раз его ширину  $B$  и длину  $L$  допускается принимать расчетную схему в виде многомассового упруго-деформируемого консольного стержня, жестко заделанного в основании, несущего сосредоточенные массы весом  $Q_k$ , на уровне перекрытий и совершающего колебательное движение по одному из направлений:  $x$  или  $y$  (рисунок 2.11, а).

При ширине сооружения  $B$ , меньшей в три и более раз двух других его размеров ( $H$  и  $L$ ), допускается принимать расчетную схему (рисунок 2.11, б) в виде многомассовой упруго-деформируемой перекрестной системы с сосредото-

точечными в узлах массами, расположенными на уровне перекрытий. Как правило, рекомендуется использовать пространственные расчетные динамические модели с сосредоточенными в узлах массами (рисунок 2.11, в).

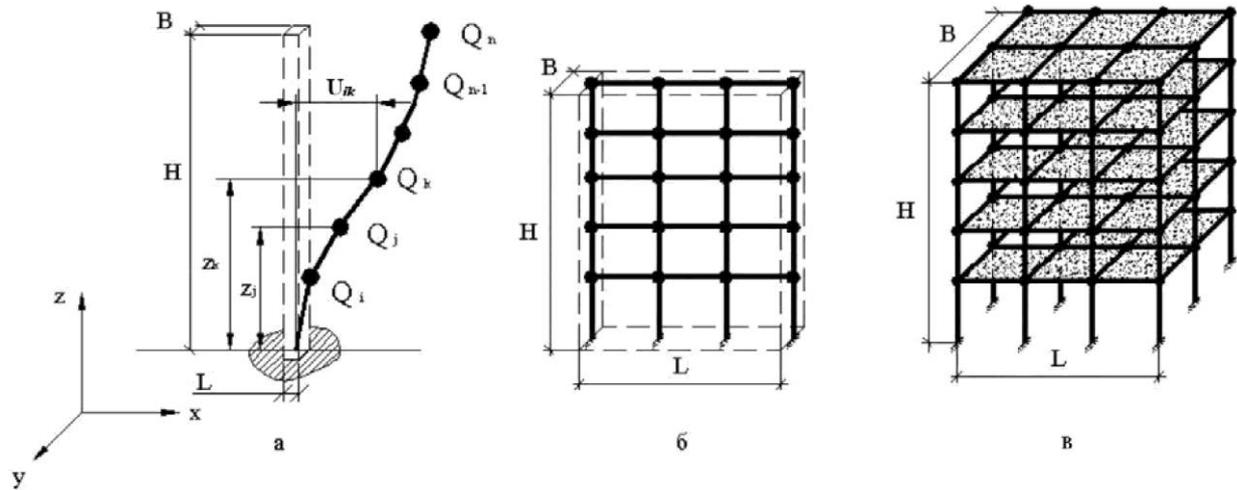


Рисунок 2.11 – Расчетные схемы зданий и сооружений: а – в виде многомассового консольного стержня; б – в виде многомассовой перекрестной системы; в – в виде пространственной динамической модели

Расчетные модели зданий и сооружений должны адекватно отображать:

- пространственный характер деформирования конструктивных систем при сейсмических воздействиях;
- реалистичное распределение масс и жесткостей в плане и по высоте конструктивных систем;
- конфигурацию зданий и сооружений, расположение и геометрические параметры несущих элементов конструктивной системы;
- ненесущие элементы, способные повлиять на реакции конструктивной системы;
- условия взаимодействия в конструктивной системе смежных элементов;
- влияние податливости стыковых соединений на деформативность конструктивной системы (при необходимости);
- условия взаимодействия конструктивной системы с грунтовым основанием, а также иные характеристики, способные повлиять на эффекты сейсмического воздействия.

Расчетные сейсмические нагрузки, а также эффекты от действия этих нагрузок, следует определять в предположении линейно-упругого поведения конструкций зданий и сооружений.

При построении линейно-упругих расчетных моделей зданий и сооружений:

- жесткости несущих стальных конструкций следует вычислять, задавая физические характеристики стали, соответствующие стадии ее упругих деформаций;
- жесткости железобетонных и каменных конструкций следует определять в соответствии с положениями Приложения Е (СН КР 20-02:2018);
- параметры жесткости грунтового основания рекомендуется определять в соответствии с положениями Приложения Ж (СН КР 20-02:2018).

Массы (веса) нагрузок и частей здания или сооружения допускается принимать сосредоточенными в узлах расчетной модели.

Для вычисления массы, отнесенной к какой-либо точке расчетной модели, следует применять расчетные значения постоянных и временных нагрузок, создающих инерционные силы в рассматриваемом направлении, умноженные на коэффициенты, принимаемые в соответствии с пунктами 7.1.2 и 7.1.3 СН КР 20-02:2018.

Расположение точек сосредоточения масс и количество степеней их свободы допускается принимать в зависимости от особенностей объемно-планировочной и конструктивной схем здания или сооружения.

При вычислении части массы здания или сооружения, отнесенной к какой-либо точке, следует учитывать постоянные и временные нагрузки, создающие инерционные силы в рассматриваемом направлении.

При применении пространственных расчетных моделей зданий и сооружений горизонтальные сейсмические воздействия должны быть приложены вдоль их главных горизонтальных направлений или, если положение главных направлений неизвестно, вдоль всех значимых горизонтальных направлений (принимаемых в зависимости от конфигурации здания и/или компоновки конструкций) и вдоль ортогональных или горизонтальных направлений.

При неоднозначности действительных условий работы конструкций или их характеристик, предпочтительно применять те расчетные модели, которые заведомо ставят рассчитываемые конструкции зданий и сооружений в менее благоприятные условия.

## **Б. Вычисление нагрузки**

Расчетные сейсмические нагрузки определяются в зависимости от сейсмичности района строительства, типа грунтовых условий по сейсмическим свойствам, сейсмичности площадки строительства, значениям пиковых ускорений грунтов, а также особенности конструктивной схемы и ответственности зданий и сооружений.

Для определения горизонтальной расчетной сейсмической нагрузки  $F_{ik}$  спектральным методом следует применять выражение

$$F_{ik} = \gamma_{Ih} \cdot S_d(T_i) \cdot m_{ik}, \quad (2.2)$$

где  $F_{ik}$  – сейсмическая нагрузка на здание или сооружение в рассматриваемом горизонтальном направлении для  $i$ -й формы его собственных колебаний, приложенная к точке  $k$ ;  $\gamma_{Ih}$  – коэффициент, учитывающий ответственность здания или сооружения при определении горизонтальных сейсмических нагрузок;  $S_d(T_i)$  – значение спектра расчетных реакций в ускорениях (в  $m/c^2$ ;  $g = 9,81 m/c^2$ ) на периоде  $T_i$ , определяемое в соответствии с пунктом 7.5.2 СН КР 20-02:2018;  $T_i$  – период колебаний здания или сооружения по  $i$ -й форме в рассматриваемом горизонтальном направлении;  $m_{ik}$  – эффективная модальная масса, отнесенная к точке  $k$ , соответствующая  $i$ -й форме колебаний, определяемая с помощью выражения

$$m_{ik} = m_k \cdot \eta_{ik}, \text{ или } m_{ik} = w_k \cdot \eta_{ik} / g, \quad (2.3)$$

где  $\eta_{ik}$  – коэффициент, зависящий от формы деформирования здания или сооружения при его собственных колебаниях по  $i$ -му тону, места расположения нагрузки (определяемой по пункту 7.3.3 СН КР 20-02:2018) и направления сейсмического воздействия;  $m_k$  и  $w_k$  – масса и вес соответственно, отнесенные к точке  $k$ .

Значения коэффициента  $\eta_{ik}$  могут быть определены:  
 для консольной расчетной схемы (рисунок 2.12) с помощью выражения

$$\eta_{ik} = \frac{U_i(z_k) \sum_{j=1}^n m_j U_i(z_j)}{\sum_{j=1}^n m_j U_i^2(z_j)} ; \quad (2.4)$$

для пространственной расчетной схемы с помощью выражения

$$\eta_{ik} = \frac{U_i(z_k) \sum_{j=1}^n m_j U_i(z_j) \cos(U_{ik}, U_0)}{\sum_{j=1}^n m_j U_i^2(z_j)} , \quad (2.5)$$

где  $U_i(z_k)$  и  $U_i(z_j)$  – перемещение здания и сооружения при собственных колебаниях по  $i$ -й форме;  $\cos(U_{ik}, U_0)$  – косинусы между направлениями перемещения  $U_{ik}$  и вектора сейсмического воздействия  $U_0$ ;  $n$  – количество сосредоточенных нагрузок.

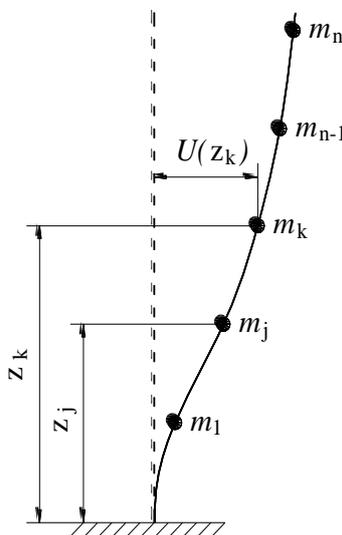


Рисунок 2.12 – Консольная расчетная схема

Для определения вертикальной расчетной сейсмической нагрузки  $F_{ikv}$  спектральным методом следует применять выражение

$$F_{ikv} = \gamma_{Iv} \cdot S_{dv}(T_{vi}) \cdot m_{ik} , \quad (2.6)$$

где  $F_{ikv}$  – расчетная сейсмическая нагрузка в вертикальном направлении здания или сооружения для  $i$ -й формы его собственных колебаний, приложенная к точке  $k$ ;  $\gamma_{Iv}$  – коэффициент, учитывающий ответственность зданий и сооружений при определении вертикальных сейсмических нагрузок (см. ниже);  $S_{dv}(T_{vi})$  – значение спектра расчетных реакций в ускорениях на периоде  $T_{vi}$ , определяемое в соответствии с п. 7.5.3 СН КР 20-02:2018;  $T_{vi}$  – период колебаний здания или сооружения по  $i$ -й форме в вертикальном направлении.

### **В. Классы ответственности зданий и сооружений. Коэффициенты ответственности**

Здания, в зависимости от опасности последствий их разрушения для безопасности людей, от их важности для общественной безопасности, для защиты

населения в период непосредственно после землетрясения и от социальных и экономических последствий их разрушения, подразделяются по ответственности:

- в зависимости от функционального назначения – на четыре класса;
- в зависимости от этажности – на пять классов.

Другие инженерные сооружения, не относящиеся к зданиям, подразделяются по ответственности на четыре класса.

Классификация зданий и сооружений по ответственности в зависимости от их назначения приведена в таблице 2.2 [(таблица 7.2 СН КР 20-02:2018)]. Классификация зданий по ответственности в зависимости от их этажности дана в таблице 2.3 (таблица 7.3 СН КР 20-02:2018) .

Каждому сочетанию классов ответственности зданий по назначению и этажности присвоены значения коэффициентов ответственности  $\gamma_{Ih}$  и  $\gamma_{Iv}$ , учитываемые при определении расчетных горизонтальных и вертикальных сейсмических нагрузок, соответственно. Значения коэффициентов ответственности для зданий в зависимости от сочетания классов их ответственности по назначению и по этажности приведены в таблице 2.4 (7.4 СН КР 20-02:2018).

Таблица 2.2 – Классы ответственности зданий и сооружений по назначению

Класс ответственности	Характеристика класса ответственности	Тип зданий и сооружений
I	Здания и сооружения второстепенной важности для общественной безопасности	Здания и сооружения, в которых не предусматривается постоянное пребывание людей, а отказы не сопровождаются порчей ценного оборудования и/или загрязнением окружающей среды: – теплицы, парники, небольшие склады временного содержания, легкие открытые павильоны; временные вспомогательные и мобильные
II	Здания и сооружения, не принадлежащие к классам I, III и IV	Жилые, общественные и производственные здания, кроме зданий, отнесенных к классам I, III и IV
III	Здания и сооружения, сейсмостойкость которых важна с позиций социальных последствий их разрушения	Здания, эксплуатация которых связана с длительным скоплением в них большого количества людей: – здания дошкольных учреждений, школ, колледжей, училищ, высших учебных заведений; – здания больниц (кроме, отнесенных к классу IV) и родильных домов; – здания домов престарелых; – здания для маломобильных групп населения; – здания общежитий, казарм, пенитенциарной службы и другие здания подобного назначения. – здания театров, кинотеатров, крытых стадионов и другие здания культового, культурно-зрелищного и развлекательного назначения с общей вместимостью от 300 до 3000 человек; – здания с пролетами от 30 до 60 метров (кроме зданий, отнесенных к классу IV)

## Окончание таблицы 2.2

IV	Здания и сооружения, функционирующие которых необходимо при ликвидации последствий землетрясений и для гражданской защиты населения	Здания пожарных депо. Здания и сооружения с системами энерго- и водоснабжения (в том числе с системами пожаротушения и резервными системами для объектов класса ответственности IV). Здания и сооружения с системами государственной связи. Административные здания органов внутренних дел и национальной безопасности; здания и специальные сооружения организаций по ликвидации чрезвычайных ситуаций. Здания госпиталей и больниц с травматологическими и хирургическими отделениями; здания станций Скорой медицинской помощи. Здания больших и средних железнодорожных вокзалов и аэропортов, а также сооружения с системами обеспечения их функционирования (например, управления движением); ангары для самолетов. Здания гаражей для автомобилей аварийных, медицинских и других служб, участвующих в ликвидации последствий землетрясений
	Уникальные здания и сооружения с высоким уровнем социальной ответственности	Здания театров, кинотеатров, концертных залов, крытых стадионов и другие здания культурного, культурно-зрелищного и развлекательного назначения с общей вместимостью более 3000 человек. Здания музеев; здания с хранилищами национальных и культурных ценностей; здания государственных архивов. Здания и сооружения с пролетами более 60 метров; памятники, представляющие большую художественную и историческую ценность
Примечание. Здания оборонного значения и здания, содержащие высокотоксичные или взрывоопасные вещества, в настоящих строительных нормах не рассматриваются.		

В таблицах 2.3 и 2.4 представлены классы ответственности зданий по этажности и значения коэффициентов ответственности для зданий.

Таблица 2.3 – Классы ответственности зданий по этажности

Классы ответственности зданий	Характеристика класса ответственности	Высота
I	Малозэтажные здания	1–2 этажа
II	Здания средней этажности	3–5 этажей
III	Многоэтажные здания	6–12 этажей
IV	Здания повышенной этажности	13–18 этажей
V	Высотные здания	Более 18 этажей

Таблица 2.4 – Значения коэффициентов ответственности для зданий

Класс ответственности зданий		Значение коэффициентов $\gamma_{Ih}$ и $\gamma_{Iv}$ , применяемых при определении эффектов сейсмических воздействий	
по назначению	по этажности	горизонтальных	вертикальных
I	I	$\gamma_{Ih} = 0,5$	$\gamma_{Iv} = 0,5$
II	I-II	$\gamma_{Ih} = 1,0$	$\gamma_{Iv} = 1,0$
II	III-V	$\gamma_{Ih} = 1,0 + 0,060 \cdot (n - 5);$ $1,06 \leq \gamma_{Ih} \leq 1,8$	$\gamma_{Iv} = 1,0 + 0,04 \cdot (n - 5);$ $1,04 \leq \gamma_{Iv} \leq 1,5$
III	I-II	$\gamma_{Ih} = 1,25$	$\gamma_{Iv} = 1,25$
	III-V	$\gamma_{Ih} = 1,25 + 0,045 \cdot (n - 5);$ $1,295 \leq \gamma_{Ih} \leq 1,8$	$\gamma_{Iv} = 1,25 + 0,02 \cdot (n - 5);$ $1,27 \leq \gamma_{Iv} \leq 1,5$
IV	I-II	$\gamma_{Ih} = 1,5$	$\gamma_{Iv} = 1,5$
	III-V	$\gamma_{Ih} = 1,5 + 0,030 \cdot (n - 5);$ $1,53 \leq \gamma_{Ih} \leq 1,8$	$\gamma_{Iv} = 1,5$

Примечание. Здесь и далее:  $n$  – количество этажей в здании, кроме этажей, расположенных ниже планировочной отметки земли, а также цокольных, верхних технических и мансардных этажей, если они соответствуют терминам и определениям, приведенным в Приложении А.

### Г. Спектры расчетных реакций

Горизонтальное сейсмическое воздействие описывается двумя ортогональными компонентами, считающимися независимыми и характеризующимися одинаковыми спектрами реакций.

Для горизонтальных компонент сейсмического воздействия, учитываемых при расчете зданий и сооружений, спектр расчетных реакций  $S_d(T)$  определяется с помощью выражений (2.7) – (2.8):

$$0 \leq T \leq T_C: S_d(T) = a_g \cdot \frac{2,5}{q}, \quad (2.7)$$

$$T \geq T_C: S_d(T) = a_g \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_C}{T} \right], \text{ но не менее } \beta \cdot a_g, \quad (2.8)$$

где  $S_d(T)$  – спектр расчетных реакций, характеризующий горизонтальную компоненту сейсмического воздействия;  $T_C$  – максимальное значение периода на постоянном участке графика спектральных ускорений, принимаемое в соответствии с данными таблицы 2.5;  $T$  – период колебаний линейной системы с одной степенью свободы в горизонтальном направлении;  $a_g$  – расчетное горизонтальное ускорение на площадке строительства, определяемое по Приложению 8;  $\beta$  – показатель нижней границы спектра расчетных реакций для горизонтальных компонент, принимаемый 0,2;  $q$  – коэффициент поведения, значение которого следует определять в соответствии с положениями подраздела 7.6 СН КР 20-02:2018.

Общий вид спектра расчетных реакций для горизонтальных компонент сейсмического воздействия показан на рисунке 2.13, а (7.2 СН КР 20-02:2018).

Для вертикальной компоненты сейсмических воздействий спектр расчетных реакций  $S_{dv}(T_v)$  определяется с помощью выражений (2.9) и (2.10):

$$0 \leq T_v \leq T_{Cv}: S_{dv}(T_v) = a_{gv} \cdot \frac{2,25}{q}; \quad (2.9)$$

$$T_{Cv} \leq T_v \leq 2,0: S_{dv}(T_v) = a_{gv} \cdot \frac{2,25}{q} \cdot \left[ \frac{T_{Cv}}{T_v} \right]^k, \quad (2.10)$$

где  $S_{dv}(T_v)$  – спектр расчетных реакций, характеризующий вертикальную компоненту сейсмического воздействия;  $T_{Cv}$  – максимальное значение периода на постоянном участке графика спектральных ускорений, принимаемое равным 0,2 секунды;  $T_v$  – период колебаний линейной системы с одной степенью свободы в вертикальном направлении;  $k$  – показатель степени, принимаемый в соответствии с данными таблицы 2.6;  $a_{gv}$  – расчетное вертикальное ускорение на площадке строительства, определяемое в соответствии с п. 7.5.5 СН КР 20-02:2018;  $q$  – коэффициент поведения, значение которого следует определять в соответствии с положениями подраздела 7.6 СН КР 20-02:2018.

Общий вид спектра расчетных реакций для вертикальной компоненты сейсмического воздействия показан на рисунке 2.13, б.

Таблица 2.5 – Значения периодов,  $T_c$

Тип грунтовых условий на площадке строительства	Значения $T_c$ , с
IA и IB	0,48
II	0,72
III	0,96

Таблица 2.6 – Значения показателя степени,  $k$

Тип грунтовых условий на площадке строительства	Значение $k$
IA и IB	0,60
II	0,45
III	0,35

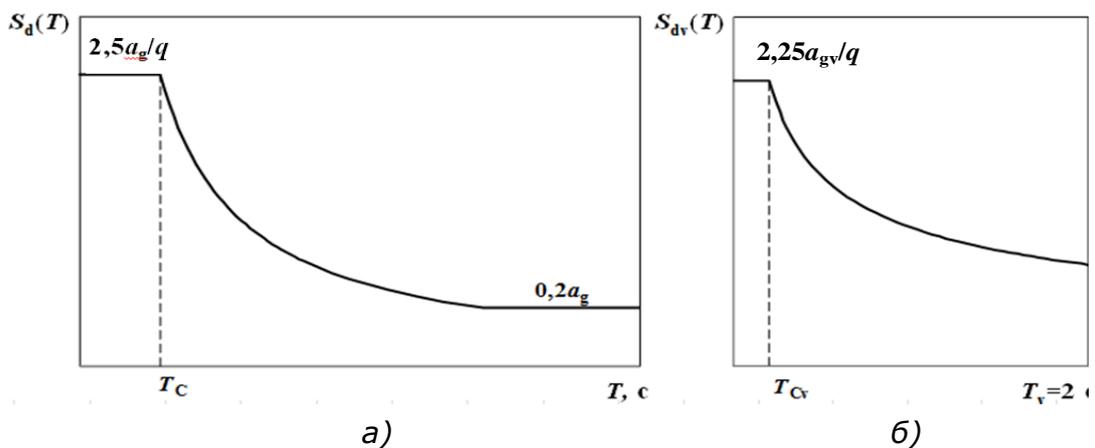


Рисунок 2.13 – Спектры расчетных реакций для горизонтальных (а) и вертикальных (б) компонент сейсмического воздействия

Выражения (2.9) и (2.10) предназначены для определения значений спектра расчетных реакций  $S_{dv}(T_v)$  при значениях  $T_v$  не более 2-х секунд.

Значения спектров  $S_{dv}(T_v)$  для  $T_v$  более 2-х секунд следует определять на основании результатов специальных исследований, учитывающих специфические особенности площадок строительства.

Значения расчетного вертикального пикового ускорения  $a_{gv}$  следует определять в соответствии с данными, приведенными в таблице 2.7 (7.7 СН КР 20-02:2018).

Таблица 2.7 – Отношения значений  $a_{gv}$  и  $a_g$

Тип грунтовых условий площадки строительства	Отношения $a_{gv}/a_g$ при значениях $a_g$		
	$a_g \leq 0,12g$	$0,12g < a_g \leq 0,4g$	$a_g > 0,4g$
IA, IB, II и III	0,7	0,8	0,9

#### Д. Коэффициент поведения

Значения коэффициента поведения  $q$ , учитываемые при определении расчетных горизонтальных сейсмических нагрузок на регулярные по высоте здания и сооружения приведены для зданий в таблице 2.8;

*Примечание.* Определения регулярных и нерегулярных по высоте зданий и сооружений даны в приложении 9.

Значения коэффициента поведения  $q$ , учитываемые при определении расчетных вертикальных сейсмических нагрузок на здания и сооружения, вне зависимости от их конструктивного типа, конфигурации, а также параметров и материала несущих конструкций, следует принимать 1,5.

Значения коэффициента  $q$ , приведенные в таблице 2.8 и в пункте 7.6.2 СН КР 20-02:2018, допускается уточнять по результатам экспериментально-теоретических исследований.

Следует иметь в виду, что значения коэффициентов поведения, приведенные в таблице 2.8, приняты в предположении, что проектные решения, качество выполнения конструкций зданий и сооружений, а также контроль качества их выполнения соответствуют установленным требованиям (см. пункты 5.2 и 5.5 СН КР 20-02:2018).

Если здание (сооружение), из-за резкого увеличения массы или уменьшения жесткостей вертикальных несущих конструкций в одном или нескольких этажах (уровнях) по сравнению с другими смежными этажами (уровнями), классифицировано как нерегулярное по высоте, то расчетные эффекты горизонтальных сейсмических воздействий в конструкциях соответствующих этажей (уровней) должны быть увеличены.

*Примечание.* К нерегулярным по высоте зданиям, например, следует отнести:

- здания с нижними или промежуточными гибкими каркасными этажами;
- здания на свайных фундаментах с высоким ростверком;
- каркасные здания (без вертикальных устоев жесткости или стен) с резким уменьшением жесткости каменного заполнения в одном или нескольких этажах по сравнению с другими смежными этажами.

Таблица 2.8 – Значения коэффициента поведения для регулярных по высоте зданий

Конструктивные типы зданий	Значения коэффициента $q$
1. Здания, в конструкциях которых повреждения или неупругие деформации не допускаются	1,0
2. Бескаркасные здания: с несущими стенами из монолитного железобетона, крупнопанельные: а) перекрестно-стеновых конструктивных систем с наружными и внутренними несущими стенами, расположенными с шагом не более 6 м, и перекрытиями, опирающимися по четырем сторонам на стены; б) перекрестно-стеновых конструктивных систем с одной несущей стеной в одном из главных направлений; в) других стеновых конструктивных систем	5,0 3,3 4,0
3. Каркасные здания, за исключением указанных в пунктах 6, 7: а) с пространственными рамными каркасами, имеющими все жесткие узлы соединений колонн и ригелей; с рамно-связевыми каркасами, имеющими все жесткие узлы соединений колонн и ригелей; со связевыми каркасами, каркасно-стеновых конструктивных систем; одноэтажные каркасы всех конструктивных систем; б) других конструктивных систем, за исключением указанных в а)	4,0 3,3
4. Здания со стенами комплексной конструкции	3,3
5. Крутильно-податливые конструктивные системы	2,0
6. Конструктивные системы типа «перевернутый маятник»	1,5
7. Здания из деревянных несущих конструкций в виде: а) статически неопределимых порталных каркасов с соединениями на штифтах или болтах; б) гвоздевых стеновых панелей, соединенных на гвоздях и болтах	3,0 4,0
8. Здания с несущими стенами из местных строительных материалов (саманные, глинобитные, из кирпича сырца, кош-сынча и им подобные). Здания с несущими стенами из армированной и неармированной кирпичной (каменной) кладки без антисейсмических мероприятий	По результатам специальных исследований

Для соблюдения пункта 7.6.5 СН КР 2018, расчетные эффекты горизонтальных сейсмических воздействий в конструкциях соответствующих этажей (уровней) следует принимать с повышающими коэффициентами  $f_{vk}$ , вычисленными с помощью выражения

$$1,0 \leq f_{vk} = 1,2 \cdot r_{ek} - 0,5 \leq q, \quad (2.11)$$

где

$$r_{ek} = \frac{d_{e,k} \cdot h_{k+1}}{d_{e,k+1} \cdot h_k} \geq 1,25 \quad (2.12, a)$$

$$\text{и } r_{ek} = \sqrt{\frac{m_j \cdot c_{j-1}}{m_{j-1} \cdot c_j}} \geq 1,25. \quad (2.12, б)$$

В выражении (2.12, а):

$d_{e,k}$  и  $d_{e,k+1}$  – разности средних горизонтальных перемещений верхнего и нижнего перекрытий этажа  $k$  и этажа  $k + 1$  соответственно, отвечающие рас-

четным сейсмическим нагрузкам; эффекты случайного кручения при определении  $d_{re,k}$  и  $d_{re,k+1}$  не учитываются;

$h_k$  и  $h_{k+1}$  – высоты этажей  $k$  и  $k + 1$ .

В выражении (2.12, б):

$m_j$  и  $c_j$  – масса и горизонтальная жесткость последнего ( $j$ -го) этажа многоэтажного здания или второго этажа двухэтажного здания;

$m_{j-1}$  и  $c_{j-1}$  – масса и горизонтальная жесткость нижерасположенного ( $j - 1$ ) этажа многоэтажного здания или первого этажа двухэтажного здания.

Если классификации конструктивной системы и ее регулярности по высоте различаются по разным горизонтальным направлениям, то значения коэффициента поведения  $q$  и коэффициента  $f_{vk}$  могут быть различными.

### **Е. Эффекты случайного кручения здания в плане**

Помимо горизонтальных сейсмических нагрузок, определяемых в соответствии с п. 2.3.2, а-г, следует учитывать эффекты кручения здания в плане, обусловленные неопределенностями в расположении масс и пространственными вариациями сейсмического движения.

Для учета эффектов кручения, обусловленных неопределенностями в расположении массы на каждом этаже здания следует рассматривать как смещенные относительно номинального положения на расстояние  $e_{ak}$  в направлении ортогональном направлению действия сейсмических сил:

$$e_{ak} = \pm 0,05 \cdot L_k \cdot f_{ek}, \quad (2.13)$$

В выражении 2.13:

$e_{ak}$  – случайный эксцентриситет массы  $k$ -го этажа, принимаемый в одинаковом направлении на всех этажах здания;

$L_k$  – размер перекрытия над  $k$ -м этажом в направлении, перпендикулярном к направлению действия сейсмических сил;

$f_{ek}$  – коэффициент, учитывающий нерегулярность здания в плане в уровне  $k$ -го этажа.

*Примечание.*

1. В общем случае применение пункта 7.7.2 СН КР 20-02:2018 влечет за собой необходимость использования четырех расчетных моделей рассматриваемого здания или сооружения, в которых смещения масс имеют разные направления и знаки. Если направление и знак смещения масс от номинального положения, обеспечивающие наибольший эффект, очевидны, то допускается ограничиться двумя расчетными моделями, в которых смещение масс от номинального положения предусматриваются по одному направлению, но с разными знаками.

2. Случайные эксцентриситеты допускается не учитывать для зданий с наибольшим размером в плане менее 30 м и при этом соответствующих всем положениям пунктов К.3.1 приложения К СН КР 20-02:2018.

Значение коэффициента  $f_{ek}$  для регулярных и нерегулярных в плане конструктивных систем (см. подраздел К.3 приложения К СН КР 20-02:2018) следует определять с помощью следующего выражения:

$$f_{ek} = \rho \cdot \left( \frac{\delta_{k\max}}{1,1\delta_{kav}} \right)^4, \quad \text{где } \rho \leq f_{ek} \leq 3,0. \quad (2.14)$$

В выражении (2.14):

$\delta_{kmax}$  – максимальное перемещение верхнего перекрытия  $k$ -го этажа;

$\delta_{kav}$  – среднееарифметическое перемещение верхнего перекрытия  $k$ -го этажа;

$\rho$  – коэффициент, значение которого следует принимать:

- 1,0 – если соблюдаются все критерии, приведенные в п. К.3.1 Приложения К СН КР 20-02:2018;
- 1,2 – если не соблюдаются один или несколько из критериев, приведенных в п. К.3.1 Приложения К, но соблюдаются все критерии, приведенные в К.3.2 СН КР 20-02:2018;
- 1,3 – если соблюдаются критерии, приведенные в пунктах К.3.2 а), б) и в), но не соблюдаются критерий в п. К.3.2 г) или хотя бы один из критериев в п. К.3.2 д);
- 2,5 – если конструктивная система является крутильно-податливой в плане.

Принятые условные обозначения перемещений перекрытия показаны на рисунке 2.14.

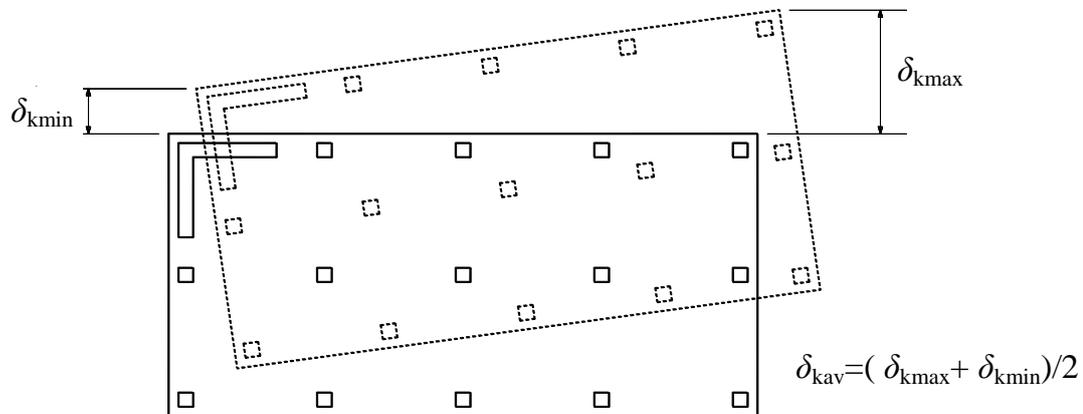


Рисунок 2.14 – Кручение здания в плане

В качестве альтернативы эффекты кручения могут быть определены как результирующие эффектов, вызванных соответствующими наборами статических крутящих моментов  $M_{ak}$ , действующих относительно вертикальной оси  $k$ -го этажа:

$$M_{ak} = e_{ak} \cdot F_k, \quad (2.15)$$

где  $M_{ak}$  – крутящий момент, приложенный к перекрытию над  $k$ -м этажом относительно его вертикальной оси;  $e_{ak}$  – случайный эксцентриситет массы  $k$ -го этажа, определенный в соответствии с выражением (2.13) для всех значимых направлений здания;  $F_k$  – горизонтальная сила, действующая на  $k$ -й этаж в рассматриваемом направлении.

Эффекты кручения следует учитывать как с положительными, так и с отрицательными знаками, принимаемыми одинаковыми для всех этажей здания.

### Ж. Определение эффектов сейсмического воздействия

При определении эффектов сейсмического воздействия необходимо учитывать все формы колебаний, существенно влияющие на общую реакцию здания.

Требования пункта 7.8.1 СН КР 20-02:2018 могут считаться выполненными, если соблюдается любое из перечисленных ниже условий:

- сумма эффективных модальных масс для учитываемых форм колебаний составляет, по меньшей мере, 90 % от общей массы здания;
- учитываются все формы колебаний с эффективными модальными массами, превышающими 5 % от общей массы.

Условия, приведенные в 7.8.2 СН КР 20-02:2018, должны быть проверены для каждого значимого направления здания.

Если условия 7.8.2 не могут быть выполнены (например, в зданиях со значительным вкладом локальных форм колебаний), то при определении эффектов сейсмических воздействий допускается учитывать только формы колебаний здания с периодами более  $0,15T_1$  (где  $T_1$  – период первой формы собственных колебаний здания в рассматриваемом направлении) и более 0,1 с.

### 3. Комбинации модальных реакций от компонент сейсмического воздействия

Реакции здания от одной компоненты сейсмического воздействия, соответствующие двум формам колебаний, могут рассматриваться как независимые друг от друга, если периоды этих форм  $T_i$  и  $T_{i+1}$  удовлетворяют (при  $T_{i+1} \leq T_i$ ) условию 2.16 (7.16 СН КР 20-02:2018):

$$T_{i+1} \leq 0,9 \cdot T_i. \quad (2.16)$$

Если все значимые модальные реакции могут рассматриваться как независимые друг от друга, то максимальная величина  $E_E$  эффекта сейсмического воздействия от одной компоненты может быть определена как «корень квадратный из суммы квадратов»:

$$E_E = \pm \sqrt{\sum E_{Ei}^2}, \quad (2.17)$$

где  $E_E$  – эффект рассматриваемого сейсмического воздействия (усилие, перемещение и т. д.);  $E_{Ei}$  – значение эффекта сейсмического воздействия по  $i$ -й форме колебаний.

Если условие (2.16) не выполняется, то для комбинации модальных максимумов от одной компоненты должны быть приняты более точные процедуры, такие как «полное квадратичное сочетание». Выражение для суммирования модальных максимумов в соответствии с процедурой «полного квадратичного сочетания» имеет следующий вид:

$$E_E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n E_{Ei} E_{Ej} \rho_{ij}}, \quad (2.18)$$

где при одинаковых значениях показателей демпфирования  $\xi_i$  и  $\xi_j$  (в долях от критического) для  $i$ -й и  $j$ -й форм колебаний коэффициент корреляции  $\rho_{ij}$  может быть определен с помощью выражения (2.19)

$$\rho_{ij} = \frac{8\xi^2(1+r_{ij})r_{ij}^{1,5}}{(1-r_{ij}^2)+4\xi^2r_{ij}(1+r_{ij})^2}. \quad (2.19)$$

В выражении (2.19)  $r_{ij} = T_j/T_i$  (при  $T_i \geq T_j$ ).

В общем случае следует принимать, что горизонтальные компоненты сейсмического воздействия действуют одновременно.

Для учета эффектов одновременного действия на здание или сооружение горизонтальных компонент сейсмического воздействия комбинации модальных реакций могут быть составлены следующим образом:

а) сначала, с использованием правил комбинирования модальных реакций (2.17) или (2.18), должна быть оценена максимальная реакция здания или сооружения на каждую отдельную компоненту сейсмического воздействия;

б) затем, для определения максимальной величины эффекта сейсмического воздействия от двух компонент, следует применить правило комбинирования (2.20), в котором  $E_{Ex}$  и  $E_{Ey}$  значения максимальных эффектов от каждой горизонтальной компоненты,

$$E_E = \pm \sqrt{E_{Edx}^2 + E_{Edy}^2} . \quad (2.20)$$

В качестве альтернативы, эффекты сейсмического воздействия, обусловленные одновременным действием двух горизонтальных компонент, могут быть вычислены с использованием двух следующих комбинаций:

$$\text{а) } E_{Edx} \text{ "+" } 0,30 \cdot E_{Edy} ; \quad (2.21)$$

$$\text{б) } 0,30 \cdot E_{Edx} \text{ "+" } E_{Edy} . \quad (2.22)$$

$E_{Edx}$  представляет собой эффекты от приложения сейсмического воздействия вдоль выбранной горизонтальной оси  $x$  здания;

$E_{Edy}$  представляет собой эффекты от приложения сейсмического воздействия вдоль ортогональной горизонтальной оси  $y$  здания.

Знак каждой компоненты в комбинациях (2.21) и (2.22) следует принимать как наиболее неблагоприятный для рассматриваемого эффекта воздействия.

Для учета эффектов от одновременного действия горизонтальных и вертикальных компонент сейсмического воздействия могут быть применены комбинации (2.23) или (2.24) – (2.26), распространенные на три компоненты сейсмического воздействия,

$$E_E = \pm \sqrt{E_{Edx}^2 + E_{Edy}^2 + E_{Edz}^2} \quad (2.23)$$

или

$$E_{Edx} \text{ "+" } 0,30 \cdot E_{Edy} \text{ "+" } 0,30 \cdot E_{Edz}; \quad (2.24)$$

$$0,30 \cdot E_{Edx} \text{ "+" } E_{Edy} \text{ "+" } 0,30 \cdot E_{Edz}; \quad (2.25)$$

$$0,30 \cdot E_{Edx} \text{ "+" } 0,30 \cdot E_{Edy} \text{ "+" } E_{Edz}, \quad (2.26)$$

где "+" – подразумевает «комбинацию с...»;

$E_{Edx}$  и  $E_{Edy}$  – как в 7.9.6 СН КР 20-02:2018;

$E_{Edz}$  – эффекты от сейсмического воздействия, направленного вдоль вертикальной оси  $z$  здания.

При проверках устойчивости конструктивных систем против опрокидывания и сдвига, вкладом вертикальных сейсмических нагрузок, вызванных вертикальной компонентой сейсмического воздействия и направленных против гравитационных нагрузок, допускается пренебречь.

## **И. Расчетные сейсмические нагрузки на несущие элементы зданий**

Несущие конструктивные и неконструктивные элементы зданий (парапеты, перегородки, ограждения, механическое оборудование и пр.), которые при отказе могут представлять опасность для людей и влиять на основную конструкцию здания или на функционирование важного оборудования, должны быть проверены на сопротивляемость сейсмическому воздействию вместе с элементами их крепления.

Прочность несущих стеновых элементов (например, перегородок и заполнений каркасов), не участвующих в восприятии сейсмических нагрузок на здания, а также их креплений к несущим конструкциям зданий, должна быть подтверждена расчетом на горизонтальные сейсмические нагрузки, действующие из плоскости стеновых элементов.

Самонесущие стены из кирпичной (каменной) кладки и их связи с каркасом следует рассчитывать на горизонтальные сейсмические нагрузки, действующие

в плоскости и из плоскости, а также на вертикальные сейсмические нагрузки. Прочность самонесущих стен из плоскости должна быть проверена на действие усилий, возникающих при их перемещениях совместно с каркасом.

Навесные панели и фасадные системы, а также их крепления к конструкциям зданий следует рассчитывать на сейсмические нагрузки, действующие из их плоскости, а также, если они участвуют в восприятии сейсмических нагрузок, на усилия, возникающие при горизонтальных перекосах этажей, к конструкциям которых они закреплены.

Расчет на сейсмические воздействия неконструктивных элементов особой ответственности или тех, разрушения которых представляют особую опасность, должен базироваться на реалистичной модели и на использовании спектров реакций, соответствующих реакциям основной конструктивной системы в местах крепления к ней несущих элементов. Во всех остальных случаях допускаются применять упрощенные правила, приведенные в пунктах 7.10.6–7.10.10 СН КР 20-02:2018.

Эффекты сейсмического воздействия могут быть определены путем приложения к несущим элементам горизонтальной силы  $F_a$ :

$$F_a = \frac{S_a \cdot W_a \cdot \gamma_a}{q_a}, \quad (2.27)$$

где  $F_a$  – горизонтальная сейсмическая сила в рассматриваемом направлении несущего элемента, условно принятая сосредоточенной в его центре массы;  $S_a$  – коэффициент сейсмичности для несущих элементов (см. п. 7.10.7 СН КР 20-02:2018);  $W_a$  – вес несущего элемента;  $\gamma_a$  – коэффициент ответственности несущего элемента (см. п. 7.10.9 и 7.10.10);  $q_a$  – коэффициент поведения для несущего элемента (таблица 2.9).

Коэффициент сейсмичности  $S_a$  следует определять с помощью следующего выражения:

$$S_a = 1,5 \cdot a_g \cdot a_p, \quad (2.28)$$

где  $a_g$  – расчетное ускорение в долях  $g$ , характеризующее интенсивность сейсмического воздействия на здание;  $a_p$  – коэффициент динамичности, учитывающий возможное усиление колебаний несущего элемента (см. таблицу 2.9).

Таблица 2.9 – Значения коэффициентов  $a_p$  и  $q_a$  для несущих элементов здания

№ п/п	Типы несущих элементов	$a_p$	$q_a$
<b>Консольные элементы</b>			
1	Стены и перегородки консольного типа (например, парапеты и фронтоны, закрепленные только в основании)	2,5	2,5
2	Табло и рекламные щиты. Дымовые или вытяжные трубы, мачты и резервуары на стойках, работающие как безвантовые консоли на протяжении более половины их полной высоты. Сооружения, возвышающиеся над зданием и имеющие по сравнению с ним незначительные сечения и массу	2,5	
3	Трубы, мачты и резервуары на стойках, работающие как безвантовые консоли на протяжении менее половины их полной высоты или закрепленные оттяжками в уровне центра масс конструкции или выше	1,5	

<b>Ненесущие конструктивные элементы (кроме консольных)</b>			
4	Навесные фасадные системы и элементы облицовки; ограждающие стены из навесных панелей	2,0	2,5
	Элементы крепления навесных фасадных систем и навесных панелей		2,0
5	Самонесущие стены, декоративные элементы	1,5	2,5
	Элементы крепления самонесущих и декоративных элементов		2,0
6	Ненесущие стены и перегородки, имеющие отношение толщины к высоте не менее 1/10, и их крепления	1,0	2,5
7	Ненесущие стены и перегородки, имеющие отношение толщины к высоте менее 1/20, и их крепления	2,0	2,0
8	Ненесущие стены и перегородки, имеющие отношение толщины к высоте более 1/20, но менее 1/10	По интерполяции (см. пп. 6 и 7)	
<b>Элементы для крепления</b>			
9	Детали и элементы креплений машин и оборудования	1,0	2,0
10	Шкафов и книжных стеллажей, установленных на перекрытии	1,0	
11	Подвесных потолков и осветительных приборов	1,5	
Примечание. Значения коэффициентов $a_p$ и $q_a$ допускается уточнять по результатам экспериментальных и теоретических исследований.			

Горизонтальная сейсмическая сила  $F_a$ , условно принятая в выражении (2.27) сосредоточенной в центре массы неконструктивного элемента, при проверке прочности этого элемента должна быть приложена в соответствии с фактическим распределением его массы.

Коэффициент ответственности  $\gamma_a$  следует принимать не менее 1,5:

- для деталей и элементов крепления машин и оборудования, необходимых для обеспечения безопасности людей;
- для резервуаров и сосудов, содержащих токсичные или взрывчатые вещества, рассматриваемые как опасные для населения.

Во всех остальных случаях коэффициент ответственности  $\gamma_a$  для ненесущих конструктивных и неконструктивных элементов может быть принят равным 1,0.

При определении расчетных сейсмических нагрузок на ненесущие конструктивные и неконструктивные элементы спектральным методом:

- значение коэффициента поведения  $q$  для здания следует принимать 1,0;
- значения коэффициента поведения  $q_a$  для ненесущих конструктивных и неконструктивных элементов следует принимать по данным таблицы 2.9;
- значения коэффициента ответственности  $\gamma_a$  для ненесущих конструктивных и неконструктивных элементов следует принимать в соответствии с 7.10.9 СН КР 20-02:2018.

Если технологические или природно-климатические воздействия на ненесущие конструктивные и неконструктивные элементы превышают сейсмические воздействия, то при проектировании их следует рассматривать как определяющие.

## К. Горизонтальные перекосы этажей зданий

Горизонтальные перекосы этажей зданий, для обеспечения безопасности людей и предотвращения разрушений стеновых заполнений, перегородок, витражей и других ненесущих конструктивных и неконструктивных элементов, следует ограничивать.

Требование п. 7.11.1 СН КР 20-02:2018 считается выполненным, если горизонтальные перекосы этажей здания  $d_{rs}$ , определяемые в соответствии с Приложением Л СН КР 20-02:2018, ограничены согласно 7.11.3.

Допустимые величины горизонтальных перекосов этажей  $d_{rs}$ , отвечающие требованию 7.11.1 СН КР 20-02:2018, должны соответствовать условию (2.29):

$$d_{rs} \leq \frac{h \cdot \varepsilon}{q}, \quad (2.29)$$

где  $d_{rs}$  – перекося этажа при расчетных сейсмических нагрузках на здание;  $h$  – высота этажа;  $q$  – коэффициент, принимаемый в соответствии с положениями подраздела 7.6 СН Кр 20-02:2018;  $\varepsilon$  – коэффициент, принимаемый по таблице 2.10.

*Примечание.*

1. Если величины перекосов одного или нескольких этажей здания не отвечают требованиям 7.11.3, то горизонтальная жесткость этих этажей должна быть увеличена.

2. Значения  $\varepsilon$  допускается уточнять по результатам экспериментальных исследований.

Таблица 2.10 – Значения коэффициента  $\varepsilon$

Соединения между ненесущими стеновыми конструкциями и несущими конструкциями здания	Значения коэффициента $\varepsilon$
1. Обеспечивающие отдельную работу при сейсмических воздействиях ненесущих и несущих конструкций	0,020
2. Не обеспечивающие при сейсмических воздействиях отдельную работу ненесущих конструкций, выполненных из пластичных материалов, и несущих конструкций	0,015
3. Не обеспечивающие при сейсмических воздействиях отдельную работу ненесущих конструкций, выполненных из жестких материалов, и несущих конструкций	0,010

## Л. Учет эффектов второго рода

При выборе горизонтальной жесткости конструктивной системы, помимо стремления минимизировать эффекты сейсмического воздействия (основываясь на форме спектров реакций), следует принимать во внимание необходимость ограничения ее чрезмерных перемещений, способных привести к возникновению эффектов второго рода ( $P$ - $\Delta$  эффектов) и к неустойчивости или чрезмерным повреждениям конструкций.

Если для всех этажей здания выполняется условие (2.30), то эффекты второго рода ( $P$ - $\Delta$  эффекты) могут не учитываться:

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h} \leq 0,10. \quad (2.30)$$

В выражении (2.30):

$\theta$  – коэффициент, значение которого зависит от разности средних горизонтальных перемещений  $d_s$  верхнего ( $k + 1$ ) и нижнего ( $k$ ) перекрытий рассматриваемого этажа;

$P_{tot}$  – полная гравитационная нагрузка на рассматриваемом этаже и над ним;

$d_r$  – разность средних горизонтальных перемещений верхнего ( $k + 1$ ) и нижнего ( $k$ ) перекрытий этажа, вызванных расчетным сейсмическим воздействием (рисунок 2.15);

$V_{tot}$  – суммарная сейсмическая поперечная сила в уровне рассматриваемого этажа;

$h$  – высота рассматриваемого этажа.

При выполнении линейного расчета перемещения  $d_s$  верхнего и нижнего перекрытий рассматриваемого этажа, вызванные расчетным сейсмическим воздействием, могут быть определены с помощью следующего упрощенного выражения:

$$d_s = q_d \cdot d_e, \quad (2.31)$$

где  $d_s$  – перемещение точки конструктивной системы, вызванное расчетным сейсмическим воздействием;  $q_d$  – коэффициент поведения (при определении перемещений  $d_s$ ), равный коэффициенту  $q$ , если иное не определено;  $d_e$  – перемещение в той же самой точке конструктивной системы, определенное по результатам линейного расчета при расчетных сейсмических нагрузках.

Если  $0,1 < \theta \leq 0,2$ , то эффекты второго рода можно приближенно учесть, умножив эффекты сейсмического воздействия на коэффициент, равный  $1/(1-\theta)$ .

Значение коэффициента  $\theta$  не должно превышать 0,3. Если по результатам расчетов установлено, что значение коэффициента  $\theta$  превышает 0,3, то конструктивная схема здания должна быть пересмотрена.

Для зданий и сооружений, содержащих чувствительное к сейсмическим колебаниям оборудование, могут потребоваться дополнительные проверки.

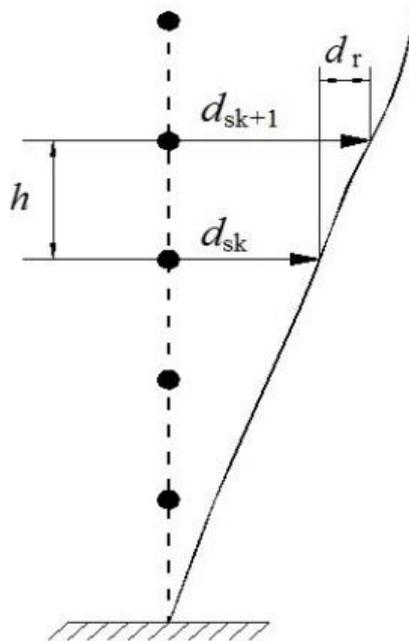


Рисунок 2.15 – Разность перемещений смежных этажей

## **3. РАБОТА ЗДАНИЙ РАЗЛИЧНЫХ КОНСТРУКТИВНЫХ СИСТЕМ ПРИ СЕЙСМИЧЕСКИХ НАГРУЗКАХ**

Характер работы здания и его элементов при действии сейсмической нагрузки зависит от многих факторов и, в первую очередь, от его конструктивной системы (схемы).

При этом на сейсмостойкость здания оказывает большое влияние и материал, из которого проектируется конструктивная система, а точнее, его свойства.

В зависимости от вида основных вертикальных несущих элементов для строительства в сейсмических районах применяются различные конструктивные системы зданий, главные из которых:

- 1) каркасная;
- 2) с несущими стенами.

В свою очередь, каркасные здания могут быть рамной, рамно-связевой, связевой и каркасно-ствольной конструктивной системы, а здания с несущими стенами – с продольными или поперечными несущими стенами, выполненными из кирпича, железобетонных панелей, блоков или монолитными. Технология возведения здания может быть сборной или монолитной, а качество выполнения строительно-монтажных работ во многом определяет его сейсмостойкость.

В следующих параграфах рассказывается об особенностях работы стали и железобетона при динамическом нагружении и описывается работа зданий различных конструктивных систем при сейсмической нагрузке.

### **3.1 Сталь и железобетон при динамических нагрузках**

#### **3.1.1 Общие сведения**

Как мы уже выяснили, сейсмическая нагрузка по характеру воздействия на здания и сооружения, а следовательно, и на конструкции, является динамической, т. е. изменяющейся во времени. При таком воздействии прочность и другие физико-механические свойства строительных материалов зависят от частоты и количества циклов нагружения. Поэтому при проектировании зданий и сооружений в сейсмических районах следует учитывать изменение прочности материалов при немногочисленных повторных нагружениях, а также динамическую жесткость и затухание. Эти характеристики определяются в результате специальных испытаний.

Изучение записей многочисленных землетрясений показало, что число повторений сейсмической нагрузки большой интенсивности за период эксплуатации зданий и сооружений составляет порядка 40–50 циклов. Это позволило ограничить число нагружений при изучении динамических характеристик материалов до 100–200 циклов.

В процессе таких испытаний было выявлено, что:

1. Скорость нагружения существенно влияет на прочность материалов как при однократном, так и при циклическом нагружении. При снижении скорости нагружения уменьшаются значения прочностных характеристик.

2. Снижение величины нагрузки увеличивает количество циклов нагружения, необходимых для разрушения конструкции.

3. Усталостная прочность материалов зависит от пределов изменения напряжений при каждом цикле динамической нагрузки – коэффициента асимметрии (соотношение минимальных и максимальных значений напряжений).

4. Значения статических и динамических модулей упругости (при сравнении только упругой части деформаций) достаточно близко совпадают.

5. Значение коэффициента, характеризующее затухание, является сугубо ориентировочным, так как фактическая жесткость элементов строительных конструкций (в отличие от жесткости воображаемых конструкций из идеального линейно-упругого изотропного однородного материала) не может быть определена как некоторая постоянная величина. Она зависит не только от самого материала и его напряженного состояния, но и от качества изготовления, типа конструкции, температуры, влажности, степени повреждения, что позволяет назначить ее только для простейших конструкций

Важной проблемой при проектировании зданий и сооружений, воспринимающих сейсмические нагрузки, является учет нелинейного поведения материалов под нагрузкой. Как показали исследования, спектральный метод, лежащий в основе современных нормативных расчетов, вполне обоснован для расчета простых систем, работающих в упругой стадии, а также при слабо нелинейном характере работы конструкций, что наблюдается при слабых и умеренных землетрясениях.

В настоящее время в нормативных документах отсутствуют научно обоснованные и подтвержденные современными теоретическими и экспериментальными исследованиями подходы к расчету зданий и сооружений при сильных землетрясениях, когда проявляется существенно нелинейный характер работы конструкций.

При учете нелинейного поведения материалов при сейсмических воздействиях, важным показателем является коэффициент редукиции (или соответствующий ему в нормах РФ коэффициент, учитывающий допускаемые повреждения зданий и сооружений).

Исследования позволили установить примерные значения коэффициентов редукиции, учитывающих нелинейный характер работы конструкций:

- для зданий с полным рамным стальным каркасом коэффициент редукиции равен 5, соответствующий коэффициент, учитывающий допускаемые повреждения, – 0,2;
- для зданий с полным рамным железобетонным каркасом коэффициент редукиции равен 1,3, соответствующий коэффициент, учитывающий допускаемые повреждения, – 0,77;
- для многоэтажных железобетонных монолитных зданий с перекрестно-стеновой конструктивной схемой коэффициент редукиции вводится не должен; он равен 1.

### **3.1.2 Работа стали при повторных нагрузках**

При работе стали в упругой стадии повторное загрузение при достаточно большом перерыве не изменяет работы материала, так как связи между отдельными ее зернами не были нарушены. При многократном непрерывном загрузении стали связи между зернами не успевают восстановиться между циклами, и прочность стали падает (рисунок 3.1).

Соединив максимальные напряжения в смежных циклах графика, получим кривую, асимптотически приближающуюся к горизонтали, характеризующей минимальную прочность при многократно прилагаемой нагрузке. Напряжение, при котором происходит разрушение при многократно прилагаемой нагрузке  $\sigma_v$ , называют *вибрационной прочностью* (рисунок 3.2), причем она может опускаться значительно ниже предела текучести. Разрушение, связанное с многократным приложением нагрузки, называется *усталостным* и относится к первой группе предельных состояний. Способность металла сопротивляться усталостному разрушению называют *выносливостью*.

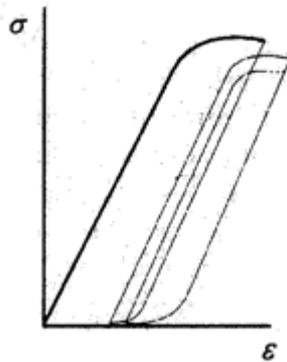


Рисунок 3.1 – Работа стали при повторных нагрузках

Усталостное разрушение начинается с места концентрации напряжений, пусть даже незначительного, слабой связи в растянутой зоне между отдельными зёрнами. Под воздействием многократно прилагаемой нагрузки эти связи расшатываются, появляются мелкие сдвиги в зёрнах, плоскости отдельных сдвигов соединяются. Появляется трещина, которая проникает все глубже в сечение элемента, края ее под каждым циклом нагрузки раздвигаются и сдвигаются, притираются, обминаясь при этом. Наконец, при каком-то цикле нагрузки происходит хрупкое разрушение по границам зёрен, на изломе четко видны две зоны – гладкая и зернистая. Это и является внешним признаком усталостного разрушения. Снижение вибрационной прочности происходит до 10 млн циклов и более, хотя после 2 млн циклов оно незначительное.

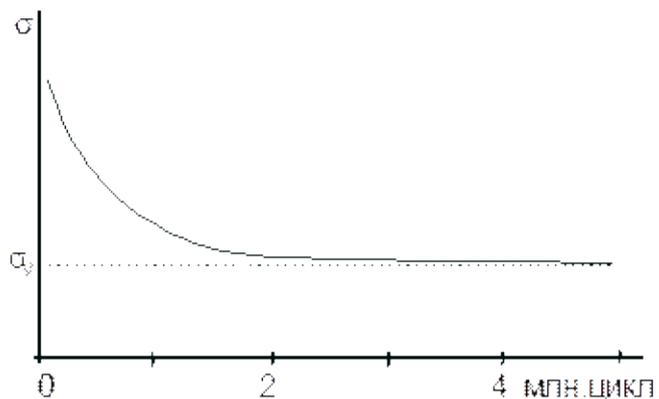


Рисунок 3.2 – Зависимость вибрационной прочности от числа циклов нагрузки

Усталостное разрушение, происшедшее после  $10^5$  циклов и более, называется *многоцикловогой усталостью*.

На вибрационную прочность влияет также знак максимального напряжения: если оно растягивающее, то трещина развивается быстрее и разрушение наступает при меньших напряжениях или меньшем количестве циклов. Усталость может проявляться и при значительно меньшем количестве циклов – меньшем чем  $10^5$ . Это происходит, если напряжения близки к пределу текучести или превосходят его и длительность цикла нагрузки достаточная для проявления пластических деформаций. Такое разрушение называют малоцикловой усталостью.

*Усталостью металла* называется разрушение его под действием многократно повторенной знакопеременной или переменной нагрузки при значениях напряжений ниже временного сопротивления. Способность металла сопротивляться такому разрушению называется *выносливостью*, а напряжение, при котором металл разрушается, – *вибрационной, или усталостной прочностью*. При этом существенное значение имеет, ниже или выше предела текучести  $R_{yn}$  максимальные напряжения при повторяющихся нагрузках. В первом случае, при упругих деформациях, разрушение наступает при циклах нагрузки в несколько сот тысяч или миллионов раз. Во втором случае, при упругопластических деформациях, из-за наличия остаточных деформаций разрушение происходит при меньшем числе циклов нагрузки, измеряемой единицами или сотнями (например, разрушение проволоки при многократных больших перегибах), и называется *упругопластической малоцикловой усталостью*. Вибрационная прочность неодинакова для сталей различных марок. Для одной и той же марки стали вибрационная прочность зависит от характера циклов нагрузки и их количества. Характер цикла определяется отношением наименьших по абсолютной величине напряжений к наибольшим.

Наибольшее напряжение, при котором материал в состоянии выдерживать практически неограниченно большое число циклов нагружения при данном коэффициенте асимметрии  $r$ , называется *пределом выносливости*, или *пределом усталости*  $\sigma_R$ .

При расчете металлоконструкций усталость металла учитывается снижением расчетного сопротивления стали, умножением на коэффициент  $R_s$ , значение которого зависит от рассмотренных факторов и приводится в нормах проектирования.

### 3.1.3 Работа бетона

*Динамическая прочность бетона.* Нагружение считают динамическим в тех случаях, когда скорость нагружения от нуля до максимальных напряжений составляет 0,001...1 с. При динамической нагрузке особо малой продолжительности, имеющей место при ударных, взрывных и других воздействиях, наблюдается повышение временного сопротивления бетона – динамическая прочность ( $\bar{R}_d$ ). Чем меньше время нагружения бетонного образца динамической нагрузкой ( $\tau$ ) (или, что то же самое, чем больше скорость роста напряжений, МПа/с), тем больше коэффициент динамической прочности бетона

$$k_d = \frac{\bar{R}_d}{R_b} . \quad (3.1)$$

Это явление объясняется энергопоглощающей способностью бетона, работающего в течение короткого времени нагружения динамической нагрузкой только упруго вследствие запаздывания развития неупругих деформаций.

Кроме ударных и взрывных воздействий к нагрузкам особо малой продолжительности можно отнести порывы ветра, сейсмические нагрузки, нагрузку, действующую на конструкцию в момент передачи предварительного напряжения с арматуры на бетон.

Зависимость предела прочности бетона от времени действия нагрузки представлена на рисунке 3.3, в.

### Прочность бетона при многократно повторяющихся нагрузках

Многократно повторяющиеся нагрузки в зависимости от скорости нагружения могут иметь статический и динамический характер. По количеству циклов «нагрузка – разгрузка» различают два вида повторного нагружения бетона: малоцикловое нагружение бетона (до 100...200 циклов) случайной по величине и периоду повторения нагрузкой с последующей разгрузкой (например, при забивке свай или шпунта) и многократно повторяющееся нагружение цикловой нагрузкой при коэффициенте асимметрии (характеристике) цикла:

$$\rho_b = \sigma_{b,\min} / \sigma_{b,\max} \quad (3.2)$$

где  $\sigma_{b,\min}$  и  $\sigma_{b,\max}$  – наименьшее и наибольшее нормальные напряжения материала в пределах изменения цикла нагрузки, соответственно.

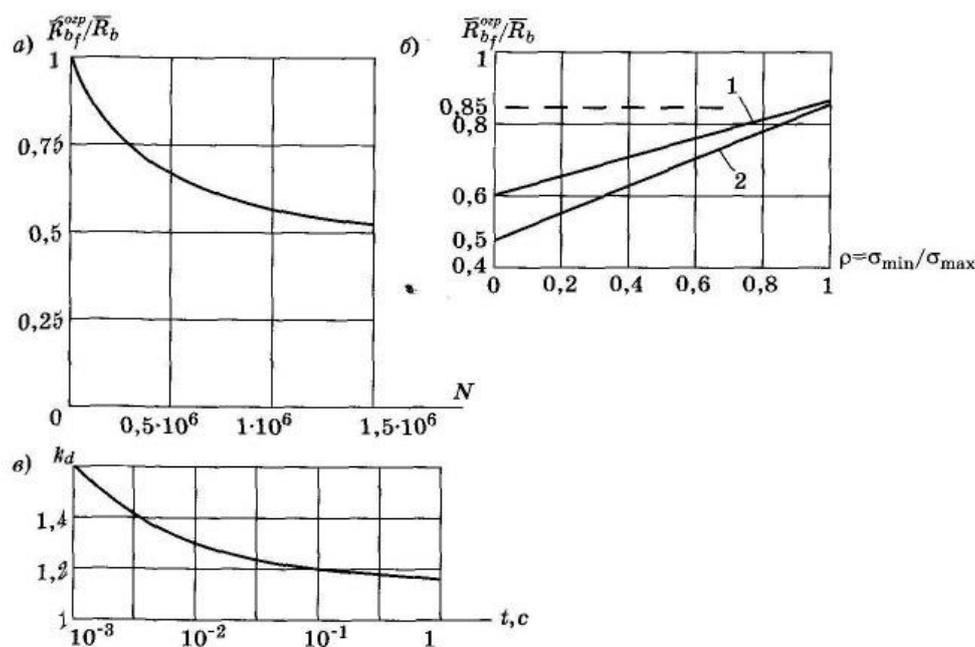


Рисунок 3.3 – Зависимость предела прочности бетона: а – от числа циклов нагружений; б – от характеристики цикла на базе  $N = 2 \cdot 10^6$ ; в – от времени действия нагрузки; 1 – бетон класса В40; 2 – бетон класса В25

При малоцикловой загрузке и разгрузке бетона сжимающими напряжениями небольшой величины происходит уплотнение и упрочнение бетона, как при длительном сжатии. Когда сжимающие напряжения при этом колеблются в пределах между верхней и нижней границами микроразрушения бетона ( $R_{crc}^0 \leq \sigma_b \leq R_{crc}^v$ ), то малоцикловое нагружение практически не влияет на его прочность, т. е. не снижает ее по сравнению с однократным нагружением. Здесь

$R_{crc}^0$  – то наименьшее сжимающее напряжение в бетоне, при котором по границе цементно-песчаного камня и крупного заполнителя образуются микротрещины;  $R_{crc}^v$  – сжимающее напряжение в бетоне, соответствующее верхней границе образования микротрещин и цементно-песчаном камне.

Прочность бетона на сжатие при действии на него многократно повторяющихся нагрузок с повторяемостью нескольких миллионов циклов, под влиянием развития структурных микротрещин и в результате постепенного накопления пластических деформаций снижается по сравнению с однократным кратковременным нагружением.

Степень ее понижения зависит от характеристики цикла  $\rho_b = \sigma_{b,\min} / \sigma_{b,\max}$ , количества циклов нагрузки и разгрузки  $N$  и относительного уровня напряжений  $\sigma_{b,\max} / \bar{R}_b$ .

Предел прочности бетона при многократно повторяющейся нагрузке  $\bar{R}_{bf}$  называют пределом выносливости. Различают абсолютный предел выносливости  $\bar{R}_{bf}$ , т. е. наибольшее напряжение, которое бетон способен выдерживать, не разрушаясь, при неограниченном увеличении числа циклов, и практический предел выносливости  $\bar{R}_{bf}^{exp}$ , полученный на ограниченной базе  $N = 2 \cdot 10^6$ . Последний зависит от характеристики цикла  $\rho_b$  почти линейно. Его наименьшее значение для наиболее тяжелого цикла при бетоне класса В25 составляет  $\bar{R}_{bf}^{exp} = 0,5\bar{R}_b$  (рисунок 3.3, б). С увеличением  $N$  происходит постепенное снижение  $\bar{R}_{bf}^{exp}$ , однако после  $N = (1,5...2) \cdot 10^6$  циклов это снижение незначительно (рисунок 3.3, а).

### 3.2 Системы с несущими стенами

Вариантами сочетания вертикальных и горизонтальных несущих конструкций в бескаркасной (стеновой) конструктивной системе являются: а – продольно-стеновая; б – поперечно-стеновая; в – перекрестно-стеновая (рисунок 3.4).

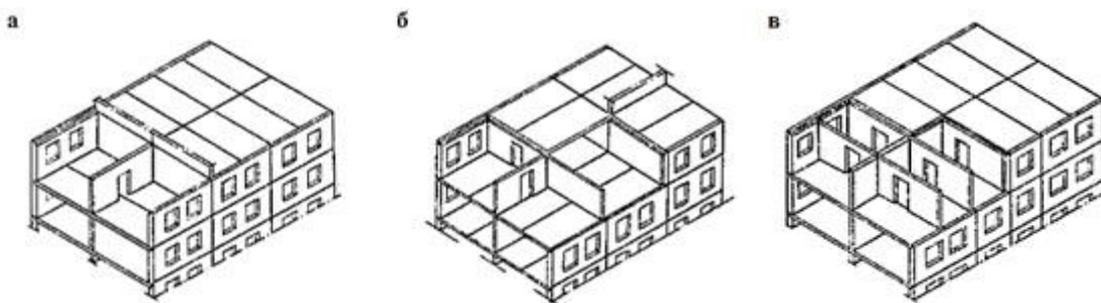


Рисунок 3.4 – Здания с несущими стенами

Чаще всего в такой конструктивной системе проектируются здания из кирпича и каменной кладки. Они относятся к самым распространенным конструктивным решениям, которые применяются для строительства в сейсмических районах. Как показывает анализ последствий землетрясений, здания из кирпича и каменной кладки получают, как правило, значительные повреждения, поскольку сильно уязвимы при динамических знакопеременных нагрузках. Как показали исследования многих поколений отечественных ученых, на сейсмостойкость кирпичных и каменных зданий оказывают влияние несколько факто-

ров, основные из которых: прочность кирпича и камня; прочность сцепления камня (кирпича) с раствором, технология производства и образования элементов кладки.

В зависимости от технологии производства и образования элементов кладки такие здания подразделяются на отдельные виды:

- здания со стенами из кирпичной (каменной) кладки;
- здания со стенами комплексной конструкции;
- каркасно-кирпичные (каркасно-каменные) здания;
- здания, усиленные вертикальным армированием, предварительным напряжением или другими экспериментально обоснованными методами.

В зданиях со стенами комплексной конструкции кладка усиливается железобетонными вертикальными включениями (сердечниками), не образующих рамы (каркас).

### **3.2.1 Здания со стенами из кирпичной (каменной) кладки**

Основные конструктивные решения, обеспечивающие сейсмостойкость зданий со стенами из кирпичной (каменной) кладки, представлены рисунками на листах 1–5. Обязательным условием является усиление кладки арматурными сетками в местах пересечения стен, а также устройство антисейсмического пояса в местах опирания плит перекрытий на несущие стены и обвязки в местах примыкания перекрытий к самонесущим стенам (узлы 12–15 на листах 3–4). Все конструктивные мероприятия должны создавать жесткие диски перекрытий и их совместную работу со стенами при горизонтальных нагрузках.

Для возведения стен из каменной кладки применяют керамические кирпичи и камни, бетонные блоки, природные камни правильной формы и мелкие блоки. Несущие каменные стены должны возводиться из кладки на растворах со специальными добавками, повышающими сцепление раствора с кирпичом или камнем с обязательным заполнением всех вертикальных швов раствором.

### **3.2.2 Здания со стенами комплексной конструкции**

Стены из кирпичной (каменной) кладки комплексной конструкции могут быть усилены:

а) монолитными железобетонными вертикальными и горизонтальными линейными элементами (далее – железобетонными включениями) и сетками из арматуры, укладываемыми в горизонтальных швах кладки;

б) вертикальными арматурными сетками из арматуры в слое торкретбетона класса не ниже В7,5 или в слое цементно-песчаного раствора марки не ниже 100;

в) устройством в кладке внутреннего железобетонного слоя (трехслойная каменно-монолитная кладка).

Для кирпичной кладки несущих стен комплексных конструкций следует применять:

- кирпич обожженный полнотелый или пустотелый марки 100 и выше с пустотностью не более 25 %;
- керамические камни марки не ниже 100 с пустотностью не более 25 %;
- сплошные бетонные камни и мелкие блоки из тяжелых и легких бетонов класса не ниже В3,5.

Для кладки применяют раствор марки не ниже 50.

Значения временного сопротивления осевому растяжению по неперевязанным швам (нормальное сцепление  $R_{nt}$ ), для несущих и самонесущих стен должно быть не менее  $R_{nt} > 120$  кПа ( $1,2$  кгс/см<sup>2</sup>). Для повышения нормального сцепления кладки применяются растворы со специальными добавками.

При проектировании комплексных конструкций вертикальные железобетонные включения связывают с фундаментом, железобетонными антисейсмическими поясами и монолитными железобетонными перекрытиями.

Рекомендуемое расположение вертикальных железобетонных включений – по краям оконных и дверных проемов, в местах сопряжения стен (узлы 1–2, лист 6), в торцах простенков, на глухих участках стен с шагом, не превышающим высоту этажа;

Вертикальные железобетонные включения должны быть связаны с кирпичной кладкой двумя стержнями диаметром 6 мм через каждые 500 мм по их высоте; минимальное поперечное сечение вертикального железобетонного включения – 120 × 250 мм; армирование – два стержня диаметром 12 мм; бетон железобетонных включений должен быть не ниже класса В15.

Железобетонные включения в кладку комплексной конструкции должны быть открытыми не менее чем с одной стороны.

При проектировании комплексных конструкций в виде стен, усиленных сетками из арматуры в слое торкретбетона или в слое цементно-песчаного раствора (узлы В, Г, Д на листе 7):

- сетки, как правило, устанавливаются по обеим сторонам стен;
- толщина слоев бетона или раствора должна быть не менее 40 мм с каждой стороны стены;
- крепление арматурных сеток к стенам выполняется анкерами из арматуры диаметром не менее 6 мм, которые устанавливаются в шахматном порядке с шагом не более 600 мм.

При усилении стен торкретбетоном следует предусматривать технологические мероприятия, обеспечивающие надежное сцепление слоев бетона или раствора с кладкой.

В трехслойных каменно-монолитных стенах:

- внутренний несущий железобетонный слой должен выполняться из бетона класса не ниже В10 и иметь толщину не менее 100 мм;
- внешние слои каменно-монолитной кладки (кирпичные) должны быть связаны между собой горизонтальной арматурой, устанавливаемой с шагом не более 600 мм и пропускаемой через внутренний слой бетона.

В трехслойных каменно-монолитных стенах:

- внутренний несущий железобетонный слой должен выполняться из бетона класса не ниже В10 и иметь толщину не менее 100 мм;
- внешние слои каменно-монолитной кладки (кирпичные) должны быть связаны между собой горизонтальной арматурой, устанавливаемой с шагом не более 600 мм и пропускаемой через внутренний слой бетона.

В сопряжениях стен в кладку должны укладываться горизонтальные арматурные сетки с сечением продольной арматуры, определяемым по расчету, но общей площадью не менее 1 см<sup>2</sup> и длиной 1,5 м. Горизонтальные арматурные сетки следует укладывать через 700 мм по высоте при расчетной сейсмичности 7 и 8 баллов и через 500 мм – при расчетной сейсмичности 9 и более 9 баллов.

В уровнях перекрытий и покрытий зданий со стенами комплексной конструкции по всем продольным и поперечным несущим стенам должны устраи-

ваться антисейсмические пояса, выполняемые из монолитного железобетона с непрерывным армированием.

В зданиях с монолитными железобетонными перекрытиями, заделанными по контуру в стены, антисейсмические пояса в уровне перекрытий допускается не устраивать. При этом длина части монолитных железобетонных перекрытий и покрытий, опирающихся на кирпичные стены, должна быть не менее 250 мм.

Антисейсмический пояс должен иметь зону для опирания перекрытия и устраиваться на всю ширину стены. Опирание сборных плит перекрытий непосредственно на кирпичную кладку не допускается. В наружных стенах толщиной 510 мм и более ширина пояса может быть меньше толщины стены на величину до 150 мм. Высота пояса должна быть не менее 150 мм, класс бетона не ниже В12,5. Антисейсмические пояса армируются пространственными каркасами с продольной арматурой класса А400С и А500С (согласно ГОСТ 5781 и ГОСТ 10884) из 4-х стержней диаметром не менее 12 мм.

Высоту этажа зданий со стенами комплексной конструкции или из каменно-монолитной кладки допускается принимать при сейсмичности 7, 8, 9 и более 9 баллов, соответственно, 5,0; 4,5; 4,0 и 3,0 м. При этом отношение высоты этажа к толщине стены должно быть не более 12.

В зданиях со стенами комплексной конструкции, кроме наружных продольных стен, как правило, должно быть не менее одной внутренней продольной стены, связанной с торцевыми наружными и внутренними поперечными стенами. Поперечные несущие стены лестничных клеток должны проходить на всю ширину здания.

Расстояния между осями поперечных стен или заменяющих их рам должны проверяться расчетом и соответствовать при сейсмичности площадки строительства: 7 баллов – 15 м; 8 баллов – 12 м; 9 баллов – 9 м; более 9 баллов – 6 м.

### **3.2.1.3 Здания с несущими стенами из монолитного железобетона**

К монолитным зданиям, помимо зданий, все стены и перекрытия которых выполняются из монолитного бетона, относятся также здания, наружные стены которых, а также отдельные участки внутренних стен и перекрытий, монтируются из сборных элементов.

Монолитные здания проектируются, как правило, в виде перекрестно-стеновой системы с несущими (в основном из тяжелого железобетона) или не-несущими наружными стенами.

Внутренние поперечные и продольные стены зданий на площадках 8 и 9 баллов должны быть сквозными и без изломов в плане. Максимальное расстояние между несущими стенами не должно превышать 7,2 м. В зданиях с ненесущими наружными стенами должно быть не менее двух внутренних продольных и поперечных стен.

Перекрытия могут быть монолитными, сборными и сборно-монолитными.

В монолитных стенах предусматривается конструктивное армирование по полю стен вертикальной и горизонтальной арматурой площадью сечения у каждой плоскости стены не менее 0,05 % площади соответствующего сечения стены, в пересечениях стен, местах резкого изменения толщины стены, у граней проемов арматурой площадью сечения не менее 2 см<sup>2</sup>, объединенных замкну-тым хомутом с шагом не менее 500 мм (см. лист 8).

Армирование монолитных стен выполняется пространственными каркасами, собираемыми из плоских вертикальных каркасов и горизонтальных стержней или плоских горизонтальных каркасов.

В пространственных каркасах, используемых для армирования поля стен, диаметр вертикальной арматуры должны быть не менее 10 мм, а горизонтальной – не менее 8 мм. Шаг горизонтальных стержней, объединяющих каркасы, не должен превышать 400 мм. Армирование широких простенков может выполняться диагональными каркасами.

При диаметре стержней более 20 мм соединение стержней и каркасов должно выполняться с помощью сварки независимо от сейсмичности площадки.

Вертикальные стыковые соединения стен (рисунок 3.5) армируются горизонтальными арматурными стержнями, площадь которых определяется расчетом, но должна быть не менее 0,5 см<sup>2</sup> на 1 погонный метр шва в зданиях до пяти этажей на территориях 7 и 8 баллов и не менее 1 см<sup>2</sup> на 1 погонный метр шва в остальных случаях.

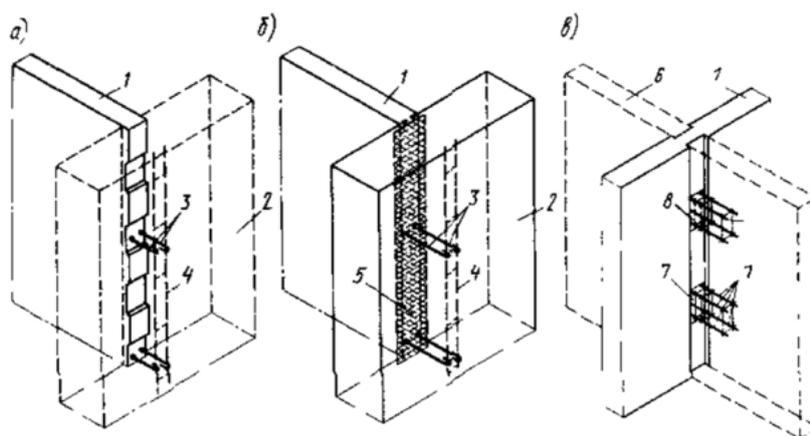


Рисунок 3.5 – Сопряжения стен монолитных зданий: а – торцевое; б – фронтально-торцевое; в – фронтальное: 1 – внутренняя поперечная стена; 2 – наружная стена; 3 – горизонтальная арматурная связь; 4 – вертикальный каркас; 5 – тканая сетка; 6 – внутренняя продольная стена; 7 – каркас; 8 – отверстие в стене для устройства шпонки

### 3.2.4 Крупнопанельные здания

Сейсмостойкие крупнопанельные здания проектируются, как правило, с продольными и поперечными стенами, объединенными между собой перекрытиями и покрытиями в единую пространственную систему, воспринимающую сейсмические нагрузки (рисунок 3.6).

При проектировании крупнопанельных сейсмостойких зданий предусматривают следующие конструктивные мероприятия:

- панели стен и перекрытий проектируют, как правило, размером на комнату (рисунок 3.7);
- все торцевые стыкуемые грани панелей стен и перекрытий (покрытий) следует выполнять с рифлеными или зубчатыми поверхностями. Глубину (высоту) шпонок и зубьев принимают не менее 4 см (рисунки 8–9, лист 9);
- вертикальные и горизонтальные стыковые соединения панелей продольных и поперечных стен между собой и с панелями перекрытий (покрытий) осуществляют сваркой арматурных выпусков и закладных деталей или на болтах и замоноличиванием вертикальных и горизонтальных сты-

ков мелкозернистым бетоном класса не ниже В15 и не ниже класса бетона панелей (лист 10);

- при опирании перекрытий на наружные стены здания и стены у антисейсмических швов предусматривать охват вертикальной арматуры стеновых панелей арматурой швов приваренной к выпускам арматуры плит перекрытия.

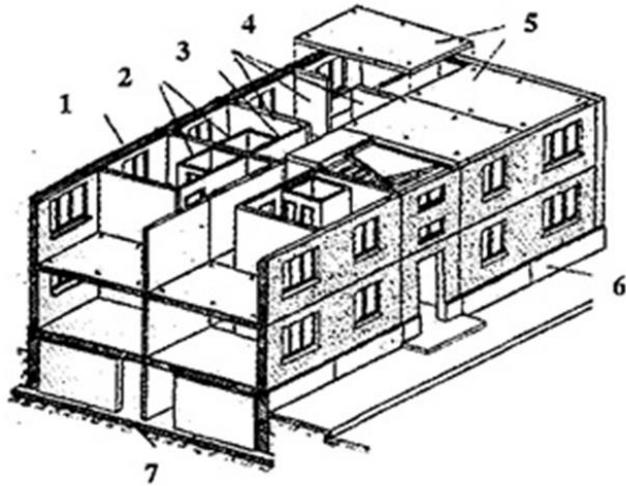


Рисунок 3.6 – Крупнопанельное здание перекрестно-стеновой конструктивной системы: 1 – наружные стеновые панели; 2 – санитарно-технические кабины; 3 – перегородки; 4 – несущие поперечные стены; 5 – панели перекрытия; 6 – цокольные панели; 7 – фундамент

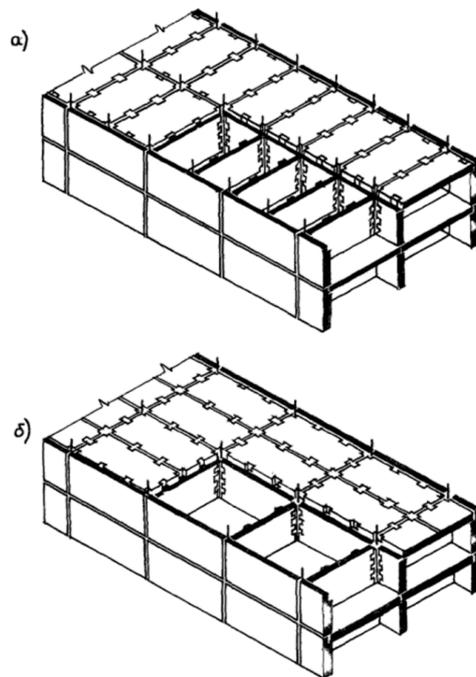


Рисунок 3.7 – Крупнопанельные здания для сейсмических районов с перекрытиями опираемыми по контуру (а) и по трем сторонам (б)

Армирование стеновых панелей следует выполнять двусторонним, в виде пространственных каркасов или арматурных сеток. Площадь вертикальной и горизонтальной арматуры, устанавливаемой у каждой плоскости панели, должна составлять не менее 0,05 % площади соответствующего сечения стены. Толщина внутреннего несущего слоя многослойных панелей должна определяться по результатам расчета и приниматься не менее 100 мм.

В местах пересечения стен должна размещаться вертикальная арматура, непрерывная на всю высоту здания (рисунок 3.8). Вертикальная арматура также должна устанавливаться по граням дверных и оконных проемов и при регулярном расположении проемов поэтажно стыковаться. Площадь поперечного сечения арматуры, устанавливаемой в стыках и по граням проемов, должна определяться по расчету, но приниматься не менее 2 см<sup>2</sup>. В местах пересечения стен допускается размещать не более 60 % расчетного количества вертикальной арматуры.

Решения стыковых соединений должны обеспечивать восприятие расчетных усилий растяжения и сдвига. Сечение металлических связей в стыках панелей (горизонтальных и вертикальных) определяют расчетом, но их минимальное сечение должно быть не менее 1 см<sup>2</sup> на 1 погонный метр шва.

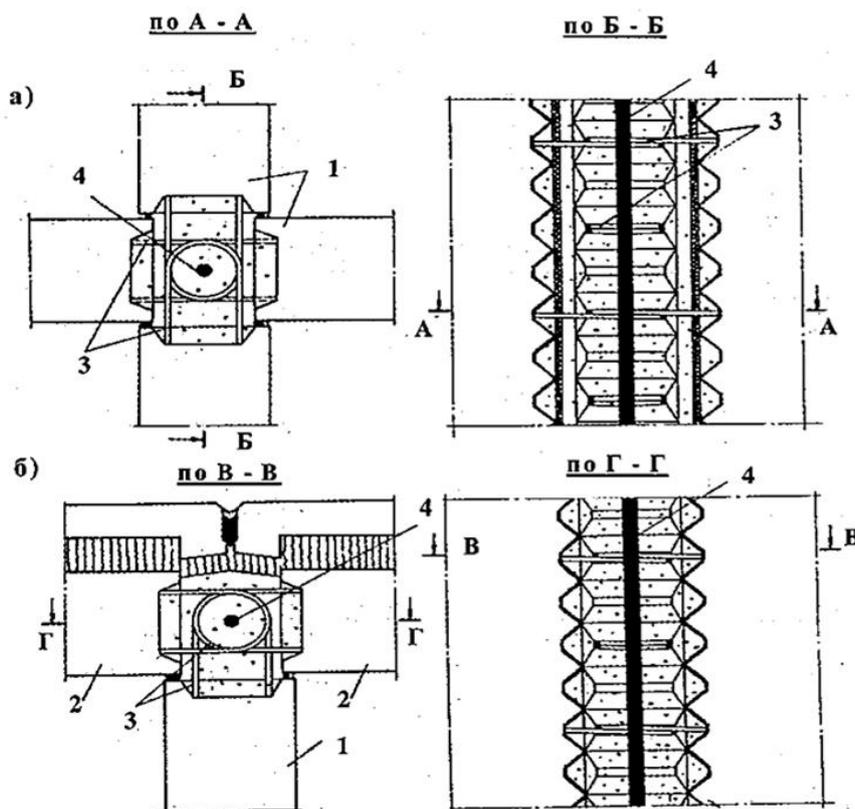


Рисунок 3.8 – Вертикальные стыки крупнопанельного здания:  
 а – панели внутренних стен; б – панели наружных стен;  
 1 – внутренние панели; 2 – панели наружных стен; 3 – арматурные выпуски; 4 – вертикальные анкеры

### 3.2.5 Каркасные здания (каркасные системы)

Конструкцией, воспринимающей горизонтальную сейсмическую нагрузку, может служить: каркас, каркас с заполнением, каркас с вертикальными связями, диафрагмами или ядрами жесткости. В СН КР 20-02:2018 дано следующее определение: «*Диафрагма жесткости вертикальная* (СН КР 20-02:2018): Стена или система вертикальных связей длиной не менее высоты этажа, запроектированная по результатам расчетов, воспринимающая сейсмические нагрузки в системе здания и передающая их фундаментам».

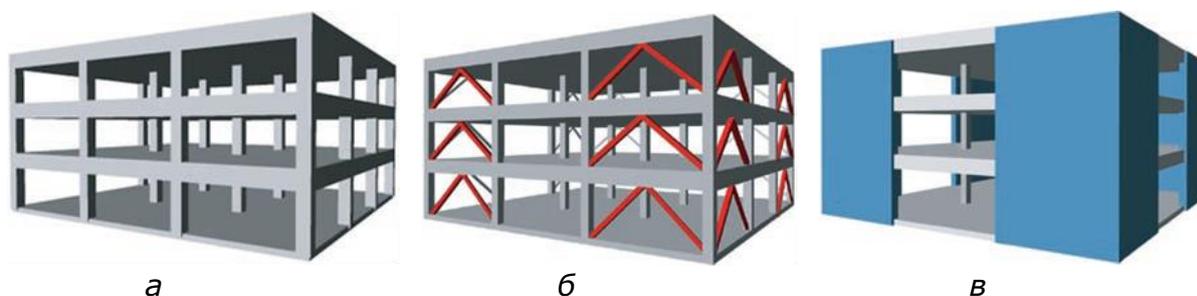


Рисунок 3.9 – Основные конструктивные системы каркасных зданий:  
а – рамный каркас; б – рамно-связевой каркас; в – каркас связевой

Далее приведем определение конструктивных систем каркасных зданий (рисунок 3.9) из этого же документа:

*Конструктивные системы каркасные* (СН КР 20-02:2018): Системы, основными несущими конструкциями которых являются колонны и ригели каркаса, на которые передается нагрузка от перекрытий. Прочность, устойчивость и пространственная жесткость каркасных зданий обеспечивается совместной работой перекрытий и основных несущих конструкций. В зависимости от сочетания основных несущих конструкций, используемых для обеспечения прочности, устойчивости и жесткости зданий, различают следующие каркасные конструктивные системы:

а) *каркас рамный* – пространственная система колонн и ригелей со всеми или некоторыми жесткими узлами их соединений (способными воспринимать изгибающие моменты), воспринимающая всю совокупность вертикальных и горизонтальных нагрузок;

б) *каркас рамно-связевой* – пространственная система в виде рамного каркаса и вертикальных диафрагм жесткости, в которой вертикальные нагрузки, главным образом, воспринимает и передает основанию рамный каркас, а горизонтальные нагрузки воспринимают совместно вертикальные диафрагмы жесткости и каркас;

в) *каркас связевой* – пространственная система в виде каркаса с нежесткими или жесткими узлами соединений ригелей с колоннами и вертикальных диафрагм жесткости, в которой вертикальные нагрузки, главным образом, воспринимают и передают основанию колонны каркаса, а горизонтальные нагрузки – вертикальные диафрагмы жесткости;

г) *каркас с ядрами жесткости* (каркасно-ствольная система) – связевая, рамно-связевая или каркасно-стенная конструктивная система, в которой каркас выполняется в виде обстройки ствола или ядер жесткости (вертикальных пространственных элементов жесткости замкнутой формы в плане).

Рамную конструктивную систему (*рамный каркас*) относят к гибким системам, периоды колебания которых достаточно большие, по сравнению с жесткими зданиями, такими как крупнопанельные, кирпичные, объемно-блочные и другие.

В *рамно-связевой конструктивной системе* горизонтальная жесткость здания увеличивается путем размещения в плоскости рам специальных диагональных связей из металла или железобетона (диафрагм). При этом часть горизонтальных нагрузок воспринимается этими диафрагмами. За счет такого конструктивного решения уменьшаются горизонтальные перемещения каркаса при сейсмических воздействиях. Размещения связей должно быть непрерывным по всей высоте здания.

В рамной системе с ядрами жесткости основными элементами, воспринимающими сейсмическую нагрузку, являются вертикальные пространственные элементы замкнутой формы в плане. За счет связей каркаса с ядрами жесткости последние воспринимают до 90 % горизонтальной нагрузки на здания.

Каркасы зданий могут выполняться как сборными, так и монолитными. Сборные элементы колонн многоэтажных каркасных зданий лучше изготавливать высотой в несколько этажей. Стыки сборных колонн сборных каркасов располагаются в зоне с наименьшими изгибающими моментами и выполняются с соединением продольной арматуры ванной сваркой, дуговой механизированной сваркой на подкладках или ручной дуговой сваркой с парными накладками и двухсторонними швами, с увеличенной на 25 % длиной швов.

Узловые соединения колонн с ригелями сборных железобетонных каркасов проектируются, как правило, жесткими (узлы на листе 11).

Центральная зона жестких узлов железобетонных монолитных каркасов зданий должна быть усилена с помощью косвенного армирования в виде сварных сеток, спиралей или замкнутых хомутов, устанавливаемых по расчету. Если по данным расчета косвенное армирование не требуется, то указанную зону узла следует армировать конструктивно замкнутой поперечной арматурой (хомутами) из стержней диаметром не менее 8 мм с шагом 80–100 мм.

Участки ригелей и колонн, примыкающие к центральной зоне жестких узлов рам, армируются замкнутой поперечной арматурой (хомутами), устанавливаемой по расчету, но не более чем через 100 мм. Длина участков усиленного армирования принимается для ригелей не менее  $1,5 h$ , для колонн – наибольшую из двух величин:  $1,5 h$  и  $1/6 l$ , где  $h$  – наибольший размер поперечного сечения элемента,  $l$  – высота колонны в свету.

Диафрагмы, связи и ядра жесткости, воспринимающие горизонтальную нагрузку, проектируются непрерывными по всей высоте здания и располагаются равномерно в обоих направлениях и симметрично относительно центра тяжести здания. В каждом направлении устанавливается не менее двух диафрагм.

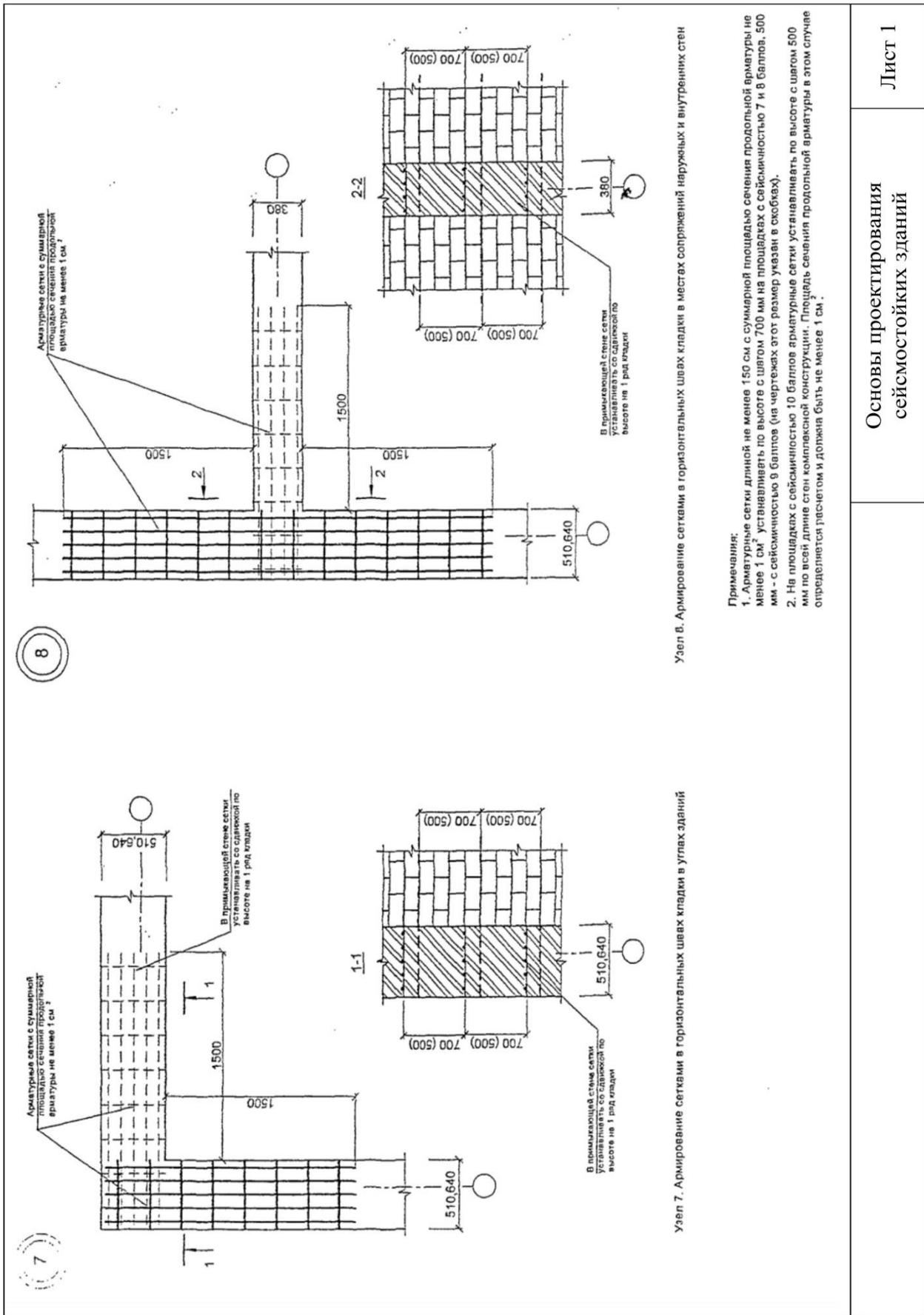
В качестве ограждающих стеновых конструкций каркасных зданий применяются, как правило, легкие навесные панели (лист 12).

Монолитные колонны каркасов сейсмостойких зданий армируются пространственными каркасами (лист 13), арматура которых подбирается по расчету.

Кладка самонесущих стен в каркасных зданиях должна иметь гибкие связи с каркасом, не препятствующие горизонтальным смещениям каркаса вдоль стен. Между поверхностями стен и колонн каркаса должен предусматриваться зазор не менее 20 мм. По всей длине стены в уровне плит покрытия и верха оконных проемов должны устраиваться антисейсмические пояса, соединенные с каркасом здания.

Конструкции ненесущих стен из штучной кладки (поэтажной разрезки) и узлы их крепления могут конструироваться либо как заполнение, участвующее в работе каркаса, либо как конструкции, отделенные от каркаса. Заполнение, участвующее в работе каркаса, рассчитывают и конструируют как диафрагму.

Конструкция узлов примыкания элементов стен, отделенных от каркаса, к несущим конструкциям здания должна исключать возможность передачи на них нагрузок, действующих в их плоскости (лист 14).

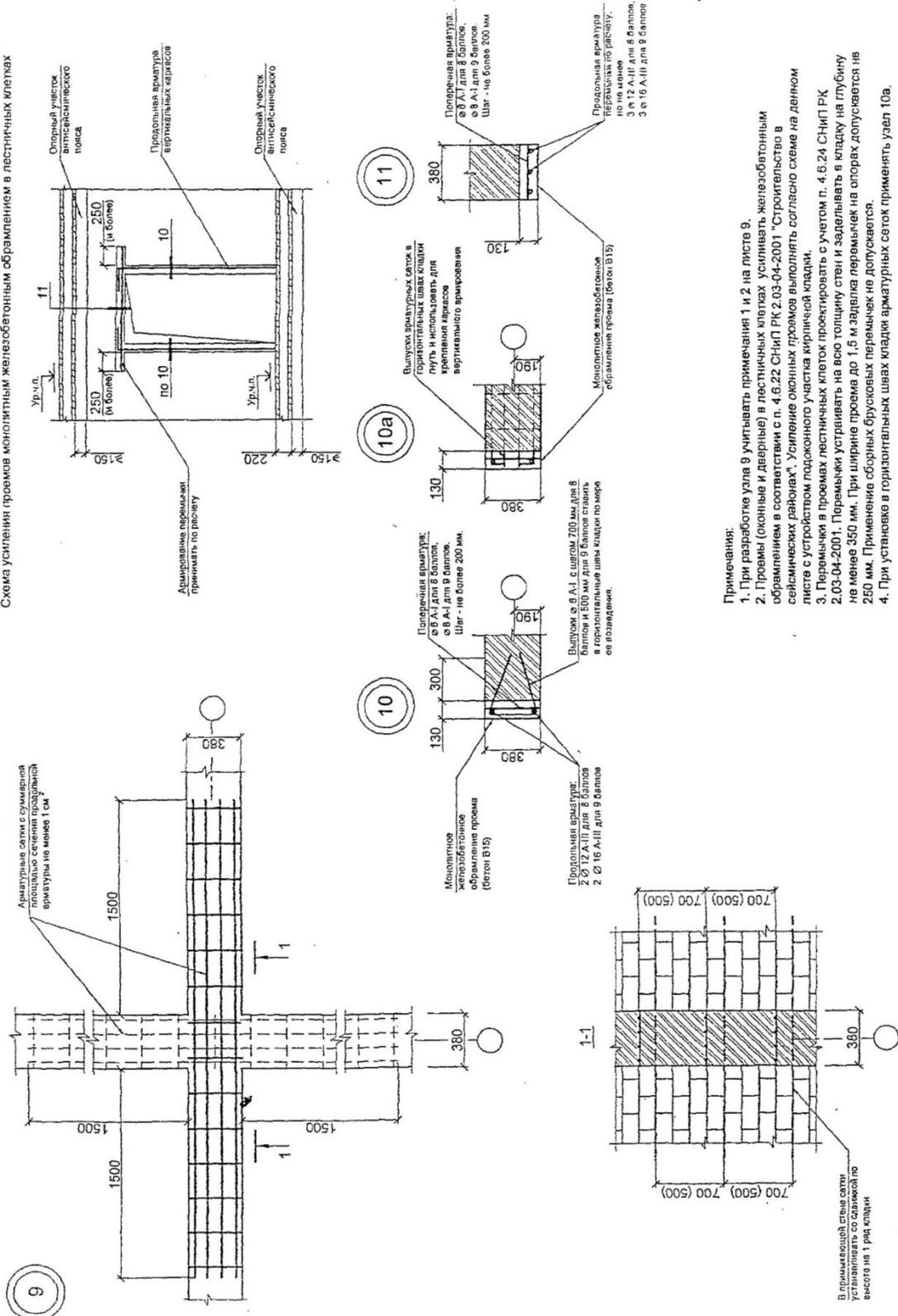


Узел 7. Армирование сетками в горизонтальных швах кладки в углах зданий

Узел 8. Армирование сетками в горизонтальных швах кладки в местах сопряжений наружных и внутренних стен

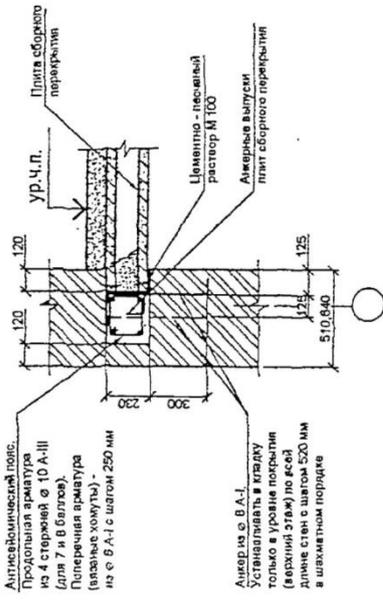
- Примечания:**
1. Арматурные сетки длиной не менее 150 см с суммарной площадью сечения продольной арматуры не менее  $1 \text{ см}^2$  устанавливать по высоте с шагом 700 мм на площадках с сейсмичностью 7 и 8 баллов, 500 мм - с сейсмичностью 9 баллов (на чертежах этот размер указан в скобках).
  2. На площадках с сейсмичностью 10 баллов арматурные сетки устанавливать по высоте с шагом 500 мм по всей длине стен комплексной конструкции. Площадь сечения продольной арматуры в этом случае определяется расчетом и должна быть не менее  $1 \text{ см}^2$ .

Схема усиления проемов монолитным железобетонным обрамлением в лестничных клетках

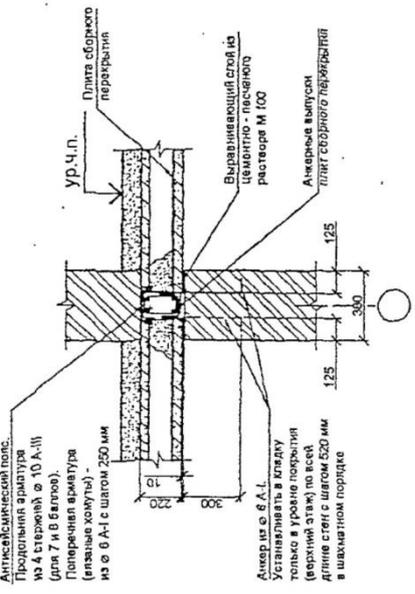


- Примечания:**
1. При разработке узла 9 учитывать примечания 1 и 2 на листе 9.
  2. Проемы (оконные и дверные) в лестничных клетках усиливать железобетонным обрамлением в соответствии с п. 4.6.22 СНиП РК 2.03-04-2001 "Строительство в сейсмических районах". Усиление оконных проемов выполнять согласно схеме на данном листе с устройством подоконного участка кирпичной кладки.
  3. Перемычки в проемах лестничных клеток проектировать с учетом п. 4.6.24 СНиП РК 2.03-04-2001. Перемычки устраивать на всю толщину стен и заделывать в кладку на глубину не менее 350 мм. При ширине проема до 1,5 м заделка перемычек на опорах допускается не 250 мм. Применение сборных брусовых перемычек не допускается.
  4. При установке в горизонтальных швах кладки арматурных сеток применять узел 10а.

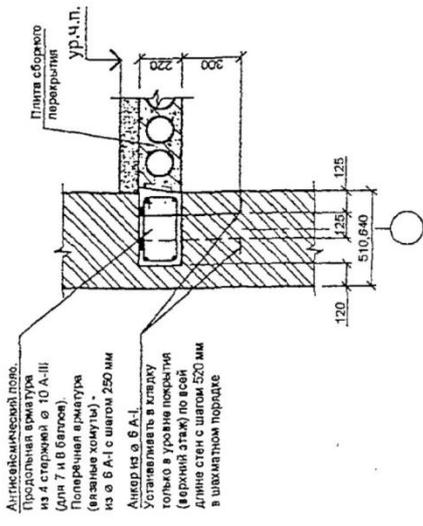
12



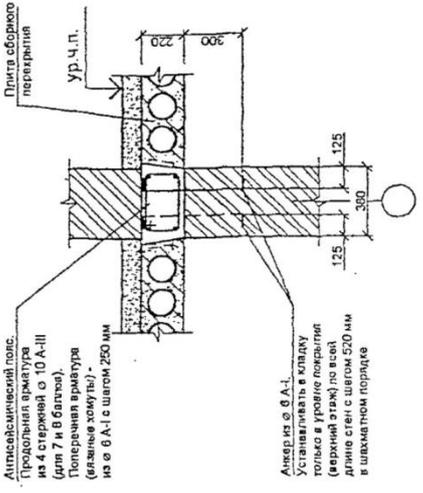
14



13



15

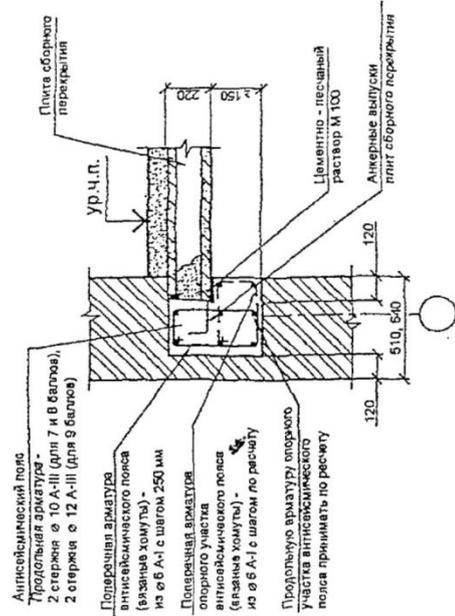


Узел 12. Антисейсмический пояс без опорного участка перекрытия в наружной несущей стене.  
Узел 13. Антисейсмический пояс без опорного участка перекрытия в торцевой наружной стене.

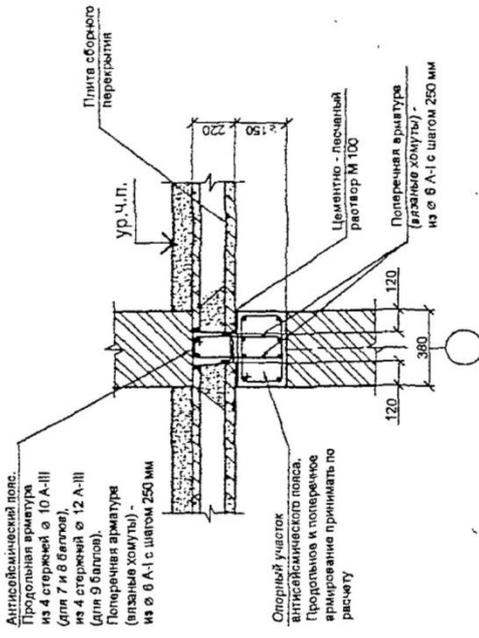
Узел 14. Антисейсмический пояс без опорного участка перекрытия во внутренней несущей стене (продольной или поперечной).  
Узел 15. Антисейсмический пояс без опорных участков перекрытий во внутренних стенах, на которые не опираются плиты сборных перекрытий и покрытия.

Основы проектирования сейсмостойких зданий

12a



14a



13a

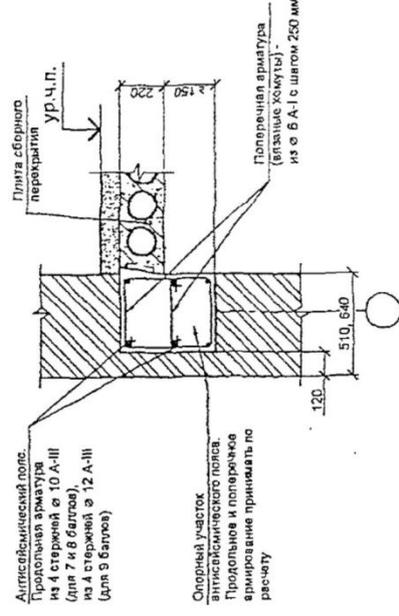
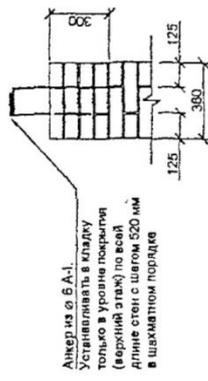


Схема установки в кирпичную кладку анкеров в уровне покрытия (верхний этаж)



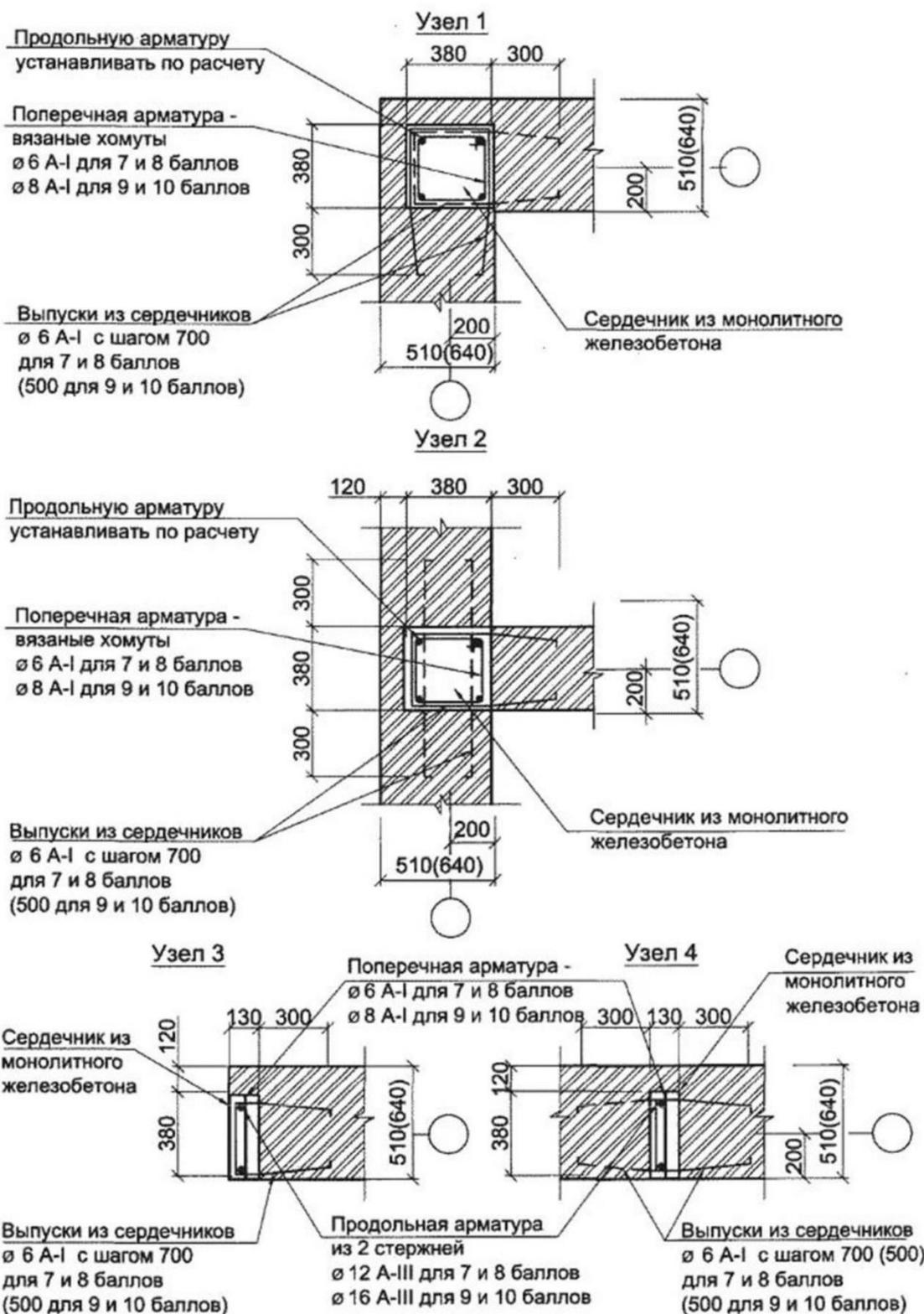
Узел 12а. Антисейсмический пояс с опорным участком перекрытия в наружной несущей стене.  
Узел 13а. Антисейсмический пояс с опорным участком в наружной торцевой стене.

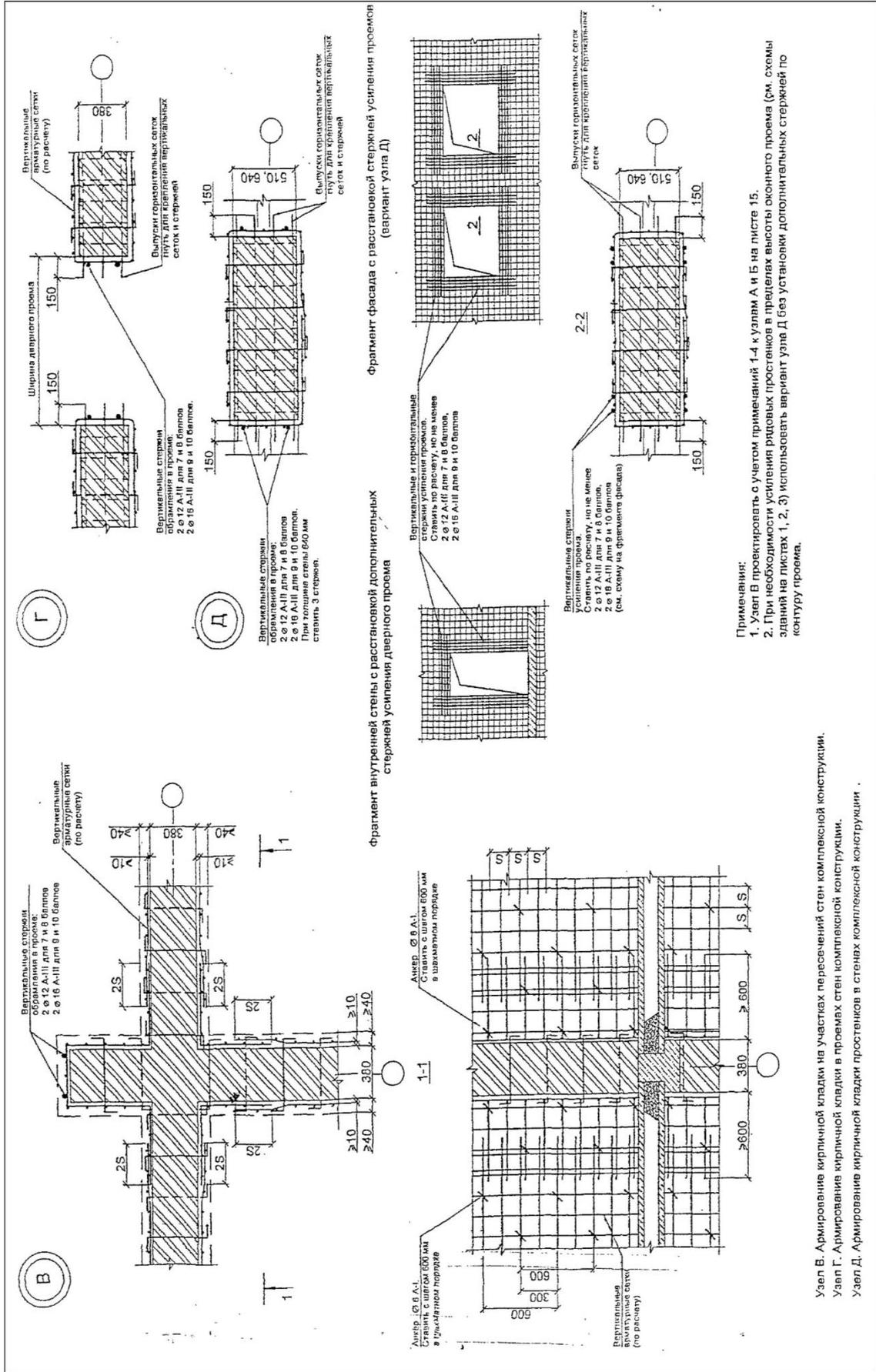
Узел 14а. Антисейсмический пояс с опорным участком перекрытия во внутренней стене (продольной или поперечной)

Основы проектирования сейсмостойких зданий

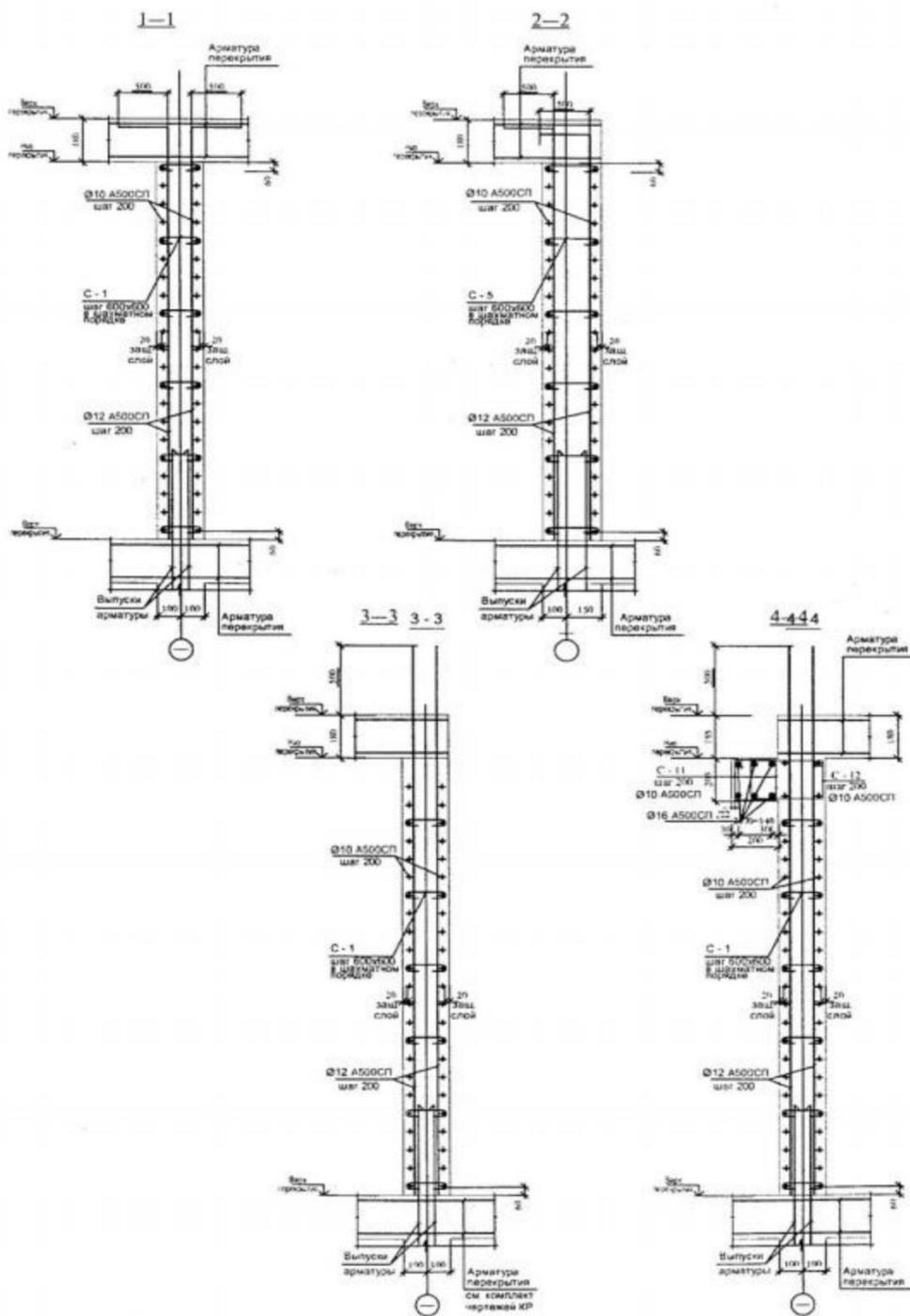
Лист 4







**Примечания:**  
 1. Узел В проектировать с учетом примечаний 1-4 к Узлам А и Б на листе 15.  
 2. При необходимости усиления рядовых простенков в пределах высоты оконного проема (см. схемы зданий на листах 1, 2, 3) использовать вариант узла Д без установки дополнительных стержней по контуру проема.



Варианты армирования  
монолитных стен сейсмостойких зданий

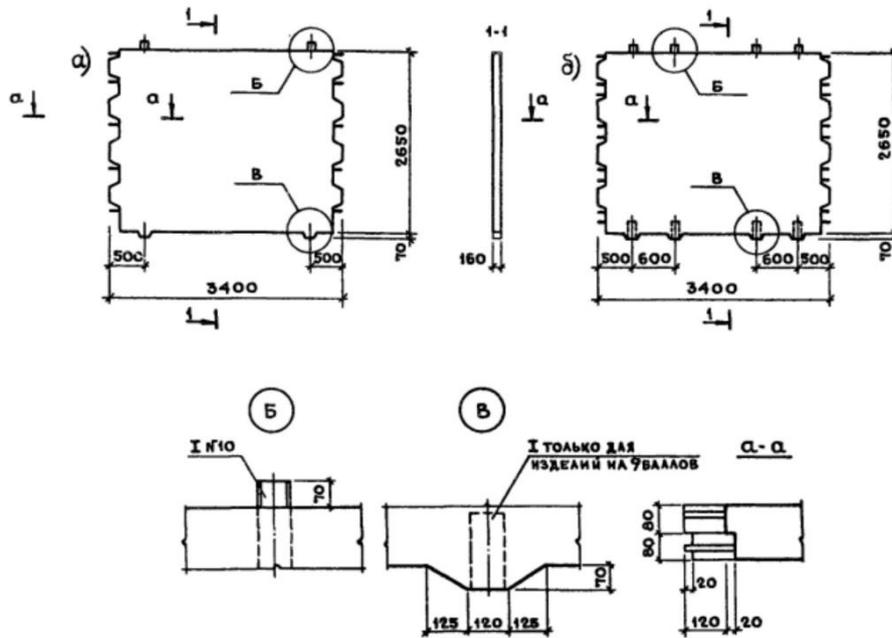
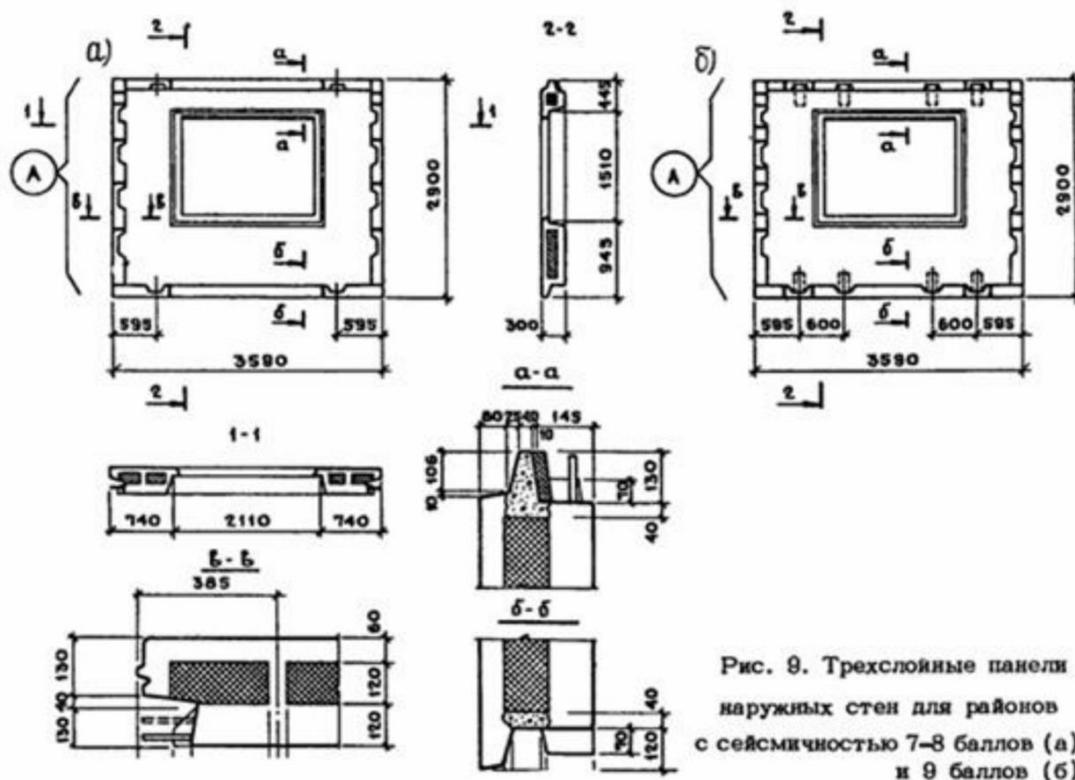


Рисунок 8 – Внутренние стеновые панели для районов сейсмичностью 7–8 баллов (а) и 9 баллов (б)



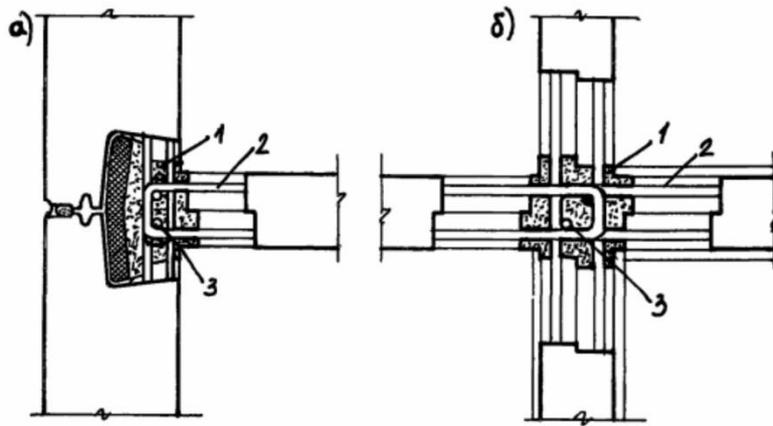


Рис. 17. Петлевые связи в вертикальных стыках наружных (а) и внутренних (б) стен:  
 1 - бетон замоноличивания стыка; 2 - петлевые арматурные выпуски; 3 - сквозная вертикальная арматура

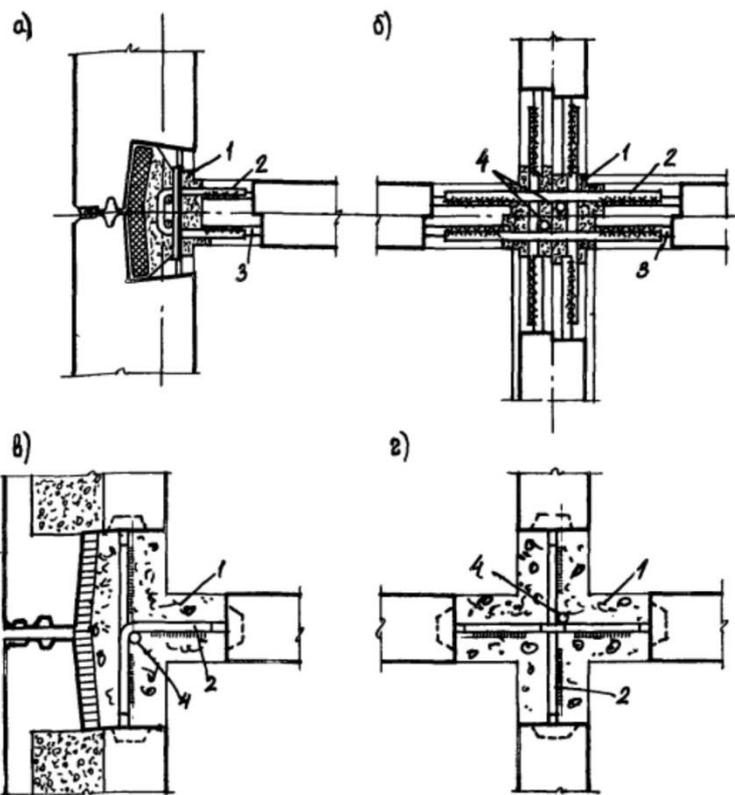


Рис. 18. Сварные связи в вертикальных стыках наружных (а, в) и внутренних (б, г) стен с двухсторонним (а, б) и односторонним (в, г) армированием:  
 1 - бетон замоноличивания стыка; 2 - сварные связи; 3 - горизонтальные арматурные выпуски из панелей; 4 - сквозная вертикальная арматура

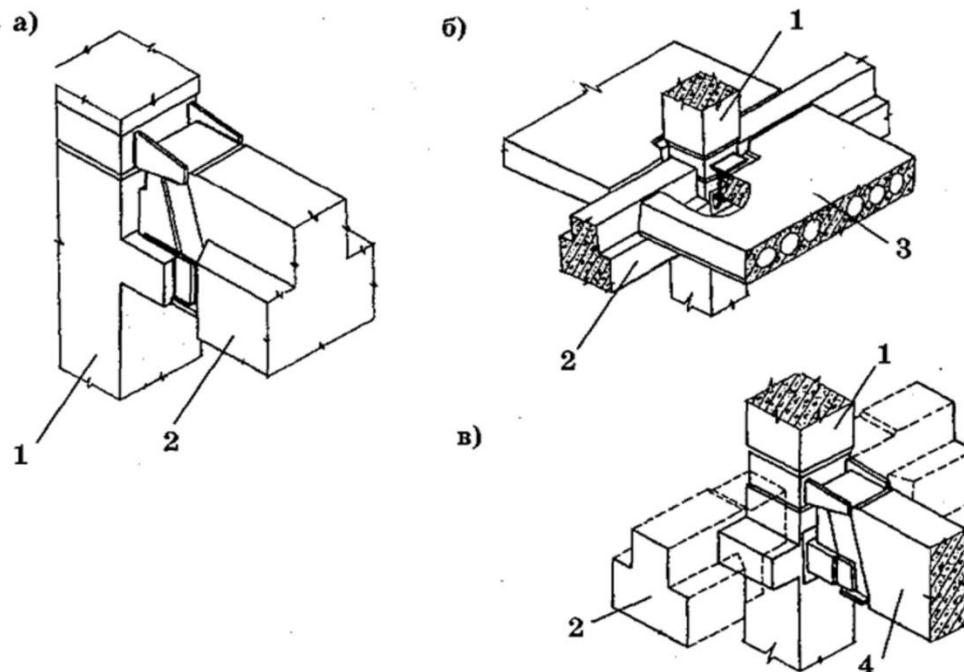


Рисунок 4.20. Узловые соединения сборного каркаса высотой до 4-х этажей с цельными колоннами высотой 16,5 м конструкции «ЦНИИЭП учебных зданий»: а) узел соединения колонны с балкой основного направления; б) узел соединения колонны с межколонной панелью — вставкой; в) узел соединения колонны с балкой второго направления. 1 — колонна; 2 — балка основного направления; 3 — панель-вставка между колоннами; 4 — балка второго направления.

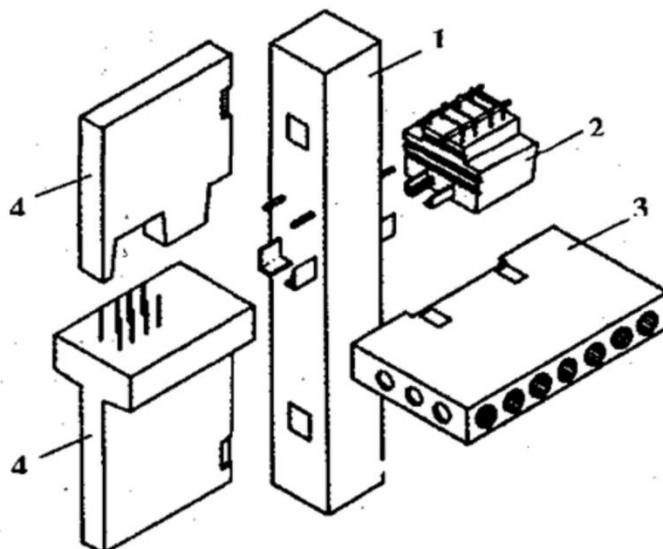


Рисунок 4.38. Узел сопряжения диафрагмы жесткости с колонной: 1 — колонна; 2 — ригель; 3 — связевая плита перекрытия; 4 — диафрагма жесткости

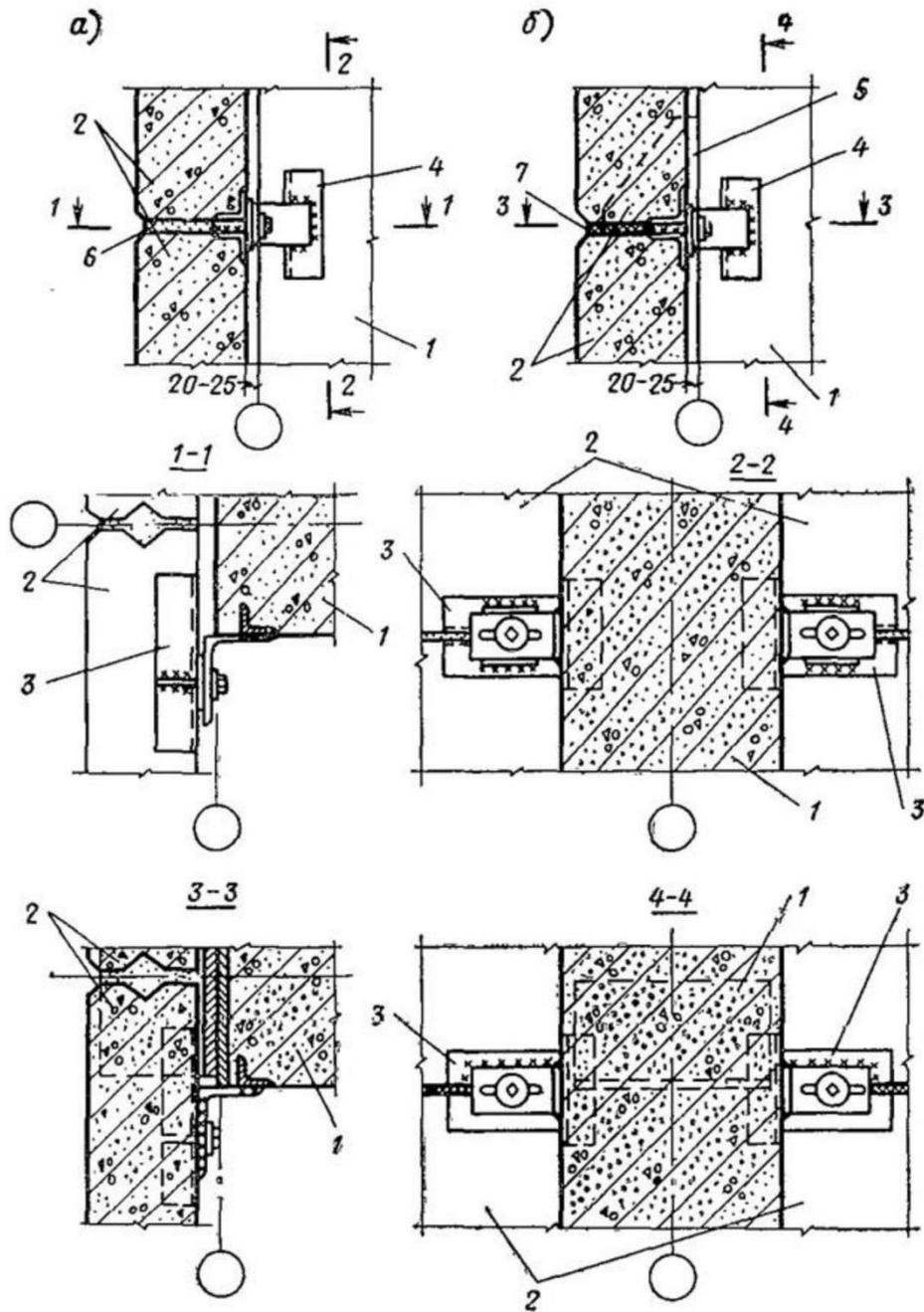


Рис. 40. Пример крепления стеновых панелей к колонне в уровне растворного шва (а) и в уровне антисейсмического шва (б)

1 — колонна; 2 — стеновые панели; 3 — закладная деталь стеновой панели; 4 — закладная деталь колонны; 5 — опорная консоль; 6 — цементный раствор; 7 — антисейсмический шов, заполненный упругой синтетической прокладкой

Армирование колонн К1, К3

Армирование колонн К2, К4

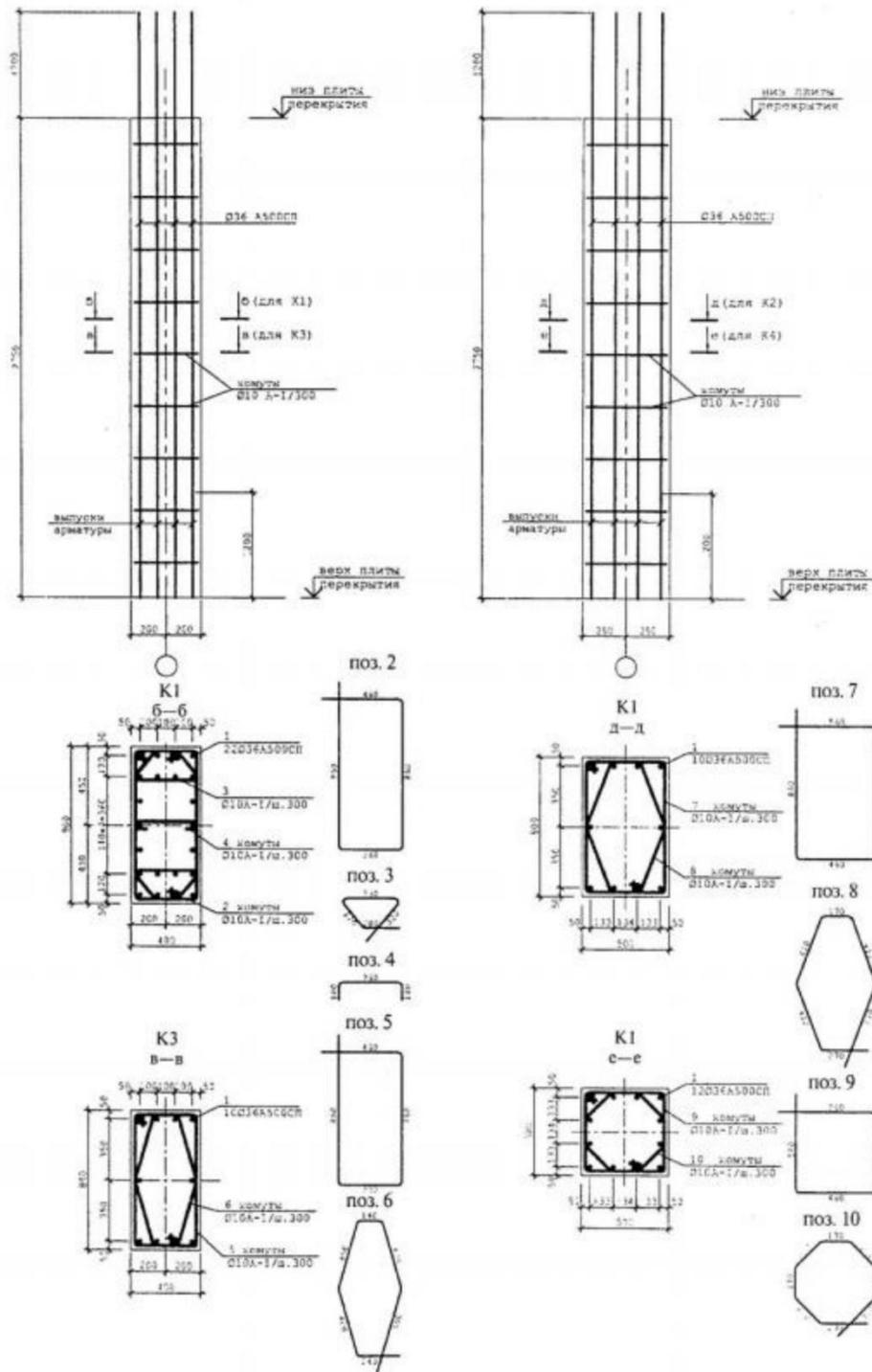
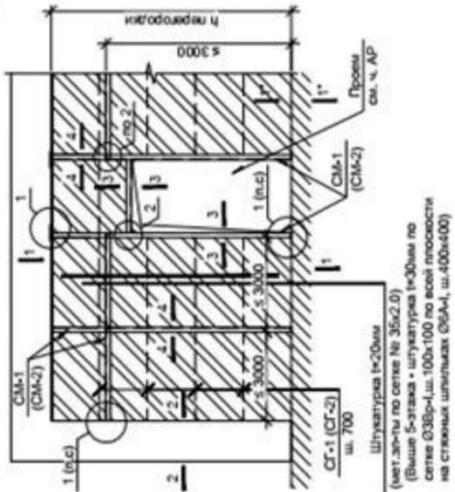


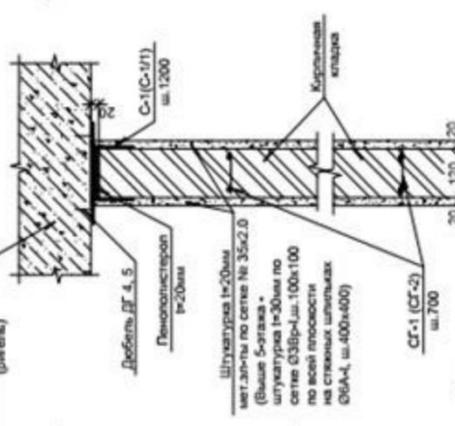
Рисунок 2.59 — Варианты армирования колонн типового этажа

**Общий вид перегородки**

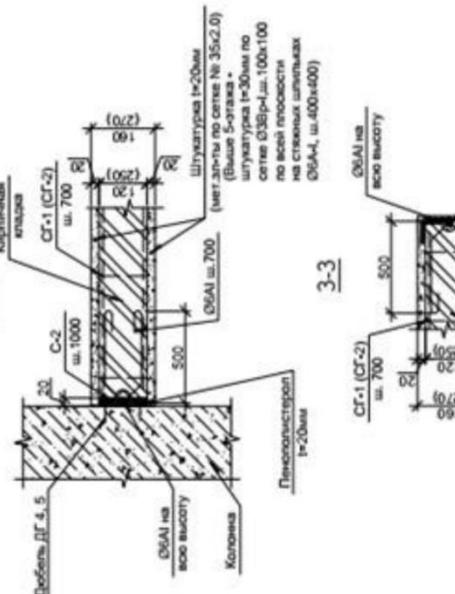


Штукатурка т=20мм  
(мет. арми по сетке № 35x2.0)  
(Выше 5-этажа - штукатурка т=30мм по сетке Ø38x-ш.100x100 по всей плоскости на стальных шпильках Ø6А-I, ш.400x400)

**1-1**



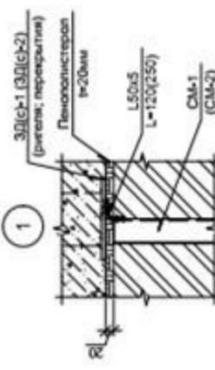
**2-2**



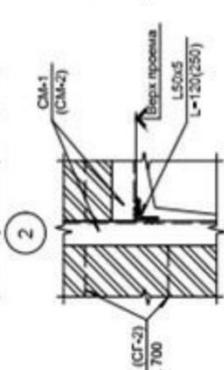
**3-3**



**1**



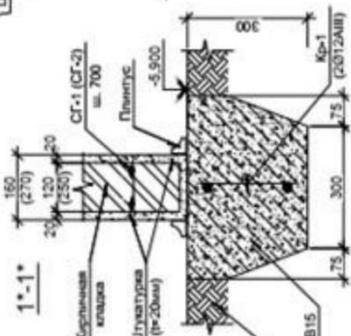
**2**



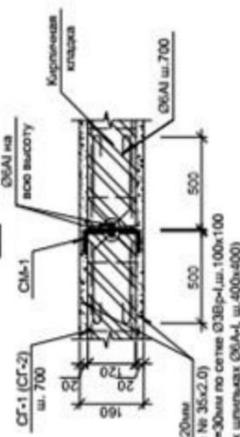
**Примечание:**

1. Общее примечание на устройство стен и перегородок из кирпича см. на листе "План конструкций стен и перегородок на отметке -5,900"

**1\*-1\***



**4-4**



Штукатурка т=20мм  
(мет. арми по сетке № 35x2.0)  
(Выше 5-этажа - штукатурка т=30мм по сетке Ø38x-ш.100x100 по всей плоскости на стальных шпильках Ø6А-I, ш.400x400)

## **4. ПРИНЦИПЫ ОБЕСПЕЧЕНИЯ СЕЙСМОБЕЗОПАСНОСТИ**

По области их применения принципы обеспечения сейсмобезопасности можно разделить на три большие группы. К первой мы относим градостроительные (сейсмозащита территорий), ко второй – архитектурные и к третьей – конструктивные. Правда, архитектурные и конструктивные принципы можно объединить и в одну группу, поскольку их применение должно обеспечивать сейсмостойкость зданий и сооружений.

### **4.1. Градостроительные принципы**

При разработке градостроительной документации населенных пунктов строительными нормами предусматриваются мероприятия, стимулирующие использование автономных систем жизнеобеспечения (водоснабжение, отопление, канализация) в районах с усадебной и малоэтажной застройкой.

На более благоприятных, в сейсмическом отношении, площадках размещаются объекты I и II категории сейсмобезопасности. На площадках, неблагоприятных в сейсмическом отношении, рекомендуется размещать:

- предприятия с оборудованием, расположенным на открытых площадках;
- одноэтажные производственные и складские здания с числом работающих не более 50 человек и не содержащие ценного оборудования;
- одноэтажные сельскохозяйственные здания;
- зеленые насаждения, парки, скверы и зоны отдыха;
- прочие здания и сооружения, разрушение которых не связано с гибелью людей или утратой ценного оборудования.

В районах сейсмичностью 8 и 9 баллов разделяются транспортными магистралями или полосами зеленых насаждений:

- крупные массивы застройки городов;
- крупные промышленные предприятия и узлы.

Ширину и конструкцию разделительных транспортных магистралей и полос зеленых насаждений назначают таким образом, чтобы предотвратить распространение пожаров, обеспечить возможность проезда аварийной и спасательной техники и обеспечить быструю эвакуацию населения.

Экспериментальные здания и сооружения не допускается возводить:

- вблизи общественных центров и мест возможного скопления большого количества людей;
- на перекрестках улиц и транспортных магистралей;
- вблизи объектов I категории сейсмобезопасности;
- в прочих местах, если разрушение зданий (сооружений) может затруднить проезд аварийных, спасательных, медицинских или пожарных машин.

В районах сейсмичностью 9 баллов ограничивают строительство и расширение:

- промышленных предприятий, не связанных с разработкой и использованием местных природных ресурсов или непосредственным обслуживанием населения;

- научно-исследовательских и проектных институтов, высших и средних специальных учебных заведений, не связанных с непосредственными экономическими и социальными потребностями района;
- архивов и хранилищ данных;
- транзитных коммуникаций и продуктопроводов, за исключением случаев, когда альтернативные варианты трассы технически не осуществимы.

Проектирование, строительство и реконструкция индивидуальных жилых домов в городской и сельской местности осуществляется, как для зданий III категории сейсмобезопасности. Хозяйственные постройки, сараи, бани, гаражи, помещения для птицы и домашних животных, а также другие одноэтажные постройки в которых не предусматривается постоянное пребывание людей, допускается строить без учета антисейсмических требований.

Как правило, избегают устройства пешеходных дорожек, скамеек, стоянок и остановок общественного транспорта:

- под окнами зданий и сооружений;
- вдоль глухих заборов из тяжелых материалов (бетон, кирпич и т. д.).

При размещении зданий и сооружений (в том числе временных) избегают создания изолированных мест в пешеходных зонах, образованных глухими участками стен и массивных заборов.

Открытые автостоянки ограждают бордюрами, исключая произвольный пережат автомобиль через него.

## 4.2 Архитектурно-конструктивные принципы

Основные архитектурно-конструктивные принципы проектирования сейсмостойких зданий и сооружений достаточно подробно описаны как в учебной, так и в инструктивно-нормативной литературе (см. *Источники*). Эти принципы базируются на результатах исследований нескольких поколений известных ученых в области теории сейсмостойкости М. Био, Г. Хаузнера, Н. Ньюмарка, Э. Розенблюэта, И.Л. Корчинского, И.И. Голденבלата, К.С. Завриева, Н.А. Николаенко, С.В. Полякова, Я.М. Айзенберга и др. По мнению проф. Н.П. Абовского, эти принципы можно было бы назвать «рациональным конструктивным формообразованием сейсмостойких зданий».

В наиболее общем виде «*фундаментальные принципы конструирования сейсмостойких зданий, лежащие в основе не только древних, но и современных антисейсмических конструктивных решений*», сформулированы Б.А. Кириковым.

Вот эти принципы:

1. *Принцип симметрии*: веса и жесткости в конструкции должны быть распределены равномерно и симметрично относительно плоскостей симметрии, проходящих через центр тяжести сооружения.

2. *Принцип гармонии*: необходимо выдерживать пропорциональность в размерах здания, при этом длина или высота его не должны быть чрезвычайно большой.

3. *Принцип антитяжести*: необходимо делать сооружение как можно более легким, с центром тяжести, расположенным как можно ниже.

4. *Принцип эластичности*: материалы в конструкции желателен применять прочные, легкие, обладающие упругими свойствами, конструкции из них должны иметь однородные свойства.

5. *Принцип замкнутого контура*: несущие элементы конструкции должны быть связаны между собой, образуя замкнутые контуры как в вертикальном направлении, так и в горизонтальном.

6. *Принцип фундаментальности*: фундаменты сейсмостойких зданий должны быть прочными, достаточно глубоко заложенными, желательны на податливых прослойках или специальных субструкциях, заменяющих плохие грунты, для обеспечения однородности и прочности грунтового основания.

7. *Принцип сейсмоизоляции*: применять устройства, снижающие интенсивность колебательных процессов, передаваемых от грунта на здание.

К этому можно добавить и еще один принцип, о котором упоминают Б.А. Кириков и другие ученые:

8. *Принцип гарантированного качества выполнения СМР*.

Б.А. Кириков предупреждает, что к этим принципам надо относиться так же, как и к любым другим – их не обязательно полностью соблюдать. Разумеется, можно строить очень высокие или несимметричные сооружения, но в этом случае надо принять какие-то дополнительные меры, чтобы обеспечить их прочность и устойчивость при землетрясении.

Перечисленными выше принципами целесообразно руководствоваться как функциональными посылками рационального формообразования. Но, учитывая неопределенность и сложность сейсмической нагрузки, необходимо в первую очередь стремиться снизить уровень ее воздействия на здания и сооружения.

Концептуальные основы проектирования сейсмостойких зданий и сооружений, базирующиеся на современных представлениях теории сейсмостойкости сооружений и последствиях последних разрушительных землетрясений, изложены в опубликованной еще в 1997 г. статье: В.М. Бондаренко, Б.М. Гусева и А.М. Курзанова «Концептуальные основы проектирования сейсмостойких зданий и сооружений» // ПГС. 1997. № 3.

Суть этой концепции состоит в обязательном выполнении трех условий:

1) несущие конструкции зданий и сооружений должны обладать запасом сейсмостойкости, достаточным для неоднократного восприятия расчетной сейсмической нагрузки без существенных повреждений;

2) несущие конструкции зданий и сооружений должны обладать запасом сейсмостойкости, достаточным для однократного восприятия сейсмической нагрузки, превышающей расчетную на один балл, без обрушения сооружения в целом или его отдельных частей;

3) инженерные коммуникации должны обладать такой же сейсмостойкостью, как здания и сооружения.

Для достижений поставленной цели расчет сооружений и коммуникаций на сейсмическую нагрузку, соответствующую сейсмичности площадки, должен проводиться по второму предельному состоянию; расчет на нагрузку, превышающую сейсмичность площадки на один балл – по первому предельному состоянию.

Согласно этой концепции, при проектировании особо ответственных зданий и сооружений несущие конструкции должны быть рассчитаны по второму предельному состоянию на нагрузки, превышающие расчетную сейсмичность площадки на один балл и по первому предельному состоянию на нагрузки, превышающие расчетную сейсмичность площадки на два балла.

Поставленная авторами статьи цель соответствует основным положениям актуализированной редакции СНиП 2.01.07-85\* «Строительство в сейсмических районах» (СП 14.13330.2011-СП 14.13330.2018) и означает отказ от практики

балансирования на грани сейсмического разрушения сооружений при недостаточности знаний о силе и характере предстоящего землетрясения, а также об особенностях работы сооружений под сейсмической нагрузкой.

Конструктивная схема сооружения должна обеспечить статическую неопределимость внутренних сейсмических сил в основных несущих конструкциях. Для сейсмостойкого строительства неприемлема конструктивная схема сооружения с основными статически определимыми несущими связями, не обладающая в предельном состоянии способностью к перераспределению внутренних сил в другие – «лишние» – связи.

Конструктивная форма сооружения должна обеспечить сложный пространственный характер его сейсмических колебаний. Опыт натурных испытаний указывает на трудность возбуждения интенсивных колебаний сооружения, когда его отдельные точки движутся по разным направлениям.

В качестве основного средства достижения поставленной цели, практически все ученые рекомендуют применять специальные конструктивные мероприятия, направленные на снижение сейсмической нагрузки. Наиболее универсальный и эффективный принцип снижения сейсмической нагрузки – сейсмоизоляция. Применение этого принципа позволяет возводить в сейсмически опасных районах здания и сооружения более разнообразных архитектурных форм и размеров, в частности увеличить строительство зданий с несимметричными конструктивными схемами, расширить применение кирпичной и каменной кладки.

В озвученных и других известных принципах обеспечения сейсмобезопасности, обойдена молчанием проблема сейсмостойкого строительства в сложных грунтовых условиях, т. е. весьма распространенный случай сочетания сеймики и сложных (в т. ч. слабых) грунтовых условий. Согласно действующим нормам, в этом случае повышается коэффициент сейсмичности и увеличивается величина сейсмической нагрузки, т. е. используется вынужденный прием.

Именно это направление сейсмозащиты успешно развивают в последние годы ученые Сибирского федерального университета. Под руководством доктора технических наук, проф. Н.П. Абовского ими сформулирован новый подход к проектированию сейсмостойких зданий, названный авторами «конструктивной сейсмобезопасностью в сложных грунтовых условиях».

Смысл этого подхода к проблеме сейсмобезопасности заключается в идее прерывания тех связей, через которые на всю систему целиком (т. е. на фундамент и верхнее строение) передается внешнее динамическое воздействие. При землетрясении – это, главным образом, тангенциальные связи (трение) между основанием и фундаментом и лобовое сопротивление фундамента волновому фронту.

Для реализации данной идеи авторами предложены конструкции наземных незаглубленных сплошных пространственных фундаментных платформ (ПФП) на скользящем слое, расположенном между ПФП и основанием (рисунок 4.1). Такая система в значительной мере защищена от значительных сейсмических воздействий, а объединение ПФП с верхним строением в цельную многосвязную замкнутую систему еще более повышает ее сейсмостойкость.

Перспективность данного решения очевидна, поскольку ПФП имеет повышенную жесткость при относительно малом расходе материала, совмещает в себе ряд функций (конструктивных и эксплуатационных), не нарушает гидрогеологический режим основания и весьма эффективна для строительства в сложных грунтовых условиях.

Таким образом, главной целью конструктивной сейсмобезопасности являются решения, во-первых, по снижению сейсмического воздействия на систему (здание + фундамент) и, во-вторых, по изолированию (демпфирование, перераспределение и т. п.) отдельных частей здания от передавшихся на систему сейсмических воздействий.

Данный подход приобретает особое значение в условиях неопределенности внешних воздействий, например, сейсмических.

### 4.3 Инженерные принципы (системы активной сейсмозащиты)

По принципу работы (свойствам обеспечения сейсмостойкости) все системы сейсмозащиты можно условно разделить на три группы (рисунок 4.1).



Рисунок 4.1 – Системы сейсмозащиты зданий и сооружений

К первой группе относятся системы, использующие традиционные принципы сейсмозащиты – увеличение жесткости (прочности) конструктивных элементов за счет увеличения сечений или использования материалов с повышенными прочностными характеристиками.

Ко второй относятся, так называемые, «специальные системы», которые используют новые, не известные ранее принципы и подходы, также обеспечивающие снижение сейсмических нагрузок на здания и сооружения.

К третьей группе можно отнести системы, использующие комбинации традиционных и специальных методов сейсмозащиты, т. е. комбинированные системы.

Одна из первых классификаций систем сейсмозащиты была предложена в 1993 г. профессором А.М. Уздиным, однако в ней не предусмотрены разрабатываемые в последние годы способы *внешнего снижения* сейсмических воздействий, а также защитные устройства, реализующие эти способы.

Как показано на рисунке 4.1, специальные системы сейсмозащиты делятся на активные и пассивные. Активные системы гашения колебаний (САГК) построены на основе применения дополнительных источников энергии, работающих в противофазе к дестабилизирующему воздействию.

При создании систем пассивного гашения колебаний используют устройства (комплекс устройств) с постоянными параметрами, способствующими снижению амплитуд колебаний зданий и сооружений без использования внешнего источника энергии.

Кроме того, возможно применение комбинированных систем сейсмозащиты, объединяющих две или более из вышеуказанных систем, что позволяет более полно использовать положительные свойства каждой отдельной системы и уменьшить влияние их отрицательных свойств.

Системы пассивного гашения колебаний (СПГК) можно разделить по принципу действия на (см. рисунок 4.1):

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

Каждая из выделенных групп может быть разделена на несколько подгрупп, объединенных по принципам конструктивной реализации и по характеру взаимодействия с защищаемой конструкцией. Рассмотрим их подробнее.

В середине XX века появился интерес к специальным конструкциям подземной части зданий, способным уменьшить инерционные силы в надземных частях. Это системы, реализующие принцип сейсмоизоляции. Их разделяют на системы внешней и внутренней сейсмоизоляции. К системам внешней сейсмоизоляции относятся защитные устройства: экраны, траншеи, пространственные фундаментные платформы на скользящем слое и др.

ПФП (пространственные фундаментные платформы) на скользящем слое (рисунок 4.2), разрабатываемые в Сибирском федеральном университете, являются частью системы, которая обеспечивает цельность всей системы «фундамент – сооружение» и выполняет ряд дополнительных конструктивных и эксплуатационных функций как при наличии, так и при отсутствии сеймики. Можно сказать, что ПФП на скользящем слое наделяют конструктивную систему свойствами, которые не имеют традиционные сейсмоизолирующие устройства.

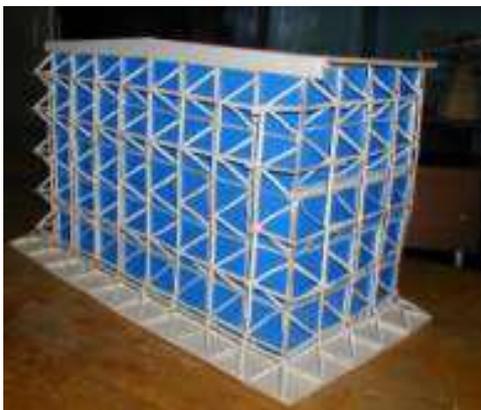


Рисунок 4.2 – Примеры многосвязных зданий замкнутого типа, объединенных с пространственной фундаментной платформой

К системам внутренней сейсмоизоляции можно отнести системы с подвесными и скользящими опорами. В 1960-х гг. в Ашхабаде было построено трехэтажное здание с сейсмоизоляцией системы Ф.Д. Зеленкова (*подвесные опоры*), где наземные конструкции с помощью тяжей и пружин подвешивались к стенам монолитного фундамента (рисунок 4.3). Такая система должна была снижать как горизонтальные, так и вертикальные колебания.

Системы со *скользящими опорами* призваны существенно снизить горизонтальные нагрузки, передаваемые на несущие надземные конструкции здания, вследствие возможности их проскальзывания относительно фундамента. Часть энергии, сообщаемая сооружению, затрачивается при этом не на преодоление сопротивления связей в конструкции, а на преодоление сил трения скольжения. В качестве материалов здесь используют неопрен, тефлон, фторопласт и другие пластики, элементы с сухим трением.

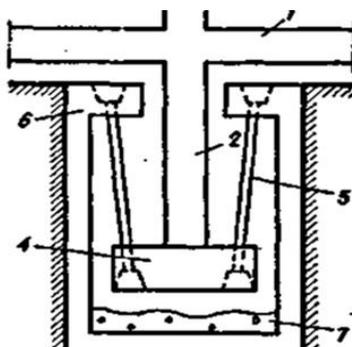


Рисунок 4.3 – Сейсмоизолирующий фундамент Ф.Д. Зеленкова:

- 1 – ростверк; 2 – опора под колонну; 3 – колонна; 4 – плита под колонной;  
5 – преднапряженный тяж; 6 – верхняя плита колодца; 7 – слой песка

Преимуществом сейсмоизолирующих систем является меньшая чувствительность сооружения к неравномерным осадкам фундаментов. Однако исследования показали, что сооружения с подобными конструкциями разрушаются при землетрясениях с преобладанием низкочастотных составляющих.

Теория *адаптивных систем* наиболее полно разработана в ЦНИИСКе им. Кучеренко. Преимущество адаптивных систем состоит в изменении динамических характеристик в регулируемых пределах, что позволяет системе «уходить» от резонансных явлений в случае совпадения доминантного периода колебаний землетрясения с основным периодом собственных колебаний сооружения. Одним из авторов адаптивных систем с включающимися и выключающимися связями можно считать Я.М. Айзенберга.

В системах с выключающимися связями изменение динамических характеристик объекта происходит за счет разрушения выключающихся связей при достижении некоторого порогового уровня амплитуд колебаний. Выключающимися связями могут быть специальные резервные элементы и отдельные несущие конструкции.

В системах с включающимися связями в случае возникновения значительных перемещений основных несущих конструкций сооружения происходит включение связей, что приводит к существенному изменению жесткости системы и к увеличению «мгновенной» частоты собственных колебаний. В качестве включающихся связей могут быть использованы жесткие упоры, упругие связи, жесткие панели и провисающие растяжки.

Эффективность и надежность систем с включающимися и выключающимися связями можно существенно повысить в случае их совместного применения.

В системах с демпфированием используется повышенное рассеивание энергии при колебаниях сооружения. Наиболее простым и эффективным способом уменьшения амплитуд колебания здания при землетрясении является использование *вязких демпферов*. Рассеивание энергии происходит при движении поршня в вертикальном и в горизонтальном направлениях (рисунок 4.4).

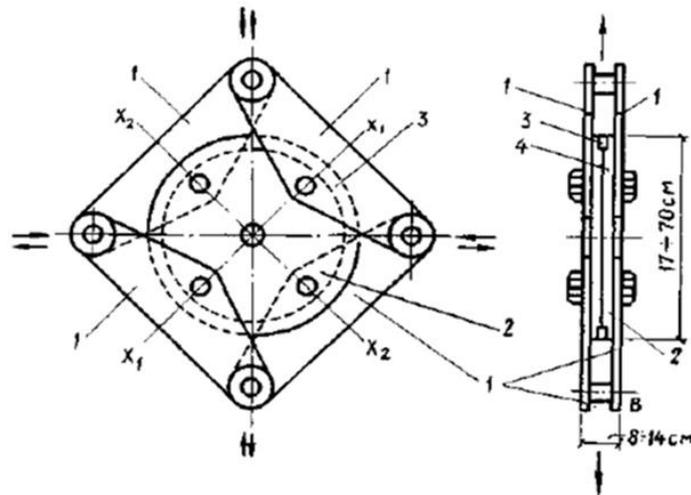


Рисунок 4.4 – Схема демпфера вязкого типа: 1 – подвижная пластина; 2 – вращающийся диска; 3 – резиновая прокладка; 4 – слой материала повышенной вязкости

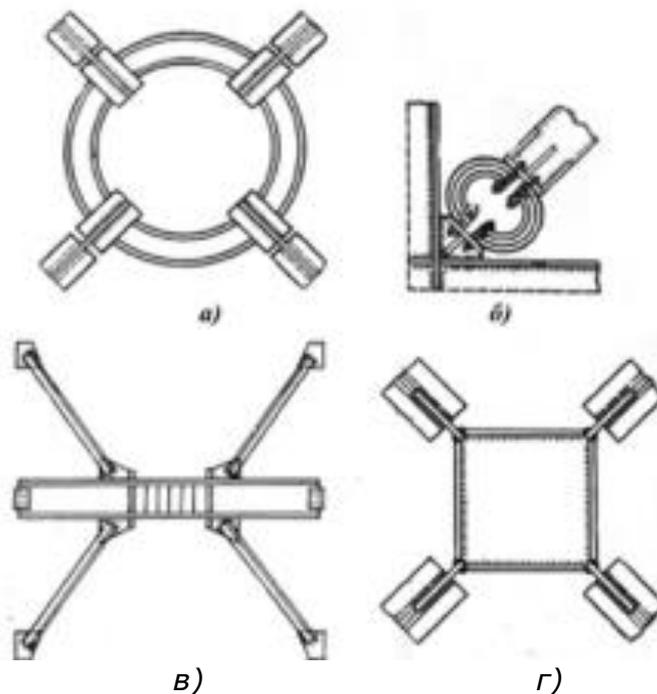


Рисунок 4.5 – Энергопоглотители в стальных каркасах сейсмостойких зданий: а – кольцевой; б – трубчатый; в – балочный; г – сдвиговой

К системам с элементами повышенной пластической деформации относятся, так называемые, *энергопоглотители*, способные поглощать энергию сейсмических воздействий за счет развития в материале конструкций неупругих деформаций (рисунок 4.5). Их достоинством является то, что они имеют небольшие размеры, могут использоваться в сооружениях различных конструктивных схем и легко заменимы в случае необходимости.

*Демпферы сухого трения* могут применяться в системах сейсмоизоляции в зданиях с первым «гибким» этажом, с высоким свайным ростверком и кинематическими фундаментами.

*Системы с гасителями колебаний* изучены наиболее широко и успешно применены на практике.

*Динамические гасители колебаний (ДГК)* относятся к специальным устройствам, применяемым для снижения уровня вибраций защищаемой конструкции. При работе гасителя энергия колебаний защищаемой конструкции передается гасителю, который благодаря этому колеблется с повышенной амплитудой.

По характеру взаимодействия гасителя с защищаемой конструкцией различают *ударные* и *динамические* гасители колебаний. Теория *ударных гасителей* разработана достаточно полно. Для виброзащиты сооружений ударные гасители колебаний нашли применение сравнительно давно. Простота устройства и надежность в эксплуатации делают эти гасители удобными для применения в башенных сооружениях.

*Динамический гаситель* в простейшем исполнении представляет собой массу на пружине, с помощью которой он крепится к объекту защиты. Динамические гасители колебаний считаются одним из наиболее эффективных СПГК, способных подавлять установившиеся вынужденные колебания конструкций при моногармоническом возмущении, а также при гашении колебаний, которые носят резонансный характер в конструкциях, обладающих малым затуханием.

В зависимости от конструктивного выполнения упругой связи динамические гасители подразделяются на три группы: пружинные гасители, маятниковые гасители и комбинированные гасители (рисунок 4.6).

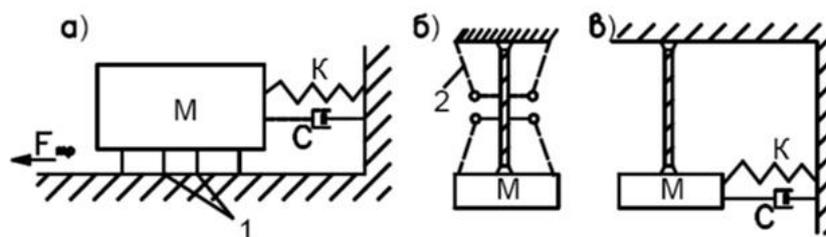


Рисунок 4.6 – Системы с динамическими гасителями колебаний:

а – пружинного типа; б – маятникового типа; в – комбинированного типа

*Пружинный гаситель* состоит из массивного блока, который опирается на перекрытие здания через скользящие опоры (пластины с достаточно низким коэффициентом трения) и стальных пружин, размещаемых между блоком и несущими конструкциями сооружения или специальными упорами. Требуемое затухание в гасителе обеспечивается за счет сил сухого трения в скользящих опорах, возникающих при относительных перемещениях массы гасителя.

*Маятниковый гаситель* состоит из блока, подвешенного на жестких тросах, которые жестко заделаны в точках подвеса. Частота собственных колебаний маятникового гасителя регулируется изменением длины тросов, а затухание

в гасителе обеспечивается за счет внутреннего трения, возникающего при изгибных деформациях верхней части тросов при колебаниях массы гасителя.

*Комбинированный гаситель* состоит из блока, который крепится к несущим конструкциям здания с помощью гибких подвесок и стальных пружин. Частота собственных колебаний комбинированного гасителя регулируется за счет изменения жесткости стальных пружин. Требуемое затухание в гасителе обеспечивается установкой вязких демпферов. В роли упругих элементов, кроме пружин, могут быть использованы гибкие стержни или пластинки различного очертания.

Достоинством систем пассивного гашения колебаний является высокая надежность, постоянная готовность к работе, простота конструкции и эксплуатации, отсутствие энергозатрат.

Накоплен определенный опыт проектирования и возведения зданий с активной системой сейсмозащиты в виде скользящего пояса в фундаменте и в нашей республике. Еще в конце прошлого века сотрудниками Фрунзенского политехнического института В.П. Чуднецовым и Л.Л. Солдатовой было предложено техническое решение такой системы (рисунок 4.7).

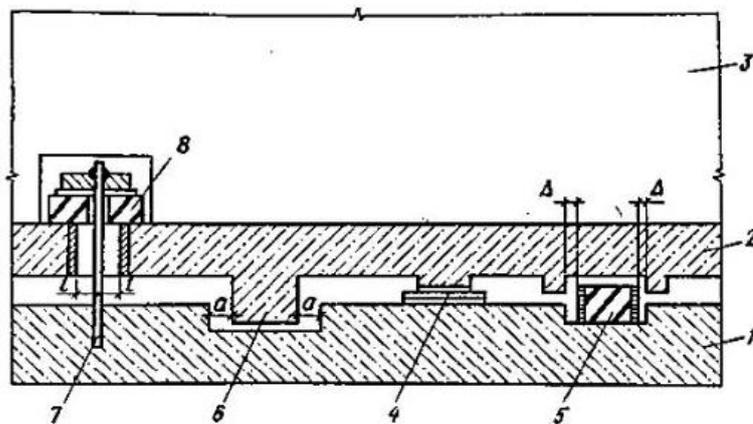


Рисунок 4.7 – Схема элементов сейсмоизолирующего скользящего пояса:  
1 – верхняя обвязка фундамента (стена подвала или технического этажа);  
2 – ростверк; 3 – надземные конструкции здания; 4 – скользящая опора;  
5 – упругий ограничитель горизонтальных перемещений (демпфер);  
6 – жесткий ограничитель перемещений (упор); 7 – ограничитель вертикальных перемещений; 8 – вертикальный амортизатор

Сейсмоизолирующий скользящий пояс выполняется в виде опор, расположенных между фундаментом здания и надземными конструкциями, как правило, в местах пересечения продольных и поперечных стен. Каждая опора имеет две пластины – из нержавеющей стали и фторопласта-4. Благодаря низкому коэффициенту трения скольжения в опорах ( $f = 0,05-0,1$ ) при превышении инерционными нагрузками определенного уровня здание начинает проскальзывать относительно фундамента. С этого момента усилия от сейсмических нагрузок в элементах несущих конструкций практически не изменяются. Для обеспечения надежности зданий в системе предусмотрены упругие и жесткие ограничители горизонтальных и вертикальных перемещений.

Выбор фторопласта-4 в качестве одного из материалов скользящей пары обусловлен его специфическими характеристиками: плотность  $2,12-2,28 \text{ г/см}^3$ , предел прочности на сжатие 12 МПа, предел прочности на растяжение 14–25 МПа, модуль упругости при сжатии 700 МПа, относительное удлинение при раз-



пластины и возникновению при надвижке опоры на эти участки гравитационной восстанавливающей силы, создаются благоприятные условия для уменьшения амплитуд колебаний надземных конструкций относительно фундамента и возвращения здания в исходное положение после окончания землетрясения. Скользящая опора указанной конструкции может быть рекомендована для всех зданий, но особенно эффективно ее применение для зданий высотой более пяти этажей.

Для обеспечения возможности регулирования положения плит скользящего пояса, а также осмотра и замены плит в процессе эксплуатации в ряде случаев в зданиях предусматриваются регулирующие устройства с применением высокопрочных болтов.

Жесткие ограничители горизонтальных перемещений (упоры) предназначены для ограничения горизонтальных подвижек надземных конструкций, которые по результатам исследований рекомендуется принимать:  $a = 7-8$  см для зданий высотой не более пяти этажей и  $a = 10-12$  см – для девятиэтажных зданий.

Для обеспечения свободного пространства между горизонтальными поверхностями упоров и ростверком вертикальные зазоры в свету следует принимать не менее 3,5 см.

Упругие ограничители вертикальных перемещений (вертикальные связи и амортизаторы) предназначены для обеспечения устойчивости сейсмоизолируемого здания от опрокидывания и гашения вертикальных колебаний. Они располагаются вдоль всех наружных стен, симметрично относительно осей здания (рисунок 4.9).

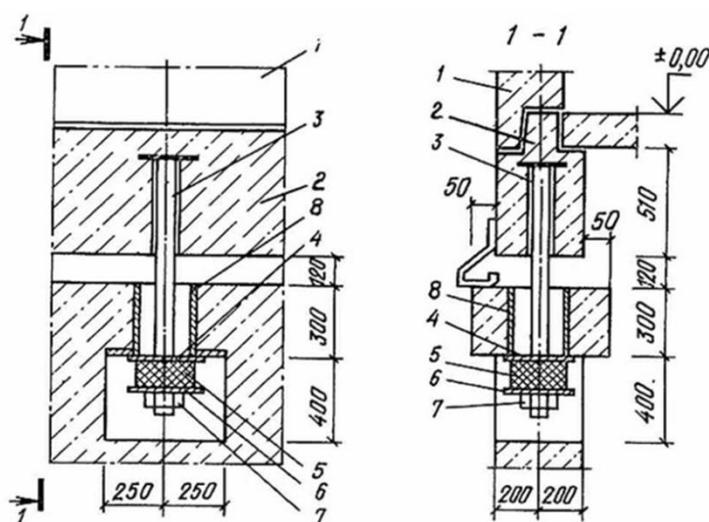


Рисунок 4.9 – Упругий ограничитель вертикальных перемещений (вертикальная связь): 1 – стеновая панель; 2 – ростверк; 3 – связь; 4 – пластины из фторопласта; 5 – амортизатор; 6 – шайба; 7 – гайка; 8 – гильза

Сечения вертикальных связей определяются расчетом (см. п. 4.4) из условия недопущения отрыва надземной части здания от стен фундамента. Вертикальная связь может выполняться в виде стержней арматуры (диаметром 30–42 мм) или пучков семипрядевых канатов К-7 (диаметром 9–15 мм). Одним концом вертикальные связи заанкериваются в бетоне ростверка, другим – в верхней обвязке. Вертикальные связи пропускаются через стальную гильзу с внутренним диаметром  $d = 2a$ , забетонированную в верхней обвязке, и в отверстие вертикального амортизатора и крепятся с помощью жесткого анкера (для верти-

кальных связей из стержней арматуры) или специального гильзостержневого анкера (для связей из пучков каната).

Конструкция вертикального амортизатора аналогична конструкции демпфера. В нем предусматривается отверстие для пропуска вертикальной связи (рисунок 4.10).

Упругие ограничители горизонтальных перемещений (демпферы) предназначены для смятия соударений опор и жестких упоров. Они располагаются вблизи скользящих опор вдоль всех продольных и поперечных наружных и внутренних стен и должны устанавливаться с зазором  $\Delta = 1,5-3$  см для зданий высотой до пяти этажей и  $\Delta = 4-5$  см – для зданий высотой до девяти этажей включительно. Упругие ограничители выполняются в виде параллелепипедов из резины марок НО 68-1, 2959, 1847, 7НО-68-1, ИРП 1347-1 с наклеенными на поперечные вертикальные грани стальными пластинами (рисунок 4.11).

Конструкция упругих ограничителей должна предусматривать возможность их свободной посадки в гнезда, например, на мастике или гипсе, и в случае необходимости, осмотра и замены.

Другие, апробированные в практике проектирования и строительства системы активной сейсмозащиты зданий и сооружений, описаны в Приложении 10.

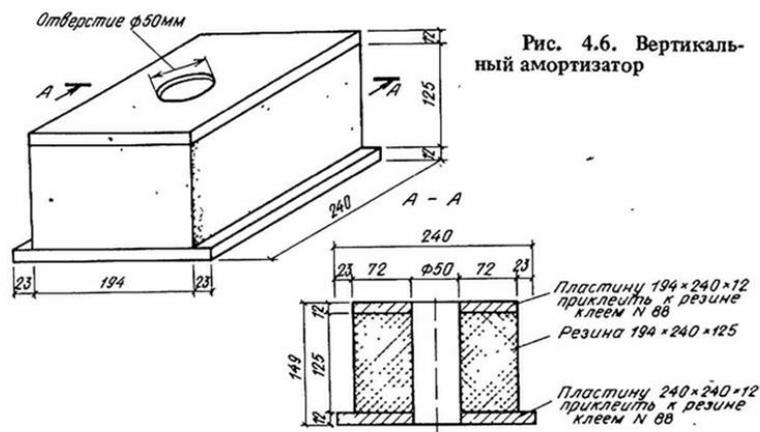


Рис. 4.6. Вертикальный амортизатор

Рисунок 4.10 – Вертикальный амортизатор

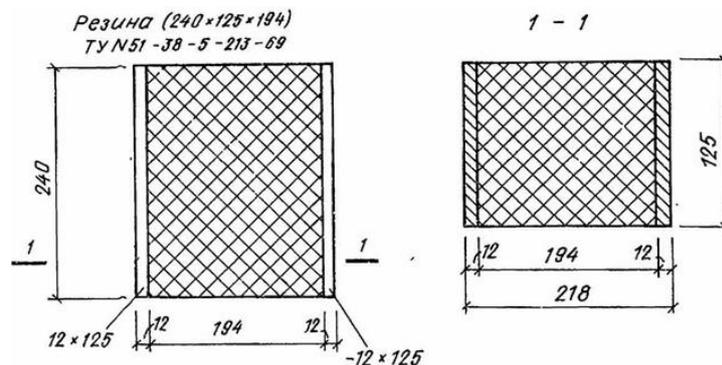


Рисунок 4.11 – Упругий ограничитель горизонтальных перемещений

## 5. ОСНОВНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ К СЕЙСМОСТОЙКИМ ЗДАНИЯМ И ИХ КОНСТРУКТИВНЫМ ЭЛЕМЕНТАМ (СП 14.13330.2018 и СН КР 20-02:2018)

### 5.1 Здания и сооружения

Здания и сооружения разделяют антисейсмическими швами в случаях, если:

- здание или сооружение имеет сложную форму в плане (рисунок 5.1);
- смежные участки здания или сооружения имеют перепады высоты 5 м и более, а также существенные отличия друг от друга по жесткости и (или) массе.

В одноэтажных зданиях высотой до 10 м при расчетной сейсмичности 7 баллов антисейсмические швы допускается не устраивать.

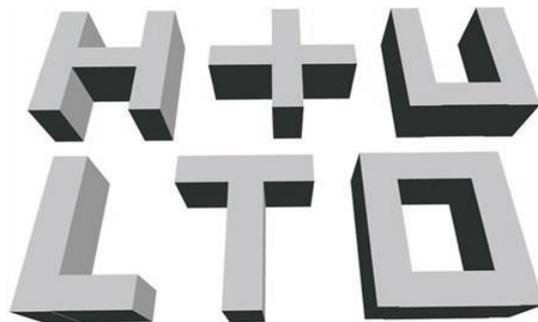


Рисунок 5.1 – Здания сложной формы в плане

Антисейсмические швы должны разделять здания или сооружения по всей высоте. Допускается не устраивать швов в фундаменте, за исключением случаев, когда антисейсмический шов совпадает с осадочным.

Расстояния между антисейсмическими швами не должны превышать для зданий и сооружений: из стальных каркасов – по требованиям для несейсмических районов, но не более 150 м; из деревянных конструкций и из мелких ячеистых блоков – 40 м при расчетной сейсмичности 7–8 баллов и 30 м – при расчетной сейсмичности 9 баллов. Для зданий остальных конструктивных решений – 80 м при расчетной сейсмичности 7–8 баллов и 60 м – при расчетной сейсмичности 9 баллов.

Высота зданий не должна превышать размеров, указанных в таблице 5.1.

Антисейсмические швы устраиваются путем возведения парных стен или рам, либо рам и стен. Конструктивное решение сейсмических швов показано на рисунках 5.1–5.4 (листы 15,16) и на рисунке 5.5. Ширину антисейсмического шва назначают по результатам расчетов, при этом ширина шва должна быть не менее суммы амплитуд колебаний смежных отсеков здания. При высоте здания или сооружения до 5 м ширина такого шва должна быть не менее 30 мм. Ширину антисейсмического шва здания или сооружения большей высоты следует увеличивать на 20 мм на каждые 5 м высоты.

Таблица 5.1 – Предельная высота здания  
в зависимости от конструктивного решения

Несущая конструкция	Предельная высота, м (этажность) при сейсмичности площадки в баллах		
	7	8	9
1. Стальной каркас	По требованиям для сейсмических районов		
2. Железобетонный каркас: – рамно-связевый, безригельный связевый (с железобетонными диафрагмами, ядрами жесткости или стальными связями); – безригельный без диафрагм и ядер жесткости; – рамный с заполнением из штучной кладки, воспринимающей горизонтальные нагрузки, в том числе, каркасно-каменной конструкции; – рамный без заполнения и с заполнением, отделенным от каркаса	57 (16)  14 (4) 34 (9)  24 (7)	43 (12)  11 (3) 24 (7)  18 (5)	34 (9)  8 (2) 18 (5)  11 (3)
3. Стены из монолитного железобетона	75 (24)	70 (20)	57 (16)
4. Крупнопанельные железобетонные стены	57 (16)	50 (14)	43 (12)
5. Объемно-блочные и панельно-блочные железобетонные стены	50 (16)	50 (16)	38 (12)
6. Стены из крупных бетонных или виброкирпичных блоков	29 (9)	23 (7)	17 (5)
7. Стены комплексной конструкции из керамических кирпичей и камней, бетонных блоков, природных камней правильной формы и мелких блоков, усиленные монолитными железобетонными включениями: – 1-й категории; – 2-й категории	20 (6) 17 (5)	17 (5) 14 (4)	14 (4) 11 (3)
8. Стены из керамических кирпичей и камней, бетонных блоков, природных камней правильной формы и мелких блоков, кроме указанных в п. 7: – 1-й категории – 2-й категории	17 (5) 14 (4)	15 (4) 11 (3)	12 (3) 8 (2)
9. Стены из мелких ячеистых и легковесных бетонных блоков	8 (2)	8 (2)	4 (1)
10. Деревянные бревенчатые стены, брусчатые, щитовые	8 (2)	8 (2)	4 (1)
<b>Примечания.</b>			
1. За предельную высоту здания принимают разность отметок низшего уровня отмотки или поверхности земли, примыкающей к зданию, и низа верхнего перекрытия или покрытия. Подвальный этаж включают в число этажей в случае, если верх его перекрытия находится выше средней планировочной отметки земли не менее чем на 2 м.			
2. В случаях, когда подземная часть здания конструктивно отделена от грунтовой засыпки или от конструкций примыкающих участков подземной застройки, подземные этажи включают в этажность и предельную высоту здания.			
3. Верхний этаж с массой покрытия менее 50 % средней массы перекрытий здания в этажность и предельную высоту не включают.			
4. Высоту зданий общеобразовательных учреждений (школы, гимназии и т. п.) и учреждений здравоохранения (лечебные учреждения со стационаром, дома престарелых и т. п.) при сейсмичности площадки свыше 6 баллов следует ограничивать тремя надземными этажами.			
В случае, если по функциональным требованиям возникает необходимость увеличения числа этажей проектируемого здания сверх указанного, следует применять специальные системы сейсмозащиты (сейсмоизоляция, демпфирование и т. п.) для снижения сейсмических нагрузок.			

Конструкции примыкания отсеков здания или сооружения в зоне антисейсмических швов, в том числе по фасадам и в местах переходов между отсеками, не должны препятствовать их взаимным горизонтальным перемещениям (см. рисунки 5.2–5.4).

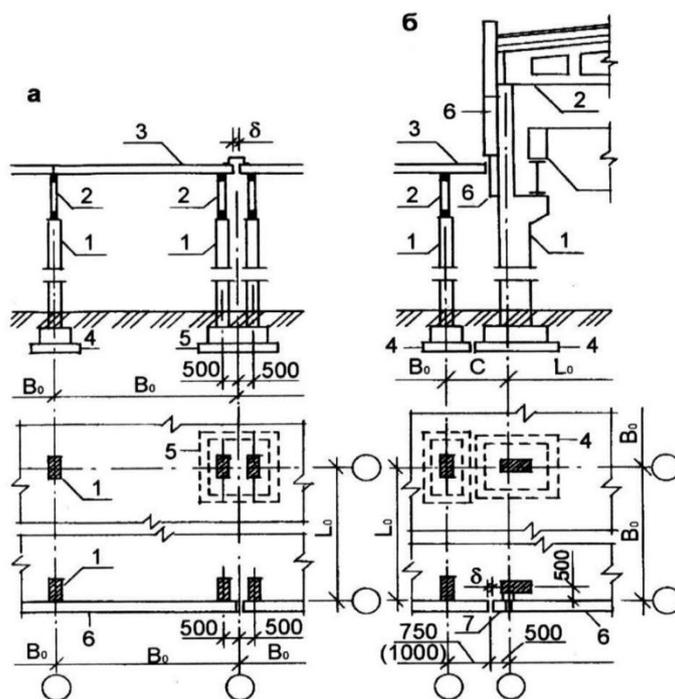


Рисунок 5.2 – Антисейсмический шов в каркасных зданиях:  
*а* – по длине отсека; *б* – в местах перепада высот. 1 – колонны;  
 2 – ригели; 3 – покрытие; 4, 5 – фундаменты; 6 – панели ограждения

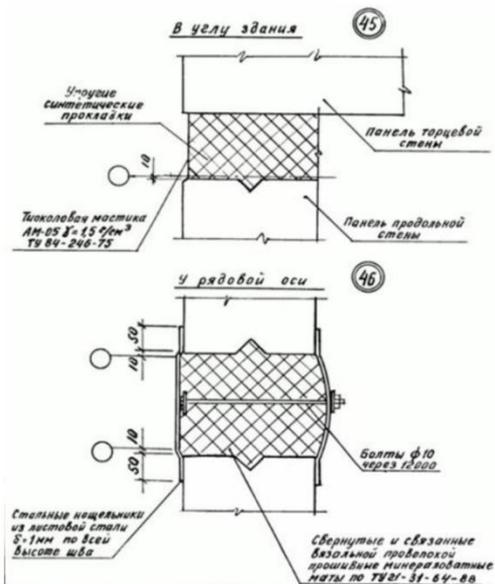


Рисунок 5.3 – Вертикальный антисейсмический шов в панельных стенах каркасных зданий



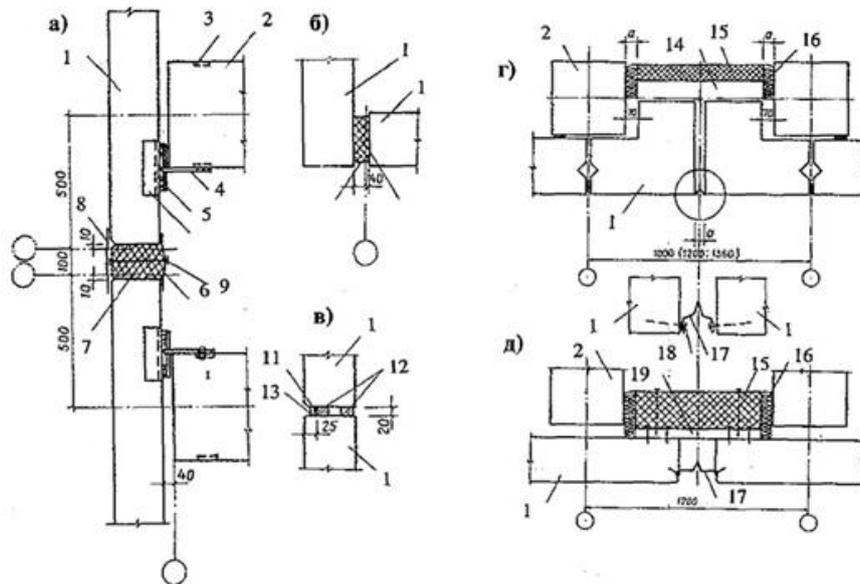


Рисунок 5.5 – Конструкция антисейсмического шва каркасного здания производственного назначения: а) вертикальный антисейсмический шов одноэтажных и многоэтажных каркасных зданий при нагрузках свыше 16,0 кПа; б) вертикальный шов в углу здания; в) горизонтальный шов; г), д) вертикальные швы многоэтажных каркасных зданий при нагрузках до 16,0 кПа: 1 – стеновая панель; 2 – колонна; 3 – закладная деталь колонны; 4 – гибкая связь диаметром 10 мм; 5 – элемент крепления диаметром 18 мм; 6 – закладная деталь панели; 7 – прошивные минераловатные маты; 8 – стальные нащельники из листовой стали толщиной 1 мм; 9 – болт М10, шаг по вертикали 1200 мм; 10 – упругая синтетическая прокладка; 11 – тиоколовая мастика АМ-05( $j = 1,5 \text{ г/см}^3$ ); резиновая пористая упругая уплотняющая прокладка диаметром 40 мм; 13 – защитный слой цементно-полимерного раствора М100; 14 – панель перегородки; 15 – утеплитель; 16 – пакля, смоченная цементным молоком; 17 – компенсатор; 18 – шиферные оцинкованные гвозди с резиновыми прокладками, шаг по вертикали – 300 мм; 19 – деревянный брусок 50 Ч 50 мм, шаг по вертикали 1000 мм; «а» – ширина антисейсмического шва

## 5.2 Основания, фундаменты и стены подвалов

Проектирование фундаментов зданий выполняется в соответствии с требованиями нормативных документов по основаниям и фундаментам зданий и сооружений (СП 22.13330, СП 24.13330). Фундаменты зданий и сооружений или их отсеков, возводимые на нескальных грунтах, должны, как правило, устраиваться на одном уровне.

Проектирование фундаментов зданий выполняется в соответствии с требованиями нормативных документов по основаниям и фундаментам зданий и сооружений (СП 22.13330, СП 24.13330). Фундаменты зданий и сооружений или их отсеков, возводимые на нескальных грунтах, должны, как правило, устраиваться на одном уровне. В случае заложения смежных отсеков зданий на разных отметках переход от более углубленной части к менее углубленной делают уступами (рисунок 5.6); при этом фундаменты примыкающих частей отсеков должны иметь оди-

наковое заглубление на протяжении не менее 1 м от шва, а отдельные столбчатые фундаменты под колонны, разделенные осадочным швом, должны располагаться на одном уровне. Уступы подошв фундаментов выполняют высотой до 0,6 м и заложением до 1:2 (высота к длине) для связных и до 1:3 для несвязных грунтов в местах переходов от глубоко заложённых фундаментов к фундаментам с меньшей глубиной заложения.

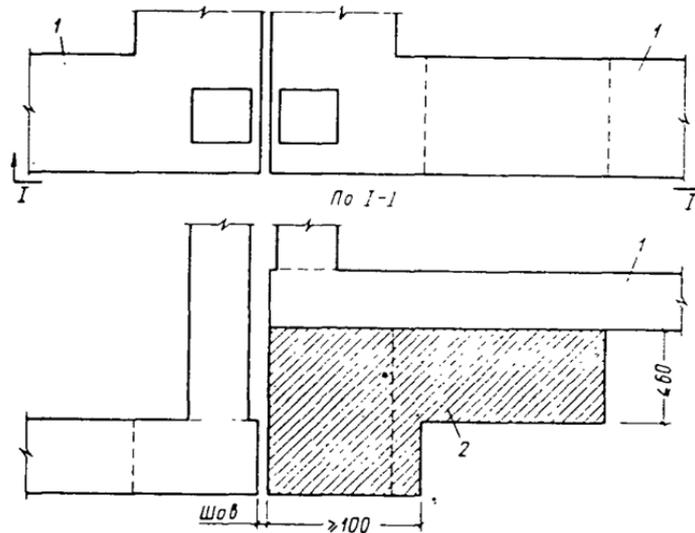


Рисунок 5.6 – Деталь уступов фундаментов у шва:  
1 – железобетонный фундамент; 2 – подбетонка

При устройстве подвала под часть здания (отсека) следует стремиться к его симметричному расположению относительно главных осей.

Фундаменты высоких зданий (более 16 этажей) на нескальных грунтах выполняются, как правило, свайными, свайно-плитными или в виде сплошной фундаментной плиты с заглублением подошвы фундаментов относительно отметки отсыпки не менее 2,5 м.

Вертикальная арматура стен и элементов каркаса, в которой расчетом на особое сочетание нагрузок допускается растяжение, должна быть надежно заанкерена в фундаменте.

При строительстве в сейсмических районах по верху сборных ленточных фундаментов из бетонных блоков следует укладывать слой цементного раствора марки 100 или мелкозернистого бетона класса В10 толщиной не менее 40 мм и продольную арматуру диаметром 10 мм в количестве три, четыре и шесть стержней при расчетной сейсмичности 7, 8 и 9 баллов, соответственно. Через каждые 300–400 мм продольные стержни должны быть соединены поперечными стержнями диаметром не ниже 6 мм.

В случае выполнения стен подвалов из сборных панелей, конструктивно связанных с ленточными фундаментами, укладка указанного слоя раствора не требуется.

В фундаментах и стенах подвалов из крупных блоков должна быть обеспечена перевязка кладки в каждом ряду, а также во всех углах и пересечениях на глубину не менее 1/2 высоты блока; фундаментные блоки следует укладывать в виде непрерывной ленты. Для заполнения швов между блоками следует применять цементный раствор марки не ниже 50.

В зданиях при расчетной сейсмичности 9 баллов должна предусматриваться укладка в горизонтальные швы в углах и пересечениях стен подвалов арматурных сеток длиной 2 м с продольной арматурой общей площадью сечения не менее 1 см<sup>2</sup>.

В зданиях до трех этажей включительно и сооружениях соответствующей высоты при расчетной сейсмичности 7 и 8 баллов допускается применение для кладки стен подвалов блоков пустотностью до 50 %.

Конструктивное решение сборных фундаментов под кирпичные стены представлено на рисунках 5.7 и 5.8 (лист 17).

Гидроизоляцию в зданиях и сооружениях следует проектировать из условия недопустимости взаимных горизонтальных смещений фундаментов и основания грунта.

### **5.3 Перекрытия и покрытия**

Перекрытия и/или покрытия следует выполнять, как жесткие горизонтальные диски, расположенные на одном уровне в пределах одного отсека, надежно соединенными с вертикальными конструкциями здания и обеспечивающими их совместную работу при сейсмических воздействиях.

Жесткость сборных железобетонных перекрытий и покрытий обеспечивается:

- устройством сварных соединений плит между собой, элементами каркаса или стенами;
- устройством болтовых соединений (с применением накладных деталей);
- соединением плит путем устройства замоноличиваемых шпонок с арматурной скобой, соединяющей петлевые арматурные выпуски из плит перекрытия;
- устройством монолитных железобетонных обвязок (антисейсмических поясов) с анкерровкой в них выпусков арматуры из плит;
- замоноличиванием швов между элементами перекрытий мелкозернистым бетоном.

Конструкция и число соединений элементов перекрытий должны быть рассчитаны на восприятие усилий растяжения и сдвига, возникающих в швах между плитами, а также в элементах каркаса или стенах.

Боковые грани панелей (плит) перекрытий и покрытий должны иметь шпоночную или рифленую поверхность. Для соединения с антисейсмическим поясом или для связи с элементами каркаса в панелях (плитах) следует предусматривать выпуски арматуры или закладные детали.

Длину участка опирания сборных плит перекрытий и покрытий на несущие конструкции принимают не менее, мм:

- 120 – на кирпичные и каменные стены;
- 90 – для стен из вибрированных кирпичных блоков;
- 90 – на железобетонные и бетонные стены;
- 90 – на стальные и железобетонные балки (ригели);
- 80 – при опирании по двум сторонам;
- 60 – при опирании по трем и четырем сторонам;
- 70 – на стены крупнопанельных зданий при опирании по двум противоположным сторонам.

Длина опирания деревянных, металлических и железобетонных балок на стены из штучных материалов и бетона должна быть не менее 200 мм. Опорные части балок должны быть надежно закреплены в несущих конструкциях здания.

Перекрытия в виде прогонов (балок с вкладышами между ними) должны быть усилены с помощью слоя монолитного армированного бетона класса не ниже В15 толщиной не менее 40 мм.

В зданиях до двух этажей включительно для площадок с сейсмичностью 7 баллов и в одноэтажных зданиях для площадок сейсмичностью 8 баллов при расстояниях между стенами не более 6 м в обоих направлениях допускается устройство деревянных перекрытий (покрытий). Балки перекрытий (покрытий) следует конструктивно связывать с антисейсмическим поясом и устраивать по ним сплошной дощатый диагональный настил.

## **5.4 Перегородки и самонесущие наружные кирпичные или каменные стены**

Перегородки в сейсмических районах должны соединяться с колоннами, несущими стенами или перекрытиями. При длине перегородки более 3,0 м крепление к перекрытию является обязательным. Допускается выполнять перегородки из штучной кладки, если:

- нормальное сцепление кладки с раствором будет не менее  $R_{nt} \geq 60$  кПа ( $0,6$  кг/см<sup>2</sup>);
- перегородки будут армированы по всей длине не реже чем через 70 см по высоте, а перегородки из гипсовых плит не реже чем через два ряда кладки арматурными стержнями общим сечением в шве не менее  $0,2$  см<sup>2</sup>.

Перегородки, прочность которых не соответствует результатам расчета на нагрузки из плоскости, а также при величине нормального сцепления в кладке менее 60 кПа ( $0,6$  кг/см<sup>2</sup>) усиливают армированием в наружных слоях штукатурки или введением дополнительных вертикальных и горизонтальных элементов усиления, соединенных с несущими конструкциями здания.

Конструкция крепления перегородок к несущим элементам здания и узлов их примыкания должна исключать возможность передачи на них горизонтальных нагрузок, действующих в их плоскости. Крепления, обеспечивающие устойчивость перегородок из плоскости, должны быть жесткими. Прочность перегородок и их креплений должна быть в подтверждена расчетом на действие сейсмических нагрузок из плоскости.

Для обеспечения независимого деформирования перегородок следует предусматривать антисейсмические швы между вертикальными торцевыми и верхней горизонтальной гранями перегородок и несущими конструкциями здания. Ширину швов принимают по максимальному значению перегиба этажей здания при действии расчетных нагрузок с учетом прогиба перекрытия в эксплуатационной стадии, но не менее 20 мм. Швы заполняют упругим эластичным материалом. Крепление перегородок к несущим железобетонным конструкциям следует выполнять соединительными элементами, приваренными к закладным изделиям или накладным элементам (см. раздел 3, лист 14), а также анкерными болтами или стержнями.

Крепление перегородок к несущим элементам пристрелкой дюбелями не допускается. Перегородки из кирпича или камня при их применении на площадках сейсмичностью 7 баллов следует армировать горизонтально на всю дли-

ну не реже, чем через 700 мм по высоте арматурными стержнями общим сечением в шве не менее 0,2 см<sup>2</sup>.

Кирпичную (каменную) кладку перегородок на площадках сейсмичностью 8 и 9 баллов в дополнение к горизонтальному армированию следует усиливать вертикальными двухсторонними арматурными сетками, установленными в слоях цементного раствора марки не ниже М100 толщиной 25–30 мм. Арматурные сетки должны иметь надежное соединение с кладкой.

Дверные проемы в кирпичных (каменных) перегородках на площадках сейсмичностью 8 и 9 баллов должны иметь железобетонное или металлическое обрамление (см. раздел 3, лист 6).

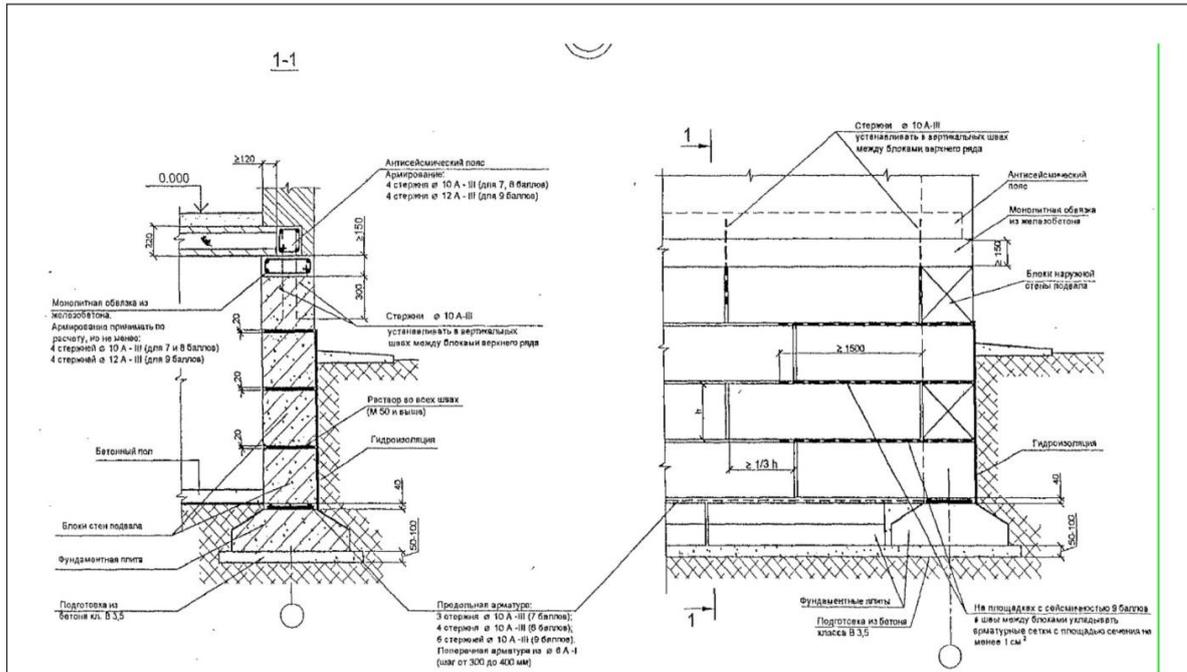


Рисунок 5.7 – Сборный ленточный фундамент в зданиях с подвалом: антисейсмический пояс и монолитная железобетонная обвязка в наружной стене (разрез 1-1). Армирование сетками в горизонтальных швах кладки стен подвала в углах здания

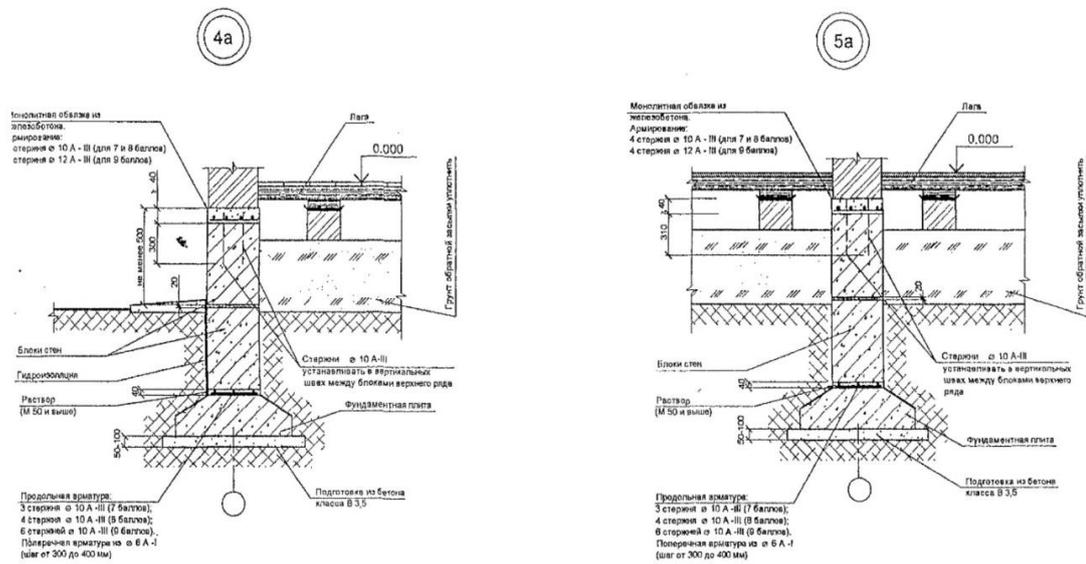


Рисунок 5.8 – Сборный фундамент под кирпичные стены в зданиях без подвала

## **ЗАКЛЮЧЕНИЕ**

Сейсмическая безопасность – это состояние защищенности населения, инфраструктуры и окружающей природной среды от опасностей, возникающих в результате землетрясений (ГОСТ 22.0.03-97/ГОСТ Р 22.0.03-95).

Поэтому основными задачами сейсмостойкого строительства в Кыргызской Республике являются (из проекта Закона «О сейсмической безопасности»):

- обеспечение обследований сейсмостойкости и износоустойчивости жилого фонда, зданий и инженерных сооружений;
- застройка территорий с неукоснительным соблюдением генеральных планов размещения объектов строительства и выбором благоприятной площадки строительства;
- определение расчетной сейсмичности и эффективное обеспечение проектно-технических и строительно-конструктивных работ, антисейсмических решений и мер;
- оптимизация экономически выгодного выбора сейсмостойких конструктивных схем зданий в градостроительной практике;
- оценка сейсмостойкости объектов строительства (жилых домов, зданий, инженерных сетей, транспортных и гидротехнических сооружений);
- осуществление научно-технических программ, направленных на обязательное использование в практике требований сейсмостойкого строительства жилых домов, объектов соцкультбыта, инженерных сооружений и коммуникаций.

К перечисленному выше необходимо добавить еще одну задачу – неукоснительное выполнение антисейсмических мероприятий при выполнении строительно-монтажных работ и высокое их качество.

Можно заложить в проект самые современные конструктивные мероприятия, обеспечивающие снижение сейсмической нагрузки, но, если они на строительной площадке либо не выполнены, либо выполнены с плохим качеством, говорить о сейсмической безопасности населения, инфраструктуры и окружающей природной среды не приходится.

# ИСТОЧНИКИ

## 1. Нормативная и справочная литература, серии, альбомы, интернет-ресурсы

### А. СНиПы, Своды Правил (СП), ГОСТЫ

СН КР 20-02:2018 Сейсмостойкое строительство. Нормы проектирования. Гос. агентство по арх. и строит. при Правительстве Кыргызской Республики. – Бишкек, 2018. – 107 с.

СП 14.13330.2018 Строительство в сейсмических районах. Актуализированная редакция СНиП II-7-81\*. – М.: Министерство строительства и жилищно-коммунального хозяйства Российской Федерации, ФАУ «ФЦС», 2018. – 122 с.

СП 14.13330.2011 Строительство в сейсмических районах. Актуализированная редакция СНиП II-7-81\*. – М.: Министерство регионального развития Российской Федерации, 2011. – 87 с.

СП 14.13330.2014 Строительство в сейсмических районах. Актуализированная редакция СНиП II-7-81\*. – М.: Министерство строительства и жилищно-коммунального хозяйства Российской Федерации, ФАУ «ФЦС», 2014. – 131 с.

СП 31-114-2004. Правила проектирования жилых и общественных зданий для строительства в сейсмических районах. Госстрой России. – М.: ГУП ЦПП, 2005. – 50 с.

СНиП КР 20-02:2009 Сейсмостойкое строительство. Гос. агентство по арх. и строит. при Правительстве Кыргызской Республики. Бишкек, 2009. – 102 с.

СП РК 2.03-30-2017 Строительство в сейсмических зонах. Комитет по делам строительства и жилищно-коммунального хозяйства Министерства по инвестициям и развитию Республики Казахстан. – Астана, 2017. АО «КазНИИСА». – 235 с.

СП РК 5.02-01-2009 Проектирование и расчет армокаменных конструкций в сейсмических районах. Комитет по делам строительства и жилищно-коммунального хозяйства Министерства по инвестициям и развитию Республики Казахстан. АО «КазНИИСА». – Астана, 2009. – 235 с.

СП 322.1325800.2017 Здания и сооружения в сейсмических районах. Правила обследования последствий землетрясения. АО «ЦНИИПромзданий». – М.: Минстрой России, 2017. – 43 с.

Свод правил. Здания сейсмостойкие и сейсмоизолированные. Правила проектирования (Проект). – М.: ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко, 2013. 50 с. Режим доступа: <http://files.stroyinf.ru/Data2/1/4293773/4293773623.pdf>

СП 20.13330.2016 Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85\*. – М.: Министерство строительства и жилищно-коммунального хозяйства Российской Федерации, ФАУ «ФЦС», 2018. – 122 с.

ДБН В.1.1-12:2006. Строительство в сейсмических районах Украины. – Киев, 2006. 50 с. <http://dwg.ru/dnl/1611>

ДБН В.1.1-12:2014 Будівництво у сейсмічних районах України. – Київ: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2014. – 57 с.

СНКК 22-301-2000 (ТСН 22-302-2000 Краснодарского края). Строительство в сейсмических районах Краснодарского края / Департамент по строительству и архитектуре Краснодарского края. – Краснодар: отпечатано в КГУ «Типография администрации Краснодарского края», 2001. – 35 с.

СТО 36554501-016-2009 Строительство в сейсмических районах. Нормы проектирования зданий: Стандарт организации ФГУП «НИЦ «СТРОИТЕЛЬСТВО». – М., 2009. – 38 с.

СН РК 5.04-07-2004 Пособие по расчету и конструированию стальных сейсмостойких каркасов многоэтажных зданий (в развитие СНиП РК 2.03-04-2001.). Часть 2. Комитет по делам строительства и жилищно-коммунального хозяйства Министерства по инвестициям и развитию Республики Казахстан. ТОО «Институт Проектстальконструкция». – Алматы, 2004.

РДС РК 2.03-06-2002 «Инструкция по проектированию зданий с использованием сейсмоизолирующих фундаментов КФ». ПА «KAZGOR», КазНИИССА. – Алматы, 2003. – 12 с.

ГОСТ Р 54859-2011 Группа Ж19 ОКС 91.200 «Определение параметров основного тона собственных колебаний». Федеральное агентство по техническому регулированию и метрологии РФ. – М., 2012. – 15 с.

ГОСТ 34081-2017 «Здания и сооружения. Определение параметров основного тона собственных колебаний: Межгосударственный стандарт». Федеральный центр нормирования, стандартизации и технической оценки соответствия в строительстве (ФАУ «ФЦС»). – М., 2017. – 20 с.

ГОСТ 22.0.03-97/ГОСТ Р 22.0.03-95 «Безопасность в чрезвычайных ситуациях. Природные чрезвычайные ситуации. Термины и определения». – М.: ИПК Издательство стандартов, 2000. – 12 с.

ГОСТ Р 57546-2017 «Землетрясения. Шкала сейсмической интенсивности». – М.: Стандартинформ, 2017. – 32 с.

ГОСТ Р 21.1101-2013 «Система проектной документации для строительства. Основные требования к проектной и рабочей документации». – М.: Стандартинформ, 2014. – 60 с.

2006 IBC Structural/Seismic Design Manual, Vol. I

<https://www.pdfdrive.com/aisc-seismic-design-manual-d157044189.html>

Manual for the seismic design of steel and concrete buildings to Eurocode 8. May 2010. The Institution of Structural Engineers. <https://www.pdfdrive.com/manual-for-the-seismic-design-of-steel-and-concrete-buildings-to-eurocode-8-d161467153.html>

Eurocode 8: Seismic Design of Buildings. Worked examples

<https://www.pdfdrive.com/eurocode-8-seismic-design-of-buildings-worked-examples-e91298012.html>

Guidelines for Earthquake Resistant Non-Engineered Construction. Revised edition of "Basic concept of Seismic codes", Volume I, part 2, 1980. International Association for earthquake engineering. Reprinted by: National information center of earthquake engineering/ Indian Institute of Technology, Kanpur, India, 2004. [https://www.nicee.org/IAEE\\_English.php](https://www.nicee.org/IAEE_English.php)

## **Б. Пособия, руководства, рекомендации**

Пособие по проектированию каркасных промзданий для строительства в сейсмических районах (к СНиП II-7-81). ЦНИИПромзданий. – М.: Стройиздат, 1985. – 292 с.

Пособие по расчету и конструированию стальных сейсмостойких каркасов многоэтажных зданий (в развитие СНиП РК 2.03-04-2001). ТОО «Институт Проектстальконструкция». ПА «KAZGOR». – Алматы, 2003. Ч. 1, 52 с.; 2005. Ч. 2, 55 с. Режим доступа: <http://dwg.ru/dnl/4518>

Руководство для проектировщиков к Еврокоду 8: Проектирование сейсмостойких конструкций: руководство для проектировщиков к EN 1998-1 и EN 1998-5. Еврокод 8: Общие нормы проектирования сейсмостойких конструкций, сейсмические воздействия, правила проектирования зданий и подпорных сооружений: пер. с англ. / М. Фардис и др.; ред. серии Х. Гульванесян; М-во образования и науки Рос. Федерации, ФГБОУ ВПО «Моск. гос. строит, ун-т»; науч. ред. пер. Г.А. Джинчвелашвили. – М.: МГСУ, 2013. – 483 с.

Руководство по проектированию одноэтажных и многоэтажных производственных зданий со стальным каркасом в сейсмических районах. – М.: Стройиздат, 1977. – 107 с.

Руководство по проектированию жилых и общественных зданий с железобетонным каркасом, возводимых в сейсмических районах. ТбилЗНИИЭП, ЦНИИСК им. Кучеренко. – М.: Стройиздат, 1970. – 145 с.

Курмаев А.М. Современные методы строительства зданий в сейсмических районах: Справочная книга. – Кишинев: Изд-во «Картя Молдовеняскэ», 1985. – 280 с.

Рекомендации по расчету и конструированию монолитных и панельных стен жилых зданий для сейсмических районов. ЦНИИЭП жилища. – М., 1985. – 102 с.

Рекомендации по проектированию крупнопанельных зданий для сейсмических районов. ЦНИИЭП жилища. – М., 1985. – 29 с.

Рекомендации по проектированию оснований и фундаментов зданий и сооружений, возводимых в сейсмических районах. – М.: Стройиздат, 1975. – 30 с.

Рекомендации по проектированию зданий с сейсмоизолирующим скользящим поясом и динамическими гасителями колебаний. ЦНИИСК им. Кучеренко, НИИ оснований им. Н.М. Герсеванова. – М.: ЦНИИСК им. Кучеренко, 1985. – 55 с.

## **В. Серии, альбомы**

Альбом типовых узлов и деталей: Здания со стенами из кирпичной или каменной кладки. РГП КазНИИССА. – Алматы, 2003. – 17 листов.

Альбом технических решений по проектированию и возведению зданий в районах сейсмичностью 7, 8, 9 баллов, этажностью до 3-х этажей включительно, с несущими стенами из блоков стеновых неармированных из ячеистого бетона автоклавного твердения В3.5 D600. АТР БГБ 3.1-2015. ОАО НИЦ «Строительство, ООО «Байкальский газобетон». – Иркутск, 2015. – 108 с.

Альбом технических решений: Система монолитного домостроения: конструктивно-технологические решения (на основе опалубок «Гражданстрой»). НПСО «Монолит». – М., 1988. – 222 с.

Серия 0.00-2.96с Повышение сейсмостойкости зданий. Выпуск 0-3. Мелкоблочные здания. Материалы для проектирования. – М.: ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко ГП НИЦ «Строительство» Минстроя России, 1997.

Серия 0.00-2.96с Повышение сейсмостойкости зданий. Выпуск 0-4. Крупнопанельные жилые здания. Материалы для проектирования.

Серия 0.00-2.96с Повышение сейсмостойкости зданий. Выпуск 0-5. Каркасные общественные здания. Материалы для проектирования.

Серия 0.00-2.96с Повышение сейсмостойкости зданий. Выпуск 0-6. Одноэтажные здания промышленных предприятий. Материалы для проектирования.

Серия 0.00-2.96с Повышение сейсмостойкости зданий. Выпуск 0-7. Многоэтажные здания промышленных предприятий. Материалы для проектирования.

Серия 0.00-2.96с Повышение сейсмостойкости зданий. Выпуск 0-8. Фундаменты под колонны зданий промышленных предприятий. Материалы для проектирования.

Серия 1.020.1-2с/89 Конструкции каркаса межвидового применения многоэтажных общественных зданий, производственных и вспомогательных зданий промышленных предприятий для строительства в районах сейсмичностью 7, 8 и 9 баллов и в несейсмических районах, с изготовлением изделий каркаса в единых опалубочных формах. Вып. 0-0. Состав серии. Общие указания. Номенклатура изделий. ТбилЗНИИЭП. – Тбилиси, 1990. – 87 л.

Серия 1.020.1-2с/89 Конструкции каркаса межвидового применения многоэтажных общественных зданий, производственных и вспомогательных зданий промышленных предприятий для строительства в районах сейсмичностью 7,8 и 9 баллов. Выпуск 6-1 Монтажные узлы. Рабочие чертежи. ТбилЗНИИЭП. – Тбилиси, 1990. – 87 л.

Серия 1.090.1 – 7с. Сборные железобетонные конструкции межвидового применения для крупнопанельных общественных, административных и бытовых зданий с высотой этажа 3,3 м для строительства в районах сейсмичностью 7, 8 и 9 баллов. Выпуск 0-0. Состав серии. Номенклатура изделий.

Серия 1.100.1 – 3 Элементы и узлы 1–2-этажных монолитных жилых зданий для сельского строительства в районах несейсмических и сейсмичностью 7, 8 и 9 баллов. Выпуск 0-2с. Элементы и узлы сопряжения монолитных стен в районах сейсмичностью 7, 8 и 9 баллов. Материалы для проектирования.

Серия 1.130.1-1с. Элементы и узлы стен монолитных и сборно-монолитных многоэтажных жилых зданий для строительства в районах сейсмичностью 7, 8 и 9 баллов. Выпуск 0-1. Элементы внутренних стен. Материалы для проектирования.

Серия 2.140-5С Узлы перекрытий жилых и общественных зданий, возводимых в районах сейсмичностью 7, 8 и 9 баллов. Выпуск 1. Перекрытия из многопустотных панелей в кирпичных зданиях. Рабочие чертежи. ТашЗНИИЭП. – Ташкент. – 61 л.

Серия 2.140-5С Узлы перекрытий жилых и общественных зданий, возводимых в районах сейсмичностью 7, 8 и 9 баллов. Выпуск 2. Перекрытия из многопустотных плит, армированных канатами класса К-7 методом непрерывного армирования в кирпичных зданиях при расчетной сейсмичности 7 и 8 баллов. Рабочие чертежи. ТашЗНИИЭП. – Ташкент. – 63 л.

Серия 1.141.1-32с Плиты перекрытий железобетонные многопустотные, армированные стержнями из стали класса А<sub>IV</sub> и Ат-IVС, для строительства жилых и общественных зданий в районах сейсмичностью 7, 8 и 9 баллов.

Серия 1.446-3 Пространственные решетчатые конструкции из труб типа «Кисловодск» для зданий с расчетной сейсмичностью 8 и 9 баллов. Чертежи КМ.

Серия 0.00-2.96с. Повышение сейсмостойкости зданий. Типовые строительные конструкции, изделия и узлы. – М.: ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко; ГП НИЦ «Строительство» Минстроя России, 1997.

Серия 1.090.1-7с Сборные железобетонные конструкции межвидового применения для крупнопанельных общественных, административных и бытовых зданий с высотой этажа 3,3 м для строительства в районах сейсмичностью 7, 8 и 9 баллов.

Серия 1.141.1-40с Плиты перекрытий железобетонные многопустотные, армированные стержнями из стали класса Ат-V, для строительства жилых и общественных зданий в районах сейсмичностью 7, 8 и 9 баллов.

Серия 1.141.1-32с Плиты перекрытий железобетонные многопустотные, армированные стержнями из стали класса А<sub>IV</sub> и Ат-IVC, для строительства жилых и общественных зданий в районах сейсмичностью 7, 8 и 9 баллов.

Серия 2.140-5с Узлы перекрытий жилых и общественных зданий, возводимых в районах сейсмичностью 7, 8 и 9 баллов. Выпуск 1.

Серия 1.812.1-5с Фундаменты железобетонные сборные под колонны сельскохозяйственных производственных зданий для строительства в районах сейсмичностью 7, 8 и 9 баллов.

Серия 1.420.3-15 Стальные конструкции каркасов типа «КАНСК» одноэтажных производственных зданий с применением несущих рам из прокатных широкополочных и сварных тонкостенных двутавровых балок. Выпуск 2с. Конструкции каркасов пролетами 18 и 24 м с расчетной сейсмичностью 8 и 9 баллов, возводимых в районах с расчетными температурами минус 65 °С и выше. Рабочие чертежи КМ. ЦНИИПроектстальконструкция. – М., 1985. – 56 л.

Серия 2-110-5 с. Детали фундаментов жилых зданий для строительства в сейсмических районах. Выпуск 1. Ленточные фундаменты и стены подвалов кирпичных, крупноблочных и крупнопанельных зданий с расчетной сейсмичностью 7,8 и 9 баллов. ТбилЗНИИЭП. – Тбилиси, 1971. – 32 л.

Серии можно посмотреть и скачать по адресу [http://gostrf.com/list2/stroy\\_serii.htm](http://gostrf.com/list2/stroy_serii.htm)

### **Интернет-ресурсы**

<http://earthquake.usgs.gov>

<http://foto-history.livejournal.com/4763966.html>

<http://ru.wikipedia.org>

<http://seismic-safety.ru>

<http://seismos-u.ifz.ru>

<http://smsk.spb.ru>

<http://www.ihl.co.jp>

<http://www.mitsui-fudosan.co.jp/english/corporate/news/2013/0729/index.html>

<http://teachingboxes.org/earthquakes>

<http://education.usgs.gov>

<https://sites.google.com/site/2009earthquake/home/>

<http://seismic-safety.ru>

<http://seismos-u.ifz.ru>

<http://seismo.kg>

<https://allatravesti.com/earthquakes>

<https://meganorm.ru/>

[http://gostrf.com/list2/stroy\\_serii.htm](http://gostrf.com/list2/stroy_serii.htm)

<https://www.pdfdrive.com/html>

[https://www.nicee.org/IAEE\\_English.php](https://www.nicee.org/IAEE_English.php)

[http://www.iitk.ac.in/nicee/IITK-GSDMA/EBB\\_001\\_30May2013.pdf](http://www.iitk.ac.in/nicee/IITK-GSDMA/EBB_001_30May2013.pdf)

<http://www.arhplan.ru/buildings/seismic/>

### **2. Учебники, учебные пособия**

1. *Ашимбаев М.У.* Учебно-методическое пособие к курсам повышения квалификации по специальности «Основы сейсмостойкого строительства» / М.У. Ашимбаев, А.С. Таубаев. – Алматы: РГП КазНИИССА, 2004. – 61 с.

2. *Гаскин В.В.* Сейсмостойкость зданий и транспортных сооружений: учебное пособие / В.В. Гаскин, И.А. Иванов. – Иркутск: ИрГУПС, 2005. – 76 с.

3. *Куликов А.Н.* Расчет сооружений на сейсмические воздействия и ветровую нагрузку с пульсационной составляющей: учебное пособие / А.Н. Куликов: Волгогр. гос. архит.-строит. ун-т. – Волгоград, ВолгАСУ, 2008. – 91 с.

4. *Мустакимов В.Р.* Проектирование сейсмостойких зданий: учебное пособие / В.Р. Мустакимов. – Казань: Изд-во Казанского государственного архитектурно-строительного университета, 2016. – 343 с.

5. *Плевков В.С.* Железобетонные и каменные конструкции сейсмостойких зданий и сооружений: учебное пособие / В.С. Плевков, А.И. Мальганов, Н.В. Балдин; под ред. В.С. Плевкова. – М.: Издательство АСВ, 2012. – 290 с.

6. *Поляков С.В.* Сейсмостойкие конструкции зданий (Основы теории сейсмостойкости) / С.В. Поляков. – М.: Высшая школа, 1983. – 304 с.  
<http://moemesto.ru/klov/file/2246560/155.zip>

7. Проектирование зданий с учетом сейсмической нагрузки: методические указания к выполнению курсового проекта для студентов специальности «Промышленное и гражданское строительство» [Электронный ресурс] / Дальневосточный федеральный университет, Инженерная школа / Т.К. Игнатенко, Н.Н. Жаркова. – Электрон. дан. – Владивосток: Издательский дом Дальневост. федерал. ун-та, 2013. – 50 с. Режим доступа: <http://dvfu.ru/web/is/metodiceskie-rekomendacii>

8. Расчет каркасных зданий на сейсмические нагрузки: Методические указания для проведения практических занятий по дисциплине «Динамический расчет зданий и сооружений» для профиля «Промышленное и гражданское строительство», направления подготовки 08.03.01+ «Строительство». Часть 1 / сост.: В.А. Юманов, Д.М. Нуриева. – Казань, КазГАСУ, 2015. – 32 с.

9. Расчет каркасных зданий на сейсмические воздействия: методические указания к выполнению практических занятий для студентов строительных специальностей. Часть 2. Сост. Д.М. Нуриева. – Казань, КазГАСУ, 2010. – 34 с.

10. Расчет многоэтажного здания на сейсмическое воздействие прямым динамическим методом [Электронный ресурс]: методические указания к курсовой работе для обучающихся по направлению подготовки 05.04.03 Прикладная механика / [сост. О.В. Мкртычев]; М-во образования и науки Рос. Федерации, Нац. исследоват. Моск. гос. строит. ун-т, каф. сопротивления материалов. – Электрон. дан. и прогр. (4,5 Мб). – М.: Изд-во Моск. гос. строит. ун-та, 2017. – Режим доступа: [http://lib.mgsu.ru/Scripts/irbis64r\\_91/cgiirbis\\_64.exe?C21COM=F&I21DBN=IBIS&P21DBN=IBIS](http://lib.mgsu.ru/Scripts/irbis64r_91/cgiirbis_64.exe?C21COM=F&I21DBN=IBIS&P21DBN=IBIS)

11. *Савин С.Н.* Сейсмобезопасность зданий и территорий: учебное пособие [Текст] / С.Н. Савин, И.Л. Данилов [и др.]. – СПб.: Лань, 2015. – 235 с.

12. *Саркисов Д.Ю.* Сейсмостойкость зданий и сооружений: учебное пособие для студентов специальности 271101 «Строительство уникальных зданий и сооружений» [Текст] / авт.-сост. Д.Ю. Саркисов. – Томск: Изд-во Том. гос. архит.-строит. ун-та, 2015. – 156 с.

13. *Сафаргалиев С.М.* Сейсмостойкие каменные конструкции: учебное пособие для вузов / С.М. Сафаргалиев. – Алма-Ата: Ана тілі, 1992. – 236 с.  
<http://dwg.ru/dnl/3184>

14. *Сеитов Б.М.* Сейсмостойкость зданий и сооружений: практикум / Б.М. Сеитов, Б.С. Ордобаев. – Бишкек: Изд-во КРСУ, 2015. – 96 с.

15. *Сеитов Б.М.* Сейсмостойкость зданий и сооружений: учебник для вузов / Б.М. Сеитов, Б.С. Ордобаев. – Бишкек: Айат, 2015. – 288 с.

16. *Корчинский И.Л.* Сейсмостойкое строительство зданий: учебное пособие / И.Л. Корчинский, Л.А. Бородин, А.Б. Гроссман [и др.]; под ред. И.Л. Корчинского. – М.: Высшая школа, 1971. – 320 с.

17. Сейсмостойкость зданий и сооружений: учебное пособие для студентов специальностей 270102 «Промышленное гражданское строительство» и 270105 «Городское строительство и хозяйство» / сост. Л.С. Чигринская. Ангарская государственная техническая академия. – Ангарск: Изд-во АГТА, 2009. – 107 с.

18. *Семенов В.С.* Оценка технического состояния и сейсмостойкости эксплуатируемых зданий: учебное пособие для студентов вузов / В.С. Семенов. – Бишкек: Изд-во КРСУ, 2012. – 143 с.

19. *Синицын С.Б.* Теория сейсмостойкости [Электронный ресурс]: курс лекций / С.Б. Синицын. Электрон. текстовые данные. – М.: Московский государственный строительный университет, ЭБС АСВ, 2014. – 88 с. Режим доступа: <http://www.iprbookshop.ru/23752>. – ЭБС«IPRbooks»,

20. *Уздин А.М.* Основы теории сейсмостойкости и сейсмостойкого строительства зданий и сооружений / А.М. Уздин, Т.А. Сандович, Аль-Насер-Мохомад Самих Амин. – СПб.: Изд-во ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева, 1993. – 176 с. <http://dwg.ru/dnl/3665>

21. *Харланов В.Л.* Основы сейсмостойкого строительства [Электронный ресурс]: учебное пособие / В.Л. Харланов; М-во образования и науки Рос. Федерации, Волгогр. гос. архит.-строит. ун-т. – Электронные текстовые и графические данные (1,2 Мбайт). – Волгоград: ВолгГАСУ, 2016.

22. *Яновская Т.Б.* Основы сейсмологии: учебное пособие / Т.Б. Яновская. – СПб.: Изд-во Санкт-Петербургский гос. ун-та, 2008. – 222 с.

23. *Charleson A.* Seismic design for architects. Architectural Press is an imprint of Elsevier. First edition, 2008. – 296 pp. <https://www.pdfdrive.com/seismic-design-for-architects-e34538608.html>

24. *Hugo Bachmann:* Seismic Conceptual Design of Buildings – Basic principles for engineers, architects, building owners, and authorities. – Biel, 2002, 81 p. This publication is downloadable on the internet as a pdf file at [www.bwg.admin.ch](http://www.bwg.admin.ch).

25. *C.V.R. Murty, Rupen Goswami, A.R. Vijayanarayanan, Vipul V. Mehta* Some Concepts in Earthquake Behaviour of Buildings. Gujarat State Disaster Management Authority. (GSDMA), Gujarat, India. Government of Gujarat. September 2012. [http://www.iitk.ac.in/nicee/IITK-GSDMA/EBB\\_001\\_30May2013.pdf](http://www.iitk.ac.in/nicee/IITK-GSDMA/EBB_001_30May2013.pdf)

### **3. Монографии, статьи**

*Абовский Н.П.* Современное состояние развития сейсмостойкого строительства: обзор литературы и патентные предложения кафедры СМиУК КрасГАСА / Н.П. Абовский, А.С.Темерова. – Красноярск: КрасГАСА, 2005. – 87 с.

*Айзенберг Я.М.* Сооружения с выключающимися связями для сейсмических районов / Я.М. Айзенберг. – М.: Стройиздат, 1976. – 229 с.

*Айзенберг Я.М.* Сейсмостойкие многоэтажные здания с железобетонным каркасом / Я.М. Айзенберг, Э.Н. Кодыш, И.К. Никитин, В.И. Смирнов, Н.Н. Трекин. – М.: Изд-во Ассоциации строительных вузов, 2012. – 264 с.

*Айзенберг Я.М.* Адаптивные системы сейсмической защиты сооружений / Я.М. Айзенберг, А.И. Нейман, А.Д. Абакаров, М.М. Деглина, Т.Л. Чачуа. – М.: Наука, 1978. – 248 с.

*Айзенберг Я.М.* Сейсмоизоляция и адаптивные системы сейсмозащиты / Я.М. Айзенберг, М.М. Деглина, Х.Н. Мажиев. – М.: Наука, 1983. – 141 с.

Амосов А.А. Основы теории сейсмостойкости сооружений / А.А. Амосов, С.Б. Синицин. – М.: Изд-во АСВ, 2001. – 96 с.

Анистратов В.А. Как построить сейсмостойкий дом: пособие индивидуаль- ному застройщику / В.А. Анистратов, В.С. Стародубцев. – Фрунзе: Кыргызстан, 1980. – 72 с.

Арнольд К. Архитектурное проектирование сейсмостойких зданий / К. Ар- нольд, Р. Рейтерман; пер. с нем. Л.Л. Пудовкиной; под ред. С.В. Полякова, Ю.С. Волкова. – М.: Стройиздат, 1987. – 195 с.

Арутюнян, А.Р. Современные методы сейсмоизоляции зданий и сооружений / А.Р. Арутюнян // Инженерно-строительный журнал. – 2010. – № 3. – С. 56–60.

Бегалиев У.Т. Оценка сейсмического риска с использованием информаци- онных технологий. Режим доступа <http://arch.kyrlibnet.kg/uploads/kgusta%20BEGALIEV%20%20U.T..pdf>

Бондаренко В.М. Концептуальные основы проектирования сейсмостойких зданий и сооружений / В.М. Бондаренко, Б.М. Гусев, А.М. Курзанов // ПГС. – 1997. № 3. С. 18–27.

Гир Дж. Зыбкая твердь. Что такое землетрясение и как к нему подготовиться / Дж. Гир, Х. Шах; пер. с англ. – М.: Мир, 1988. – 220 с.

Гольденблат И.И. Модели сейсмостойкости сооружений / И.И. Гольденблат, Н.А. Николаенко. – М.: Наука, 1979. – 252 с.

Железобетонные стены сейсмостойких зданий: исследования и основы проектирования / под ред. Г.Н. Ашкинадзе и М.Е. Соколова. – М.: Стройиз- дат, 1988. – 504 с.

Жунусов Т.Ж. Основы сейсмостойкости сооружений (прикладной курс) / Т.Ж. Жунусов. – Алма-Ата: Рауана, 1990. – 270 с.

Заалишвили В.Б. Сейсмическое микрорайонирование территорий городов, населенных пунктов и больших строительных площадок / В.Б. Заалишвили; отв. ред. А.В. Николаев. – М.: Наука, 2009. – 350 с.

Золотков А.С. Сейсмостойкость монолитных зданий / А.С. Золотков. – Ки- шинэу: Картя Молдовой, 2000. – 284 с.

Измайлов Ю.В. Сейсмостойкость каркасно-каменных зданий / Ю.В. Измай- лов. – Кишинев: Картя Молдовеняскэ, 1975. – 320 с.

Измайлов Ю.В. Сейсмостойкие монолитные здания / Ю.В. Измайлов. – Ки- шинев: Картя Молдовеняскэ, 1989. – 290 с.

Каррыев Б.С. Вот пришло землетрясение. Научно-популярная книга о зем- летрясениях и связанных с ними явлениях природы. SIBIS, 2009. 410 с. <https://www.sites.google.com/site/2009earthquake/>

Касахара К. Механика землетрясений / К. Касахара. – М.: Мир, 1985. – 264 с.

Кириков Б.А. Древнейшие и новейшие сейсмостойкие конструкции / Б.А. Кириков. – М.: Наука, 1990. – 72 с.

Кириков Б.А. Сейсмостойкость древних сооружений / Б.А. Кириков. – М.: Наука, 1992. – 136 с.

Козырев К.В. Сейсмическая безопасность в странах СНГ. Теория и практика сейсмозащиты зданий и сооружений / К.В. Козырев, Р.М. Парфенов // Бюлле- тень строительной техники. – 2008. – № 10. – С. 14–18.

Козырев К.В. Новые подходы в теории сейсмозащиты зданий [Текст]. Эл. ресурс. Режим доступа: <http://seismics.is-a-chef.org/index.php/ru/news/52-3>

Конструктивная сейсмобезопасность зданий и сооружений в сложных грун- товых условиях: препринт / под ред. Н.П. Абовского. – Красноярск: Сибирский федеральный ун-т, 2009. – 186 с.

*Мартемьянов А.И.* Проектирование и строительство зданий и сооружений в сейсмических районах / А.И. Мартемьянов. – М.: Стройиздат, 1985. – 255 с.

*Мартемьянов А.И.* Сейсмостойкость зданий и сооружений, возводимых в сельской местности / А.И. Мартемьянов. – М.: Стройиздат, 1982. – 176 с.

*Махвиладзе Л.С.* Сейсмостойкое крупнопанельное домостроение / Л.С. Махвиладзе. – М.: Стройиздат, 1987. – 221 с.

*Моги К.* Предсказание землетрясений / К. Моги; пер. с англ. – М.: Мир, 1988. – 382 с.

*Назин В.В.* Новые сейсмостойкие конструкции и железобетонные механизмы сейсмоизоляции зданий и сооружений / В.В. Назин. – М.: Стройиздат, 1993. – 135 с.

*Немчинов Ю.И.* Сейсмостойкость высотных зданий и сооружений / Ю.И. Немчинов. – Киев: НИИСК Минрегиона Украины, 2015. – 584 с.

*Немчинов Ю.И.* Сейсмостойкость зданий и сооружений. В двух частях / Ю.И. Немчинов. – Киев: НИИСК Минрегионстроя Украины, 2008. – 480 с.

*Николаев И.И.* Проектирование железобетонных конструкций зданий для строительства в сейсмических районах / И.И. Николаев. – Ташкент, 1990. – 232 с. <http://dwg.ru/dnl/1705>

*Ньюмарк Н.* Основы сейсмостойкого строительства / Н. Ньюмарк, Э. Розенблюэт. – М.: Стройиздат, 1980. – 344 с. <http://moemesto.ru/klov/file/2246278/152.zip>

*Окамото Ш.* Сейсмостойкость инженерных сооружений / Ш. Окамото. – М.: Стройиздат, 1980. – 342 с. <http://moemesto.ru/klov/file/2246397/153.zip>

*Ормонбеков Т.О.* Применение тонкослойных резинометаллических опор для сейсмозащиты зданий в условиях территории Кыргызской Республики / Т.О. Ормонбеков, У.Т. Бегалиев и др. – Бишкек: Учкун, 2005. – 215 с. <http://moemesto.ru/klov/file/2246540/154.zip>

Основы теории сейсмостойкости зданий и сооружений / под общ. ред. К.С. Завриева, А.Г. Назарова и Г.И. Карцивадзе. – М.: Стройиздат, 1970. – 224 с.

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

*Плевков В.С.* Железобетонные и каменные конструкции сейсмостойких зданий и сооружений / В.С. Плевков, А.И. Мальганов, И.В. Балдин. – М.: АСВ, 2010. – 290 с.

*Поляков В.С.* Современные методы сейсмозащиты зданий / В.С. Поляков, Л.Ш. Килимник, А.В. Черкашин. – М.: Стройиздат, 1989. – 320 с.

*Поляков С.В.* Сейсмостойкие конструкции зданий (Основы теории сейсмостойкости) / В.С. Поляков. – М.: Высшая школа, 1983. – 304 с. <http://moemesto.ru/klov/file/2246560/155.zip>

*Сафаргалиев С.М.* Сейсмостойкие каменные конструкции: учебное пособие для вузов / С.М. Сафаргалиев. – Алма-Ата: Ана тілі, 1992. – 236 с. <http://dwg.ru/dnl/3184>

*Уздин А.М.* Основы теории сейсмостойкости и сейсмостойкое строительство зданий и сооружений / А.М. Уздин, Т.А. Сандович и др. – СПб., 1993. – 176 с. <http://dwg.ru/dnl/3665>

*Полтавцев С.И.* Развитие концепций и норм сейсмостойкого строительства / С.И. Полтавцев, Я.М. Айзенберг, В.М. Горпинченко, В.А. Ильичев, В.И. Ойзерман [Текст]. Эл. ресурс. Режим доступа <http://relcom.wwsite.ru/BST/seismos.htm>.

*Мкртычев О.В.* Сейсмические нагрузки при расчете зданий и сооружений [Электронный ресурс] / Мкртычев О.В., Решетов А.А. – М.: Издательство АСВ, 2017. – <http://www.studmedlib.ru/book/ISBN9785432302069.html>

*Ставницер Л.Р.* Сейсмостойкость оснований и фундаментов [Электронный ресурс]: монография / Л.Р. Ставницер. – М.: Издательство АСВ, 2010. – <http://www.studmedlib.ru/book/ISBN9785930937336.html>

*Семенов В.С.* Антисейсмические мероприятия и контроль качества строительного-монтажных работ: справочное пособие / В.С. Семенов. – Фрунзе: Кыргызстан, 1988. – 112 с.

*Семенов В.С.* Современные системы сейсмозащиты зданий и сооружений. Классификация, основные конструктивные решения / В.С. Семенов, Т.В. Веремченко // Вестник КРСУ. – 2012. – Т. 12. – № 6. – С. 65–70.

*Семенов В.С.* Принципы обеспечения сейсмобезопасности. Основные концепции и подходы / В.С. Семенов // Вестник КРСУ. – 2012. – Т. 12. – № 6. – С. 70–76.

*Семенов В.С.* Сейсмобезопасные, быстровозводимые и мобильные здания для жизнеобеспечения населения в чрезвычайных ситуациях / В.С. Семенов, Р.М. Муксинов, Р.Ш. Акбаралиев // Вестник КРСУ. – 2012. – Т. 12. – № 7. – С. 110–115.

*Семенов В.С.* Энергопоглотители в стальных каркасах сейсмостойких зданий / В.С. Семенов, А.В. Токарский, Т.П. Алферова // Вестник КРСУ. – 2016. – Т. 16. – № 5. – С. 136–140.

*Семенов В.С.* Комбинированный динамический гаситель колебаний зданий и сооружений / В. С. Семенов, А.В. Токарский, Т.В. Веремченко // Вестник; КРСУ. – 2017. – № 5. – С. 162–165.

*Семенов В.С.* Особенности конструктивных решений надстраиваемых этажей реконструируемых зданий в сейсмических районах / В.С. Семенов, А.В. Токарский // Вестник; КРСУ. – 2018. – № 4. – С. 134–139.

*Семенов В. С.* Регистрация параметров колебаний при испытаниях моделей зданий на динамические нагрузки / В.С. Семенов, А.В. Хан // Вестник; КРСУ. – 2018. – № 8. – С. 141–145.

*Семенов В. С.* Влияние жесткости узловых соединений на работу элементов стальных каркасов сейсмостойких зданий / В.С. Семенов, А.В. Токарский, Р.И. Смирнов // Вестник; КРСУ. – 2018. – № 8. – С. 145–151.

*Смирнов С.Б.* Решение проблемы надежной сейсмозащиты зданий и сооружений / С.Б. Смирнов // ПГС. – 1999. – № 10. – С. 10–14.

*Смирнов С.Б.* О новых принципах эффективной сейсмоизоляции зданий и о реальной ситуации в этой сфере / С.Б. Смирнов // ПГС. – 1997. – № 3. – С. 28–36.

*Ставницер Л.Р.* Сейсмостойкость оснований и фундаментов: монография / Л.Р. Ставницер. – М.: Изд-во Ассоциации строительных вузов, 2010. – 448 с.

*Уздин А.М.* Основы теории сейсмостойкости и сейсмостойкого строительства зданий и сооружений / А.М. Уздин, Т.А. Сандович, С.А. Аль-Насер-Мохомад. – СПб.: Изд-во ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева, 1993. – 176 с.

*Харитонов В.А.* Строительство и эксплуатация сейсмостойких зданий и сооружений / В.А. Харитонов. – М.: Изд-во АСВ, 2015. – 208 с.

*Эйби Дж.А.* Землетрясения / Дж.А. Эйби; пер. с англ. – М.: Недра, 1982. – 2064 с.

*Charleson A.* Seismic design for architects. Architectural Press is an imprint of Elsevier. First edition, 2008. – 296 pp.

<https://www.pdfdrive.com/seismic-design-for-architects-e34538608.html>

*Hugo Bachmann*. Seismic Conceptual Design of Buildings – Basic principles for engineers, architects, building owners, and authorities.-Biel, 2002, 81 p. This publication is downloadable on the internet as a pdf file at [www.bwg.admin.ch](http://www.bwg.admin.ch)

2006 IBC Structural/Seismic Design Manual, Vol. I

<https://www.pdfdrive.com/aisc-seismic-design-manual-d157044189.html>

Manual for the seismic design of steel and concrete buildings to Eurocode 8. May 2010. The Institution of Structural Engineers.

<https://www.pdfdrive.com/manual-for-the-seismic-design-of-steel-and-concrete-buildings-to-eurocode-8-d161467153.html>

Eurocode 8: Seismic Design of Buildings. Worked examples

<https://www.pdfdrive.com/eurocode-8-seismic-design-of-buildings-worked-examples-e91298012.html>

## ТЕРМИНЫ И ИХ ОПРЕДЕЛЕНИЯ

### А. Термины инженерной сейсмологии

**Абсолютное движение** – движение точек сооружения, определяемое как сумма переносного и относительного движений во время землетрясения.

**Акселерограмма (велосиграмма, сейсмограмма)** – зависимость от времени ускорения (скорости, смещения) точки основания или сооружения в процессе землетрясения, имеющая одну, две или три компоненты.

**Акселерограмма** – зависимость (в виде графика или в цифровой форме), характеризующая во времени ускорения движений грунта, строения или конструкции.

**Акселерограмма инструментальная** – зависимость, характеризующая во времени ускорения движений грунта или строения, инструментально зарегистрированная при реальном землетрясении.

**Акселерограмма искусственная** – искусственно созданная зависимость, характеризующая процесс изменения ускорений движений грунта во времени, согласующаяся с заданным спектром реакций в ускорениях и с некоторыми другими характеристиками сейсмического процесса, в качестве которых рассматриваются его длительность, форма огибающей и частотный состав.

**Акселерограмма синтезированная** – акселерограмма, полученная аналитическим путем посредством моделирования механизма сейсмогенного источника и путей распространения сейсмических волн.

**Амплитуда** – наибольшее отклонение, смещение от нулевого значения или первоначального положения исходной точки.

**Амплитуда (2)** – наибольшее отклонение переменной величины (ускорения, скорости, смещения) от «нулевого» положения в рассматриваемом цикле колебаний.

**Амплитуда пиковая** – наибольшее абсолютное значение экстремума колеблющейся величины в рассматриваемом интервале времени.

**Активность сейсмическая** – средняя частота повторения землетрясений определенной величины или магнитуды в единице объема или на единице площади очаговой области.

**Активный разлом** – разлом земной коры или всей литосферы, по которому в историческое или голоценовое (последние 10 тыс. лет) время происходили смещения или возникали очаги землетрясений.

**Астеносфера** – предполагаемый слой мантии (оболочки Земли), подстилающей литосферу, способный к вязкому и пластическому течению, вероятно, частично расплавленный. Астеносфера характеризуется низкими скоростями и значительным затуханием сейсмических волн.

**Афтершоки** – повторные более слабые подземные сейсмические толчки, происходящие после сильных землетрясений в результате перераспределения упругих напряжений в очаге и прилегающих к нему толщах горных пород литосферы.

**Балл сейсмический** – оценка проявления землетрясения по ощущениям людей и воздействию на естественные и искусственные объекты.

**Балльность землетрясения** – интенсивность (сила) землетрясения, выраженная в баллах по 12-балльной шкале (см. Приложение 2). Упрощенная ха-

характеристика землетрясений разной балльности: 1–4 балла – слабые, не вызывают разрушений; 5–7 – сильные, разрушают ветхие постройки; 8 – разрушительные, падают фабричные и печные трубы, частично разрушаются здания; 9 – опустошительные, разрушается большинство зданий, появляются значительные трещины на поверхности Земли; 10 – уничтожающие, разрушаются мосты, разрываются трубопроводы, происходят оползни, 11 – катастрофы, разрушение всех сооружений, изменение ландшафта; 12 – сильные катастрофы, большие изменения рельефа местности на обширных пространствах.

**Взброс** – смещение, связанное с поднятием по разрыву одного участка земной коры относительно другого, или движение, происходящее по вертикальной трещине; объясняется сдавливанием земной коры.

**Воздействие сейсмическое** – воздействие, связанное (вызванное) с движением грунта при землетрясении.

**Волны Лява** – сейсмические поверхностные волны, при распространении которых происходит только горизонтальное смещение частиц перпендикулярно направлению движения волны.

**Волны Релея** – сейсмические поверхностные волны, при распространении которых частицы совершают колебания только в вертикальной плоскости.

**Гипоцентр землетрясения** – место внутри земной коры, где произошло первое смещение каменных масс, породившее землетрясение (фокус землетрясения). Характеризуется внезапным освобождением значительного (10<sup>3</sup>–10<sup>18</sup> Дж) количества энергии, вызывающем краткопериодные колебания земной коры.

**Гипоцентральное расстояние** – длина сейсмического луча от центра очага землетрясения (гипоцентра) до объекта наблюдения (регистрации).

**Глубина очага землетрясения** – расстояние от гипоцентра до эпицентра землетрясения.

**Глубинные разломы** – зоны подвижного сочленения крупных блоков земной коры и подстилающей части верхней мантии, обладающие протяженностью до многих сотен и тысяч километров при ширине, достигающей иногда нескольких десятков километров.

**Годограф** – график зависимости времени пробега от расстояния, составляемый для вступлений сейсмических волн, приходящих из удаленных очагов (кривая времени пробега сейсмических волн). Сейсмические волны разных типов имеют различные годографы.

**Гомосейсты** – линии, соединяющие точки на поверхности Земли, до которых сейсмическая волна дошла в одно и то же время.

**Длина волны** – расстояние между соседними гребнями или впадинами волны.

**Землетрясение** (Earthquake; Earth shock) – колебания земной поверхности, вызванные прохождением сейсмических волн, излученных из очага землетрясения. Землетрясения происходят тогда, когда долго накапливавшиеся упругие напряжения в литосфере превышают предел упругости материала и происходит быстрое, почти мгновенное смещение больших масс литосферных плит относительно друг друга, обычно с образованием разрывов.

**Землетрясение денудационное** – землетрясение, происходящее от обвалов на поверхности или в подземных пустотах.

**Землетрясение наведенное** – землетрясение, связанное с искусственным обводнением горных пород в верхних горизонтах земной коры и изменением сейсмической активности территорий. Наведенное землетрясение возникает

при строительстве высоконапорных плотин (100 м и выше) и глубоких водохранилищ при сбросе промышленных вод в глубокие поглощающие скважины.

**Землетрясение тектоническое** – колебания земной поверхности и недр Земли в результате прохождения сейсмических волн, вызванных быстрыми подвижками пород и высвобождением упругой энергии, накапливающейся в земных недрах в результате их геодинамического деформирования.

**Земная кора** – оболочка Земли, располагающаяся выше границы Мохорoviчича, слагающая верхнюю часть литосферы Земли и отделяющаяся от подстилающего ее субстрата скачком в изменении скорости распространения продольных  $V_p$  и поперечных  $V_s$  упругих волн. По вертикали в земной коре выделяются: осадочный слой ( $V_p = 1-4$  км/с), гранитный ( $V_p = 5,5-6,2$  км/с;  $V_s = 3,0-3,7$  км/с) и базальтовый ( $V_p = 6,1-7,4$  км/с;  $V_s = 3,7-4,0$  км/с). Средняя скорость подкорового субстрата  $V_p = 7,8-8,2$ ;  $V_s = 4,4-4,8$  км/сек. Граница между гранитным и базальтовым слоями называется границей Конрада.

**Изосейсты** – линии, отраженные на карте территорий, соединяющие точки с одинаковой интенсивностью землетрясения и разделяющие области с различным уровнем интенсивности.

**Интенсивность землетрясения** – сила землетрясения в баллах, определяемая по реакции людей и предметов на подземный толчок, а также по степени разрушения сооружений и размерам видимых деформаций на поверхности Земли.

**Интенсивность землетрясения** ( $I$  – intensity) – сейсмический эффект (качественная мера силы, масштаба и распределения сотрясений грунта), оцениваемый в баллах по описательной шкале интенсивности сотрясений земной поверхности, основанной на реакции людей, строительных объектов и на изменениях природных объектов. Сейсмический эффект определяется в основном тремя параметрами: уровнем амплитуд, преобладающим периодом и продолжительностью колебаний. Последний фактор может оказаться решающим для нарушения устойчивости сооружений, для которых кратковременная нагрузка даже с весьма высокой амплитудой (ускорением) может быть неопасной. В Российской Федерации и Кыргызстане используется сейсмическая шкала MSK-64. Максимальное значение интенсивности в этой шкале, как и в большинстве других аналогичных шкал, составляет 12 баллов. Более современной шкалой сейсмической интенсивности является 12-балльная Европейская макросейсмическая шкала EMS-98. Инженеры-строители при проектировании зданий и сооружений обычно учитывают информацию об интенсивности, начиная с 7 баллов или выше. (В Японии пользуются 7-балльной шкалой сейсмической интенсивности.) Сейсмический эффект, наблюдаемый в том или ином пункте, зависит как от величины (магнитуды) землетрясения, так и от удаленности и глубины залегания сейсмического очага, спектральных характеристик сейсмических волн, а также от местной геологии в этом пункте.

**Магнитуда** – логарифм максимальной амплитуды, записанной определенным стандартным прибором на расстоянии в 62 мили (100 км) от эпицентра.

**Магнитуда землетрясения ( $M$ )** – относительная энергетическая характеристика землетрясения, определяемая как логарифм отношения максимальных амплитуд волн данного землетрясения к амплитудам таких же волн некоторого стандартного землетрясения. Характеристика землетрясений с разной магнитудой: 0 – наименьший толчок; 5 – землетрясение сопровождается небольшими разрушениями; 8,5–8,9 – самые сильные из зарегистрированных землетрясений. Магнитуда землетрясения – мера, характеризующая в относительных еди-

ницах величину землетрясения и энергетические параметры его очага. Различают три основных типа магнитуд:  $M_L$  – локальную (рихтеровскую) магнитуду,  $M_s$  – магнитуду, определенную по поверхностным сейсмическим волнам, и  $M_b$ , вычисленную по объемным волнам. Магнитуда землетрясения – мера величины землетрясения, определяемая как десятичный логарифм амплитуды наибольшего колебания грунта, записанного при прохождении сейсмической волны того или иного типа, с внесением стандартной поправки, учитывающей расстояние от эпицентра.

**Магнитуда землетрясения (2)** – количественная мера масштаба землетрясения, не зависящая от места наблюдения. Определяется как десятичный логарифм амплитуды максимального колебания грунта, записанного на сейсмограмме при прохождении сейсмической волны определенного типа с вводом стандартной поправки на расстояние до гипоцентра. Обычно применяемые в мировой практике шкалы магнитуд включают: шкалу магнитуд Рихтера или шкалу локальных магнитуд ( $M_L$ ), шкалу магнитуд поверхностных волн ( $M_s$ ) (в России ей соответствуют магнитуды  $M_{LN}$  или  $M_{LV}$ ), шкалу магнитуд объемных волн ( $m_b$ ) и шкалу моментных магнитуд ( $M_W$ ). Шкала моментных магнитуд позволяет избегать насыщения шкалы магнитуд, что происходит с другими шкалами магнитуд.

**Магнитуда землетрясения (3)** ( $M$ , от *лат.* *magnitudo* – величина) – условная логарифмическая величина, определенная по инструментальным наблюдениям сейсмическими станциями и характеризующая общую энергию упругих колебаний, вызванных землетрясениями или взрывами. Магнитуда позволяет сравнивать источники колебаний по их энергии. Максимальное значение – около 9. Имеется много различных шкал магнитуд, включая локальную магнитуду ( $M_L$ ), магнитуду, определенную по поверхностным ( $M_S$ ) и по объемным волнам ( $m_b$ ), по сейсмическому моменту ( $M_W$ ). Более современной энергетической оценкой землетрясений являются моментные магнитуды  $M_W$ , обусловленные сдвиговой подвижкой пород в сейсмическом очаге. Самые крупные землетрясения происходят на Земле, в среднем, один раз в год. Наибольшими из инструментально зарегистрированных землетрясений были Чилийское землетрясение 22 мая 1960 года с  $M_w = 9,5$  и относительно недавнее Индонезийское землетрясение 26 декабря 2004 года с аналогичной моментной магнитудой  $M_w$ . Первоначальная шкала магнитуд была предложена Чарльзом Рихтером в 1935 году.

**Макросейсмические признаки** – проявления землетрясений крупного масштаба, которые можно наблюдать без приборов.

**Мантия Земли** – наибольшая по объему часть земных недр, расположенная между корой и ядром на глубинах от 40 до 2900 км. Состоит из плотных силикатных пород и делится на ряд концентрических сферических слоев.

**Механизм землетрясения** – механический процесс, протекающий в очаге землетрясения. О нем судят по сейсмическим волнам, а при сильных землетрясениях – по разрывам и другим деформациям верхних слоев Земли. По сейсмическим данным вычисляют главные оси напряжений и положение поверхности разрыва в очаговой зоне.

**Микросейсмические признаки** – проявления землетрясения мелкого масштаба, наблюдаемые только с помощью приборов.

**Микросейсм** – слабые, почти непрерывные сейсмические волны, образующие сейсмический фон, или «шумы», Земли. Их можно обнаружить только с помощью сейсмографов. Часто вызываются морским прибоем, океанскими волнами, ветром, деятельностью людей.

**Наведенная сейсмичность** – активизация сейсмических явлений (землетрясений) после создания искусственных сооружений (наполнение водохранилищ, образование крупных полостей после откачек, проведения подземных ядерных взрывов и др.) вблизи сейсмоактивных областей.

**Остаточные явления при землетрясениях** – геологические явления, связанные с резкими внезапными толчками и колебаниями земной коры при землетрясениях. Это – деформации, разрушения, перемещения и сдвиги масс горных пород, приводящие к образованию трещин, разрывов, провалов, оползней, обвалов, изменениям рельефа и т. д., а также к изменению режима подземных и поверхностных вод; исчезновению или возникновению новых источников, изменению их дебита; изменению уровней подземных вод и др.

**Разлом активный** – разлом земной коры или всей литосферы, по которому в историческое время или в голоцене (последние 10 тыс. лет) происходили смещения или возникали очаги землетрясения.

**Разлом сейсмогенерирующий** – тектонический разлом, с которым связаны возможные очаги землетрясений.

**Разлом тектонический** – разрывы, трещины в земной коре, образовавшиеся при тектонических движениях и деформациях горных пород

**Риск сейсмический** – оценка вероятности превышения заданной интенсивности за определенный промежуток времени в рассматриваемом районе или вероятность полного ущерба, обусловленного повреждением объектов. Риск сейсмический – это вероятность того, что в конкретном месте и за отдельный период времени социальные и экономические последствия землетрясений в денежном выражении и людских потерях могут достичь определенных размеров или превысить их.

**Расчетная сейсмическая интенсивность для площадки** – величина сейсмического воздействия, выраженная в баллах макросейсмической шкалы на основании приближенных статистических оценок значений ускорений, скоростей, смещений, а также значения вероятности превышения (или не превышения) интенсивности в течение заданного интервала времени.

**Сброс** – смещение плит вдоль трещины с преобладающим движением вниз, при котором происходит соскальзывание, сбрасывание

**Сдвиг** – сброс с перемещением плит в горизонтальном направлении.

**Сейсмическая интенсивность (или сейсмический эффект)** – мера величины движений грунта при прохождении сейсмических волн, определяемая степенью разрушений строительных объектов, характером изменений земной поверхности и реакцией людей, испытавших землетрясение. Измеряется в баллах макросейсмической шкалы интенсивности, а также в ускорениях, скоростях смещений и других единицах, характеризующих сейсмические воздействия, и зависит не только от величины магнитуды, но и от расстояния до очага землетрясения, от грунтовых условий и других факторов.

**Сейсмическая уязвимость** – отношение ожидаемых затрат на восстановление объектов, которые могут быть подвержены разрушающему воздействию землетрясения заданной интенсивности, к их первоначальной стоимости. Измеряется в относительных единицах в пределах от 0 до 1.

**Сейсмические волны** – колебательные движения частиц горных пород, распространяющиеся от очага землетрясения, взрыва или обвала горных пород. Сейсмические волны, как упругие, представляют собой процесс передачи на расстояние деформаций, возникающих в упругих средах. Их подразделяют по

виду деформаций на продольные, поперечные и поверхностные, а по характеру распространения – на прямые, отраженные, преломленные и др.

**Сейсмическая волна** – упругая волна, распространяющаяся в Земле и создаваемая обычно очагом землетрясения или взрывом.

**Сейсмический момент** – характеристика энергетической мощности землетрясения. Оценивается для механизма очага. Сейсмический момент в очаге землетрясения – мера масштаба землетрясения, связанная с усилением сил, действующих по зоне сдвига. Рассчитывается по прочности породы (модуль сдвига, умноженный на площадь разрывов и на среднюю величину подвижки). Сейсмический момент рассчитывается по магнитуде поверхностной волны,  $M_S$ . Обозначается  $M_0$ .

**Сейсмическая опасность** – вероятность проявления сейсмических воздействий определенной силы на заданной площади в течение заданного интервала времени. Сейсмические воздействия выражаются в баллах шкалы сейсмической интенсивности, амплитудах колебаний грунта или иных характеристиках, используемых при проектировании зданий и сооружений.

**Сейсмический эффект** – результат землетрясений, проявляющийся в колебательных движениях, образовании разрывов поверхности Земли, изменении рельефа, повреждениях и разрушениях зданий, сооружений и образовании других остаточных явлений.

**Сейсмическое ускорение** – ускорение, которое приобретают частицы горных пород на поверхности под воздействием сейсмических волн. Используется для оценки силы землетрясений. Величину смещения поверхности Земли в единицу времени измеряют акселератором.

**Сейсмическая уязвимость** – определяется как отношение стоимости восстановления к общей стоимости соответствующего элемента риска. Под элементами риска понимаются находящиеся на рассматриваемой территории люди, инженерные сооружения гражданского и промышленного назначения, коммуникации жизнеобеспечения и другие составляющие инфраструктуры, а также экономическая и коммерческая деятельность. Уязвимость изменяется от 0 (отсутствие повреждений) до 1 (полное разрушение).

**Сейсмический риск** – вероятность социального и экономического ущерба, связанного с землетрясениями на заданной территории в течение определенного интервала времени. Сейсмический риск ( $R$ ), сейсмическая опасность ( $H$ ) и уязвимость ( $V$ ) связаны соотношением  $R = H \times V$ .

**Сейсмичность** (seismicity, от *греч.* seismós – колебание, землетрясение) – подверженность Земли или отдельных территорий землетрясениям. Сейсмичность характеризуется территориальным распределением очагов, интенсивностью и другими характеристиками землетрясений. Глобальная сейсмичность – распределение землетрясений по времени и в пространстве в пределах земного шара. Локальная сейсмичность – сейсмичность в пределах сейсмоактивной зоны на определенном участке. Региональная сейсмичность – сейсмическая обстановка обширной территории в пределах сейсмоактивного региона

**Сейсмичность (2)** – распределение в пространстве и во времени очагов землетрясений разных магнитуд, обусловленное тектоническими подвижками пород земной коры и верхней мантии Земли в результате их геодинамического деформирования. Основной характеристикой сейсмичности того или иного региона являются карты и каталог землетрясений, содержащий сведения о датах их возникновения, пространственных координатах очагов, магнитуде, макросейсмическом эффекте и другие важные данные. В строительном деле термин

«сейсмичность» употребляется в смысле сейсмического эффекта на земной поверхности.

**Сейсмограф** – прибор для записи движений земной поверхности, вызываемых сейсмическими волнами.

**Сейсмическая интенсивность** – показатель, характеризующий интенсивность проявления землетрясения на поверхности Земли. Сейсмическая интенсивность оценивается в баллах по шкале сейсмической интенсивности и/или в кинематических параметрах движения грунта (ускорениях, скоростях, смещениях).

**Сейсмическое районирование (СР)** – оценка потенциальной сейсмической опасности, т. е. максимально возможной интенсивности землетрясений в баллах сейсмической шкалы, которую необходимо учитывать при строительстве в сейсмических районах. СР отражается на специальных картах, отображающих различные проявления землетрясений: силу подземных толчков, эпицентры землетрясений, глубину очагов и др.

**Сейсмическое микрорайонирование (СМР)** – комплекс инженерно-геологических и сейсмометрических работ по прогнозированию влияния особенностей строения приповерхностной части разреза (строение и свойства, состояние пород, характер и особенности, рельеф и т. п.) на сейсмический эффект и параметры колебаний грунта на площадке.

**Сейсмичность площадки строительства** – интенсивность возможных сейсмических воздействий на площадке строительства с соответствующими категориями повторяемости за нормативный срок. Сейсмичность устанавливается в соответствии с картами сейсмического районирования и данными микросейсморайонирования площадки строительства.

**Сейсмология** (от греч. *seismós* – колебание, землетрясение и *lógos* – слово, учение) – раздел геофизики, изучающий землетрясения, их причины, природу и последствия. Основными носителями сейсмологической информации являются сейсмические волны, интерпретация сейсмограмм которых наряду с изучением проявлений сейсмичности позволяет исследовать глубинное строение, физические свойства и динамику недр Земли и других планет.

**Субдукция** – в тектонике литосферных плит – опускание горной породы с края одной тектонической плиты в полурасплавленную астеносферу внизу. Встречается в районах схождения плит. Это процесс погружения одного блока земной коры под другой (зона субдукции).

**Форшоки** – слабые сейсмические толчки, предшествующие сильному землетрясению.

**Шкала землетрясений** – шкала интенсивности землетрясений, применяемая для оценки силы землетрясения в баллах (см. Интенсивность землетрясений). Баллы определяются по различным признакам: по ощущению сотрясений людьми, движению предметов, степени разрушений и т. д., а также по максимальному ускорению, которое испытывают слои Земли от толчка. Для оценки интенсивности землетрясений по макросейсмическим эффектам в баллах используется шкала MSK-64, энергетическая оценка землетрясений современности проводится по магнитудной шкале Рихтера.

**Энергетический класс (К) землетрясения** – логарифм энергии (в джоулях), затраченной на возбуждение упругих колебаний. При максимальных зарегистрированных землетрясениях в очаге выделяется энергии 10<sup>18</sup> Дж (К = 18). Энергетический класс (К) землетрясения – логарифм энергии сейсмических волн на расстоянии 10 км от гипоцентра.

**Эпицентр землетрясения** – проекция гипоцентра землетрясения на поверхность Земли.

**Ядро Земли** – центральная часть Земли глубже 2900 км. Предполагается, что земное ядро состоит из железа и силикатов. Его внешняя часть находится в расплавленном состоянии, а внутренняя – в твердом.

## **Б. Термины сейсмостойкости и сейсмостойкого строительства**

**Антисейсмические мероприятия** – совокупность конструктивных и планировочных решений, основанных на выполнении указаний норм, обеспечивающая определенный, регламентированный нормами уровень сейсмостойкости сооружений.

**Антисейсмический пояс** – железобетонная горизонтальная обвязка в стенах в уровне перекрытий для создания горизонтального жесткого диска.

**Антисейсмический шов** – один из видов деформационных швов, зазор между отсеками зданий сложной или протяженной формы в плане. Устраивается для того, чтобы избежать столкновения смежных отсеков при сейсмических воздействиях (колебаниях).

**Безригельный каркас** – конструктивная схема здания, несущими конструкциями которой являются колонны и перекрытия. Опирается непосредственно на колонны, без ригелей.

**Блок здания** – часть здания, отделенная антисейсмическими швами.

**Гибкий этаж** – этаж здания, горизонтальная жесткость которого составляет менее 70 % от жесткости вышерасположенного этажа или менее 80 % средней жесткости трех вышерасположенных этажей.

**Главные направления конструктивной системы** (СН КР 20-02:2018) – горизонтальные ортогональные направления, совпадающие с направлениями главных центральных осей инерции конструктивной системы в плане.

**Диафрагма** – сплошная или решетчатая плоская вертикальная конструкция, имеющая горизонтальную жесткость значительно больше, чем остальные стоечные несущие элементы зданий и сооружений.

**Диафрагма жесткости вертикальная** (СН КР 20-02:2018) – стена или система вертикальных связей, длиной не менее высоты этажа, запроектированная по результатам расчетов и воспринимающая горизонтальные сейсмические нагрузки в системе здания и передающая их фундаментам.

**Диафрагма жесткости горизонтальная** (СН КР 20-02:2018) – горизонтальная конструкция (например, междуэтажное перекрытие), запроектированная по результатам расчетов и предназначенная для передачи горизонтальных нагрузок на вертикальные элементы, воспринимающие сейсмические нагрузки.

**Демпфирование колебаний** (от нем. dampfen – уменьшать, заглушать) – принудительное подавление колебаний (обычно вредных) либо уменьшение их амплитуды до допустимых пределов с помощью устройств или приспособлений, поглощающих энергию колебаний, – демпферов. Например, демпфирование механических колебаний осуществляется увеличением трения в системе.

**Железобетонный каркас с железобетонными диафрагмами, ядрами жесткости или стальными связями** (СН КР 20-02:2018) – конструктивная система, в которой восприятие вертикальных нагрузок обеспечивается в основном пространственным каркасом, а сопротивление – горизонтальным нагрузкам, обеспечиваемое железобетонными диафрагмами, ядрами жесткости или сталь-

ными связями, составляет более 35 и менее 65 % общего сопротивления горизонтальным нагрузкам всей конструктивной системы.

**Здание с монолитными стенами** – бескаркасное здание, несущими конструкциями которого являются монолитные железобетонные стены.

**Каркас с заполнением** – несущая система, состоящая из рам, между элементами которых устроена кладка из естественных или искусственных камней.

**Каркасно-каменные здания** – здания с монолитными железобетонными каркасами, при возведении которых используется специфическая технология: вначале возводится кладка, которая используется в качестве опалубки при бетонировании элементов каркаса.

**Каркасные здания** – здания с несущими рамами (каркасом), полностью воспринимающими вертикальные и горизонтальные нагрузки. Взаимодействующие элементы рам (колонны, столбы и ригели) сопротивляются осевым нагрузкам, перерезывающим силам и изгибающим моментам.

**Комплексная конструкция** – стеновая конструкция из кладки, выполненной с применением кирпича, бетонных блоков, пильного известняка или других естественных или искусственных камней и усиленная железобетонными включениями, которые не образуют рамы (каркас).

**Комплексные конструкции** – несущие конструкции из каменной кладки, усиленные железобетонными вертикальными и горизонтальными линейными элементами.

**Конструктивная система** – совокупность взаимосвязанных вертикальных и горизонтальных несущих конструкций здания, которые совместно обеспечивают его прочность, жесткость и устойчивость. КС различаются способами соединения элементов и характером восприятия вертикальных и горизонтальных нагрузок.

**Конструктивные системы каркасные** (СН КР 20-02:2018) – системы, основными несущими конструкциями которых являются колонны и ригели каркаса, на которые передается нагрузка от перекрытий. Прочность, устойчивость и пространственная жесткость каркасных зданий обеспечивается совместной работой перекрытий и основных несущих конструкций. В зависимости от сочетания основных несущих конструкций, используемых для обеспечения прочности, устойчивости и жесткости конструктивных систем, различают следующие каркасные конструктивные системы:

- *каркас рамный* – пространственная система колонн и ригелей со всеми или некоторыми жесткими узлами их соединений (способными воспринимать изгибающие моменты), воспринимающая всю совокупность вертикальных и горизонтальных нагрузок;
- *каркас рамно-связевой* – пространственная система в виде рамного каркаса и вертикальных диафрагм жесткости, в которой вертикальные нагрузки, главным образом, воспринимает и передает основанию рамный каркас, а горизонтальные нагрузки воспринимают совместно вертикальные диафрагмы жесткости и каркас;
- *каркас связевой* – пространственная система в виде каркаса с нежесткими или жесткими узлами соединений ригелей с колоннами и вертикальных диафрагм жесткости, в которой вертикальные нагрузки, главным образом, воспринимают и передают основанию колонны каркаса, а горизонтальные нагрузки – вертикальные диафрагмы жесткости;
- *каркас с ядрами жесткости* (каркасно-ствольная система) – связевая, рамно-связевая или каркасно-стеновая конструктивная система, в кото-

рой каркас выполняется в виде обстройки ствола или ядер жесткости (вертикальных пространственных элементов жесткости замкнутой формы в плане).

**Конструктивная система каркасно-стеновая** – пространственная конструктивная система в виде каркаса и несущих стен, в которой стены воспринимают и передают основанию не менее 60 % вертикальных нагрузок и не менее 80 % горизонтальных нагрузок.

**Конструктивные системы стеновые** (СН КР 20-02:2018) – Пространственные конструктивные системы из несущих стен, объединенных для совместной работы горизонтальными дисками перекрытий, воспринимающих всю совокупность вертикальных и горизонтальных нагрузок. В зависимости от схемы расположения несущих стен в плане здания и характера опирания на них перекрытий различают следующие стеновые конструктивные схемы:

- *перекрестно-стеновая* – пространственная конструктивная схема с поперечными и продольными несущими стенами, на которые перекрытия опираются по контуру или по трем сторонам;
- *поперечно-стеновая* – конструктивная схема, в которой вертикальные нагрузки от перекрытий и ненесущих стен передаются в основном на поперечные несущие стены, а плиты перекрытия работают преимущественно по балочной схеме; горизонтальные нагрузки, действующие в направлениях поперечных стен, воспринимаются этими стенами; горизонтальные нагрузки, действующие перпендикулярно поперечным стенам, воспринимаются продольными диафрагмами жесткости, которыми могут служить продольные стены лестничных клеток, а также участки продольных наружных и внутренних стен;
- *продольно-стеновая* – конструктивная схема, в которой вертикальные нагрузки от перекрытий и ненесущих стен передаются в основном на продольные несущие стены, а плиты перекрытия работают преимущественно по балочной схеме; горизонтальные нагрузки, действующие в направлениях продольных стен, воспринимаются этими стенами; горизонтальные нагрузки, действующие перпендикулярно продольным стенам, воспринимаются поперечными диафрагмами жесткости, которыми могут служить поперечные стены лестничных клеток, а также участки поперечных наружных и внутренних стен.

**Конструктивная система типа перевернутого маятника** (СН КР 20-02:2018) – система, в которой 50 % массы или более находится в верхней трети ее высоты, либо одномассовая система, в которой диссипация энергии происходит главным образом в ее нижней части.

**Конструктивная схема** – вариант конструктивной системы по признакам состава и размещения в пространстве основных несущих конструкций (продольному, поперечному, смешанному, каркасному).

**Конструкция (конструктивный элемент)** – физически различимая часть конструктивной системы, например, балка, колонна, стена.

**Конфигурация** – соотношение размеров и формы здания в плане и по высоте, а также проектное положение и тип конструктивных и неконструктивных элементов, оказывающих влияние на его работу при сейсмической нагрузке конфигурация здания или сооружения. Внешнее очертание, а также взаимное расположение несущих и ненесущих элементов в плане и по высоте здания или

сооружения, которые могут оказывать влияние на его работу при сейсмических воздействиях.

**Коэффициент ответственности** – коэффициент, учитывающий опасность последствий отказа сооружения при землетрясении.

**Коэффициент поведения** (СН КР 20-02:2018) – коэффициент редукции, используемый для уменьшения сил, определенных в результате линейного расчета, с целью учета нелинейной реакции сооружения, обусловленной нелинейной работой материала, конструктивной системы и особенностями принятой методики проектирования.

**Коэффициент сейсмичности** – оценка опасности землетрясений  $K_s = a/g$ , где  $a$  – сейсмическое ускорение, мм/с<sup>2</sup> (измеряемое специальными приборами);  $g$  – ускорение свободного падения.

**Крупнопанельное здание** – здание без каркаса, из сборных плоских вертикальных и горизонтальных железобетонных элементов, как правило, размером на комнату, соединенных между собой в единую пространственную конструкцию.

**Крупнопанельное здание** – бескаркасное здание из сборных плоских вертикальных и горизонтальных железобетонных элементов, как правило, размером на комнату, соединенных между собой в единую пространственную конструкцию.

**Крутильно-податливая конструктивная система** – система, не обладающая достаточной жесткостью на кручение. К крутильно-податливым конструктивным системам относятся системы, у которых первая форма колебаний является крутильной в плане.

**Линейно-спектральный метод (ЛСМ) расчета сейсмостойкости** – метод, в котором величины сейсмических нагрузок определяются по спектрам ответа в зависимости от частот и форм собственных колебаний конструкций.

**Логарифмический декремент колебаний** – логарифм натуральный отношения амплитуд собственных колебаний здания  $\delta = \ln U_k / U_{k-1}$ .

**Максимальное расчетное землетрясение (МРЗ)** – землетрясение, вероятность которого мала и которое может вызвать значительные повреждения и/или частичную потерю функции конструкции, но не должно привести к ее обрушению или создать серьезную угрозу для здоровья, безопасности или окружающей среды.

**Малоответственные здания и сооружения** – склады, крановые и ремонтные эстакады, предприятия торговли и бытового обслуживания со сроком службы не более 20 лет, небольшие мастерские, временные здания и сооружения, торговые павильоны и другие здания и сооружения, разрушение которых не связано с гибелью людей, утратой материальных и культурных ценностей и не вызывает прекращения непрерывных технологических процессов или загрязнения окружающей среды.

**Монолитно-каменные здания** – здания с трехслойными или многослойными стенами, в которых бетонирование основного несущего слоя из монолитного железобетона производится с использованием двух наружных слоев кладки с применением естественных или искусственных камней, использующихся в качестве несъемной опалубки. В необходимых случаях устраиваются дополнительные термоизолирующие слои.

**Монолитно-каменные здания** – здания с трехслойными или многослойными стенами, в которых бетонирование основного несущего слоя из монолитного железобетона производится с использованием двух наружных слоев клад-

ки с применением естественных или искусственных камней, используемых в качестве несъемной опалубки.

**Осциллятор** – одномассовая линейно-упругая динамическая система, состоящая из массы, пружины и демпфера.

**Паспорт динамический площадки строительства, здания, сооружения** – документ, удостоверяющий ответ (отклик) объекта на механическое воздействие в момент наблюдения.

**Период колебаний** – время, за которое колеблющееся тело совершит одно полное колебание (вперед и назад, дважды проходя через положение равновесия). Единица периода – 1 секунда (1 с).

**Пояс антисейсмический** – железобетонная обвязка по каменным стенам, объединяющая их в пространственную конструкцию, способствующую совместной работе стен и перекрытий при сейсмическом воздействии.

**Прямой динамический метод (ПДМ) расчета сейсмостойкости** – метод численного интегрирования уравнений движения, применяемый для анализа вынужденных колебаний конструкций при сейсмическом воздействии, заданном акселерограммами землетрясений.

**Рамно-связевая система** – система, состоящая из рам (каркаса) и вертикальных диафрагм, стен или ядер жесткости и воспринимающая горизонтальные и вертикальные нагрузки. При этом горизонтальная и вертикальная нагрузки распределяются между рамами (каркасами) и вертикальными диафрагмами (и другими элементами) в зависимости от соотношения жесткостей этих элементов.

**Расчетное землетрясение** – землетрясение, на действие которого проектируются сечения и элементы здания и сооружения. Интенсивность расчетного землетрясения принимается с учетом положений настоящего свода правил по картам общего сейсмического районирования ОСР-2015, в необходимых случаях – с учетом сейсмического микрорайонирования. Расчет на действие расчетного землетрясения выполняется с использованием линейно-спектрального метода, с допущением повреждений ненесущих конструкций и повреждением несущих конструкций, не приводящим к их разрушению и обрушению сооружения или его частей, допускающим ремонт и восстановление сооружения (СП 14.13330.2018).

**Расчетные сейсмические воздействия** – кинематические параметры движения грунта, определяющие возможную интенсивность нагрузочного эффекта от расчетного землетрясения на конкретной площадке строительства и конкретного объекта капитального строительства, применяемые в расчетах сейсмостойкости сооружений (ускорения, скорости, смещения) в уровне основания, а также зависимости изменения таких параметров во времени (акселерограммы, велосигramмы, сейсмограммы и их основные параметры – амплитуда, длительность, спектральный состав). Могут быть выражены как в соответствующих единицах СИ, так и в баллах шкалы MSK-64 с точностью дискретизации 0,1 балла (СП 14.13330.2018).

**Резонанс** – резкое увеличение амплитуды вынужденных колебаний при стремлении частоты вынуждающей силы к собственной частоте тела (системы). Все колебания, которые при этом происходят, называют резонансными.

**Самонесущие стены** – стены, на которые не передается нагрузка от перекрытия.

**Связевая система** – система, состоящая из рам (каркаса), вертикальных диафрагм, стен и/или ядер жесткости. При этом расчетная горизонтальная

нагрузка полностью воспринимается диафрагмами, стенами и/или ядрами жесткости.

**Связевые элементы** – строительные конструкции, которые предназначены для повышения жесткости зданий и сооружений или их частей.

**Сейсмическая (инерционная) сила, сейсмическая нагрузка** – сила (нагрузка), возникающая в системе «сооружение – основание» при колебаниях основания сооружения во время землетрясения (СП 14.13330.2018).

**Сейсмическая изоляция** – изменение сейсмической реакции здания или сооружения от сейсмических колебаний грунта, достигаемое за счет снижения их взаимодействия и повышения затухания колебаний изолированного сооружения (СП 14.13330.2018).

**Сейсмический риск** – вероятность социально-экономического ущерба от возможных землетрясений в соответствии с сейсмической опасностью территорий и уязвимостью зданий и сооружений.

**Сейсмичность площадки строительства расчетная** – сейсмичность площадки строительства в баллах, принятая при проектировании зданий и сооружений.

**Сейсмичность площадки строительства** – сейсмическая опасность площадки строительства, выраженная в целочисленных баллах по шкале сейсмической интенсивности, прогнозируемая с заданной вероятностью превышения с учетом влияния местных сеймотектонических, инженерно-геологических условий и топографических эффектов на параметры сейсмических воздействий (СП 14.13330.2018).

**Сейсмичность района строительства** – сейсмическая опасность района строительства, выраженная в целочисленных баллах по шкале интенсивности, прогнозируемая с заданной вероятностью превышения для участков со скальными грунтовыми условиями.

**Сейсмобезопасность** – отсутствие прямых или косвенных недопустимых негативных воздействий (со стороны зданий, сооружений или их оборудования) на людей, оборудование или другие здания, сооружения и объекты в связи с землетрясением

**Сейсмобезопасность зданий и сооружений** – способность зданий и сооружений переносить сейсмические воздействия без повреждений и разрушений, представляющих прямую угрозу для безопасности людей. К сейсмобезопасным зданиям могут не предъявляться требования по ремонтпригодности, возможности дальнейшей эксплуатации, обеспечению и т. п.

**Сейсмоизоляция** – снижение сейсмических нагрузок на сооружение за счет использования специальных конструктивных сохранныости оборудования элементов.

**Сейсмостойкое строительство** – строительство, осуществляемое в соответствии с официально принятыми картами сейсмического районирования и утвержденными нормами и правилами, которые содержат спецификацию строительных материалов, методов строительства и рекомендации по техническому проектированию в целях сейсмической безопасности.

**Сейсмостойкость** (СН КР 20-02:2018) – способность зданий и сооружений переносить сейсмические воздействия, сохраняя свои эксплуатационные качества в пределах, предусмотренных положениями действующих норм.

**Сейсмостойкость сооружения** (СП 14.13330.2018) – способность сооружения сохранять после расчетного землетрясения функции, предусмотренные проектом, например:

- отсутствие глобальных обрушений или разрушений сооружения, или его частей, способных обусловить гибель и травматизм людей;
- эксплуатацию сооружения после восстановления или ремонта;
- пожарную безопасность здания;
- отсутствие обрушения сооружения в случае повторных толчков с интенсивностью на один балл меньше расчетного землетрясения до восстановления или ремонта.

Сейсмостойкость обеспечивается как выбором благоприятной в сейсмическом отношении площадки строительства, так и специальными конструктивными мероприятиями. Большое значение для повышения сейсмостойкости сооружений имеет высокое качество строительных материалов и работ

**Собственные колебания (свободные колебания)** – колебания, которые совершаются за счет энергии, сообщенной системе в начале колебательного движения (например, в механической системе через начальное смещение тела или придание ему начальной скорости – сейсмические волны). Амплитуда собственных колебаний в отличие от вынужденных колебаний определяется только этой энергией, а их частота – свойствами самой системы. Вследствие рассеивания энергии собственные колебания всегда являются затухающими колебаниями.

**Собственные (свободные) колебания (2)** – колебания, которые происходят в системе в отсутствие переменных внешних воздействий и возникают вследствие начального отклонения одного из параметров системы от состояния равновесия. В реальных макроскопических системах из-за потери энергии свободные колебания всегда затухают.

**Спектр реакции** – максимальная реакция системы с одной степенью свободы на конкретный ввод данных проявления землетрясения во времени как функции периода собственных колебаний и коэффициента затухания системы с одной степенью свободы. Периоды собственных колебаний в данном случае обычно находятся в диапазоне от 0,01 до 10,0 с. Диапазон коэффициентов затухания обычно составляет от 1 до 5 %.

**Специальные системы сейсмозащиты** – системы, позволяющие снизить сейсмические нагрузки на здания (включающиеся и выключающиеся связи, динамические гасители колебаний, энергопоглотители, системы сейсмоизоляции).

**Стыковые соединения** (СН КР 20-02:2018):

а) обеспечивающие раздельную работу ненесущих и несущих конструкций (соединения, не препятствующие в заданных нормах пределах взаимным смещениям ненесущих и несущих конструкций при сейсмических воздействиях);

б) стыковые соединения, не обеспечивающие раздельную работу ненесущих и несущих конструкций: Соединения, препятствующие взаимным смещениям ненесущих и несущих конструкций при сейсмических воздействиях.

**Усиление** – проведение мероприятий, в результате которых повышается первоначальная несущая способность конструкций.

**Форма колебаний системы** – конфигурация совокупности характерных точек системы, совершающей периодические колебания, в момент времени, когда не все отклонения этих точек от их средних положений равны нулю.

**Форма собственных колебаний** – форма свободных колебаний системы, совершающихся по гармоническому закону с одной и той же частотой.

**Этажность зданий** (СН КР 20-02:2018) – количество надземных этажей в зданиях. При определении этажности зданий, проектируемых для строительства в сейсмических районах, мансардные, верхние технические, цокольные

и подвальные этажи, если их конструктивно-планировочные решения соответствуют нижеприведенным определениям, не учитываются. Если отдельные части здания, не разделенные антисейсмическим швом, имеют разное количество надземных этажей, то этажность здания определяется по количеству этажей в его наиболее высокой части.

**Этаж мансардный** – верхний этаж в чердачном пространстве, фасад которого полностью или частично образован поверхностью (поверхностями) наклонной или ломанной крыши, при этом линия пересечения плоскости крыши и фасада должна быть на высоте не более 1,5 м от уровня пола мансардного этажа.

**Этаж подвальный** – этаж с отметкой поверхности пола ниже планировочной отметки земли на половину и более высоты помещений.

**Этаж технический** – этаж для размещения инженерного оборудования и прокладки коммуникаций; может быть расположен в нижней, верхней или в средней части здания.

**Этаж цокольный** – этаж с отметкой поверхности пола ниже планировочной отметки земли менее чем на половину высоты помещений, а верхняя часть перекрытия помещения располагается выше планировочной отметки земли не более чем на 200 см.

**Этажерка** – многоярусное каркасное сооружение (без стен и вертикальных диафрагм жесткости), свободно стоящее в здании или вне его и предназначенное для размещения и обслуживания технологического и прочего оборудования.

**Эффект воздействия** (СН КР 20-02:2018) – реакция элементов строения (в виде внутренних сил, моментов, напряжений, деформаций) или всего строения на заданное воздействие.

**Эффекты второго рода** (Р-Δ эффекты) – неблагоприятные эффекты, вызванные чрезмерными перемещениями конструктивной системы при сейсмических воздействиях (например, дополнительные усилия в колоннах).

**Ядро жесткости** – пространственная вертикальная конструкция, имеющая горизонтальную жесткость значительно больше, чем остальные вертикальные несущие элементы.

**Ядро жесткости** (СН КР 20-02:2018) – пространственная вертикальная конструкция замкнутой формы в плане, запроектированная по результатам расчетов и воспринимающая горизонтальные сейсмические нагрузки (основную часть) в системе здания и передающая их фундаментам.

### ШКАЛЫ СЕЙСМИЧЕСКОЙ ИНТЕНСИВНОСТИ

#### Краткое содержание Шкалы сейсмической интенсивности MSK-64

Авторы: С.В. Медведев (СССР), Г. Шпонхойер (ГДР), В. Карник (Чехословакия)

#### Классификация сооружений и повреждений

##### Типы сооружений и зданий без антисейсмических усиления:

- **Тип А** – здания из кирпича-сырца, сельские постройки;
- **Тип Б** – кирпичные, мелкоблочные, крупноблочные здания;
- **Тип В** – каркасные железобетонные, панельные, рубленые избы.

##### Классификация повреждений:

- **1 степень** – легкие: трещины в штукатурке;
- **2 степень** – умеренные: небольшие трещины в стенах, дымовых трубах;
- **3 степень** – тяжелые: глубокие трещины в стенах, падение дымовых труб;
- **4 степень** – разрушения: сквозные трещины, обрушение частей зданий, внутренних стен;
- **5 степень** – обвалы: полное разрушение зданий.

##### Описание сейсмического эффекта:

**1 балл** – Неощутимое. Регистрируется приборами.

**2 балла** – Едва ощутимое. Колебания ощущаются лишь отдельными людьми на верхних этажах зданий.

**3 балла** – Слабое землетрясение. Ощущается некоторыми людьми, легкое раскачивание висящих предметов.

**4 балла** – Заметное сотрясение. Ощущается внутри зданий, раскачивание висящих предметов.

**5 баллов** – Пробуждение. Ощущается внутри зданий, на открытых участках, наблюдается раскачивание висящих предметов, возможны повреждения 1-й степени в зданиях типа А.

**6 баллов** – Испуг. Падает мебель, люди пугаются и выбегают на улицу, возможны повреждения 1-й степени в отдельных зданиях типа Б и во многих зданиях типа А, отдельные случаи оползней.

**7 баллов** – Повреждение зданий. Испуг и паника. Многие люди с трудом удерживаются на ногах, во многих зданиях типа В повреждения 1-й степени; во многих зданиях типа Б повреждения 2-й степени; во многих зданиях типа А повреждения 3-й степени, оползни и трещины на дорогах.

**8 баллов** – Сильное повреждение зданий. Во многих зданиях типа В повреждения 2-й степени; во многих зданиях типа Б повреждения 3-й степени; во многих зданиях типа А повреждения 4-й степени, случаи разрыва стыков трубопроводов, оползни и трещины на дорогах.

**9 баллов** – Всеобщее повреждение зданий. Во многих зданиях типа В повреждения 3-й степени; во многих зданиях типа А повреждения 5-й степени, случаи разрывы подземных частей трубопроводов, искривление ж/д рельсов.

**10 баллов** – Всеобщее разрушение зданий. Во многих зданиях типа В – повреждения 4-й степени; в отдельных – 5-й степени. Здания типа Б – повреждения 5-й степени, большинство зданий типа А – повреждения 5-й степени. Опасные повреждения плотин, дамб, разрывы и искривления подземных трубопроводов. Появляются трещины в грунтах от 0,2 до 1,0 м. Возможны большие оползни на берегах рек.

**11 баллов** – Катастрофа. Разрушение зданий хорошей полстройки, мостов, плотин, ж/д путей, шоссейные дороги приходят в негодность. Горные обвалы.

**12 баллов** – Изменение рельефа. Сильные повреждения, разрушения всех типов наземных и подземных сооружений. радикальные изменения земной поверхности

### **КРАТКОЕ СОДЕРЖАНИЕ СОВРЕМЕННОЙ ЕВРОПЕЙСКОЙ МАКРОСЕЙСМИЧЕСКОЙ ШКАЛЫ EMS-98**

Ред. G. Grunthal, Potsdam: <http://www.gfz-potsdam.de/pb5/pb53/projekt/ems/index.html>

<b>Интенсивность, баллы</b>	<b>Определения</b>	<b>Описание типичных наблюдаемых эффектов (сокращенно)</b>
1	Неощутимое	Не ощущается
2	Едва ощутимое	Ощущается только некоторыми людьми, находящимися в покое в помещении
3	Слабое	Ощущается в помещениях некоторыми людьми. Находящиеся в покое в помещении люди ощущают раскачивание или легкое дрожание
4	Широко наблюдаемое	Ощущается многими людьми в помещениях, вне помещений только немногими. Некоторые люди пробуждаются. Окна и двери скрипят, дребезжит посуда
5	Сильное	Ощущается большинством людей в помещениях, вне помещений только немногими. Многие спящие люди пробуждаются. Некоторые испуганы. Все строения дрожат. Висящие предметы сильно качаются. Мелкие предметы сдвигаются. Окна и двери качаются, раскрываются или закрываются
6	С легкими повреждениями	Многие люди испуганы и выбегают из помещений. Некоторые предметы падают. Многие дома слегка страдают от неструктурных повреждений вроде волосяных трещин или падения кусков штукатурки
7	С повреждениями	Большинство людей испуганы и выбегают из помещений. Мебель сдвигается и предметы падают с полок в большом количестве. Многие хорошо построенные обычные дома страдают от умеренных повреждений: мелкие трещины в стенах, выпадение штукатурки, часть дымовых труб падает, старые здания могут обнаруживать большие трещины в стенах и выпадение заполнителей из стен

## Окончание таблицы

8	С сильными повреждениями	Многие люди с трудом удерживаются на ногах. Многие дома имеют крупные трещины в стенах. Некоторые хорошо построенные обычные дома показывают очень сильные повреждения стен, в то время как старые слабые постройки могут обрушиться
9	Разрушительное	Общая паника. Многие слабые конструкции обрушиваются. Даже хорошо построенные обычные дома показывают очень сильно повреждаются: выпадение стен или частичные конструктивные разрушения
10	Очень разрушительное	Многие обычные хорошо построенные дома обрушаются
11	Опустошительное	Большинство обычных хорошо построенных домов, даже некоторые с хорошим антисейсмическим проектом, разрушаются
12	Полностью опустошительное	Почти все здания полностью разрушаются

## СООТНОШЕНИЕ МАГНИТУДЫ ЗЕМЛЕТРЯСЕНИЙ И ИХ СЕЙСМИЧЕСКОЙ ИНТЕНСИВНОСТИ

Условное наименование величины событий	Ориентировочное соотношение величин $M$ и $I$ для неглубоких очагов землетрясений	
	Интервал магнитуд $M$ , по Рихтеру, единицы В ОЧАГЕ	Интенсивность $I$ , по шкале MSK-64, баллы НА ПОВЕРХНОСТИ
Слабые	2.8–4.3	3–6
Умеренные	4.3–4.8	6–7
Сильные	4.8–6.2	7–8
Очень сильные	6.2–7.3	9–10
Катастрофические	7.3–9.0	11–12

## ЗАТУХАНИЕ СЕЙСМИЧЕСКОГО ЭФФЕКТА С УДАЛЕНИЕМ ОТ ЭПИЦЕНТРА

Магнитуда землетрясения характеризует энергию сейсмических волн, излучаемых его очагом, а интенсивность сейсмических сотрясений на земной поверхности зависит как от величины эпицентрального расстояния, так и от глубины залегания очага. Приведенные кривые затухания характеризуют спадание интенсивности сейсмических сотрясений с удалением от эпицентра землетрясений разных магнитуд с «нормальной» глубиной очагов, верхняя кромка которых расположена достаточно близко к земной поверхности. Чем очаг глубже, тем слабее сейсмический эффект в эпицентре и тем медленнее затухает он с расстоянием.

Этот эффект можно уподобить интенсивности освещенности поверхности обычным фонариком. Чем ближе он к ней, тем ярче освещенность на кратчайшем расстоянии от него, но тем быстрее она убывает с удалением от фонарика. При удалении же самого фонарика от освещаемой поверхности освещенность в центре становится тусклее, но зато этот «менее опасный полумрак» охватывает достаточно большую площадь.

## Шкала соотношения интенсивности землетрясения в баллах и пиковых ускорениях в скальных грунтах (СН КР 20:02-2018)

Интенсивность <i>I</i> , балл	PGA для горизонтальной составляющей, см/с <sup>2</sup>	PGA для вертикальной составляющей, g
7	< 196,2	< 0,2
8	196,2 ÷ 392,4	0,2 ÷ 0,4
9	≥ 392,4	≥ 0,4
<p><i>Примечания.</i></p> <p>1. Интенсивность более 9 баллов – зоны возможных очагов землетрясений с локальной магнитудой равной 7,6 и более.</p> <p>2. Настоящая шкала соотношения интенсивности землетрясения в баллах и пиковых ускорениях в скальных грунтах составлена на основании характеристик колебаний при землетрясениях различной силы на территории Кыргызстана, указанной в "Карте интенсивности сотрясений земной поверхности в баллах при вероятных максимальных землетрясениях на территории Кыргызстана", утвержденной институтом Сейсмологии НАН КР от 29 ноября 2018 года № 5.</p>		

# Приложение 5

**ОСНОВНЫЕ ПАРАМЕТРЫ СЕЙСМИЧЕСКОЙ ОПАСНОСТИ И ХАРАКТЕРИСТИКА РАЗРУШИТЕЛЬНЫХ ПОСЛЕДСТВИЙ БЛИЗКИХ ЗЕМЛЕТРЯСЕНИЙ**  
(составил В.И. Уломов по литературным и собственным данным)

ОСНОВНЫЕ ПАРАМЕТРЫ ОПАСНОСТИ ЗЕМЛЕТРЯСЕНИЙ						ХАРАКТЕРИСТИКА СЕЙСМИЧЕСКИХ ПРОЦЕССОВ И ИХ РАЗРУШИТЕЛЬНЫХ ПОСЛЕДСТВИЙ
Типы процессов по степени опасности	Категория опасности - легенда и интенсивность сотрясений I, баллы	Ускорение колебаний грунта, см/с <sup>2</sup>	Скорость колебаний грунта, см/с	Амплитуда колебаний грунта, см	Остаточные деформации на земной поверхности, см	
Чрезвычайно опасные	более 9	более 900	Более 180	более 80	более 150	Массовые разрывы земной поверхности, обвалы, оползни. Разжижение грунта, изменение рельефа. Разрушение большинства сооружений и коммуникаций. Число жертв может превысить 1000 человек
Весьма опасные	9	400 - 900	55 - 180	20 - 80	50 - 150	Всеобщая паника. Массовые разрушения некачественных зданий. Очень сильные повреждения даже в хорошо построенных домах. Нарушения рельефа. Число жертв может превысить 100 человек
Опасные	8	180 - 400	18 - 55	5 - 20	5 - 50	Многие люди с трудом удерживаются на ногах. Мелкие трещины в грунте, небольшие оползни. Крупные трещины в стенах домов. Разрушение слабых построек. Число жертв может превысить 10 человек
Умеренно опасные	7	80 - 180	5.5 - 18	1,25 - 5	0.5 - 5	Большинство людей испуганы и выбегают из помещений. Падение отдельных предметов быта, дымовых труб. Выпадение штукатурки и заполнителей из стен. Возможны жертвы от сердечного приступа
Малоопасные	6	35 - 80	1.8 - 5.5	5 - 10	0.05 - 0.5	Многие люди испуганы и выбегают из помещений. Волосные трещины в стенах домов, падение кусков штукатурки. Возможны единичные жертвы от сердечных приступов
Незначительно опасные	5 и менее	16 - 35 и менее	0.55 - 1.8 и менее	0.08 - 0.32 и менее	0 - 0.05	Ощущаются большинством людей в помещениях, вне помещений только немногими. Некоторые люди испуганы. Все строения дрожат, висячие предметы качаются. Окна и двери открываются или закрываются

## Приложение 6

### Период собственных колебаний зданий по горизонтальным осям, с

Число этажей	Период собственных колебаний, с		
	крупнопанельные здания	крупноблочные и кирпичные здания	каркасные здания
5	0,18–0,27	0,22–0,35	0,26–0,42
9	0,28–0,44	0,31–0,50	0,46–0,71
12	0,36–0,57	0,39–0,61	0,61–0,93
14	0,41–0,65	0,42–0,69	0,71–1,07

Окончание таблицы

16	0,46–0,74	0,47–0,77	0,81–1,22
18	0,51–0,83	0,53–0,85	0,91–1,37
20	0,56–0,91	0,56–0,93	1,01–1,51
22	0,61–0,95	0,60–1,01	1,11–1,656
24	0,66–1,09	0,64–1,09	1,21–1,81
26	0,71–1,17	0,69–1,17	1,31–1,95
28	0,76–1,26	0,73–1,25	1,41–2,10
30	0,81–1,34	0,78–1,33	1,51–2,24

*Примечание.* Для зданий, находящихся в аварийном состоянии (см. ГОСТ 31937). диапазон ( $T_1$ ,  $T_2$ ) расширяется в сторону увеличения значения  $\Gamma_2$

### **Карты общего сейсмического районирования территории Кыргызской Республики (СН КР 20-02:2018)**

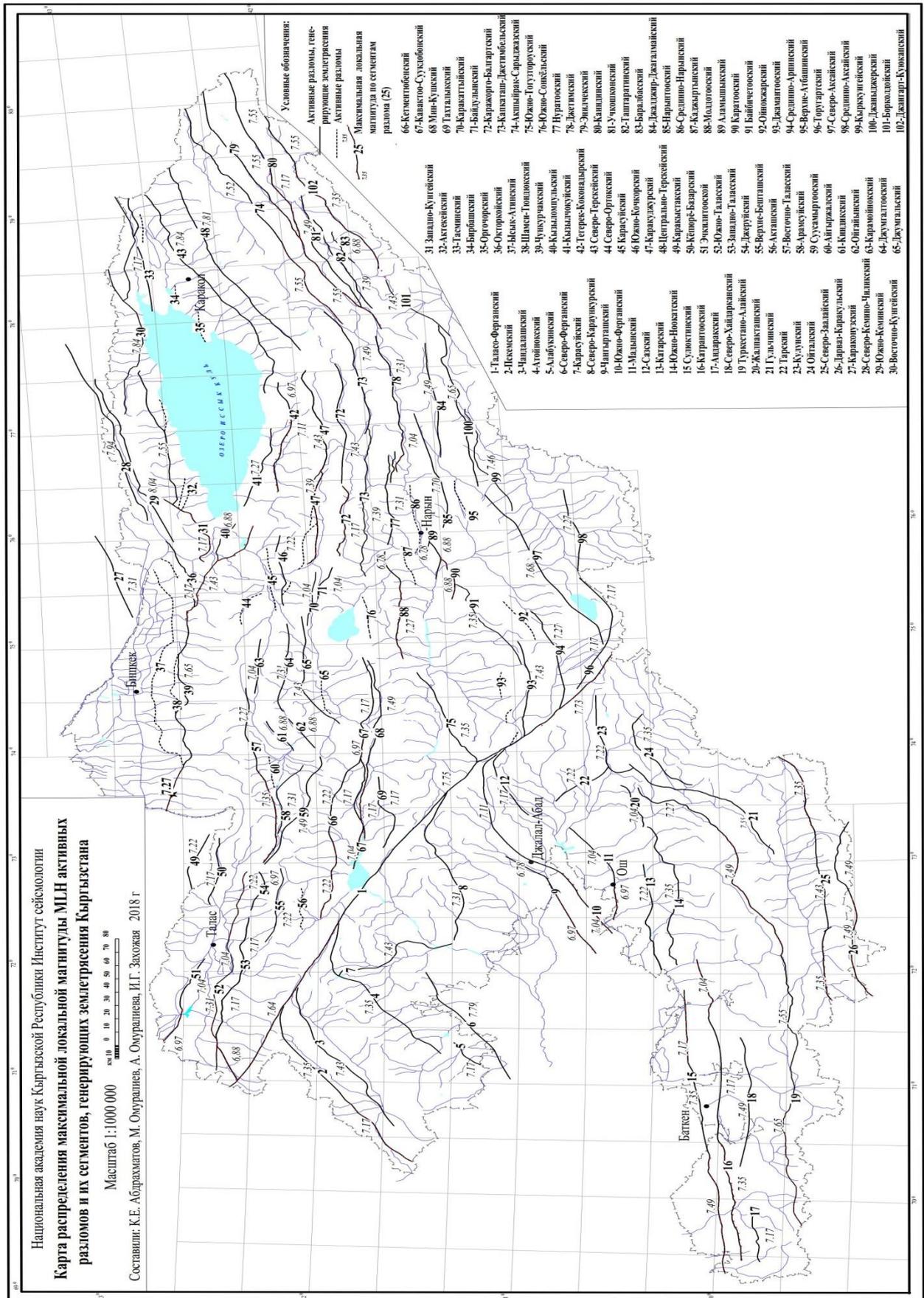
В приложении представлены:

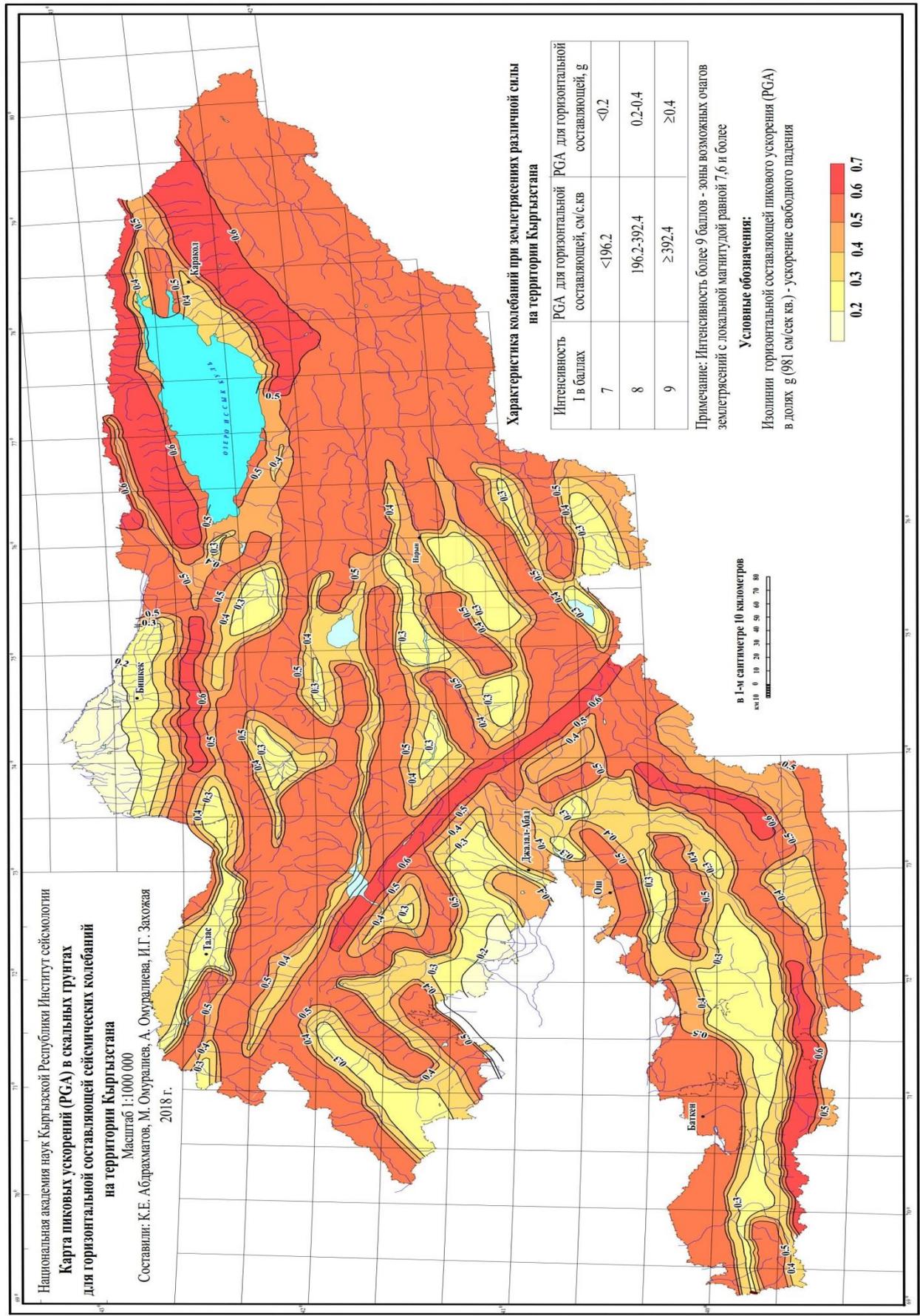
- карта распределения максимальной локальной магнитуды  $M_{LN}$  активных разломов и их сегментов, генерирующих землетрясения на территории Кыргызстана;
- карта пиковых ускорений (PGA) в скальных грунтах для горизонтальной составляющей сейсмических колебаний на территории Кыргызстана;
- карта интенсивности сотрясений земной поверхности в баллах при вероятных максимальных землетрясениях на территории Кыргызстана.

На карте распределения максимальной локальной магнитуды  $M_{LN}$  представлены зоны возможных очагов землетрясений по линиям разломов с указанием величин максимальной локальной магнитуды  $M_{LN}$  ожидаемых землетрясений.

На карте пиковых ускорений (PGA) в скальных грунтах для горизонтальной составляющей сейсмических колебаний на территории Кыргызстана, потенциальная сейсмическая опасность территории характеризуется изолиниями с амплитудами горизонтальных пиковых ускорений: < 0,2 g; 0,2 g; 0,3 g; 0,4 g; 0,5 g; 0,6 g и 0,7 g. Показатели сейсмической опасности в пиковых ускорениях относятся к скальным и скально-подобным геологическим формациям (тип грунтовых условий IA по таблице 6.1 СН КР 20-02:2018).

На карте интенсивности сотрясений земной поверхности в баллах при вероятных максимальных землетрясениях на территории Кыргызстана выделены зоны, в пределах каждой из которых потенциальная сейсмическая опасность условно принята постоянной и характеризуется целочисленными баллами – 7, 8, 9 и более 9 баллов.





Национальная академия наук Кыргызской Республики Институт сейсмологии  
**Карта пиковых ускорений (PGA) в скальных грунтах**  
**для горизонтальной составляющей сейсмических колебаний**  
**на территории Кыргызстана**  
 Масштаб 1:1000 000  
 Составили: К.Е. Абрахматов, М. Омуралиев, А. Омуралиева, И.Г. Закожая  
 2018 г.

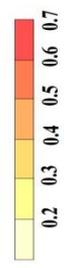
**Характеристика колебаний при землетрясениях различной силы на территории Кыргызстана**

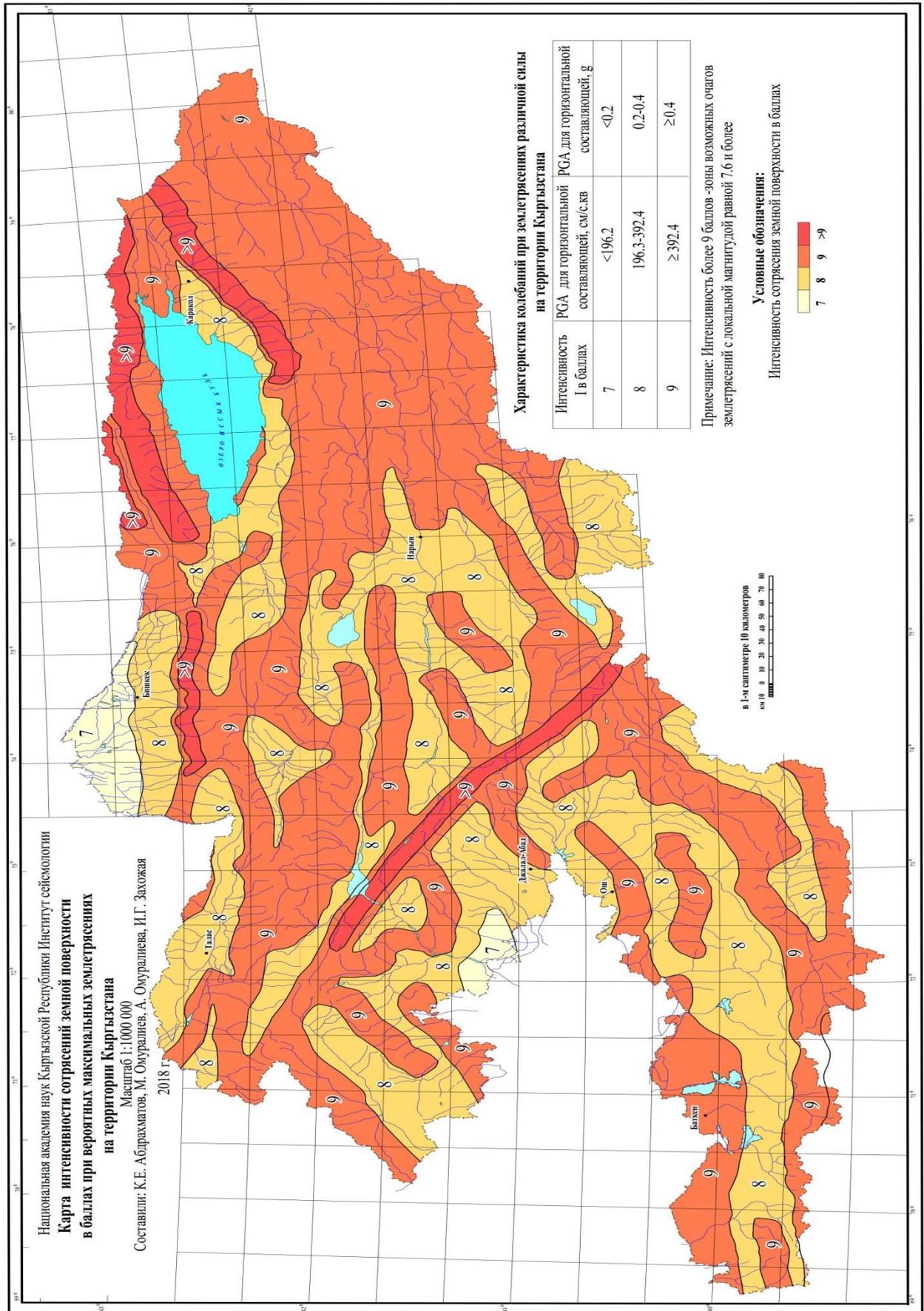
Интенсивность I в баллах	PGA для горизонтальной составляющей, см/с.кв	PGA для горизонтальной составляющей, g
7	<196.2	<0.2
8	196.2-392.4	0.2-0.4
9	≥392.4	≥0.4

Примечание: Интенсивность более 9 баллов - зоны возможных очагов землетрясений с локальной магнитудой равной 7,6 и более

**Условные обозначения:**

Изолинии горизонтальной составляющей пикового ускорения (PGA) в долях g (981 см/сек кв.) - ускорение свободного падения





## Приложение 8

Список населенных пунктов Кыргызской Республики с указанием показателей сейсмической опасности: интенсивность сотрясения (IPE) в баллах, пиковое ускорение (PGA1) в грунтах для горизонтальной составляющей сейсмического колебания в долях  $g = 981 \text{ см/сек}^2$ , которые относятся к «скальным» типам грунтовых условий по сейсмическим свойствам.

В настоящем приложении приведены данные только для Таласской и Чуйской областей. Полный список можно найти в СН 20-02:2018

Таблица Г.1 – Таласская и Чуйская области

№	Населенный пункт	Район	Айылыный кенеш	IPE	PGA1, agR		Значения расчетных ускорений ag (в долях g) на площадках строительства с типами грунтовых условий			
					IA	IB	II	III		
<b>Таласская область</b>										
1486	Ак-Башат	Кара-Бууринский	Бакайырский	8	0.29	0.29	0.322	0.370	0.473	
1487	Ак-Дебе	Бакай-Атинский	Ак-Дебенский	9	0.4	0.40	0.400	0.440	0.520	
1488	Ак-Джар	Таласский	Долонский	8	0.29	0.29	0.322	0.370	0.473	
1489	Ак-Джар	Кара-Бууринский	Аманбаевский	8	0.3	0.30	0.330	0.375	0.480	
1490	Ак-Коргон	Таласский	Осмонкуловский	9	0.4	0.40	0.400	0.440	0.520	
1491	Ак-Таш	Манасский	Уч-Коргонский	8	0.29	0.29	0.322	0.370	0.473	
1492	Аманбаево	Кара-Бууринский	Аманбаевский	8	0.3	0.30	0.330	0.375	0.480	
1493	Арал	Манасский	Каиндинский	8	0.29	0.29	0.322	0.370	0.473	
1494	Арал	Таласский	Аралский	8	0.29	0.29	0.322	0.370	0.473	
1495	Арашан	Таласский	Бердике баатыра	8	0.29	0.29	0.322	0.370	0.473	
1496	Арчагул	Кара-Бууринский	Шекерский	8	0.29	0.29	0.322	0.370	0.473	
1497	Атая Огонбаева	Таласский	Калбинский	8	0.29	0.29	0.322	0.370	0.473	
1498	Бакай-Ата	Бакай-Атинский	Ленинпольский	9	0.4	0.40	0.400	0.440	0.520	
1499	Бакыян	Кара-Бууринский	Бакыянский	9	0.4	0.40	0.400	0.440	0.520	
1500	Баласары	Манасский	Покровский	8	0.29	0.29	0.322	0.370	0.473	
1501	Балбал	Таласский	Калбинский	9	0.39	0.39	0.394	0.429	0.519	
1502	Бейшеке	Кара-Бууринский	Бейшекенский	9	0.39	0.39	0.394	0.429	0.519	
1503	Боо-Терек	Бакай-Атинский	Боо-Терекский	9	0.4	0.40	0.400	0.440	0.520	
1504	Джайылган	Манасский	Покровский	8	0.3	0.30	0.330	0.375	0.480	
1505	Джийде	Манасский	Уч-Коргонский	8	0.29	0.29	0.322	0.370	0.473	
1506	Джийде	Кара-Бууринский	Ак-Чийский	9	0.39	0.39	0.394	0.429	0.519	
1507	Джон-Арык	Таласский	Нуржановский	8	0.29	0.29	0.322	0.370	0.473	
1508	Джон-Коргон	Бакай-Атинский	Ороский	9	0.4	0.40	0.400	0.440	0.520	
1509	Джоон-Дебе	Кара-Бууринский	Ак-Чийский	9	0.39	0.39	0.394	0.429	0.519	
1510	Каинды	Манасский	Каиндинский	8	0.29	0.29	0.322	0.370	0.473	
1511	Кайнар	Кара-Бууринский	Кек-Сайский	8	0.29	0.29	0.322	0.370	0.473	

Продолжение таблицы Г.1

1512	Калба	Таласский	Калбинский	8	0.29	0.29	0.322	0.370	0.473
1513	Кара-Арча	Манасский	Покровский	8	0.3	0.30	0.330	0.375	0.480
1514	Кара-Буура	Кара-Бууринский	Бейшекенский	9	0.39	0.39	0.394	0.429	0.519
1515	Кара-Ой	Таласский	Бекмолдоевский	8	0.29	0.29	0.322	0.370	0.473
1516	Кара-Сай	Кара-Бууринский	Бакайырский	9	0.39	0.39	0.394	0.429	0.519
1517	Кара-Суу	Таласский	Кара-Суйский	8	0.29	0.29	0.322	0.370	0.473
1518	Кара-Суу	Кара-Бууринский	Бейшекенский	9	0.39	0.39	0.394	0.429	0.519
1519	Кек-Дебе	Манасский	Киргизия	8	0.29	0.29	0.322	0.370	0.473
1520	Кек-Дебе	Кара-Бууринский	Чолпонбайский	9	0.39	0.39	0.394	0.429	0.519
1521	Кек-Кашат	Таласский	Джергеталский	8	0.29	0.29	0.322	0.370	0.473
1522	Кек-Сай	Кара-Бууринский	Кек-Сайский	9	0.39	0.39	0.394	0.429	0.519
1523	Кек-Таш	Бакай-Атинский	Акназаровский	9	0.4	0.40	0.400	0.440	0.520
1524	Кек-Токой	Таласский	Нуржановский	8	0.29	0.29	0.322	0.370	0.473
1525	Кен-Арал	Бакай-Атинский	Кен-Аралский	9	0.4	0.40	0.400	0.440	0.520
1526	Кенеш	Манасский	Уч-Коргонский	8	0.29	0.29	0.322	0.370	0.473
1527	Кенеш	Таласский	Бекмолдоевский	8	0.29	0.29	0.322	0.370	0.473
1528	Кепюре-Базар	Таласский	Айдаралиевский	8	0.29	0.29	0.322	0.370	0.473
1529	Козучак	Таласский	Бердике баатыра	8	0.3	0.30	0.330	0.375	0.480
1530	Кок-Ой	Таласский	Кок-Ойский	8	0.29	0.29	0.322	0.370	0.473
1531	Кум-Арык	Таласский	Бердике баатыра	8	0.29	0.29	0.322	0.370	0.473
1532	Куру-Маймак	Кара-Бууринский	Аманбаевский	9	0.39	0.39	0.394	0.429	0.519
1533	Кызыл-Адыр	Кара-Бууринский	Кара-Бууринский	9	0.39	0.39	0.394	0.429	0.519
1534	Кызыл-Джылдыз	Манасский	Уч-Коргонский	8	0.29	0.29	0.322	0.370	0.473
1535	Кызыл-Октябрь	Бакай-Атинский	Акназаровский	9	0.4	0.40	0.400	0.440	0.520
1536	Кызыл-Сай	Бакай-Атинский	Ак-Дебенский	9	0.4	0.40	0.400	0.440	0.520
1537	Кызыл-Туу	Таласский	Джергеталский	8	0.29	0.29	0.322	0.370	0.473
1538	Кызыл-Чарба	Бакай-Атинский	Ак-Дебенский	9	0.4	0.40	0.400	0.440	0.520
1539	Кыргызстан	Бакай-Атинский	Ороский	9	0.4	0.40	0.400	0.440	0.520
1540	Маданият	Бакай-Атинский	Акназаровский	9	0.4	0.40	0.400	0.440	0.520
1541	Маймак	Кара-Бууринский	Маймакский	9	0.39	0.39	0.394	0.429	0.519
1542	Майское	Манасский	Майский	8	0.29	0.29	0.322	0.370	0.473
1543	Манас	Таласский	Омуралиевский	8	0.29	0.29	0.322	0.370	0.473
1544	Манас	Манасский	Киргизия	8	0.29	0.29	0.322	0.370	0.473
1545	Мин-Булак	Бакай-Атинский	Мин-Булакский	9	0.4	0.40	0.400	0.440	0.520
1546	Наматбек	Бакай-Атинский	Ленинпольский	9	0.4	0.40	0.400	0.440	0.520
1547	Новодонецкое	Манасский	Майский	8	0.29	0.29	0.322	0.370	0.473
1548	Нылды	Манасский	Каиндинский	8	0.29	0.29	0.322	0.370	0.473
1549	Озгерюш	Бакай-Атинский	Озгерюшский	9	0.4	0.40	0.400	0.440	0.520
1550	Орто-Арык	Таласский	Долонский	8	0.29	0.29	0.322	0.370	0.473
1551	Первомайское	Бакай-Атинский	Ороский	9	0.4	0.40	0.400	0.440	0.520

Продолжение таблицы Г.1

1552	Покровка	Манасский	Покровский	8	0.29	0.29	0.322	0.370	0.473
1553	Сары-Булак	Манасский	Каиндинский	8	0.29	0.29	0.322	0.370	0.473
1554	Сасык-Булак	Таласский	Бекмолдоевский	8	0.29	0.29	0.322	0.370	0.473
1555	Сегет	Манасский	Покровский	8	0.3	0.30	0.330	0.375	0.480
1556	Суулу-Маймак	Кара-Бууринский	Аманбаевский	9	0.39	0.39	0.394	0.429	0.519
1557	Талас		г. Талас	8	0.29	0.29	0.322	0.370	0.473
1558	Талас	Манасский	Киргизия	8	0.29	0.29	0.322	0.370	0.473
1559	Талды-Булак	Таласский	Осмонкуловский	9	0.4	0.40	0.400	0.440	0.520
1560	Тамчы-Булак	Кара-Бууринский	Бакыянский	9	0.39	0.39	0.394	0.429	0.519
1561	Таш-Арык	Таласский	Долонский	8	0.29	0.29	0.322	0.370	0.473
1562	Таш-Башат	Манасский	Уч-Коргонский	8	0.29	0.29	0.322	0.370	0.473
1563	Таш-Кудук	Бакай-Атинский	Акназаровский	9	0.4	0.40	0.400	0.440	0.520
1564	Туйте	Бакай-Атинский	Шадыканский	9	0.4	0.40	0.400	0.440	0.520
1565	Урмарал	Бакай-Атинский	Акназаровский	9	0.4	0.40	0.400	0.440	0.520
1566	Уч-Булак	Кара-Бууринский	Кара-Бууринский	9	0.39	0.39	0.394	0.429	0.519
1567	Уч-Коргон	Манасский	Уч-Коргонский	8	0.3	0.30	0.330	0.375	0.480
1568	Уч-Эмчек	Таласский	Куугандинский	8	0.29	0.29	0.322	0.370	0.473
1569	Чат-Базар	Таласский	Омуралиевский	8	0.29	0.29	0.322	0.370	0.473
1570	Чеч-Дебе	Манасский	Каиндинский	8	0.29	0.29	0.322	0.370	0.473
1571	Чон-Капка	Манасский	Уч-Коргонский	8	0.29	0.29	0.322	0.370	0.473
1572	Чон-Кара-Буура	Кара-Бууринский	Кара-Бууринский	9	0.39	0.39	0.394	0.429	0.519
1573	Чон-Токой	Таласский	Бекмолдоевский	8	0.29	0.29	0.322	0.370	0.473
1574	Чыйырчык	Таласский	Джергеталский	9	0.39	0.39	0.394	0.429	0.519
1575	Чымгент	Кара-Бууринский	Чолпонбайский	9	0.39	0.39	0.394	0.429	0.519
1576	Шекер	Кара-Бууринский	Шекерский	8	0.29	0.29	0.322	0.370	0.473
1577	Ынтымак	Бакай-Атинский	Шадыканский	9	0.4	0.40	0.400	0.440	0.520
<b>Чуйская область</b>									
1578	Айдарбек	Жайылский	Ак-Башатский	8	0.19	0.19	0.228	0.290	0.367
1579	Ак-Башат	Жайылский	Ак-Башатский	8	0.19	0.19	0.228	0.290	0.367
1580	Ак-Башат	Московский	Ак-Сууский	8	0.3	0.30	0.330	0.375	0.480
1581	Ак-Бешим	Чуйский	Ак-Бешимский	8	0.29	0.29	0.322	0.370	0.473

Продолжение таблицы Г.1

1582	Ак-Джол	Сокулукский	Ат-Башынский	8	0.19	0.19	0.228	0.290	0.367
1583	Ак-Кашат	Сокулукский	Джаны-Пахтинский	8	0.19	0.19	0.228	0.290	0.367
1584	Ак-Кудук	Ысык-Атинский	Ак-Кудукский	8	0.19	0.19	0.228	0.290	0.367
1585	Акматбек	Чуйский	Кегетинский	8	0.29	0.29	0.322	0.370	0.473
1586	Ак-Сай	Ысык-Атинский	Сын-Ташский	9	0.40	0.40	0.400	0.440	0.520
1587	Ак-Сеок	Московский	Чапаевский	8	0.19	0.19	0.228	0.290	0.367
1588	Ак-Суу	Московский	Первомайский	8	0.2	0.20	0.240	0.300	0.380
1589	Ак-Торпок	Московский	Ак-Сууский	8	0.2	0.20	0.240	0.300	0.380
1590	Ак-Тюз	Кеминский	Ак-Тюзский	>9	0.5	0.50	0.500	0.550	0.650
1591	Аламудун	Аламудунский	Аламудунский	8	0.19	0.19	0.228	0.290	0.367
1592	Алга	Чуйский	Буранинский	9	0.39	0.39	0.394	0.429	0.519
1593	Александровка	Московский	Александровский	8	0.2	0.20	0.240	0.300	0.380
1594	Алексеевка	Жайылский	Жайылский	8	0.2	0.20	0.240	0.300	0.380
1595	Алиаскар Токтоналиев	Ысык-Атинский	Нурманбетский	8	0.29	0.29	0.322	0.370	0.473
1596	Алмалуу	Ысык-Атинский	Ысык-Атинский	9	0.4	0.40	0.400	0.440	0.520
1597	Алмалуу	Кеминский	Алмалинский	9	0.4	0.40	0.400	0.440	0.520
1598	Алтымыш	Кеминский	Кара-Булакский	9	0.4	0.40	0.400	0.440	0.520
1599	Алтын	Жайылский	Сары-Кооский	8	0.19	0.19	0.228	0.290	0.367
1600	Ан-Арык	Московский	Предтеченский	8	0.19	0.19	0.228	0.290	0.367
1601	Арал	Жайылский	Ак-Башатский	8	0.19	0.19	0.228	0.290	0.367
1602	Арал	Чуйский	Чуйский	8	0.2	0.20	0.240	0.300	0.380
1603	Арал Ближний	Сокулукский	Крупской	8	0.19	0.19	0.228	0.290	0.367
1604	Арал Дальний	Сокулукский	Крупской	8	0.19	0.19	0.228	0.290	0.367
1605	Арашан	Аламудунский	Арашанский	8	0.29	0.29	0.322	0.370	0.473
1606	Арпа-Тектир	Чуйский	Кегетинский	9	0.4	0.40	0.400	0.440	0.520
1607	Арчалы	Аламудунский	Байтик	8	0.29	0.29	0.322	0.370	0.473
1608	Асылбаш	Сокулукский	Асылбашский	9	0.40	0.40	0.400	0.440	0.520
1609	Ат-Башы	Аламудунский	Грозденский	8	0.19	0.19	0.228	0.290	0.367
1610	Байгельди	Аламудунский	Байтик	8	0.2	0.20	0.240	0.300	0.380
1611	Байтик	Аламудунский	Байтик	8	0.29	0.29	0.322	0.370	0.473
1612	Бала-Айылчи	Московский	Ак-Сууский	8	0.3	0.30	0.330	0.375	0.480
1613	Баш-Кара-Суу	Аламудунский	Байтик	8	0.2	0.20	0.240	0.300	0.380
1614	Бейшеке	Кеминский	Кара-Булакский	9	0.4	0.40	0.400	0.440	0.520
1615	Бекитай	Жайылский	Талды-Булакский	8	0.29	0.29	0.322	0.370	0.473
1616	Бексе-Джол	Жайылский	Талды-Булакский	8	0.3	0.30	0.330	0.375	0.480

Продолжение таблицы Г.1

1617	Белек	Сокулукский	Кайназаровой	9	0.40	0.40	0.400	0.440	0.520
1618	Беловодское	Московский	Беловодский	8	0.2	0.20	0.240	0.300	0.380
1619	Белый Пикет	Кеминский	Кызыл-Октябрьский	9	0.4	0.40	0.400	0.440	0.520
1620	Берюлю	Сокулукский	Тош-Булакский	> 9	0.5	0.50	0.500	0.550	0.650
1621	Беш-Кюнгей	Аламудунский	Таш-Мойнокский	9	0.40	0.40	0.400	0.440	0.520
1622	Беш-Орюк	Московский	Александровский	8	0.19	0.19	0.228	0.290	0.367
1623	Беш-Терек	Московский	Беш-Терекский	8	0.19	0.19	0.228	0.290	0.367
1624	Бирдик	Аламудунский	Грозденский	8	0.19	0.19	0.228	0.290	0.367
1625	Бирдик	Ысык-Атинский	Бирдикский	8	0.19	0.19	0.228	0.290	0.367
1626	Бишкек		г. Бишкек	8	0.28	0.28	0.314	0.364	0.465
1627	Большевик	Московский	Сретенский	8	0.2	0.20	0.240	0.300	0.380
1628	Борду	Кеминский	Алмалинский	9	0.4	0.40	0.400	0.440	0.520
1629	Бордунский	Кеминский	0	9	0.5	0.50	0.500	0.550	0.650
1630	Боролдой	Кеминский	Боролдойский	9	0.4	0.40	0.400	0.440	0.520
1631	Буденновка	Ысык-Атинский	Кочкорбаевский	8	0.2	0.20	0.240	0.300	0.380
1632	Букара	Панфиловский	Ортоевский	9	0.4	0.40	0.400	0.440	0.520
1633	Бурана	Чуйский	Буранинский	8	0.29	0.29	0.322	0.370	0.473
1634	Васильевка	Аламудунский	Васильевский	8	0.19	0.19	0.228	0.290	0.367
1635	Верхневосточное	Сокулукский	Джаны-Джерский	8	0.19	0.19	0.228	0.290	0.367
1636	Верхний Орок	Сокулукский	Орокский	9	0.40	0.40	0.400	0.440	0.520
1637	Виноградное	Аламудунский	Васильевский	8	0.19	0.19	0.228	0.290	0.367
1638	Виноградное	Чуйский	Сайлыкский	9	0.49	0.49	0.490	0.539	0.637
1639	Военно-Антоновка	Сокулукский	Военно-Антоновский	8	0.2	0.20	0.240	0.300	0.380
1640	Вознесеновка	Панфиловский	Вознесеновский	8	0.2	0.20	0.240	0.300	0.380
1641	Восток	Аламудунский	Лебединовский	8	0.19	0.19	0.228	0.290	0.367
1642	Восточное	Чуйский	Искринский	9	0.49	0.49	0.490	0.539	0.637
1643	Вторая Пятилетка	Аламудунский	Грозденский	8	0.19	0.19	0.228	0.290	0.367
1644	Гавриловка	Сокулукский	Гавриловский	8	0.2	0.20	0.240	0.300	0.380
1645	Гагарин	Ысык-Атинский	Джээкский	8	0.2	0.20	0.240	0.300	0.380
1646	Гидростроитель	Ысык-Атинский	Кен-Булунский	8	0.19	0.19	0.228	0.290	0.367
1647	Горная Маевка	Аламудунский	Таш-Мойнокский	8	0.3	0.30	0.330	0.375	0.480
1648	Горная Серафимовка	Ысык-Атинский	Ысык-Атинский	9	0.4	0.40	0.400	0.440	0.520
1649	Гроздь	Аламудунский	Грозденский	8	0.19	0.19	0.228	0.290	0.367
1650	Дайыrbек	Ысык-Атинский	Тузский	8	0.2	0.20	0.240	0.300	0.380

Продолжение таблицы Г.1

1651	Дачное	Аламудунский	Лебединовский	8	0.19	0.19	0.228	0.290	0.367
1652	Ден-Арык	Чуйский	Буранинский	8	0.2	0.20	0.240	0.300	0.380
1653	Джайылма	Панфиловский	Курама	8	0.2	0.20	0.240	0.300	0.380
1654	Джал	Сокулукский	Орокский	9	0.40	0.40	0.400	0.440	0.520
1655	Джаны-Алыш	Кеминский	Джаны-Алышский	9	0.49	0.49	0.490	0.539	0.637
1656	Джаны-Джер	Сокулукский	Джаны-Джерский	8	0.19	0.19	0.228	0.290	0.367
1657	Джаны-Джол	Кеминский	Ильичевский	9	0.4	0.40	0.400	0.440	0.520
1658	Джаны-Джол	Чуйский	Ак-Бешимский	8	0.29	0.29	0.322	0.370	0.473
1659	Джаны-Пахта	Сокулукский	Джаны-Пахтинский	8	0.19	0.19	0.228	0.290	0.367
1660	Джаны-Турмуш	Чуйский	Искринский	9	0.49	0.49	0.490	0.539	0.637
1661	Джаны-Чек	Чуйский	Сайлыкский	9	0.49	0.49	0.490	0.539	0.637
1662	Джар-Башы	Ысык-Атинский	Интернациональный	9	0.40	0.40	0.400	0.440	0.520
1663	Джекен	Жайылский	Сары-Кооский	8	0.19	0.19	0.228	0.290	0.367
1664	Джель-Арык	Кеминский	Кызыл-Октябрьский	9	0.4	0.40	0.400	0.440	0.520
1665	Джер-Казар	Ысык-Атинский	Узун-Кырский	8	0.19	0.19	0.228	0.290	0.367
1666	Джогорку-Ичке-Суу	Ысык-Атинский	Ысык-Атинский	9	0.4	0.40	0.400	0.440	0.520
1667	Джон-Арык	Жайылский	Сары-Кооский	8	0.19	0.19	0.228	0.290	0.367
1668	Джээк	Ысык-Атинский	Джээкский	8	0.2	0.20	0.240	0.300	0.380
1669	Дмитриевка	Ысык-Атинский	Джээкский	8	0.2	0.20	0.240	0.300	0.380
1670	Доктурбек Курманалиев	Ысык-Атинский	Кочкорбаевский	8	0.2	0.20	0.240	0.300	0.380
1671	Дорожное	Кеминский	Кызыл-Октябрьский	9	0.4	0.40	0.400	0.440	0.520
1672	Достук	Сокулукский	Кунтууский	8	0.2	0.20	0.240	0.300	0.380
1673	Дружба	Ысык-Атинский	Кен-Булунский	8	0.19	0.19	0.228	0.290	0.367
1674	Дружба	Ысык-Атинский	Узун-Кырский	8	0.19	0.19	0.228	0.290	0.367
1675	Жайалма	Ысык-Атинский	Тузский	8	0.2	0.20	0.240	0.300	0.380
1676	Жайыл	Жайылский	Жайылский	8	0.19	0.19	0.228	0.290	0.367
1677	Железнодорожное	Чуйский	Искринский	9	0.49	0.49	0.490	0.539	0.637
1678	Жетиген	Ысык-Атинский	Сын-Ташский	8	0.2	0.20	0.240	0.300	0.380
1679	Жыламыш	Сокулукский	Гавриловский	8	0.3	0.30	0.330	0.375	0.480
1680	Заводское	Московский	Петровский	8	0.2	0.20	0.240	0.300	0.380
1681	Западное	Сокулукский	Джаны-Джерский	8	0.19	0.19	0.228	0.290	0.367
1682	Заречное	Аламудунский	Таш-Дебенский	8	0.2	0.20	0.240	0.300	0.380
1683	Заря	Сокулукский	Джаны-Пахтинский	8	0.19	0.19	0.228	0.290	0.367

Продолжение таблицы Г.1

1684	Заря	Московский	Сретенский	8	0.2	0.20	0.240	0.300	0.380
1685	Зеленое	Сокулукский	Джаны-Джерский	8	0.19	0.19	0.228	0.290	0.367
1686	Ивановка	Ысык-Атинский	Ивановский	8	0.19	0.19	0.228	0.290	0.367
1687	Ийри-Суу	Жайылский	Сары-Кооский	8	0.19	0.19	0.228	0.290	0.367
1688	Ильичевское	Кеминский	Ильичевский	9	0.4	0.40	0.400	0.440	0.520
1689	Интернациональное	Ысык-Атинский	Интернациональный	9	0.40	0.40	0.400	0.440	0.520
1690	Искра	Чуйский	Искринский	9	0.49	0.49	0.490	0.539	0.637
1691	Ичке-Суу	Ысык-Атинский	Ысык-Атинский	9	0.4	0.40	0.400	0.440	0.520
1692	Каинды	Панфиловский	г. Каинды	8	0.2	0.20	0.240	0.300	0.380
1693	Каинды	Кеминский	Кек-Ойрокский	> 9	0.5	0.50	0.500	0.550	0.650
1694	Кайсар	Жайылский	Суусамырский	8	0.19	0.19	0.228	0.290	0.367
1695	Кайырма	Чуйский	Онбир-Джылгинский	9	0.4	0.40	0.400	0.440	0.520
1696	Кайырма	Аламудунский	Ак-Дебенский	8	0.19	0.19	0.228	0.290	0.367
1697	Кайырма	Жайылский	Талды-Булакский	9	0.39	0.39	0.394	0.429	0.519
1698	Калдык	Жайылский	Красновосточный	8	0.19	0.19	0.228	0.290	0.367
1699	Калининское	Жайылский	Красновосточный	8	0.19	0.19	0.228	0.290	0.367
1700	Калмак-Ашуу	Кеминский	Чон-Кеминский	9	0.39	0.39	0.394	0.429	0.519
1701	Калтар	Сокулукский	Орокский	8	0.2	0.20	0.240	0.300	0.380
1702	Калыгул	Чуйский	Ак-Бешимский	> 9	0.5	0.50	0.500	0.550	0.650
1703	Камышановка	Сокулукский	Камышановский	8	0.19	0.19	0.228	0.290	0.367
1704	Кант	Ысык-Атинский	г. Кант	8	0.2	0.20	0.240	0.300	0.380
1705	Кара-Балта	Жайылский	г. Кара-Балта	8	0.2	0.20	0.240	0.300	0.380
1706	Кара-Булак	Кеминский	Кара-Булакский	9	0.39	0.39	0.394	0.429	0.519
1707	Карагай-Булак	Ысык-Атинский	Ысык-Атинский	> 9	0.5	0.50	0.500	0.550	0.650
1708	Карагул	Чуйский	Шамшынский	9	0.5	0.50	0.500	0.550	0.650
1709	Кара-Дебе	Жайылский	Красновосточный	8	0.19	0.19	0.228	0.290	0.367
1710	Кара-Дебе	Чуйский	Искринский	> 9	0.5	0.50	0.500	0.550	0.650
1711	Кара-Джыгач	Аламудунский	Кара-Джыгачский	8	0.2	0.20	0.240	0.300	0.380
1712	Каракол	Жайылский	Суусамырский	8	0.19	0.19	0.228	0.290	0.367
1713	Кара-Ой	Чуйский	Ибраимовский	8	0.3	0.30	0.330	0.375	0.480

Продолжение таблицы Г.1

1714	Кара-Сакал	Сокулукский	Кызыл-Тууский	8	0.2	0.20	0.240	0.300	0.380
1715	Кара-Суу	Жайылский	Кара-Сууский	8	0.19	0.19	0.228	0.290	0.367
1716	Кароол-Дебе	Кеминский	Кек-Ойрокский	9	0.39	0.39	0.394	0.429	0.519
1717	Кашка-Баш	Сокулукский	Орокский	8	0.2	0.20	0.240	0.300	0.380
1718	Кашка-Суу	Аламудунский	Байтик	8	0.3	0.30	0.330	0.375	0.480
1719	Кашкелен	Кеминский	Кызыл-Октябрьский	9	0.4	0.40	0.400	0.440	0.520
1720	Кегети	Чуйский	Кегетинский	9	0.40	0.40	0.400	0.440	0.520
1721	Кек-Джар	Аламудунский	Кек-Джарский	9	0.40	0.40	0.400	0.440	0.520
1722	Кемин	Кеминский	г. Кемин	9	0.40	0.40	0.400	0.440	0.520
1723	Кен-Булун	Ысык-Атинский	Кен-Булунский	8	0.19	0.19	0.228	0.290	0.367
1724	Кенеш	Ысык-Атинский	Кочкорбаевский	8	0.2	0.20	0.240	0.300	0.380
1725	Кепер-Арык	Московский	Ак-Сууский	9	0.40	0.40	0.400	0.440	0.520
1726	Киров	Панфиловский	Кюрпюль-декский	8	0.19	0.19	0.228	0.290	0.367
1727	Кировское	Ысык-Атинский	Ак-Кудукский	8	0.19	0.19	0.228	0.290	0.367
1728	Кировское	Сокулукский	Асылбашский	9	0.40	0.40	0.400	0.440	0.520
1729	Киршелк	Ысык-Атинский	Люксембургский	8	0.2	0.20	0.240	0.300	0.380
1730	Кичи-Кемин	Кеминский	А.Дуйшеевский	9	0.4	0.40	0.400	0.440	0.520
1731	Кожомкул	Жайылский	Суусамырский	8	0.29	0.29	0.322	0.370	0.473
1732	Кой-Таш	Аламудунский	Таш-Мойнокский	8	0.3	0.30	0.330	0.375	0.480
1733	Комсомольское	Сокулукский	Фрунзенский	8	0.19	0.19	0.228	0.290	0.367
1734	Константиновка	Аламудунский	Ленинский	8	0.19	0.19	0.228	0.290	0.367
1735	Конуш	Сокулукский	Сазский	8	0.3	0.30	0.330	0.375	0.480
1736	Котовское	Ысык-Атинский	Ак-Кудукский	8	0.19	0.19	0.228	0.290	0.367
1737	Кош-Дебе	Московский	Беловодский	8	0.2	0.20	0.240	0.300	0.380
1738	Кош-Кашат	Чуйский	Шамшынский	9	0.4	0.40	0.400	0.440	0.520
1739	Кош-Коргон	Чуйский	Кош-Коргонский	9	0.4	0.40	0.400	0.440	0.520
1740	Кошой	Чуйский	Ибраимовский	9	0.40	0.40	0.400	0.440	0.520
1741	Красная Речка	Ысык-Атинский	Краснореченский	8	0.19	0.19	0.228	0.290	0.367
1742	Крупское	Московский	Александровский	9	0.4	0.40	0.400	0.440	0.520
1743	Кум-Арык	Панфиловский	Ортоевский	9	0.4	0.40	0.400	0.440	0.520
1744	Кунтуу	Сокулукский	Кунтууский	9	0.40	0.40	0.400	0.440	0.520

Продолжение таблицы Г.1

1745	Кыз-Кия	Кеминский	Кызыл-Октябрьский	9	0.5	0.50	0.500	0.550	0.650
1746	Кыз-Моло	Московский	Целинный	8	0.19	0.19	0.228	0.290	0.367
1747	Кызыл-Арык	Ысык-Атинский	Сын-Ташский	9	0.40	0.40	0.400	0.440	0.520
1748	Кызыл-Аскер	Чуйский	Ибраимовский	8	0.3	0.30	0.330	0.375	0.480
1749	Кызыл-Байрак	Кеминский	Чон-Кеминский	9	0.39	0.39	0.394	0.429	0.519
1750	Кызыл-Бирдик	Аламудунский	Таш-Мойнокский	8	0.3	0.30	0.330	0.375	0.480
1751	Кызыл-Дыйкан	Жайылский	Кызыл-Дыйканский	8	0.3	0.30	0.330	0.375	0.480
1752	Кызыл-Ой	Жайылский	Суусамырский	9	0.4	0.40	0.400	0.440	0.520
1753	Кызыл-Октябрь	Кеминский	Кызыл-Октябрьский	9	0.4	0.40	0.400	0.440	0.520
1754	Кызыл-Суу	Кеминский	Алмалинский	9	0.4	0.40	0.400	0.440	0.520
1755	Кызыл-Туу	Московский	Петровский	8	0.2	0.20	0.240	0.300	0.380
1756	Кызыл-Туу	Сокулукский	Кызыл-Тууский	9	0.40	0.40	0.400	0.440	0.520
1757	Кюрпюльдек	Панфиловский	Кюрпюль-декский	8	0.19	0.19	0.228	0.290	0.367
1758	Лебединовка	Аламудунский	Лебединовский	8	0.2	0.20	0.240	0.300	0.380
1759	Ленин	Чуйский	Ибраимовский	9	0.40	0.40	0.400	0.440	0.520
1760	Ленин-Джол	Чуйский	Ибраимовский	8	0.3	0.30	0.330	0.375	0.480
1761	Ленинское	Ысык-Атинский	Новопокровский	8	0.2	0.20	0.240	0.300	0.380
1762	Ленинское	Аламудунский	Ленинский	8	0.19	0.19	0.228	0.290	0.367
1763	Лесное	Сокулукский	Ат-Башынский	8	0.19	0.19	0.228	0.290	0.367
1764	Лесное	Аламудунский	Грозденский	8	0.19	0.19	0.228	0.290	0.367
1765	Лубяное	Аламудунский	Октябрьский	8	0.19	0.19	0.228	0.290	0.367
1766	Люксембург	Ысык-Атинский	Люксембургский	8	0.2	0.20	0.240	0.300	0.380
1767	Маданият	Чуйский	Онбир-Джылгинский	9	0.4	0.40	0.400	0.440	0.520
1768	Маевка	Аламудунский	Маевский	8	0.19	0.19	0.228	0.290	0.367
1769	Майское	Сокулукский	Джаны-Пахтинский	8	0.19	0.19	0.228	0.290	0.367
1770	Малая Шалта	Сокулукский	Кунтууский	8	0.2	0.20	0.240	0.300	0.380
1771	Малиновка	Аламудунский	Таш-Дебенский	8	0.3	0.30	0.330	0.375	0.480
1772	Маловодное	Московский	Чапаевский	8	0.19	0.19	0.228	0.290	0.367

Продолжение таблицы Г.1

1773	Маловодное	Сокулукский	Кызыл-Тууский	8	0.2	0.20	0.240	0.300	0.380
1774	Малтабар	Жайылский	Полтавский	8	0.19	0.19	0.228	0.290	0.367
1775	Манас	Сокулукский	Ат-Башынский	8	0.19	0.19	0.228	0.290	0.367
1776	Милянфан	Ысык-Атинский	Милянфанский	8	0.19	0.19	0.228	0.290	0.367
1777	Мирное	Сокулукский	Нижнечуйский	8	0.19	0.19	0.228	0.290	0.367
1778	Мирный	Сокулукский	Джаны-Пахтинский	8	0.19	0.19	0.228	0.290	0.367
1779	Молдовановка	Аламудунский	Ак-Дебенский	8	0.19	0.19	0.228	0.290	0.367
1780	Монолдор	Жайылский	Сары-Булакский	9	0.49	0.49	0.490	0.539	0.637
1781	Мраморное	Аламудунский	Ала-Арчинский	8	0.19	0.19	0.228	0.290	0.367
1782	Мураке	Московский	Ак-Сууский	8	0.2	0.20	0.240	0.300	0.380
1783	Мыкан	Аламудунский	Ленинский	8	0.19	0.19	0.228	0.290	0.367
1784	Мээнеткеч	Чуйский	Буранинский	9	0.39	0.39	0.394	0.429	0.519
1785	Национальное	Сокулукский	Первомайский	8	0.19	0.19	0.228	0.290	0.367
1786	Нижневосточное	Сокулукский	Джаны-Джерский	8	0.19	0.19	0.228	0.290	0.367
1787	Нижнечуйское	Сокулукский	Нижнечуйский	8	0.19	0.19	0.228	0.290	0.367
1788	Нижний Норус	Ысык-Атинский	Узун-Кырский	8	0.19	0.19	0.228	0.290	0.367
1789	Нижний Орок	Сокулукский	Орокский	9	0.40	0.40	0.400	0.440	0.520
1790	Нижняя Ала-Арча	Аламудунский	Нижнеаларчинский	8	0.19	0.19	0.228	0.290	0.367
1791	Нижняя Серафимовка	Ысык-Атинский	Тузский	9	0.40	0.40	0.400	0.440	0.520
1792	Новое	Сокулукский	Кызыл-Тууский	8	0.29	0.29	0.322	0.370	0.473
1793	Новомихайловка	Кеминский	Чым-Коргонский	9	0.49	0.49	0.490	0.539	0.637
1794	Новониколаевка	Жайылский	Ак-Башатский	8	0.19	0.19	0.228	0.290	0.367
1795	Новопавловка	Сокулукский	Новопавловский	8	0.2	0.20	0.240	0.300	0.380
1796	Новопокровка	Ысык-Атинский	Новопокровский	8	0.2	0.20	0.240	0.300	0.380
1797	Новопокровка	Ысык-Атинский	Логвиненковский	8	0.2	0.20	0.240	0.300	0.380
1798	Норус	Ысык-Атинский	Ысык-Атинский	9	0.4	0.40	0.400	0.440	0.520
1799	Нурманбет	Ысык-Атинский	Нурманбетский	8	0.2	0.20	0.240	0.300	0.380
1800	Озерное	Панфиловский	Чалдыбарский	8	0.19	0.19	0.228	0.290	0.367
1801	Озерное	Аламудунский	Пригородный	8	0.19	0.19	0.228	0.290	0.367

Продолжение таблицы Г.1

1802	Озерное	Сокулукский	Фрунзенский	8	0.19	0.19	0.228	0.290	0.367
1803	Ойронду	Панфиловский	Чалдыбарский	8	0.19	0.19	0.228	0.290	0.367
1804	Октябрьское	Аламудунский	Октябрьский	8	0.19	0.19	0.228	0.290	0.367
1805	Октябрьское	Панфиловский	Чалдыбарский	8	0.19	0.19	0.228	0.290	0.367
1806	Онбир-Джылга	Чуйский	Онбир-Джылгинский	9	0.4	0.40	0.400	0.440	0.520
1807	Орловка	Кеминский	г. Орловка	9	0.4	0.40	0.400	0.440	0.520
1808	Орто-Арык	Панфиловский	Курама	8	0.3	0.30	0.330	0.375	0.480
1809	Орто-Кайырма	Панфиловский	Вознесенский	9	0.49	0.49	0.490	0.539	0.637
1810	Орто-Сай		г. Бишкек	9	0.40	0.40	0.400	0.440	0.520
1811	Орто-Суу	Жайылский	Полтавский	8	0.19	0.19	0.228	0.290	0.367
1812	Отогон	Ысык-Атинский	Сын-Ташский	8	0.3	0.30	0.330	0.375	0.480
1813	Панфилов	Сокулукский	Первомайский	8	0.19	0.19	0.228	0.290	0.367
1814	Панфиловское	Панфиловский	Курама	8	0.29	0.29	0.322	0.370	0.473
1815	Первое Мая	Жайылский	Суусамырский	8	0.19	0.19	0.228	0.290	0.367
1816	Первое Мая	Сокулукский	им.Крупской	8	0.2	0.20	0.240	0.300	0.380
1817	Первомайское	Ысык-Атинский	Ак-Кудукский	8	0.19	0.19	0.228	0.290	0.367
1818	Первомайское	Панфиловский	Чалдыбарский	8	0.19	0.19	0.228	0.290	0.367
1819	Первомайское	Сокулукский	Первомайский	8	0.2	0.20	0.240	0.300	0.380
1820	Первомайское	Ысык-Атинский	Нурманбетский	9	0.39	0.39	0.394	0.429	0.519
1821	Петровка	Московский	Петровский	8	0.2	0.20	0.240	0.300	0.380
1822	Петропавловка	Жайылский	Кызыл-Дыйканский	8	0.19	0.19	0.228	0.290	0.367
1823	Плодовое	Сокулукский	Орокский	8	0.2	0.20	0.240	0.300	0.380
1824	Подгорное	Аламудунский	Таш-Мойнокский	8	0.3	0.30	0.330	0.375	0.480
1825	Полевое	Аламудунский	Васильевский	8	0.19	0.19	0.228	0.290	0.367
1826	Полтавка	Жайылский	Полтавский	8	0.19	0.19	0.228	0.290	0.367
1827	Предтеченка	Московский	Предтеченский	8	0.19	0.19	0.228	0.290	0.367
1828	Привольное	Аламудунский	Васильевский	8	0.19	0.19	0.228	0.290	0.367
1829	Пригородное	Аламудунский	Пригородный	8	0.19	0.19	0.228	0.290	0.367
1830	Прогресс	Чуйский	Онбир-Джылгинский	9	0.4	0.40	0.400	0.440	0.520
1831	Прохладное	Аламудунский	Таш-Мойнокский	8	0.3	0.30	0.330	0.375	0.480
1832	Рассвет	Аламудунский	Ала-Арчинский	8	0.19	0.19	0.228	0.290	0.367
1833	Ровное	Панфиловский	Кюрпюль-декский	8	0.19	0.19	0.228	0.290	0.367
1834	Романовка	Сокулукский	Гавриловский	8	0.2	0.20	0.240	0.300	0.380
1835	Рот-Фронт	Ысык-Атинский	Сын-Ташский	8	0.29	0.29	0.322	0.370	0.473
1836	Садовое	Московский	Садовый	8	0.2	0.20	0.240	0.300	0.380
1837	Садовое	Сокулукский	Нижнечуйский	8	0.19	0.19	0.228	0.290	0.367

Продолжение таблицы Г.1

1838	Садовое	Чуйский	Чуйский	9	0.4	0.40	0.400	0.440	0.520
1839	Садовое	Аламудунский	Аламудунский	8	0.19	0.19	0.228	0.290	0.367
1840	Саз	Сокулукский	Сазский	9	0.40	0.40	0.400	0.440	0.520
1841	Сайлык	Чуйский	Сайлыкский	9	0.49	0.49	0.490	0.539	0.637
1842	Самансур	Кеминский	Чым-Коргонский	9	0.4	0.40	0.400	0.440	0.520
1843	Сарбан	Сокулукский	Орокский	8	0.2	0.20	0.240	0.300	0.380
1844	Сары-Булак	Жайылский	Сары-Булакский	9	0.49	0.49	0.490	0.539	0.637
1845	Сары-Джон	Ысык-Атинский	Новопокровский	8	0.2	0.20	0.240	0.300	0.380
1846	Сасык-Булак	Кеминский	Кызыл-Октябрьский	9	0.4	0.40	0.400	0.440	0.520
1847	Северное	Сокулукский	Нижнечуйский	8	0.19	0.19	0.228	0.290	0.367
1848	Селекционное	Сокулукский	Орокский	8	0.2	0.20	0.240	0.300	0.380
1849	Советское	Кеминский	Ильичевский	9	0.4	0.40	0.400	0.440	0.520
1850	Советское	Чуйский	Кегетинский	9	0.40	0.40	0.400	0.440	0.520
1851	Советское	Ысык-Атинский	Сын-Ташский	9	0.40	0.40	0.400	0.440	0.520
1852	Сокулук	Сокулукский	Сокулукский	8	0.2	0.20	0.240	0.300	0.380
1853	Сосновка	Жайылский	Сосновский	9	0.4	0.40	0.400	0.440	0.520
1854	Спартак	Московский	Чапаевский	8	0.19	0.19	0.228	0.290	0.367
1855	Сретенка	Московский	Сретенский	8	0.19	0.19	0.228	0.290	0.367
1856	Ставрополовка	Жайылский	Кара-Сууский	8	0.19	0.19	0.228	0.290	0.367
1857	Степное	Жайылский	Степнинский	8	0.19	0.19	0.228	0.290	0.367
1858	Степное	Сокулукский	Нижнечуйский	8	0.19	0.19	0.228	0.290	0.367
1859	Степное	Аламудунский	Пригородный	8	0.19	0.19	0.228	0.290	0.367
1860	Студенческое	Сокулукский	Фрунзенский	8	0.19	0.19	0.228	0.290	0.367
1861	Суйменкул Чокморов	Аламудунский	Таш-Дебенский	8	0.2	0.20	0.240	0.300	0.380
1862	Суусамыр	Жайылский	Суусамырский	8	0.19	0.19	0.228	0.290	0.367
1863	Сын-Таш	Ысык-Атинский	Сын-Ташский	8	0.3	0.30	0.330	0.375	0.480
1864	Талды-Булак	Чуйский	Ибраимовский	8	0.29	0.29	0.322	0.370	0.473
1865	Талтак	Сокулукский	Нижнечуйский	8	0.19	0.19	0.228	0.290	0.367
1866	Тар-Суу	Кеминский	Чон-Кеминский	9	0.39	0.39	0.394	0.429	0.519
1867	Татыр	Аламудунский	Арашанский	9	0.4	0.40	0.400	0.440	0.520
1868	Таш-Башат	Ысык-Атинский	Ысык-Атинский	> 9	0.5	0.50	0.500	0.550	0.650
1869	Таш-Дебе	Аламудунский	Таш-Дебенский	8	0.3	0.30	0.330	0.375	0.480
1870	Таш-Мойнок	Аламудунский	Таш-Мойнокский	8	0.29	0.29	0.322	0.370	0.473
1871	Тегирменти	Кеминский	Кек-Ойрокский	> 9	0.5	0.50	0.500	0.550	0.650
1872	Телек	Московский	Телекский	8	0.19	0.19	0.228	0.290	0.367

Продолжение таблицы Г.1

1873	Тельман	Ысык-Атинский	Сын-Ташский	8	0.29	0.29	0.322	0.370	0.473
1874	Тельман	Панфиловский	Ортоевский	9	0.49	0.49	0.490	0.539	0.637
1875	Темен-Суу	Московский	Ак-Сууский	9	0.40	0.40	0.400	0.440	0.520
1876	Терт-Кель	Сокулукский	Ат-Башынский	8	0.19	0.19	0.228	0.290	0.367
1877	Тогуз-Булак	Ысык-Атинский	Ысык-Атинский	9	0.4	0.40	0.400	0.440	0.520
1878	Токбай	Сокулукский	Кызыл-Тууский	8	0.2	0.20	0.240	0.300	0.380
1879	Токмок	Чуйский	г. Токмок	9	0.4	0.40	0.400	0.440	0.520
1880	Торт-Куль	Кеминский	Чон-Кеминский	9	0.39	0.39	0.394	0.429	0.519
1881	Тош-Булак	Сокулукский	Тош-Булакский	9	0.4	0.40	0.400	0.440	0.520
1882	Туз	Ысык-Атинский	Тузский	8	0.2	0.20	0.240	0.300	0.380
1883	Тунук	Жайылский	Суусамырский	8	0.19	0.19	0.228	0.290	0.367
1884	Тюз	Сокулукский	им.Кайназаров ой	8	0.19	0.19	0.228	0.290	0.367
1885	Ударник	Кеминский	Кызыл-Октябрьский	9	0.4	0.40	0.400	0.440	0.520
1886	Учкун	Сокулукский	Новопавловский	8	0.19	0.19	0.228	0.290	0.367
1887	Уч-Эмчек	Ысык-Атинский	Ысык-Атинский	9	0.4	0.40	0.400	0.440	0.520
1888	Федоровка	Жайылский	Сары-Кооский	8	0.19	0.19	0.228	0.290	0.367
1889	Фрунзе	Сокулукский	Фрунзенский	8	0.19	0.19	0.228	0.290	0.367
1890	Хун-Чи	Ысык-Атинский	Бирдикский	8	0.19	0.19	0.228	0.290	0.367
1891	Хун-Чи	Ысык-Атинский	Ак-Кудукский	8	0.19	0.19	0.228	0.290	0.367
1892	Чалдыбар	Панфиловский	Фрунзенский	8	0.29	0.29	0.322	0.370	0.473
1893	Чапаев	Чуйский	Кегетинский	8	0.29	0.29	0.322	0.370	0.473
1894	Чат-Кель	Сокулукский	им.Кайназаров ой	8	0.19	0.19	0.228	0.290	0.367
1895	Четинди	Сокулукский	Тош-Булакский	> 9	0.5	0.50	0.500	0.550	0.650
1896	Чолок	Кеминский	Кызыл-Октябрьский	9	0.4	0.40	0.400	0.440	0.520
1897	Чолок-Арык	Панфиловский	Фрунзенский	9	0.49	0.49	0.490	0.539	0.637
1898	Чолпон	Ысык-Атинский	Кен-Булунский	8	0.2	0.20	0.240	0.300	0.380
1899	Чон-Арык		г. Бишкек	9	0.40	0.40	0.400	0.440	0.520
1900	Чон-Арык	Московский	Ак-Сууский	8	0.29	0.29	0.322	0.370	0.473
1901	Чон-Далы	Ысык-Атинский	Логвиненковский	9	0.40	0.40	0.400	0.440	0.520

## Окончание таблицы Г.1

1902	Чон-Джар	Чуйский	Шамшынский	9	0.49	0.49	0.490	0.539	0.637
1903	Чон-Джар	Сокулукский	Кунтууский	9	0.40	0.40	0.400	0.440	0.520
1904	Чорголу	Панфиловский	Фрунзенский	9	0.49	0.49	0.490	0.539	0.637
1905	Чуй	Чуйский	Чуйский	9	0.49	0.49	0.490	0.539	0.637
1906	Чуйское	Аламудунский	Октябрьский	8	0.19	0.19	0.228	0.290	0.367
1907	Чуйское	Кеминский	Кара-Булакский	9	0.4	0.40	0.400	0.440	0.520
1908	Чым-Коргон	Кеминский	Чым-Коргонский	9	0.49	0.49	0.490	0.539	0.637
1909	Шабдан	Кеминский	Чон-Кеминский	9	0.39	0.39	0.394	0.429	0.519
1910	Шалта	Сокулукский	Гавриловский	8	0.2	0.20	0.240	0.300	0.380
1911	Шалта	Сокулукский	Кунтууский	9	0.40	0.40	0.400	0.440	0.520
1912	Шамшы	Чуйский	Шамшынский	9	0.40	0.40	0.400	0.440	0.520
1913	Шопоков	Сокулукский	г. Шопоков	8	0.2	0.20	0.240	0.300	0.380
1914	Ысык-Ата	Ысык-Атинский	Юрьевский	>9	0.5	0.50	0.500	0.550	0.650
1915	Эриктуу	Жайылский	Сары-Кооский	8	0.19	0.19	0.228	0.290	0.367
1916	Эркин-Сай	Панфиловский	Вознесенский	9	0.4	0.40	0.400	0.440	0.520
1917	Эфинонос	Панфиловский	Курама	8	0.2	0.20	0.240	0.300	0.380
1918	Юрьевка	Ысык-Атинский	Юрьевский	9	0.40	0.40	0.400	0.440	0.520

*Примечания.*

1. Степень сейсмической опасности, указанная арабскими цифрами 7–9 в графе 5, соответствует 5–9 баллам шкалы (см. Приложение И) и вероятности возможного превышения сейсмической интенсивности в каждом из населенных пунктов.
2. Степень сейсмической опасности населенных пунктов, указанная в графе 6, характеризуется амплитудами пиковых ускорений в долях  $g$ .
3. Показатели сейсмической опасности в баллах и в ускорениях в графах 5 и 6 относятся к скальным грунтовым условиям (тип грунтовых условий IA по таблице 6.1).
4. Сейсмическая опасность районов строительства определена без топографических эффектов усиления сейсмических воздействий.
5. При определении значений  $ag$  возможные топографические эффекты усиления сейсмических воздействий не учитывались.
6. При пользовании настоящим списком населенных пунктов Кыргызской Республики целесообразно проверить приведенные в нем значения  $ag$ .
7. Нумерация настоящего списка населенных пунктов составлена по областям Кыргызской Республики в алфавитном порядке их названий и населенных пунктов:  
№ 1 ÷ № 205 – Баткенская область; № 206 ÷ № 658 – Джалал-Абадская область;  
№ 659 ÷ № 854 – Иссык-Кульская область; № 855 ÷ № 990 – Нарынская область;  
№ 991 ÷ № 1485 – Ошская область; № 1486 ÷ № 1577 – Таласская область; № 1578 ÷ № 1918 – Чуйская область.

## Классификация зданий по регулярности (СН КР 20.02-2018)

### К.1. Общие положения

К.1.1 Конструктивные схемы зданий классифицированы на регулярные, умеренно нерегулярные и чрезмерно нерегулярные в плане или по высоте.

*Примечание.* Под термином «здание» далее понимаются отдельные динамически независимые отсеки. В зданиях, состоящих из нескольких динамически независимых отсеков, классификация и соответствующие критерии регулярности относятся к динамически независимым отсекам.

К.1.2 Различия между регулярными и нерегулярными конструктивными схемами зданий имеют значение для аспектов проектирования, связанных с:

- определением эффектов расчетных сейсмических воздействий в несущих конструкциях;
- выбором значений случайных эксцентриситетов между номинальными и расчетными положениями масс в расчетных моделях зданий.

К.1.3 Критерии регулярности зданий в плане и по высоте, приведенные в настоящем приложении, основываются на результатах расчетов зданий на сейсмические воздействия и анализе их конфигураций.

К.1.4 Если установлено, что здание является чрезмерно нерегулярным в плане и/или по высоте и/или крутильно-податливым, то его конструктивная схема подлежит пересмотру или проектированию по специальным техническим условиям.

*Примечание.* При составлении специальных технических условий следует учитывать, что отрицательное влияние чрезмерной нерегулярности зданий на их сейсмостойкость не может быть полностью компенсировано только с помощью линейно-упругих расчетов, базирующихся на положениях, относящихся к регулярным или умеренно нерегулярным зданиям.

### К.2. Критерии регулярности зданий по высоте

К.2.1 Здание может быть классифицировано как регулярное по высоте, если соблюдаются условия (К.1) и (К.2):

$$\frac{d_{e,k} \cdot h_{k+1}}{d_{e,k+1} \cdot h_k} \leq 1,25; \quad (\text{К.1})$$

$$\sqrt{\frac{m_j \cdot c_{j-1}}{m_{j-1} \cdot c_j}} \leq 1,25 \quad (\text{К.2})$$

В выражениях (К.1) и (К.2):

$d_{e,k}$  и  $d_{e,k+1}$  – разности средних горизонтальных перемещений верхнего и нижнего перекрытий этажа  $k$  и этажа  $k + 1$  соответственно, отвечающие расчетным сейсмическим нагрузкам; эффекты случайного кручения при определении  $d_{re,k}$  и  $d_{re,k+1}$  не учитываются;

$h_k$  и  $h_{k+1}$  – высоты этажей  $k$  и  $k + 1$ .

$m_j$  и  $c_j$  – масса и горизонтальная жесткость последнего ( $j$ -го) этажа многоэтажного здания или второго этажа двухэтажного здания;

$m_{j-1}$  и  $c_{j-1}$  – масса и горизонтальная жесткость нижерасположенного ( $j-1$ ) этажа многоэтажного здания или первого этажа двухэтажного здания.

К.2.2 Здание может быть классифицировано как умеренно нерегулярное по высоте, если соблюдаются условия (К.3) и (К.4):

$$1,25 < \frac{d_{e,k} \cdot h_{k+1}}{d_{e,k+1} \cdot h_k} \leq 1,5; \quad (\text{К.3})$$

$$1,25 < \sqrt{\frac{m_j \cdot c_{j-1}}{m_{j-1} \cdot c_j}} \leq 1,5. \quad (\text{К.4})$$

К.2.3 Конструктивные системы, не соответствующие критериям, приведенным в К.2.2, следует классифицировать как чрезмерно нерегулярные по высоте (см. К.1.4).

### К.3. Критерии регулярности зданий в плане

К.3.1 Здание может быть классифицировано как регулярное в плане, если оно соответствует всем следующим критериям:

а) первая и вторая формы собственных колебаний здания в плане не являются крутильными относительно вертикальной оси;

*Примечание.* Первая и вторая формы собственных колебаний здания в плане (нижние формы) являются поступательными в направлениях его главных ортогональных осей;

б) максимальное и среднее значения горизонтальных смещений каждого перекрытия (покрытия) по основным тонам собственных колебаний здания различаются между собой не более чем на 10 %;

в) перекрытия здания имеют эффективные связи с вертикальными несущими конструкциями, а расчетные значения горизонтальных перемещений перекрытий в их любых точках, определенные с учетом фактической податливости перекрытий в своей плоскости, не превышают более чем на 10 % расчетные значения перемещений в этих же точках, определенные в предположении абсолютной жесткости перекрытий;

г) отношение длинной стороны ( $L_{\max}$ ) здания к ортогональной короткой стороне ( $L_{\min}$ ) не превышает значения 4 ( $\lambda = L_{\max}/L_{\min} \leq 4$ );

д) конфигурация здания в плане является компактной, то есть каждый этаж здания может быть ограничен полигональной линией, образующей выпуклый многоугольник, и при этом:

- выступы или входящие уступы в плане этажа (здания) не влияют на жесткость перекрытий и не затрудняют эффективную связь между вертикальными конструкциями;
- площадь каждого входящего уступа не превышает 5 % от общей площади перекрытия (рисунок К.1);
- глубина каждого входящего уступа (кратчайшее расстояние от вершины входящего угла до полигональной линии) по рассматриваемому направлению не превышает 15 % от размеров этажа в этом направлении;
- величина каждого выступа в плане не превышает его ширины;
- суммарная площадь между контуром перекрытия и полигональной линией, огибающей перекрытие, не превышает 20 % от общей площади перекрытия;
- проемы в перекрытиях не затрудняют передачу сейсмических нагрузок вертикальным конструкциям.

К.3.2 Здание может быть классифицировано как умеренно нерегулярное в плане, если оно соответствует всем следующим критериям:

а) первая форма собственных колебаний здания в плане не является крутильной в плане;

б) максимальное и среднее значения горизонтальных смещений каждого перекрытия по основному тону собственных колебаний сооружения различаются между собой не более чем на 25 %;

в) перекрытия и покрытия здания имеют эффективные связи с вертикальными несущими конструкциями, а расчетные значения горизонтальных перемещений перекрытий, определенные с учетом их деформативности в своей плоскости, не превышают более чем на 20 % значения перемещений, определенных в предположении абсолютной жесткости перекрытий;

г) отношение длинной стороны ( $L_{max}$ ) здания к ортогональной короткой стороне ( $L_{min}$ ) не превышает значения 6 ( $\lambda=L_{max}/L_{min}\leq 6$ );

д) применяется пункт К.3.1 д со следующими изменениями:

- площадь каждого входящего уступа не превышает 10 % от общей площади перекрытия (рисунок К.1);
- глубина каждого входящего уступа (кратчайшее расстояние от вершины входящего угла до полигональной линии) по рассматриваемому направлению не превышает 25 % от размеров этажа в этом направлении;
- величина каждого выступа в плане не превышает его ширины;
- суммарная площадь между контуром перекрытия и полигональной линией, огибающей перекрытие, не превышает 30 % от общей площади перекрытия;
- проемы в перекрытиях не затрудняют передачу сейсмических нагрузок вертикальным конструкциям.

К.3.3 Здания, не соответствующие одному или нескольким критериям, приведенным в п. К.2.1, но соответствующие всем критериям, приведенным в п. К.3.2 следует классифицировать как умеренно нерегулярные в плане.

К.3.4 Здания, не соответствующие одному или нескольким критериям, приведенным в п. К.3.2, следует классифицировать как чрезмерно нерегулярные в плане.

К.3.5 Здания, не соответствующие критерию в п. К.3.2 а) следует классифицировать как крутильно-податливые в плане.

К.3.6 В зданиях с несимметричной конфигурацией и/или с несимметричным расположением масс и жесткостей в плане значения эксцентриситетов между центрами масс и жесткостей могут быть сведены к приемлемому минимуму путем выбора соответствующих схем расположения вертикальных конструкций и их жесткостей.

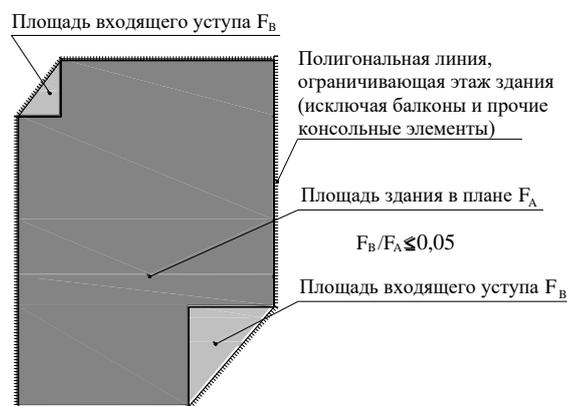


Рисунок К.1

## Сейсмоизолирующие элементы (СП 14.13330.2018)

### В.1 Общие положения

В.1.1 Способность сейсмоизолирующих систем снижать и ограничивать реакцию сооружений на сейсмические воздействия зависит от свойств сейсмоизолирующих элементов, образующих эти системы.

В.1.2 В настоящем приложении рассмотрены только апробированные системы сейсмоизоляции, получившие признание в мировой практике сейсмостойкого строительства.

В.1.3 Наиболее широкое распространение в мировой практике сейсмостойкого строительства получили системы сейсмоизоляции, образованные сейсмоизолирующими элементами в виде:

- а) эластомерных опор;
- б) эластомерных опор со свинцовыми сердечниками;
- в) опор фрикционно-подвижного типа с плоскими горизонтальными поверхностями скольжения;
- г) кинематических систем с качающимися опорами (как правило, из железобетона);
- д) опор фрикционно-подвижного типа со сферическими поверхностями скольжения;
- е) трехкомпонентная пружинно-демпферная система (ТПДС), состоящая из упругих витых пружин и параллельно установленных многокомпонентных (3D) вязкоупругих демпферов (ВД).

В.1.4 Сейсмоизолирующие опоры применяются:

а) указанные в перечислениях а), б) и г) В.1.3 – в сейсмоизолирующих системах первого типа: системы сейсмоизоляции, уменьшающие значения горизонтальных сейсмических нагрузок на сейсмоизолированную часть здания за счет изменения частотного спектра ее собственных колебаний – увеличения периодов колебаний сейсмоизолированной части сооружения по основному тону;

б) указанные в перечислениях в) и д) В.1.3 – в сейсмоизолирующих системах второго типа: системы сейсмоизоляции, ограничивающие уровень горизонтальных сейсмических нагрузок, действующих на сейсмоизолированную часть здания;

в) указанные в перечислении в) В.1.3 – в сейсмоизолирующих системах третьего типа: системы сейсмоизоляции, сочетающие способность изменять частотный спектр собственных колебаний сейсмоизолированной части сооружения со способностью ограничивать уровень горизонтальных сейсмических нагрузок, воздействующих на сейсмоизолированную часть сооружения;

г) указанные в перечислении е) В.1.3 – в сейсмоизолирующих системах четвертого типа: системы сейсмоизоляции, сочетающие способность изменять частотный состав собственных колебаний сейсмоизолированной части сооружения со способностью ограничивать уровень как горизонтальных, так и вертикальных сейсмических нагрузок, воздействующих на сейсмоизолированную часть сооружения.

В.1.5 Определенное распространение в практике сейсмостойкого строительства получили комбинированные системы сейсмоизоляции, сочетающие сейсмоизолирующие элементы разных типов (например, указанные в перечислениях а) и в) В.1.3 или в перечислениях в) и д) В.1.3).

## В.2 Эластомерные опоры

В.2.1 Эластомерные опоры, применяемые для защиты сооружений от сейсмических воздействий, представляют собой слоистые конструкции из поочередно уложенных друг на друга листов натуральной или искусственной резины толщиной 5–20 мм и листов металла толщиной 1,5–5,0 мм. Сверху и снизу устанавливают фланцевые пластины толщиной 20–40 мм. Листы резины и металла соединены между собой путем вулканизации или с помощью специальных связующих материалов. По торцам эластомерных опор предусмотрены опорные стальные пластины, через которые опоры крепятся к конструкциям несейсмоизолированных и сейсмоизолированных частей сооружения.

В.2.2 Общий вид одного из возможных вариантов конструктивных решений эластомерных опор (иначе их называют резинометаллическими) показан на рисунке В.1.

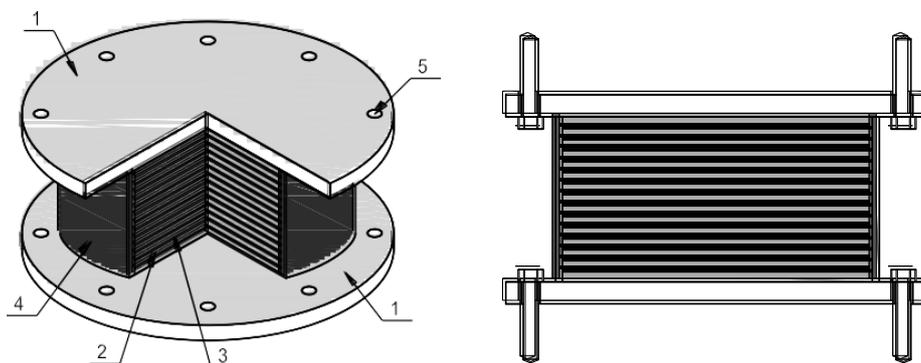


Рисунок В.1 – Эластомерная сейсмоизолирующая опора: 1 – опорные пластины, закрепляемые к несейсмоизолированной и сейсмоизолированной частям сооружения; 2 – листы резины; 3 – стальные пластины, расположенные между листами резины; 4 – резиновая оболочка, защищающая внутренние слои резины и металла; 5 –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

В.2.3 Физико-механические свойства резины и металла, а также толщины и размеры в плане листов, выполненных из этих материалов, принимают в зависимости от требований, предъявляемых к эластомерным опорам в части диссипативных свойств, прочности, вертикальной и горизонтальной жесткости, долговечности и ряда других эксплуатационных показателей.

В.2.4 Стальные листы в эластомерных опорах препятствуют выпучиванию резиновых листов при действии вертикальных нагрузок и обеспечивают вертикальную жесткость и прочность опор. Резиновые листы, обладающие низкой сдвиговой жесткостью, обеспечивают горизонтальную податливость эластомерных опор.

В.2.5 Эластомерные опоры благодаря их низкой сдвиговой жесткости изменяют частотный спектр собственных горизонтальных колебаний сейсмоизолированной части сооружения, а восстанавливающие силы, возникающие при деформациях опор, стремятся вернуть сейсмоизолированную часть сооружения в исходное положение.

*Примечания.*

1. Эластомерные опоры могут воспринимать усилия сжатия, растяжения, сдвига и кручения при циклических перемещениях в горизонтальном и вертикальном направлениях.

2. При расчетных гравитационных нагрузках вертикальные деформации эластомерных опор, как правило, не превышают нескольких миллиметров. При горизонтальных нагрузках опоры могут деформироваться на не сколько сот миллиметров (рисунок В.2).

В.2.6 Эластомерные опоры в зависимости от своих диссипативных свойств подразделяются на два вида:

- опоры с низкой способностью к диссипации энергии;
- опоры с высокой способностью к диссипации энергии.

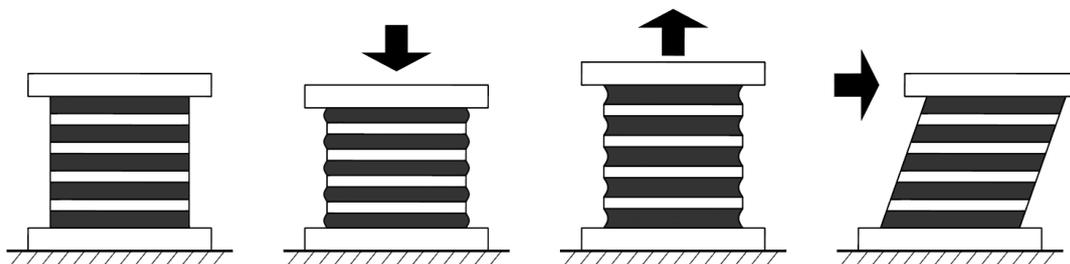


Рисунок В.2 – Деформации эластомерных опор при вертикальных и горизонтальных нагрузках

В.2.7 Эластомерными опорами с низкой способностью к диссипации энергии являются опоры, диссипативные свойства которых характеризуются коэффициентом вязкого демпфирования  $\xi$ , значения которого не превышают 5 % критического значения.

В.2.8 Производят эластомерные опоры с низкой способностью к диссипации энергии из пластин натуральной или искусственной резины, изготовленной по технологиям, не предусматривающим повышения ее демпфирующих свойств.

*Примечание.* Значения коэффициента  $\xi$ , характеризующего диссипативные свойства эластомерных опор с низкой способностью к диссипации энергии, зависят от сил внутреннего трения, возникающих в деформирующихся опорах и, как правило, составляют 2–3 %.

В.2.9 Эластомерные опоры с низкой способностью к диссипации энергии просты в изготовлении, малочувствительны к скоростям и истории нагружения, а также к температуре и старению. Для них типично линейное поведение при деформациях сдвига до 100 % и более.

В.2.10 Эластомерные опоры с низкой способностью к диссипации энергии применяют, как правило, совместно со специальными демпферами вязкого или гистерезисного типа (рисунок В.3), позволяющими компенсировать низкую способность эластомерных опор к диссипации энергии сейсмических колебаний.

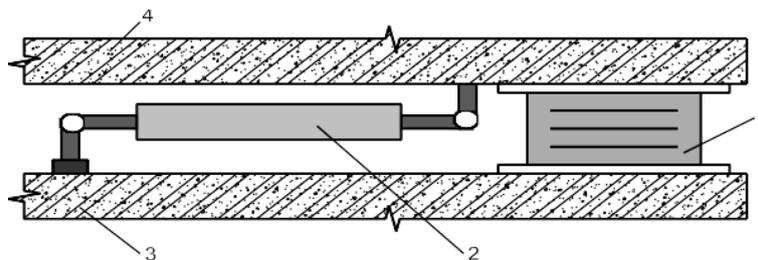


Рисунок В.3 – Фрагмент сейсмоизолирующей системы, состоящей из эластомерной опоры с низкой способностью к диссипации энергии и демпфера: 1 – эластомерная сейсмоизолирующая опора; 2 – демпфер; 3 – несейсмоизолированная часть сооружения; 4 – сейсмоизолированная часть сооружения

В.2.11 Эластомерными опорами с высокой способностью к диссипации энергии являются опоры, диссипативные свойства которых характеризуются коэффициентом вязкого демпфирования  $\xi$  со значениями не менее 10 % и не более 20 %.

*Примечания.* Диссипативные свойства таких опор зависят в основном от гистерезисных процессов в резине (затрат энергии на ее пластические и нелинейно-упругие деформации) и, как правило, характеризуются значениями  $\xi$  в пределах 10–20 %.

В.2.12 Эластомерные опоры с высокой способностью к диссипации энергии состоят из пластин резины, изготовленной по специальным технологиям, обеспечивающим повышение ее демпфирующих свойств до требуемого уровня.

В.2.13 Эластомерные опоры с высокой способностью к диссипации энергии обладают способностью к горизонтальным сдвиговым деформациям до 200–350 %. Их эксплуатационные, жесткостные, диссипативные характеристики зависят от скоростей и истории нагружения, температуры окружающей среды и старения.

В.2.14 Для эластомерных опор с высокой способностью к диссипации энергии характерно нелинейное поведение.

### **В.3 Эластомерные опоры со свинцовыми сердечниками**

В.3.1 Эластомерные опоры со свинцовыми сердечниками, как правило, изготавливают из пластин резины, обладающей низкими диссипативными свойствами. Свинцовый сердечник располагают в заранее сформированных отверстиях в центре или по периметру опоры; суммарный диаметр сердечника – от 15 до 33 % внешнего диаметра опоры.

Общий вид одного из возможных вариантов конструктивных решений эластомерных опор со свинцовыми сердечниками показан на рисунке В.4.

В.3.2 Благодаря комбинации резиновых и металлических слоев в опоре со свинцовыми сердечниками, обеспечивающими гистерезисную диссипацию энергии при горизонтальных деформациях, данные опоры обладают:

- высокой вертикальной жесткостью при эксплуатационных нагрузках;
- высокой горизонтальной жесткостью при действии горизонтальных нагрузок низкого уровня;
- низкой горизонтальной жесткостью при действии горизонтальных нагрузок высокого уровня;
- высокой способностью к диссипации энергии.

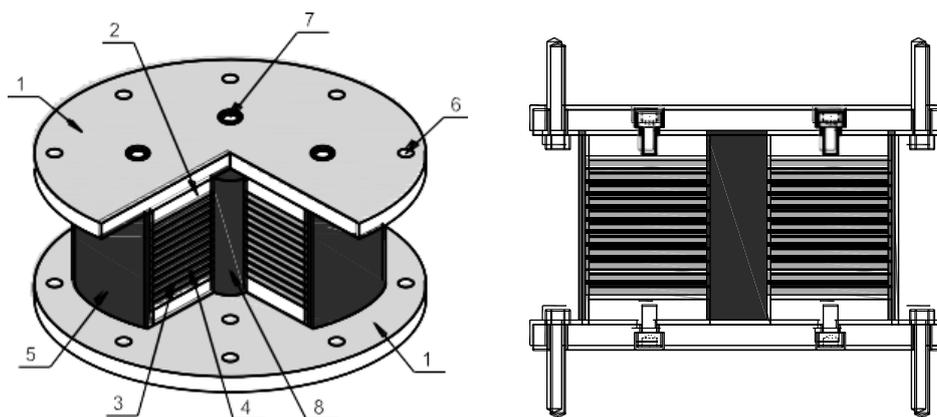


Рисунок В.4 – Эластомерная опора со свинцовым сердечником:  
 1 – опорные пластины, закрепляемые к несейсмоизолированной и сейсмоизолированной частям сооружения; 2 – фланцевые стальные пластины; 3 – стальные пластины, расположенные между пластинами резины; 4 – пластины резины; 5 – резиновая оболочка, 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

В.3.3 Диссипативные свойства эластомерных опор со свинцовыми сердечниками зависят от значений их горизонтальных сдвиговых деформаций и характеризуются коэффициентом эффективного вязкого демпфирования  $\xi$  в пределах от 15 до 35 %.

В.3.4 Эластомерные опоры со свинцовыми сердечниками способны иметь горизонтальные сдвиговые деформации до 400 %. При этом их параметры менее чувствительны к значениям вертикальных нагрузок, скоростям и истории нагружения, температуре окружающей среды и старению, чем параметры опор по В.2.

В.3.5 При низких уровнях горизонтальных воздействий (например, при ветровых или слабых сейсмических воздействиях) эластомерные опоры со свинцовыми сердечниками работают в горизонтальных и вертикальном направлениях как жесткие элементы, а при высоких уровнях горизонтальных воздействий – как элементы, податливые в горизонтальных направлениях и жесткие в вертикальном.

В.3.6 Перечисленные выше свойства способствуют частому применению эластомерных опор со свинцовыми сердечниками в качестве сейсмоизолирующих элементов в зонах с высокой в горизональном направлении сейсмичностью.

#### **В.4 Опоры фрикционно-подвижного типа с плоскими горизонтальными поверхностями скольжения**

В.4.1 Сейсмоизолирующие опоры фрикционно-подвижного типа с плоскими горизонтальными поверхностями скольжения (или плоские скользящие опоры) выполняются в виде верхних и нижних жестких элементов, примыкающие горизонтальные поверхности которых имеют покрытия из слоя синтетического материала с низким значением коэффициента трения скольжения (например, фторопласта или металлофторопласта в паре с нержавеющей сталью).

Общий вид двух вариантов конструктивных решений плоских скользящих опор показан на рисунке В.5.

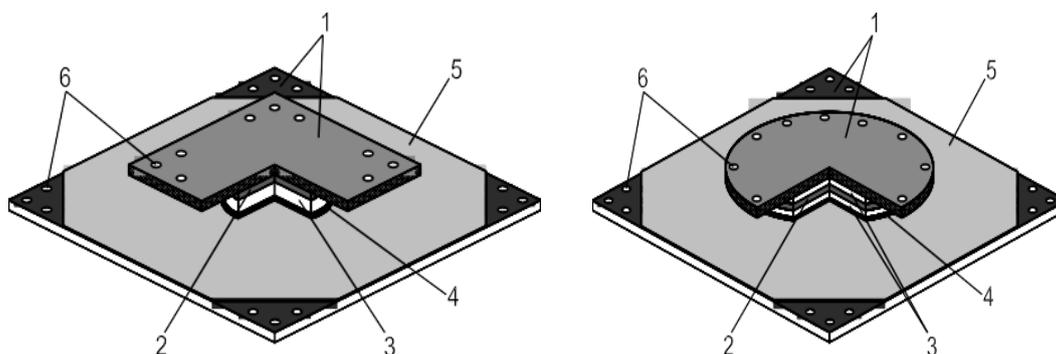


Рисунок В.5 – Плоские скользящие опоры: 1 – опорные стальные пластины, закрепляемые к несейсмоизолированной и сейсмоизолированной частям сооружения; 2 – пластины резины; 3 – внутренние стальные пластины; 4 – покрытие (например, из фторопласта) нижней части скользящей опоры; 5 – стальная пластина (например, из нержавеющей стали), по которой происходит скольжение; 6 – отверстия под анкерные болты, необходимые для закрепления опоры к несейсмоизолированной и сейсмоизолированной частям сооружения

В.4.2 Плоские скользящие опоры имеют довольно низкий порог срабатывания и обеспечивают намного большее рассеивание энергии, чем эластомерные опоры со свинцовым сердечником ( $\xi = 63,7 \%$ ). Однако из-за отсутствия в опорах восстанавливающих сил при интенсивных сейсмических воздействиях сейсмоизолированная часть сооружения может иметь допускаемые односторонние перемещения в пределах нижней опорной пластины после прекращения действия сейсмических нагрузок. Эти перемещения не влияют на напряженно-деформированное состояние сейсмоизолированной части сооружения и субструктуры.

В.4.3 Для ограничения чрезмерных односторонних горизонтальных перемещений сейсмоизолированной части сооружения относительно субструктуры в сейсмоизолирующую систему, образованную плоскими скользящими опорами, как правило, вводятся дополнительные упругие элементы-ограничители (амортизаторы).

*Примечание.* Значения допускаемых перемещений следует устанавливать на основе дополнительного анализа.

В.4.4 В качестве альтернативных вариантов, обеспечивающих ограничение чрезмерных односторонних горизонтальных перемещений сейсмоизолированной части сооружения относительно субструктуры, рекомендуется:

- предусматривать в скользящих поясах конструктивные элементы, обеспечивающие возможность использования соответствующего силового оборудования, возвращающего плоские опоры скольжения в исходное положение после прекращения сейсмического воздействия;
- состав скользящих поясов включать дополнительные сейсмоизолирующие элементы, способные ограничивать значения перемещений и возвращать плоские опоры скольжения в исходное положение (рисунок В.6).

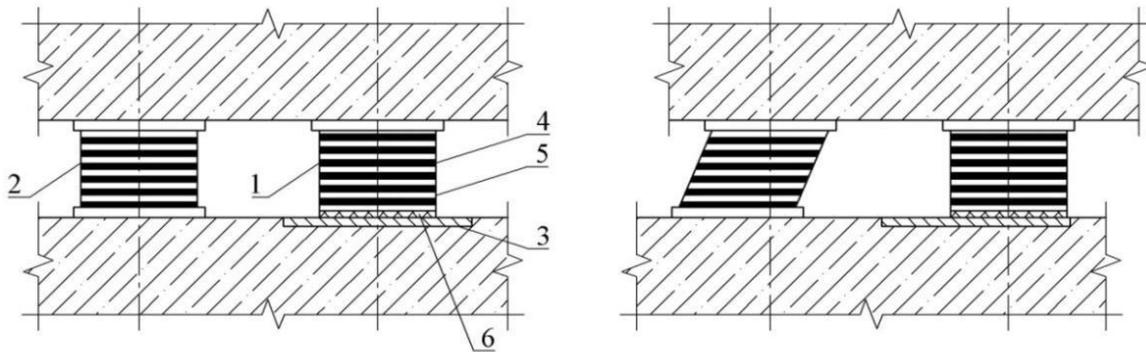


Рисунок В.6 – Фрагмент сейсмоизолирующей системы, образованной плоскими скользящими опорами и эластомерными опорами: 1 – плоская скользящая опора; 2 – эластомерная опора; 3 – нижняя стальная пластина (например, из нержавеющей стали), по которой происходит скольжение; 4 – пластины из резины; 5 – стальные пластины; 6 – слой из фторопласта

### В.5 Кинематические системы с качающимися опорами

В.5.1 Качающиеся опоры, применяемые для защиты сооружений от горизонтальных сейсмических воздействий, представляют собой подвижные стойки, выполненные из железобетона и расположенные в зазоре между сейсмоизолированной и несейсмоизолированной частями сооружения. Опоры имеют сферические торцы на верхней и нижней частях каждой опоры (рисунок В.7, а) либо только на нижней части при закреплении верхней части опоры с помощью шарнирной связи к конструкциям сейсмоизолированной части сооружения (рисунок В.7, б). Шарнирная связь обеспечивает подвижность в горизонтальной плоскости по всем направлениям.

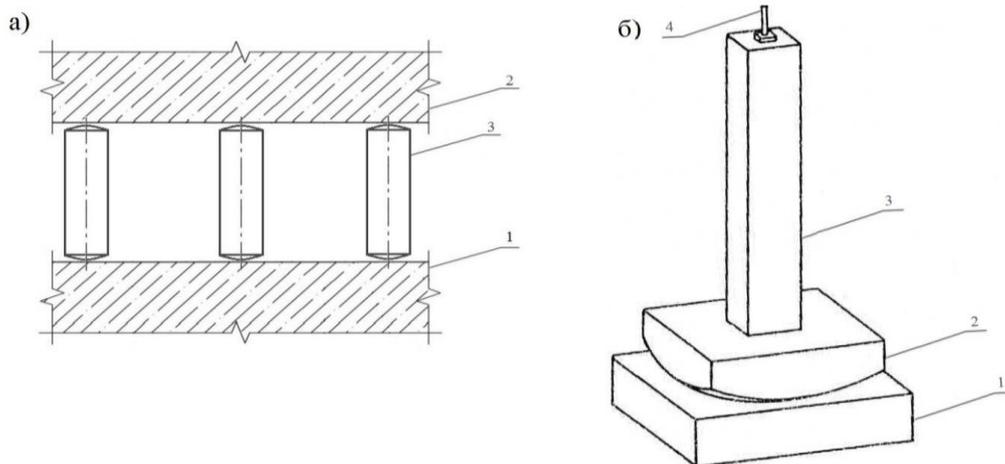


Рисунок В.7 – Кинематические системы с качающимися опорами: а) 1 – фундаментная плита; 2 – опорная плита; 3 – опоры в форме стоек со сферическими торцами; б) 1 – фундаментная плита; 2 – сферическая опора; 3 – стойка; 4 – шарнирное крепление

В.5.2 Кинематические системы с качающимися опорами относятся к гравитационному типу, в котором горизонтальное сейсмическое воздействие уравнивается суммой моментов от веса сейсмоизолированной части сооружения. Значения опрокидывающего и удерживающего моментов зависят от

геометрических параметров, а также от значения реактивных моментов, связанных с локальными деформациями в областях контакта и телеопор.

В.5.3 Геометрические параметры опор при проектировании определяются значением передаваемой на кинематическую систему вертикальной нагрузки, прочности используемого при изготовлении опор материала и расчетного горизонтального перемещения несейсмоизолированной части сооружения при сейсмическом воздействии.

В.5.4 Качающиеся опоры применяют, как правило, совместно со специальными демпферами вязкого или гистерезисного типа.

В.5.5 Использование кинематической системы сейсмоизоляции с качающимися опорами может быть рекомендовано, как правило, в зданиях с жесткой конструктивной схемой.

## **В.6 Фрикционно-подвижные опоры со сферическими поверхностями скольжения**

В.6.1 Сейсмоизолирующие фрикционно-подвижные опоры со сферическими поверхностями скольжения (или маятниковые скользящие опоры) – это скользящие опоры, в которых контактные поверхности скольжения имеют сферическую форму.

*Примечания.*

1. Сейсмоизолирующие фрикционно-подвижные опоры со сферическими поверхностями скольжения называют маятниковыми скользящими опорами, так как расположенная на них сейсмоизолированная часть сооружения совершает при сейсмических воздействиях колебания, подобные движениям маятника при наличии трения (рисунки В.7, В.8).

2. Маятниковые опоры, в которых энергия диссипируется за счет сил трения качения (шаровые и катковые опоры, кинематические фундаменты и подобные им сейсмоизолирующие элементы с низкой способностью к диссипации энергии), в настоящем своде правил не рассматриваются.

В.6.2 Конструктивные решения всех видов маятниковых скользящих опор предусматривают наличие:

- одной или нескольких вогнутых сферических поверхностей скольжения;
- одного или нескольких ползунов;
- ограждающих бортиков, ограничивающих горизонтальные перемещения ползунов.

Элементы маятниковых скользящих опор изготавливают, как правило, из нержавеющей стали, а их сферические поверхности имеют покрытия из материалов, обладающих заданными фрикционными свойствами.

В.6.3 Маятниковые скользящие опоры в зависимости от особенностей конструктивных решений подразделяют на опоры:

- с одной сферической поверхностью скольжения (далее – одномаятниковые скользящие опоры);
- с двумя сферическими поверхностями скольжения (далее – двухмаятниковые скользящие опоры);
- с четырьмя сферическими поверхностями скольжения (далее – трехмаятниковые скользящие опоры).

В.6.4 В маятниковых опорах всех типов:

- формы ползунов и плит обеспечивают однородное распределение напряжений в местах их примыкания и исключают возможность возникновения неблагоприятных локальных эффектов;

- при перемещениях ползунов по сферическим поверхностям сейсмоизолированная часть сооружения приподнимается и составляющая гравитационной силы, параллельная горизонтальной поверхности, стремится вернуть ее в положение устойчивого равновесия;
- диссипативные свойства взаимосвязаны с фрикционными свойствами материалов, контактирующих на сопрягаемых сферических поверхностях плит и ползунов; наиболее часто они характеризуются коэффициентом эффективного вязкого демпфирования  $\xi$  со значениями в пределах от 10 до 30 %.

В.6.5 Спектр собственных колебаний сейсмоизолированных частей сооружения, сейсмоизолированных с помощью маятниковых опор всех типов, практически не зависит от массы сейсмоизолированных частей сооружения.

В.6.6 Одномаятниковая скользящая опора состоит из двух горизонтальных плит, одна из которых имеет сферическую вогнутую поверхность, и расположенного между плитами сферического шарнирного ползуна.

Общий вид и схема поведения одномаятниковой скользящей опоры показаны на рисунке В.8, а принцип действия – на рисунке В.9.

В.6.7 Особенности поведения и сейсмоизолирующие свойства одномаятниковой скользящей опоры зависят от радиуса кривизны сферической поверхности  $R$  и значения коэффициента трения скольжения  $\mu$  ползуна по сферической поверхности.

*Примечания.* Спектр собственных колебаний сейсмоизолированной части сооружения, сейсмоизолированной с помощью одномаятниковых скользящих опор, зависит преимущественно от выбранного радиуса кривизны сферической поверхности в опорной плите сейсмоизолирующей опоры и не зависит от интенсивности внешнего воздействия, а также от амплитуд колебаний сейсмоизолированной части сооружения.

В.6.8 Современные сейсмоизолирующие системы с одномаятниковыми скользящими опорами способны обеспечивать:

- периоды колебаний сейсмоизолированных частей сооружения до 3 с и более;
- взаимные перемещения субструктур и сейсмоизолированных частей сооружения до 1 м и более.

В.6.9 Двухмаятниковая скользящая опора состоит из двух горизонтальных плит, имеющих сферические вогнутые поверхности, и расположенных между ними двух ползунов.

Общий вид и схема поведения двухмаятниковой скользящей опоры показаны на рисунке В.10.

В.6.10 Особенности поведения двухмаятниковой скользящей опоры зависят от радиусов кривизны верхних и нижних сферических поверхностей  $R_1$  и  $R_2$ , а также значений коэффициентов трения скольжения  $\mu_1$  и  $\mu_2$  ползунов по сферическим поверхностям.

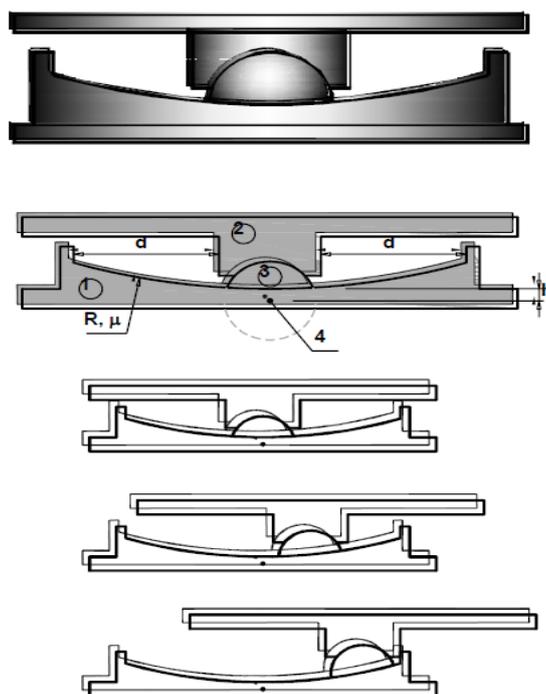


Рисунок В.8 – Общий вид и схема поведения одномаятниковой опоры:  
 1 – нижняя стальная плита со сферической вогнутой поверхностью, по которой происходит скольжение; 2 – верхняя стальная плита;  
 3 – сферический шарнирный ползун; 4 – точка поворота

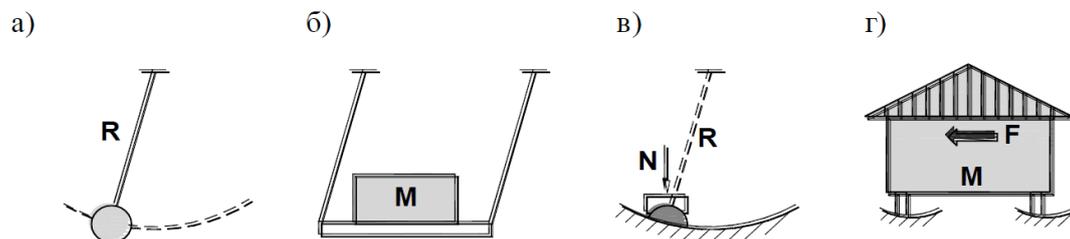


Рисунок В.9 – Принцип действия одномаятниковой опоры:  
 а) – колебания гравитационного маятника с одной точкой подвеса;  
 б) – колебания гравитационного маятника с двумя точками подвеса;  
 в) – маятниковые колебания при скольжении сферического ползуна по сферической поверхности; г) – сооружение на маятниковых опорах

В.6.11 В двухмаятниковых скользящих опорах радиусы сферических вогнутых поверхностей и коэффициенты трения могут быть одинаковыми или разными.

Важное достоинство двухмаятниковых скользящих опор – более компактные размеры, чем у одномаятниковых.

*Примечание.* В двухмаятниковых скользящих опорах реализован механизм двух маятников, последовательно включающихся в работу в зависимости от спектрального состава и интенсивности сейсмических воздействий.

В.6.12 В двухмаятниковых скользящих опорах движения шарнирных ползунов могут происходить по верхним и нижним сферическим поверхностям (см. рисунок В.10). Благодаря этому взаимные смещения двухмаятниковых скользящих опор могут быть в два раза больше, чем у одномаятниковых скользящих опор с теми же габаритными размерами.

В.6.13 Возможность использования в двухмаятниковых скользящих опорах верхних и нижних сферических поверхностей с разными радиусами кривизны и коэффициентами трения позволяет увеличить сейсмоизолирующие свойства этих опор.

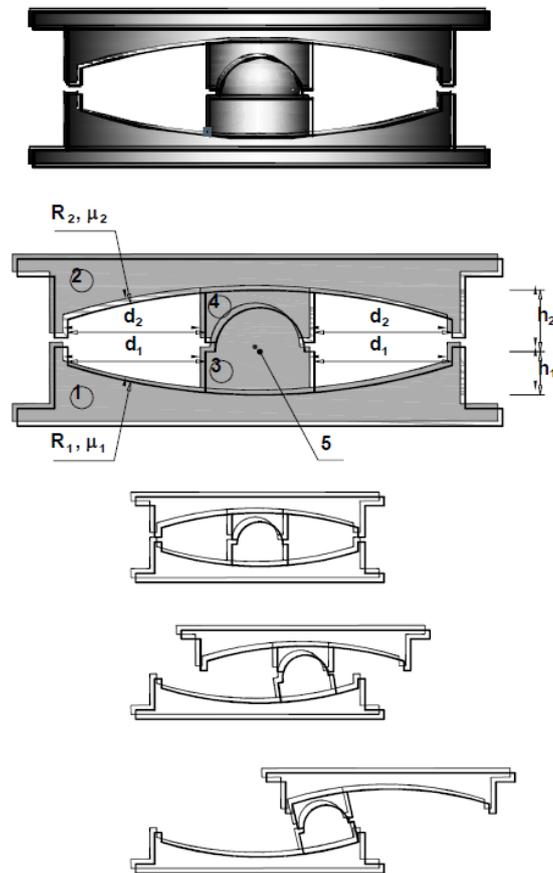


Рисунок В.10 – Общий вид и схема поведения двухмаятниковой опоры:

- 1 – нижняя стальная плита со сферической вогнутой поверхностью;
- 2 – верхняя стальная плита со сферической вогнутой поверхностью;
- 3 – верхний ползун со сферической вогнутой поверхностью;
- 4 – нижний ползун со сферической выпуклой поверхностью;
- 5 – точка поворота

В.6.14 Трехмаятниковая скользящая опора состоит из двух плит (верхней и нижней) со сферическими вогнутыми поверхностями скольжения и трех ползунов (верхнего, нижнего и внутреннего) со сферическими поверхностями. Общий вид и схема поведения трехмаятниковой скользящей опоры показаны на рисунке В.11.

В.6.15 Особенности поведения трехмаятниковой скользящей опоры зависят от радиусов кривизны верхних и нижних сферических поверхностей  $R_1$ ,  $R_2$ ,  $R_3$  и  $R_4$ , а также значений коэффициентов трения скольжения  $\mu_1$ ,  $\mu_2$ ,  $\mu_3$  и  $\mu_4$  ползунов по сферическим поверхностям.

В.6.16 В трехмаятниковых скользящих опорах, как и в двухмаятниковых, радиусы сферических вогнутых поверхностей и коэффициенты трения могут быть одинаковыми или разными.

*Примечание.* В трехмаятниковой скользящей опоре реализован механизм трех маятников, последовательно включающихся в работу в зависимости от спектрального состава и интенсивности сейсмических воздействий. По мере увеличения перемещений трехмаятниковых опор будут увеличиваться эффективная длина маятника (и период колебаний сейсмоизолированной части сооружения) и повышаться эффективное демпфирование.

В.6.17 Комбинируя значения радиусов кривизны сферических поверхностей и коэффициентов трения скольжения, можно запроектировать трехмаятниковые скользящие опоры, способные эффективно снижать сейсмические нагрузки на сейсмоизолированную часть сооружения при землетрясениях с очень высокой интенсивностью и сложным спектральным составом.

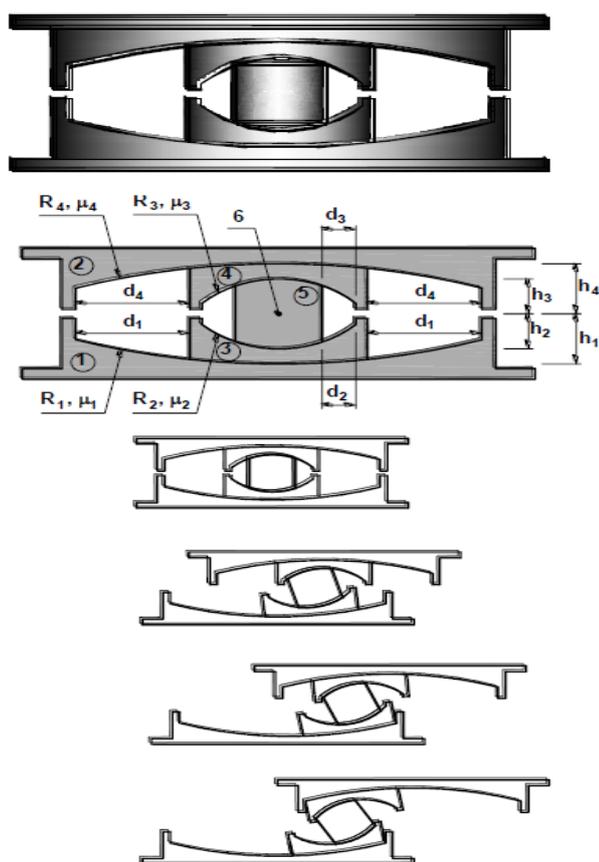


Рисунок В.11 – Общий вид и схема поведения трехмаятниковой опоры:

- 1 – нижняя стальная плита со сферической вогнутой поверхностью;
- 2 – верхняя стальная плита со сферической вогнутой поверхностью;
- 3 – нижний ползун со сферической вогнутой поверхностью;
- 4 – верхний ползун со сферической вогнутой поверхностью;
- 5 – внутренний шарнирный ползун; 6 – точка поворота

## **В.7 Трехкомпонентная пружинно-демпферная система. Упругие витые пружины с многокомпонентными (3D) вязкоупругими демпферами**

В.7.1 Система ТПДС состоит из упругих витых пружин, несущих статическую и сейсмическую нагрузку и параллельно включенных многокомпонентных

ВД, обеспечивающих в широких пределах необходимое демпфирование для сейсмоизолированной системы (рисунки В.12, В.13).



Рисунок В.12 – Установка ТПДС при параллельном размещении блока витых пружин и ВД

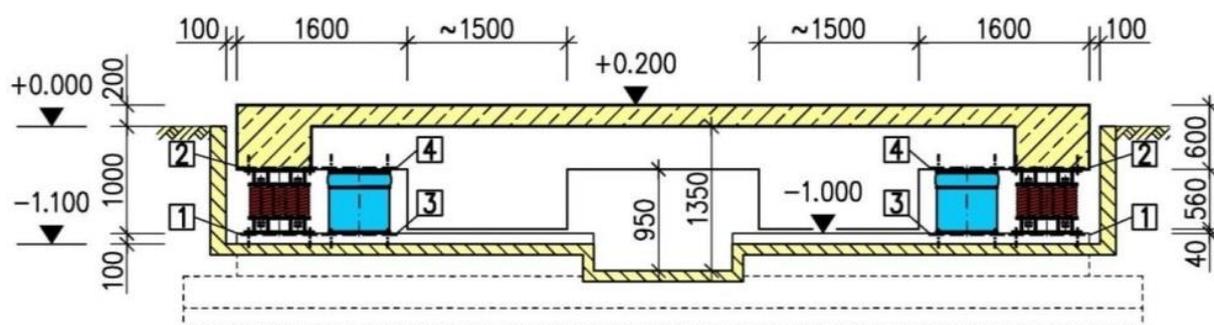


Рисунок В.13 – Принципиальная схема разрезного фундамента с сейсмоизоляцией ТПДС

В.7.2 Варьирование параметрами витых пружин позволяет получить необходимые первые собственные частоты сейсмоизолированной системы в горизонтальном и вертикальном направлениях относительно доминантной частоты сейсмического воздействия (рисунок В.14, а), а демпферы ВД обеспечивают систему необходимым демпфированием во всех степенях свободы, что позволяет существенно сократить перемещения сейсмоизолированной системы при сохранении ее высокой изолирующей способности (рисунок В.14, б).

В.7.3 Несущая способность блоков витых пружин находится в диапазоне от 1 до 7000 кН.

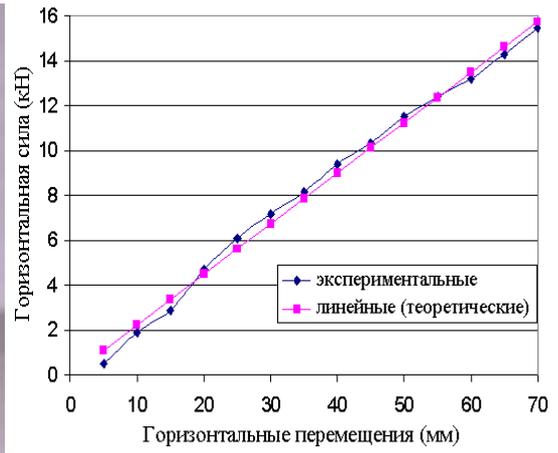
Блок витых пружин имеет линейную зависимость «сила – перемещение» во всем диапазоне нагрузок и перемещений в вертикальном и горизонтальном направлениях (рисунок В.14, б).

В.7.4 Максимальные сейсмические перемещения блоков пружин могут достигать 300 мм и более.

В.7.5 Многокомпонентные ВД (рисунок В.15) имеют нелинейную частотную демпфирующую характеристику. Их динамическая жесткость состоит из упругой и неупругой (вязкой) частей и описываются 4-звенной динамической моделью Максвелла (рисунок В.16).



а)

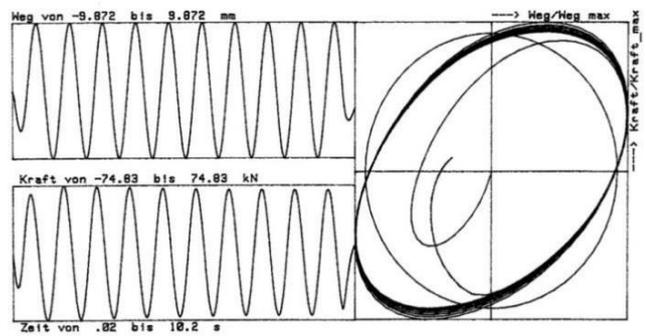


б)

Рисунок В.14 – Блок витых пружин для пространственной 3D-изоляции (а); линейная зависимость «сила – перемещение» для витой пружины (б)



а)



б)

Рисунок В.15 – Вязкоупругий пространственный 3D-демпфер (а); зависимость «сила – перемещение» для ВД (б)

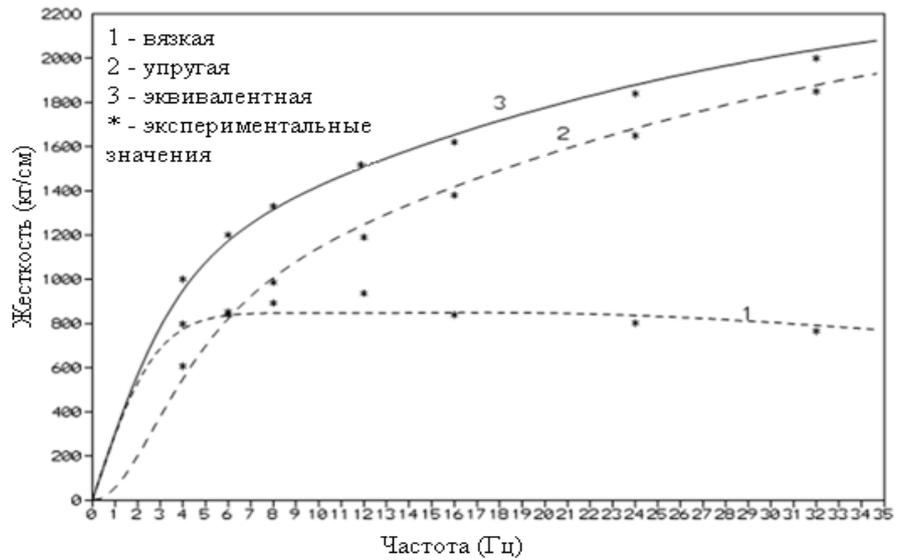


Рисунок В.16 – Зависимость вязкоупругой реакции демпфера от частоты нагружения

## ОПРЕДЕЛЕНИЕ ВНУТРЕННИХ УСИЛИЙ В СТАЛЬНОЙ РАМЕ КАРКАСА ОДНОЭТАЖНОГО ПРОИЗВОДСТВЕННОГО БЕСКРАНОВОГО ЗДАНИЯ ОТ ДЕЙСТВИЯ ГОРИЗОНТАЛЬНОЙ СЕЙСМИЧЕСКОЙ НАГРУЗКИ

### 1. Исходные данные

Площадка строительства – г. Бишкек, мкр. Тунгуч;

Тип грунтовых условий по сейсмическим свойствам – II (пески гравелистые крупные и средней крупности, плотные независимо от степени водонасыщения, смотри табл. 6.1

СН КР 20-02:2018);

Здание отапливаемое, бескрановое, двухпролетное, ширина пролета 24 м, длина здания 72 м; строительная высота 6 м (план и поперечный разрез представлены на рис. 1 и 2).

Класс ответственности по назначению – II (табл. 7.2 СН КР 20-02:2018).

Класс ответственности по этажности – I (табл. 7.3 СН КР 20-02:2018).

Коэффициенты ответственности –  $\gamma_{Ih}=1,0$ ;  $\gamma_{Iv} = 1,0$  (табл. 7.4 СН КР 20-02:2018).

Рама проектируется из стальных колонн двутаврового сечения 35К1 (крайний ряд), 40К1 (средний ряд) и металлических стропильных ферм из прямоугонных труб.

Покрытие из крупноразмерных ребристых плит из легкого бетона; кровля рулонная.

Стены из трехслойных сэндвич-панелей, толщиной 200 мм.

Нормативное значение веса снегового покрова для г. Бишкек – 0,7 кПа.

Требуется определить усилия в поперечной раме здания по оси 2 от действия сейсмической нагрузки.

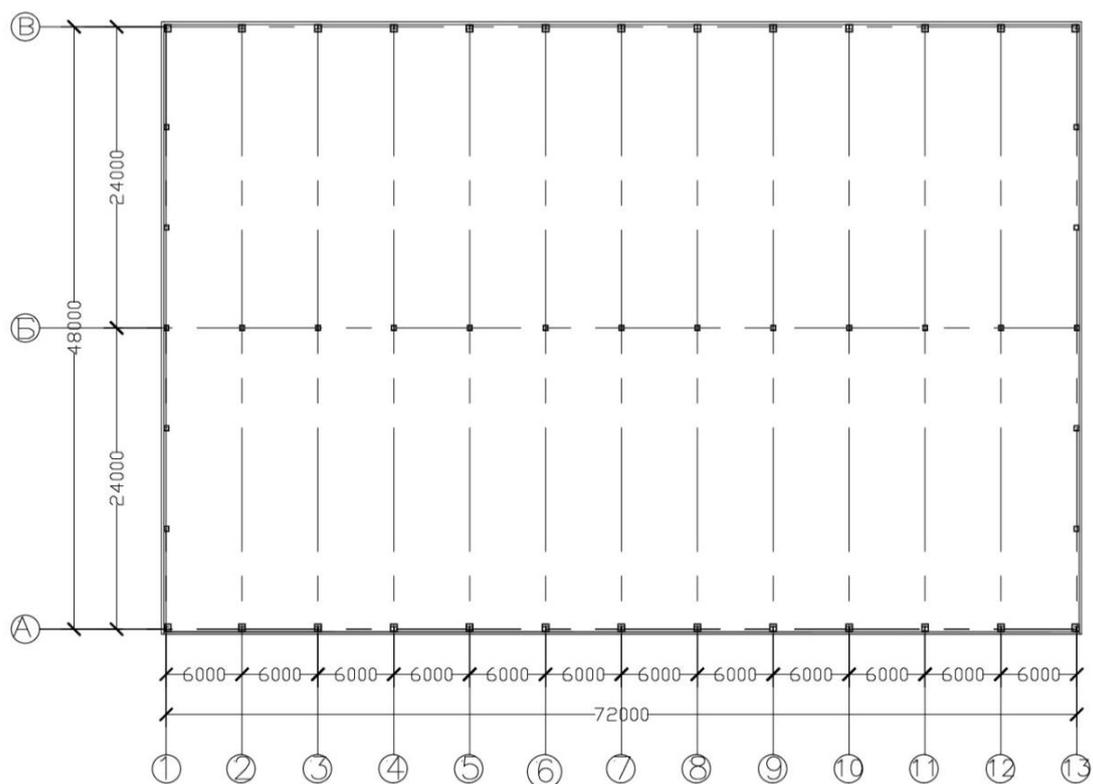


Рисунок 1 – План здания

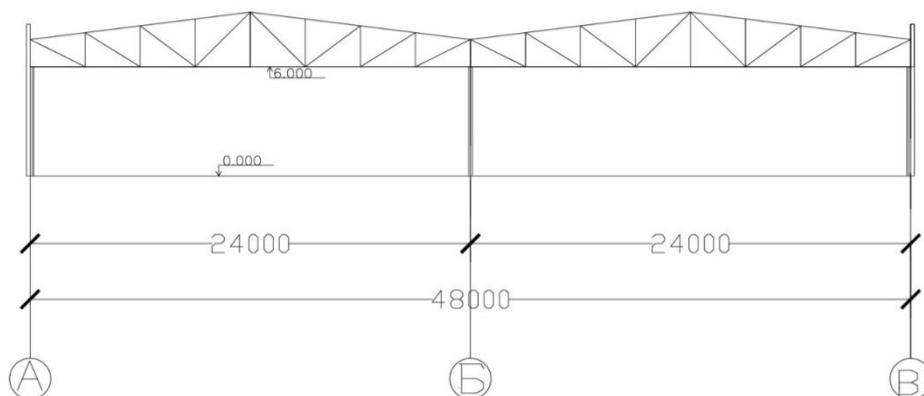


Рисунок 2 – Поперечный разрез

Расчетные сейсмические нагрузки определяются в зависимости от сейсмичности района строительства, типа грунтовых условий по сейсмическим свойствам, сейсмичности площадки строительства, значений пиковых ускорений грунтов, а также особенностей конструктивной схемы и ответственности зданий и сооружений (СН КР 20-02:2018)

## 2. Определение сейсмической опасности района и площадки строительства

В соответствии с требованиями СН КР 20-02:2018, сейсмическую опасность района строительства следует определять с использованием карт общего сейсмического районирования территории Кыргызской Республики или по списку

населенных пунктов Кыргызской Республики. По таблице Приложения 7 (таблица Г.1 СН КР 20-02:2018) для

г. Бишкек IPE - 8; PGA1,agR - 0.28 и расчетное ускорение  $a_g$  (в долях  $g$ ) - 0.364 (для грунтовых условий типа II). Учитывая соотношение интенсивности землетрясения в баллах и пиковых ускорений (Приложение И СН КР 20-02:2018), степень сейсмической опасности площадки строительства можно оценить в 8 баллов.

Выбранная для строительства проектируемого производственного здания площадка не относится к неблагоприятным в сейсмическом отношении площадкам (смотри пункт 6.4 СН КР 20-02:2018).

### 3. Определение сейсмических нагрузок, действующих на здание

В соответствии с требованиями СН КР 20-02:2018, расчет конструкций и оснований зданий должен выполняться на основные и особые сочетания нагрузок с учетом сейсмических воздействий. При расчете зданий и сооружений на особое сочетание нагрузок расчетные значения постоянных и временных нагрузок, принятые согласно СНиП по нагрузкам и воздействиям, следует умножать на коэффициенты сочетаний, принимаемые по таблице 1.

Таблица 1 – Коэффициенты сочетаний

Вид нагрузки	Коэффициент сочетаний
1 Постоянные:	
а) от собственного веса металлических конструкций	0,95
б) от собственного веса других конструкций	0,9
2 Временные длительные	0,8
3 Кратковременные (на перекрытия и покрытия)	0,5

Массы (веса) нагрузок и частей здания или сооружения допускается принимать сосредоточенными в узлах расчетной модели. Для вычисления массы, отнесенной к какой-либо точке расчетной модели, следует применять расчетные значения постоянных и временных нагрузок, создающих инерционные силы в рассматриваемом направлении. Расположение точек сосредоточения масс и количество степеней их свободы допускаются принимать в зависимости от особенностей объемно-планировочной и конструктивной схем здания или сооружения.

Расчетная горизонтальная сейсмическая нагрузка  $F_{ik}$ , определяемая спектральным методом, вычисляется по формуле

$$F_{ik} = \gamma_{Ih} \cdot S_d(T_i) \cdot m_{ik} ,$$

где  $F_{ik}$  – сейсмическая нагрузка на здание в рассматриваемом горизонтальном направлении для  $i$ -й формы его собственных колебаний, приложенная к точке  $k$ ;  $\gamma_{Ih}$  – коэффициент, учитывающий ответственность здания или сооружения при определении горизонтальных сейсмических нагрузок;  $S_d(T_i)$  – значение спектра расчетных реакций в ускорениях (в  $m/c^2$ ;  $g = 9,81 m/c^2$ ) на периоде  $T_i$ , определяемое в соответствии с пунктом 7.5.2 СН КР 20-02:2018;  $T_i$  – период колебаний здания или сооружения по  $i$ -й форме в рассматриваемом горизонтальном направлении;  $m_{ik}$  – эффективная модальная масса, отнесенная к точке  $k$ , соответствующая  $i$ -й форме колебаний, определяемая с помощью выражения

$$m_{ik} = m_k \cdot \eta_{ik} , \text{ или } m_{ik} = w_k \cdot m_k \cdot \eta_{ik} / g ,$$

где  $\eta_{ik}$  – коэффициент, зависящий от формы деформирования здания или сооружения при его собственных колебаниях по  $i$ -му тону, места расположения нагрузки и направления сейсмического воздействия;  $m_k$  и  $w_k$  – масса и вес соответственно, отнесенные к точке  $k$ .

Для консольной расчетной схемы проектируемого здания (рисунок 3), значения коэффициента  $\eta_{ik}$  могут быть определены с помощью выражения

$$\eta_{ik} = \frac{U_i(z_k) \sum_{j=1}^n m_j U_i(z_j)}{\sum_{j=1}^n m_j U_i^2(z_j)},$$

где  $U_i(z_k)$  и  $U_i(z_j)$  – перемещение здания и сооружения при собственных колебаниях по  $i$ -ой форме;  $\cos(U_{ik}, U_0)$  – косинусы между направлениями перемещения  $U_{ik}$  и вектора сейсмического воздействия  $U_0$ ;  $n$  – количество сосредоточенных нагрузок.

Для одномассовой расчетной модели (см. рисунок 3), имеющей одну форму колебаний  $\eta_{ik} = 1$ .

Вертикальную сейсмическую нагрузку необходимо учитывать, если интенсивность вертикальной компоненты сейсмического воздействия превышает 0,25  $g$ . В нашем примере ограничиваемся вычислением только горизонтальной составляющей.

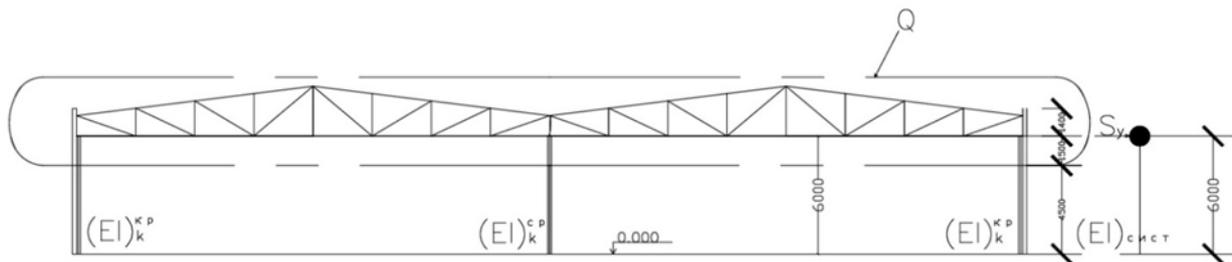


Рисунок 3 – Расчетная схема здания

В соответствии с требованиями СН КР 20-02:2018, пункт 7.7 и Приложения К, помимо горизонтальных сейсмических нагрузок, определяемых в соответствии с п. 7.3.2, следует учитывать эффекты кручения здания в плане, обусловленные неопределенностями в расположении масс и пространственными вариациями сейсмического движения.

Для учета эффектов кручения необходимо провести анализ регулярности конструктивной системы как в плане, так и по высоте (Приложение К). Учитывая положения нормативного документа, рассчитываемое здание можно классифицировать как регулярное и в плане, и по высоте поскольку отвечает всем требованиям пункта К.3.1.

Для зданий простой геометрической формы, регулярных в плане и по высоте, расчетные сейсмические нагрузки можно принимать действующими горизонтально в направлении продольных и поперечных осей здания. В данном примере определение сейсмической нагрузки выполним только по направлению поперечной оси  $Y$ . Определение сейсмической силы по направлению оси  $X$  проводится аналогично.

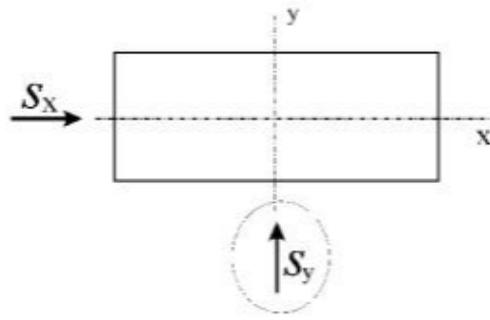


Рисунок 4 – Схема действия сейсмической нагрузки на здание

Вычисляем эффективную модальную массу по формуле:  $m_{ik} = w_k \cdot \eta_{ik} / g$ ,

$m_k$  и  $w_k$  – масса и вес соответственно, отнесенные к точке  $k$ .

Здесь  $w_k$  включает в себя:

- а) собственный вес покрытия;
- б) 1/4 собственного веса колонн (при шарнирном сопряжении стропильной конструкции с колонной);
- в) собственный вес стенового ограждения, расположенного выше 3/4Н (высоты колонны);
- г) снеговую нагрузку, действующую на покрытие.

Вычисление  $w_k$  представлено в таблице 2.

Таблица 2 – Расчетные вертикальные нагрузки

Нагрузки	Норм. нагрузка на единицу	Коэффициенты		Расчетная нагрузка на единицу	Вычисления	Расчетная нагрузка Q, кН
		надежности по нагрузке	сочетания			
От веса:						
кровли с утеплителем, кН/м <sup>2</sup>	1,01	1,2	0,9	1,2	$1,1 \cdot 48 \cdot 72$	3801,6
плит покрытия, кН/м <sup>2</sup>	1,6	1,1	0,9	1,58	$1,58 \cdot 48 \cdot 72$	5460,5
металлических ферм и связей, кН	150	1,1	0,95	148,5	$148,5 \cdot 26$	3861
колонн, кН	24	1,1	0,9	23,76	$23,76 \cdot 0,25 \cdot 39$	231,6
стенового ограждения, кН/м <sup>2</sup>	0,5	1,1	0,9	0,495	$0,495 \cdot (0,25 \cdot 6 + 1,4) \cdot 2 \cdot (72 + 48)$	249,48
От снега, кН/м <sup>2</sup> (кПа)						
В том числе:						
кратковременная	0,7	1,4	0,5	0,49	$0,49 \cdot 48 \cdot 72$	1693,44
					Итого $w_k$	15297,62

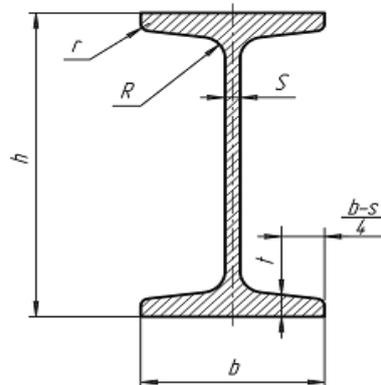
Поскольку для одномассовой расчетной модели  $\eta_{ik} = 1$ , то

$$m_{ik} = w_k \cdot \eta_{ik} / g = 15297.62 \cdot 1 / 9.81 = 1560.98 \text{ кН}.$$

Для определения  $T_i$  – периода колебаний здания по 1-й форме в рассматриваемом горизонтальном направлении, необходимо вычислить жесткость консольного стержня.

Жесткость консольного стержня определяется как сумма жесткостей всех колонн здания, воспринимающих сейсмическую нагрузку в заданном направлении:

$$(EI)_{\text{сум}} = \sum_{i=1}^n (EI)_{ki}$$



Здесь  $(EI)_{ki}$  – жесткость  $i$ -ой колонны;  $n$  – количество колонн, воспринимающих нагрузку в заданном направлении.

Определим жесткость колонн.

#### Для крайних колонн

Двутавр 35К1:  $h = 343$ ;  $b = 350$ ;  $s = 10$ ;  $t = 15$ ;  $r = 20$ .

Момент инерции сечения крайней колонны:  $I = 3.161 \cdot 10^{-4} \text{ м}^4$ .

Жесткость крайней колонны:  $(EI)_{\text{к.кр}} = 3.161 \cdot 10^{-4} \cdot 2.1 \cdot 10^8 = 66381 \text{ кН} \cdot \text{м}^2$

#### Для средних колонн

Двутавр 40К1:  $h = 393$ ;  $b = 400$ ;  $s = 11$ ;  $t = 16,5$ ;  $r = 22$ .

Момент инерции сечения средней колонны:  $I = 5.24 \cdot 10^{-4} \text{ м}^4$ .

Жесткость средней колонны:  $(EI)_{\text{к.ср}} = 5,24 \cdot 10^{-4} \cdot 2,1 \cdot 10^8 = 110040 \text{ кН} \cdot \text{м}^2$

Изгибная жесткость консольного стержня:

$$(EI)_{\text{сум}} = 66381 \cdot 26 + 110040 \cdot 13 = 3156426 \text{ кН} \cdot \text{м}^2.$$

Для горизонтальных компонент сейсмического воздействия, учитываемых при расчете зданий, спектр расчетных реакций  $S_d(T)$  определяется с помощью выражений 7.6 и 7.7 СН КР 20-02:2018:

$$0 \leq T \leq T_c: S_d(T) = a_g \cdot \frac{2,5}{q},$$

$$T \geq T_c: S_d(T) = a_g \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_c}{T} \right], \text{ но не менее } \beta \cdot a_g,$$

где  $S_d(T)$  – спектр расчетных реакций, характеризующий горизонтальную компоненту сейсмического воздействия;  $T_c$  – максимальное значение периода на постоянном участке графика спектральных ускорений, принимаемое в соответствии с данными таблицы 3 (табл.7.5 СН КР 20-02:2018;  $T$  – период колебаний линейной системы с одной степенью свободы в горизонтальном направлении;  $a_g$  – расчетное горизонтальное ускорение на площадке строительства, определяемое по Приложению Г;  $\beta$  – показатель нижней границы спектра расчетных реакций для горизонтальных компонент, принимаемый 0,2;  $q$  – коэффициент поведения, значение которого следует определять в соответствии с положениями подраздела 7.6.

Период собственных колебаний линейной системы с одной степенью свободы в горизонтальном направлении определяется по формуле

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{m_{ik}}{c}} = 2 \cdot 3.14 \sqrt{\frac{1560.98}{43839.3}} = 1.18 \text{ с.}$$

$c$  – коэффициент жесткости консольного стержня, определяется по формуле

$$c = \frac{3 \cdot (EI)_{\text{суст.}}}{H^3} = \frac{3 \cdot 3156426}{6^3} = 43839,3.$$

Максимальное значение периода  $T_c$  для II типа грунтовых условий площадки строительства  $T_c = 0,72 \text{ с.}$

Таблица 3 – Значения периодов  $T_c$  [1, таблица 7.5 ]

Типы грунтовых условий на площадке строительства	Значения $T_c, \text{ с}$
IA и IB	0,48
II	0,72
III	0,96

Коэффициент поведения  $q$  определяем в соответствии с положениями подраздела 7.6 СН КР 20-02:2018. Согласно таблице 7.8, пункт 3,а, для одноэтажных каркасов всех конструктивных систем  $q = .4,0$ .

Расчетное горизонтальное ускорение на площадке строительства  $a_g$ , определяем по Приложению Г СН КР 20-02:2018. Для строительной площадки в г. Бишкек с типом грунтовых условий II  $a_g = 0.36 \cdot 9.81 = 3.571 \text{ м/с}^2$ .

Так как для рассматриваемого случая  $T \geq T_c$ , для определения спектра расчетных реакций воспользуемся формулой

$$S_d(T) = a_g \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_c}{T} \right], \text{ но не менее } \beta \cdot a_g;$$

$$S_d(T) = 3.571 \cdot \frac{2.5}{4.0} \cdot \left[ \frac{0.72}{1.18} \right] = 1.362 > 0.2 \cdot 3.571 = 0.7142.$$

Тогда сейсмическая сила, действующая на здание в поперечном направлении:

$$F_{ik} = \gamma_{lh} \cdot S_d(T_i) \cdot m_{ik} = 1.0 \cdot 1.362 \cdot 1560.98 = 2125.78 \text{ кН.}$$

#### 4. Определение сейсмической нагрузки, действующей на поперечную раму

Если все поперечные рамы здания имеют одинаковую жесткость, то можно считать, что сейсмическая нагрузка, действующая на все здание в поперечном направлении распределится на все рамы равномерно.

Тогда сейсмическая нагрузка, действующая на одну раму (без учета кручения):

$$F_y^p = \frac{F_y}{n} = \frac{2125.78}{13} = 163.52 \text{ кН.}$$

#### 5. Эффекты случайного кручения здания в плане

Помимо горизонтальных сейсмических нагрузок, следует учитывать эффекты кручения здания в плане, обусловленные неопределенностями в расположении масс и пространственными вариациями сейсмического движения.

Для учета эффектов кручения, расчетные центры массы на каждом этаже здания следует рассматривать как смещенные относительно номинального положения на расстояние  $e_{ak}$  в направлении ортогональном направлению действия сейсмических сил:

$$e_{ak} = \pm 0.05 \cdot L_k \cdot f_{ek},$$

где  $e_{ak}$  – случайный эксцентриситет массы  $k$ -го этажа, принимаемый в одинаковом направлении на всех этажах здания;  $L_k$  – размер перекрытия над  $k$ -м этажом в направлении, перпендикулярном к направлению действия сейсмических сил;  $f_{ek}$  – коэффициент, учитывающий нерегулярность здания в плане в уровне  $k$ -го этажа.

Определим дополнительную сейсмическую силу в раме по оси 2 по формуле

$$e_{ak} = \pm 0.05 \cdot L_k \cdot f_{ek}.$$

Здесь  $e_{ak}$  – расчетный эксцентриситет силы  $F_y$ ,  $e_{ak} = 0,05 \cdot 72 \cdot 1 = 3,6$  м.

$B = 72$  м – размер здания в направлении перпендикулярном действию силы

$S_y$ ;

$l_x = 30$  м – расстояние от оси рассматриваемой рамы до центра жесткости;

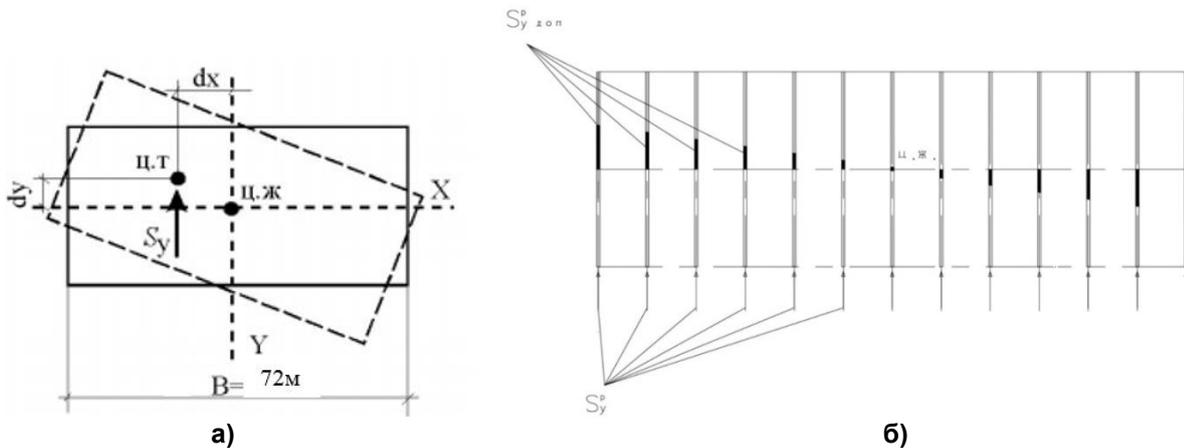


Рисунок 5 – Расчет дополнительной сейсмической нагрузки, действующей на раму: а – поворот в плане здания, имеющего эксцентриситет между центром масс и центром жесткости; б – распределение дополнительных сейсмических сил, возникающих при повороте здания

$c_y^p$  – коэффициент жесткости поперечной рамы по оси 2, определяется по формуле

$$c_y^p = \frac{3 \cdot (EI)_p}{H^3} = \frac{3 \cdot (2(EI)_k^{kp} + (EI)_k^{cp})}{H^3} = \frac{3 \cdot (2 \cdot 66381 + 110040)}{6^3} = 3372.25 \text{ кН} / \text{м}.$$

$K_\phi$  – угловая жесткость здания, определяется по формуле

$$K_\phi = \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^m (c_{yi}^p l_x^2 + c_{xj}^p l_y^2),$$

где  $n = 13$  количество рам в поперечном направлении здания;  $m = 3$  – количество рам в продольном направлении здания;  $l_{xi}$  – расстояние от  $i$ -ой поперечной рамы до центра жесткости;  $l_{yj}$  – расстояние от  $j$ -ой продольной рамы до центра жесткости;  $c_{yi}^p$  – коэффициент жесткости  $i$ -ой поперечной рамы. Поскольку все

поперечные рамы имеют одинаковую жесткость, то все  $c_{yi}^p = 3372.25 \text{ кН/м}$ ;  $c_{xj}^p$  – коэффициент жесткости  $j$ -ой продольной рамы.

Для крайних продольных рам коэффициент жесткости

$$c_x^{p(kp)} = \frac{3 \cdot (EI_p^{kp})}{H^3} = \frac{3 \cdot (13 \cdot EI_p^{kp})}{H^3} = \frac{3(13 \cdot 66381)}{6^3} = 11985,5 \text{ кН/м}.$$

Для средней рамы

$$c_x^{p(cp)} = \frac{3 \cdot (EI_p^{cp})}{H^3} = \frac{3 \cdot (13 \cdot EI_p^{cp})}{H^3} = \frac{3(13 \cdot 110040)}{6^3} = 19868,3 \text{ кН/м}.$$

Итак, угловая жесткость каркаса здания будет равна

$$K_\phi = 3372,25 \cdot (36^2 + 30^2 + 24^2 + 18^2 + 12^2 + 6^2) \cdot 2 + 11985,5 \cdot 24^2 + 19868,3 \cdot 0 = 35902278 \text{ кН/м}.$$

Тогда,

$$F_{y, \text{дон}}^p = \frac{3372,25 \cdot 30}{35902278} \cdot 2125,78 \cdot 3,6 = 21,56 \text{ кН}.$$

Суммарная нагрузка на раму по оси 2 составит (рисунок 6):

$$F_{\text{полн}} = F_y^p + F_{y, \text{дон}}^p = 163,52 + 21,56 = 185,08 \text{ кН}.$$

В качестве альтернативы, эффекты кручения могут быть определены как результирующие эффектов, вызванных соответствующими наборами статических крутящих моментов  $M_{ak}$ , действующих относительно вертикальной оси  $k$ -го этажа:

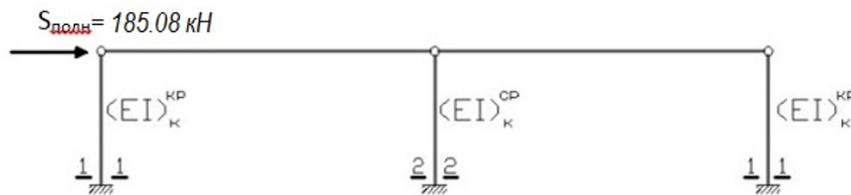
$$M_{ak} = e_{ak} \cdot F_k,$$

где  $M_{ak}$  – крутящий момент, приложенный к перекрытию над  $k$ -м этажом относительно его вертикальной оси;  $e_{ak}$  – случайный эксцентриситет массы  $k$ -го этажа;  $F_k$  – горизонтальная сила, действующая на  $k$ -й этаж в рассматриваемом направлении.

### 5. Определение усилий в раме от действия сейсмической нагрузки.

Полученная нагрузка прикладывается к поперечной раме на уровне верха колонн аналогично ветровой (рисунок 6, а).

а)



б)

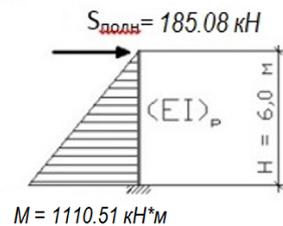


Рисунок 6 – Расчетная схема рамы

Предварительно, определим суммарный момент воспринимаемый всеми стойками рамы. Для этого примем расчетную схему рамы в виде консольного стержня, защемленного в основании, нагруженного сосредоточенной силой  $S_{\text{полн}}$  на уровне верха консоли (рисунок 6, б).

Жесткость консольного стержня примем равной суммарной жесткости всех колонн рамы

$$(EI)_p = 2 \cdot (EI)_k^{kp} + (EI)_k^{cp} = 2 \cdot 66381 + 110040 = 242802 \text{ кН} \cdot \text{м}^2.$$

Изгибающий момент в основании консольного стержня равен

$$M = F_{\text{полн}} \cdot H = 185.08 \cdot 6 = 1110.51 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

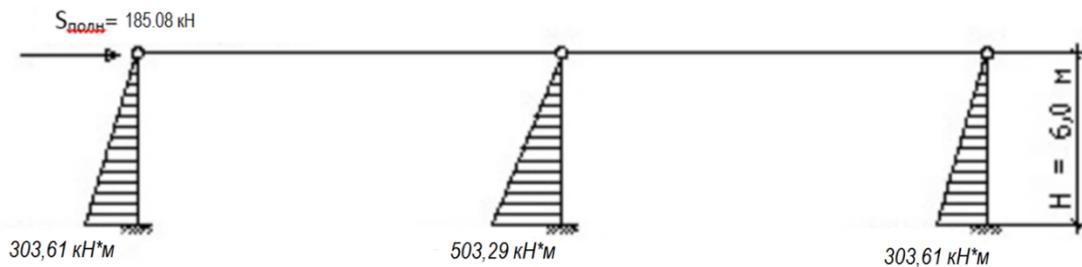
Распределим полученный момент по стойкам рамы пропорционально их жесткости. Тогда в сечениях колонн получим следующие усилия (рисунок 7):

$$M_{1-1} = \frac{(EI)_k^{kp}}{EI_p} M = \frac{66381}{242802} \cdot 1110.51 = 303.61 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

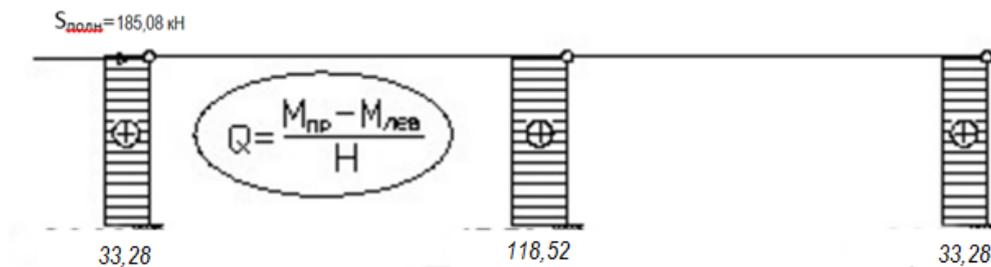
$$M_{2-2} = \frac{(EI)_k^{cp}}{EI_p} M = \frac{110040}{242802} \cdot 1110.51 = 503.29 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{3-3} = M_{1-1} = 303.61 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

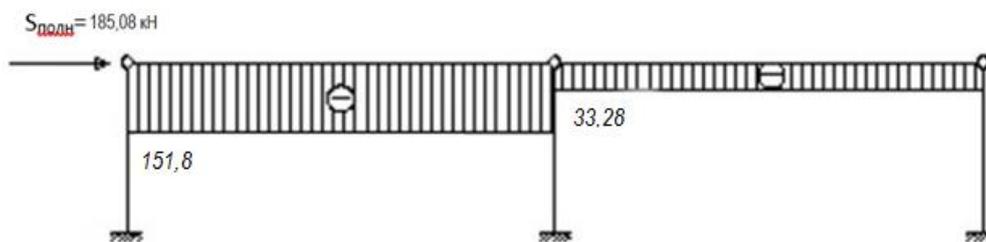
По эюре моментов, используя правила строительной механики, может быть построена эюра перерезывающих сил  $Q$ . По эюре  $Q$ , исходя из условия равновесия в узлах, может быть построена эюра продольных сил  $N$ .



Эюра « $M_s$ »



Эюра « $Q_s$ »



Эюра « $N_s$ »

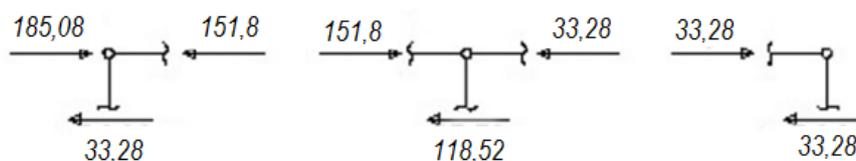


Рисунок 7 – Эпюры усилий в поперечной раме по оси «2» от действия сейсмической силы

В дальнейшем в расчете вычисляются усилия от особого сочетания нагрузок по формулам

$$M_{ок} = M_{стат} + M_s; \quad Q_{ок} = Q_{стат} + Q_s; \quad N_{ок} = N_{стат} + N_s.$$

где  $M_s, Q_s, N_s$  – усилия от действия сейсмической силы;  $M_{стат}, Q_{стат}, N_{стат}$  – усилия от действия статической нагрузки, в состав которой входят постоянная и снеговая нагрузка (ветер и крановая нагрузка в особое сочетание не включаются).

Если усилия, полученные от особого сочетания нагрузок, оказались больше, чем при основном сочетании, то именно они берутся в расчет при поверочном расчете принятого сечения элементов каркаса.

### **Список использованной литературы**

1. СН КР 20-02:2018 Сейсмостойкое строительство. Нормы проектирования. Гос. агентство по арх. и строит. при Правительстве Кыргызской Республики. – Бишкек, 2018. – 107 с.
2. ГОСТ 26020-83 Двутавры стальные горячекатаные с параллельными гранями полок. Сортамент. – М.: ИПК Издательство стандартов, 1998. – 11 с.
3. СП 20.13330.2016 Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85\*. Министерство строительства и жилищно-коммунального хозяйства Российской Федерации. – М.: ФАУ «ФЦС», 2018. – 122 с.

### РАСЧЕТ НА ОСОБОЕ СОЧЕТАНИЕ НАГРУЗОК ПЯТИЭТАЖНОГО КАРКАСНОГО ЗДАНИЯ С УЧЕТОМ ТРЕБОВАНИЙ СН КР 20-02:2018 (ПВК Лира 9.6 R9)\*

#### Исходные данные

Район строительства – г.Бишкек

Блок (жилое здание) прямоугольной формы с размерами в плане 12,0 × 50,0 м. Шаг вертикальных несущих конструкций: 5,6 м, 6,0 м, 6,4 м и 6,5 м. Высота колонн подвального этажа (до заземления в фундамент) – 3,8 м, технического этажа – 2,3 м, 1-го...5-го этажей – 3,3 м, машинного помещения – 3,8 м.

Основные несущие конструкции блока – монолитный железобетонный каркас, диафрагмы жесткости и монолитное ж.б. перекрытие.

Фундаменты – монолитные столбчатые с размерами:

- подошвы в плане – 2600 × 2600 мм, высотой 500 мм;
- первой ступени – 1800 × 1800 мм, высотой 1000 мм;
- подколоники – 1000 × 1000 мм, высотой 1500 мм.

Подпорные стены толщиной  $t = 400$  мм.

Монолитный каркас состоит из:

- Колонн – сечением 500 × 500 мм;
- Диафрагм жесткости – до отм. 13,200 толщиной  $t = 500$  мм, выше  $t = 150$  мм;
- Ригелей – сечением 500 × 600(h);
- Второстепенных балок – сечением 300 × 400(h);
- Монолитное перекрытие – железобетонное с опиранием на ригели и второстепенные балки, по периметру, на отм. -2,300 толщиной  $t = 200$  мм, выше  $t = 150$  мм.

Все монолитные конструкции выполнены из бетона класса В25.

Сейсмичность района строительства – 8 баллов (4 зона влияния Ысык-Атинского разлома с пиковым ускорением  $ag = 0.3605$ . Смотри СН КР 31-02:2018). Основанием для фундаментов служат галичниковые грунты ( $R0 = 60$  т/м<sup>2</sup>). Категория грунтов по сейсмическим свойствам – IБ (первая «Б»). Снеговой район – II (второй).

Расчет несущих конструкций здания производился с использованием вычислительного комплекса Лира 9.6 r9, реализующего при вычислениях метод конечных элементов. Расчетная схема приводится ниже. Нагрузки от собственного веса конструкций определяются автоматически при машинном счете.

Сейсмические нагрузки определены в автоматическом режиме с учетом коэффициентов сочетания в соответствии с СН КР 20-02:2018.

*Примечание:* Расчет реальный. Размещен на 250 страницах. В данном (сокращенном) примере приведены данные, характеризующие особенности расчетов на особое сочетание нагрузок на ПВК Лира с учетом требований СН КР 20-02:2018.

При расчете на сейсмические воздействия, в соответствии с требованиями СН КР 20-02:2018 и СН КР 31-02:2018, для района с расчетной сейсмичностью 8 баллов и категорией грунта IБ (первая «Б»), были использованы следующие расчетные коэффициенты :

$K_1 = 1.0$  (коэф. учитывающий степень ответственности зданий и сооружений);

$K_2 = 0.25$  (коэф. учитывающий особенности конструктивного решения зданий и сооружений для определения горизонтальных сейсмических нагрузок);

$K_2 = 0.67$  (коэф. учитывающий особенности конструктивного решения зданий и сооружений для определения вертикальных сейсмических нагрузок);

$K_3 = 1.0 + 0.06 \cdot (6 - 5) = 1.06$  (коэф., учитывающий высоту зданий и сооружений для определения горизонтальных сейсмических нагрузок ( $1.06 \leq K_3 \leq 1.8$ ));

$K_3 = 1.0 + 0.04 \cdot (4 - 5) = 1.04$  (коэф., учитывающий высоту зданий и сооружений для определения вертикальных сейсмических нагрузок ( $1.04 \leq K_3 \leq 1.5$ ));

$K_\psi = 1.0$  (коэф., учитывающий способность зданий и сооружений к рассеиванию энергии);

$K_0 = 1.0$  (коэф., учитывающий грунтовые условия площадки строительства);

$a_g = 0.3605$  (ускорение, характеризующее интенсивность горизонтального расчетного сейсмического воздействия на здание);

$a_{gv} = 0.2884$  (ускорение, характеризующее интенсивность вертикального расчетного сейсмического воздействия на здание).

Поправочный коэффициент для сейсмических сил, при переходе на нормы КР:

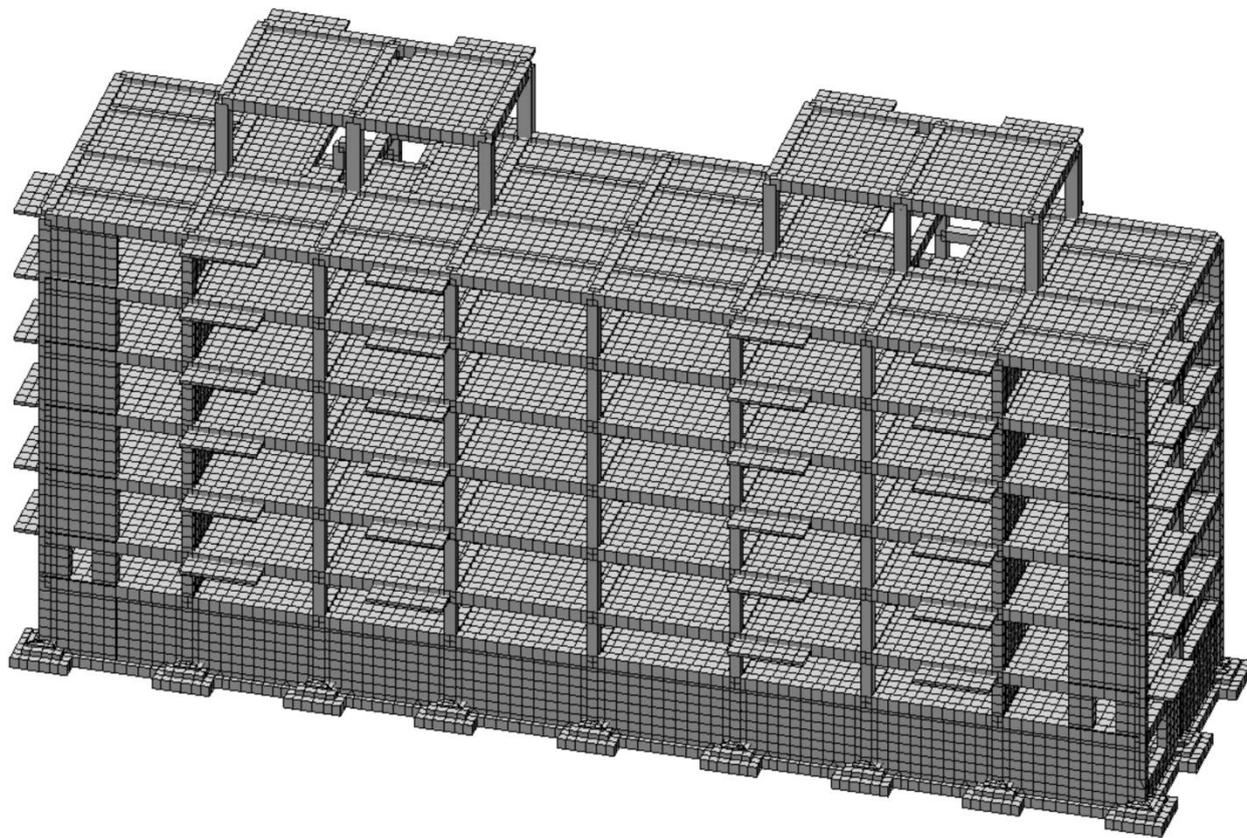
- от горизонтального воздействия – 1.45;
- от вертикального воздействия – 1.45.

*Расчет произведен на следующие загрузки:*

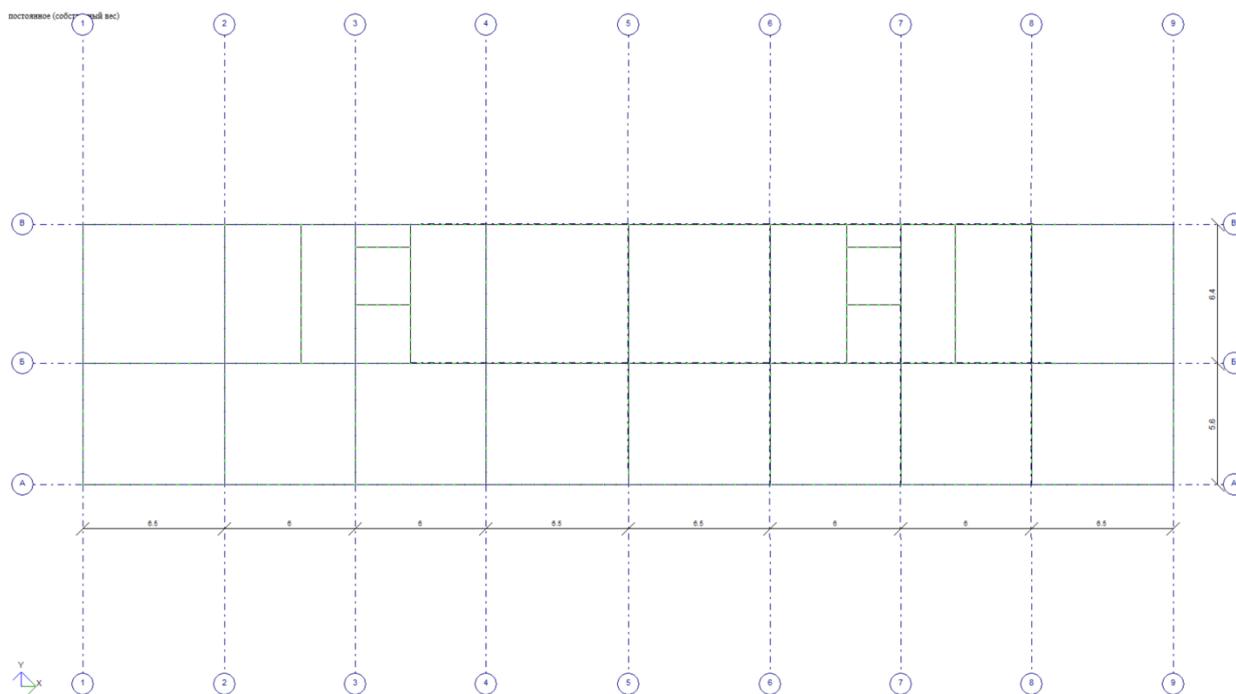
- 1 – собственный вес конструкций;
- 2, 3 – нагрузка от стен и перегородок, лестниц, конструкции пола, конструкции крыши (постоянные нагрузки);
- 4 – полезная (длительные нагрузки);
- 5 – снег (кратковременные нагрузки);
- 6 – давление грунта на подпорные стены (постоянные нагрузки);
- 7 – сейсмические (горизонтальное воздействие сейсмических сил вдоль оси X);
- 8 – сейсмические (горизонтальное воздействие сейсмических сил вдоль оси Y);
- 9 – сейсмические (вертикальное воздействие сейсмических сил вдоль оси Z).

Расчет произведен с учетом пунктов 7.7...7.9, обязательных приложений «Е» и «Ж» СН КР 20-02:2018, а также с учетом проверок регулярности по п. 10.2 СН КР 31-02:2018.

# Расчетная схема



Общий вид



План каркаса и балок

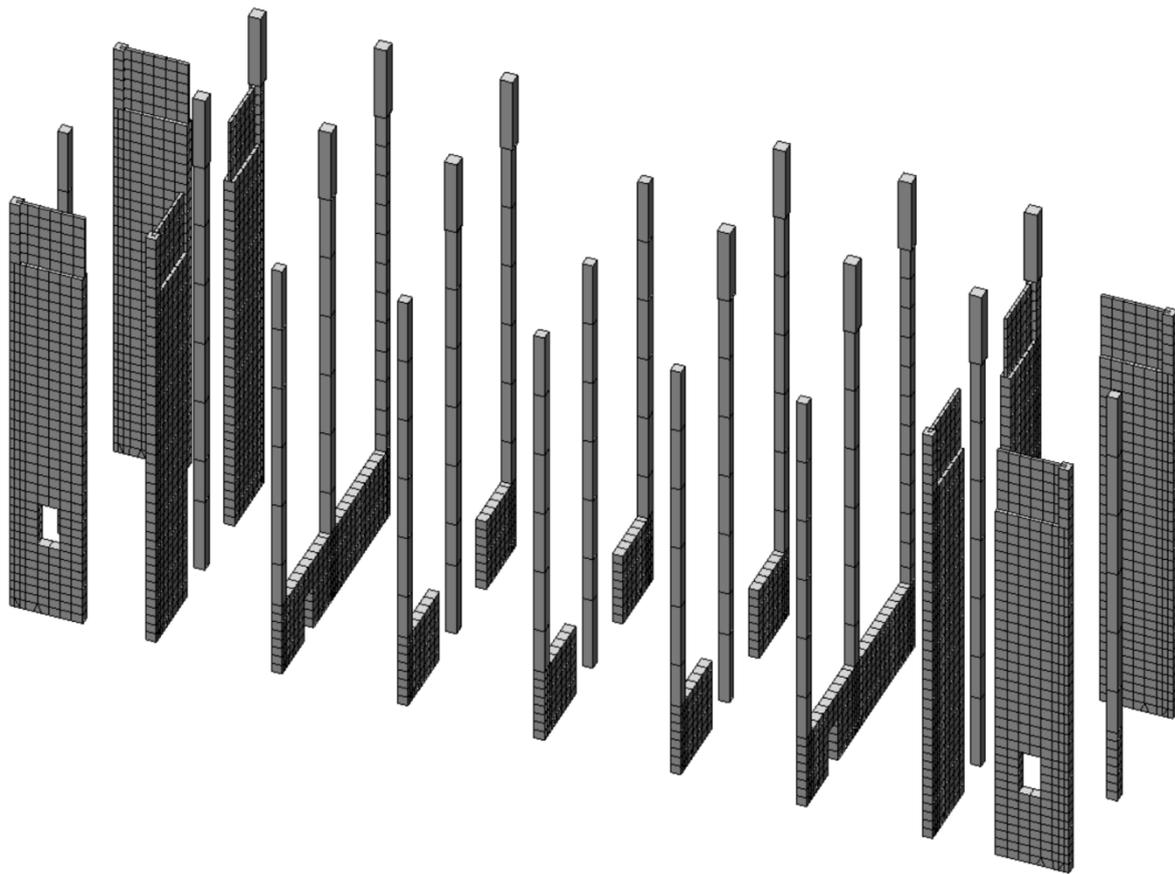


Схема колонн и диафрагм жесткости

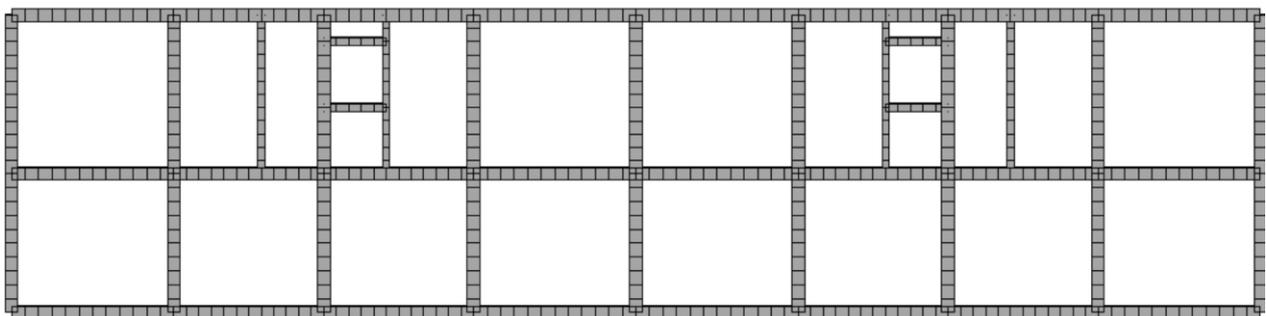


Схема ригелей и балок

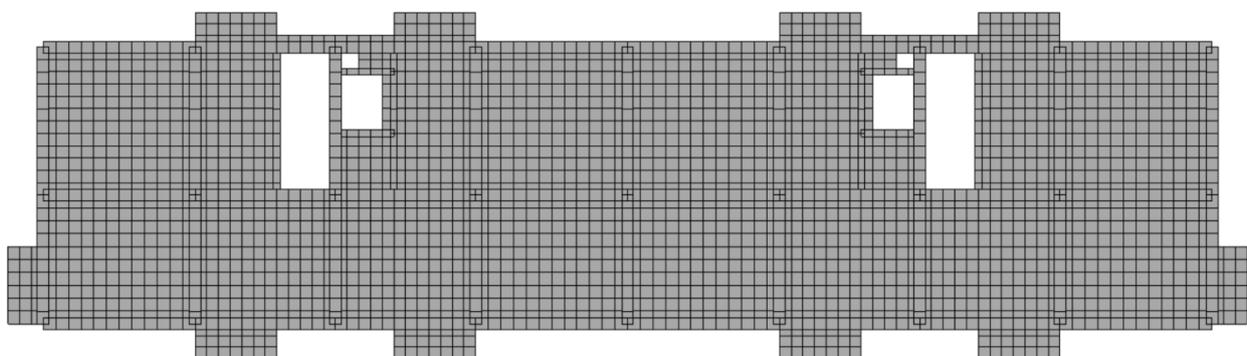


Схема перекрытия

## Входные данные Сечения конструкций

1. Пластина Н 50 (ф.1)

Учет ортотропии E2 0

E 3.06e+006 т/м<sup>2</sup> V21 0

V 0.2 G 0

H 50 см Pо 2.5 т/м<sup>3</sup>

Учет нелинейности

Тип КЭ

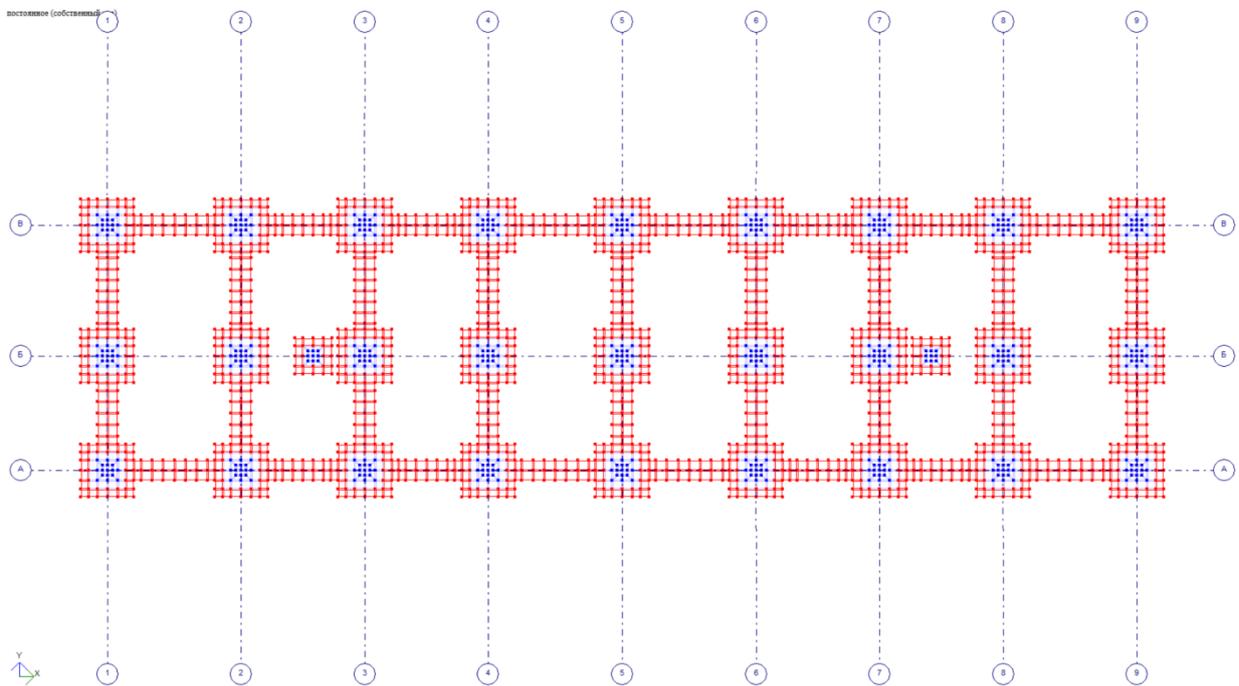
Плита, оболочка Параметры материала

Балка-стенка Параметры арматуры

Комментарий

ф.1

Цвет



2. Пластина Н 100 (ф2)

Учет ортотропии E2 0

E 3.06e+006 т/м<sup>2</sup> V21 0

V 0.2 G 0

H 100 см R<sub>0</sub> 2.5 т/м<sup>3</sup>

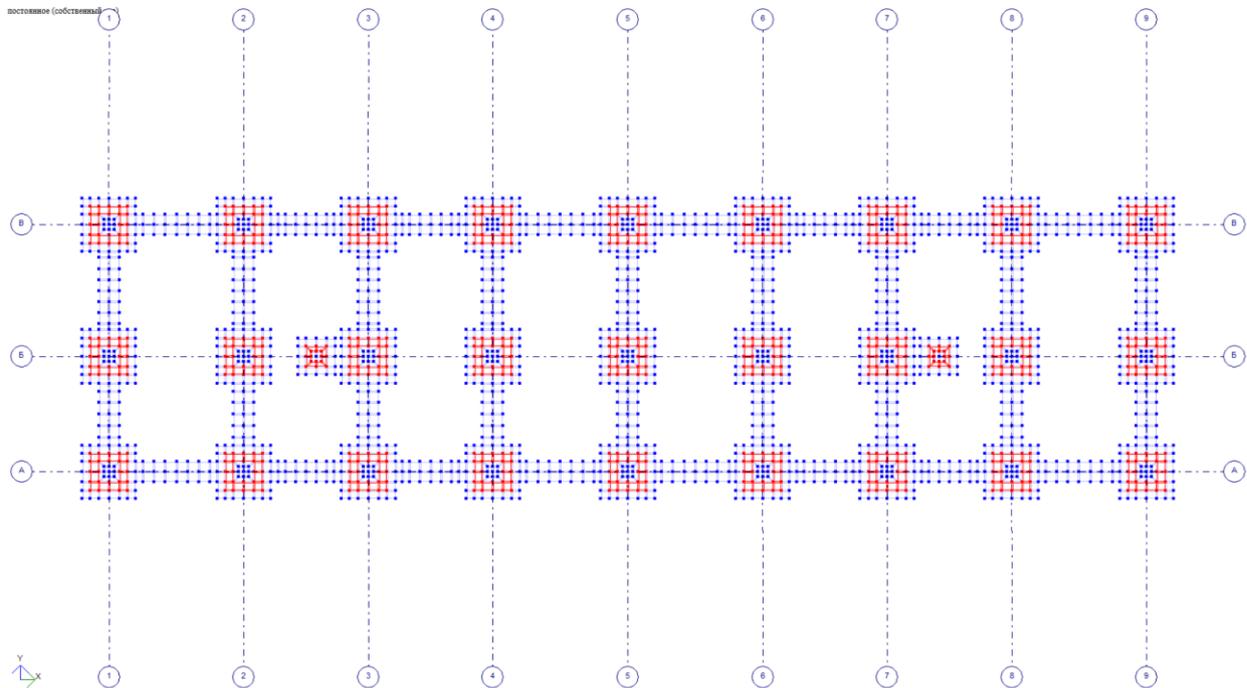
Учет нелинейности

Тип КЭ

Плита, оболочка

Балка-стенка

Комментарий  Цвет



3. Пластина Н 150 (ф3)

Учет ортотропии

E2

E   $\text{т/м}^2$  V21

V  G

H  см R<sub>0</sub>   $\text{т/м}^3$

Учет нелинейности

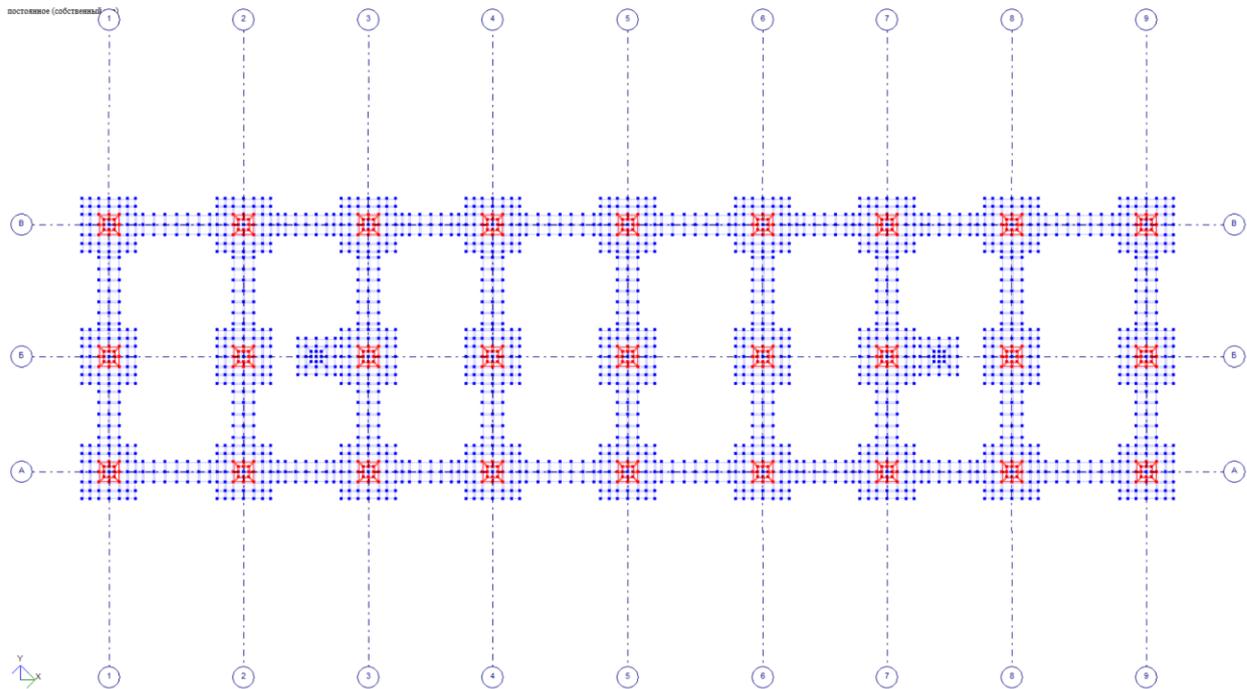
Тип КЭ

Плита, оболочка

Балка-стенка

Комментарий

Цвет



4. Пластина Н 40 (подп. стены) X

Учет ортотропии E2

E  Т/м<sup>2</sup> V21

V  G

H  см Ro  Т/м<sup>3</sup>

Учет нелинейности

Тип КЭ

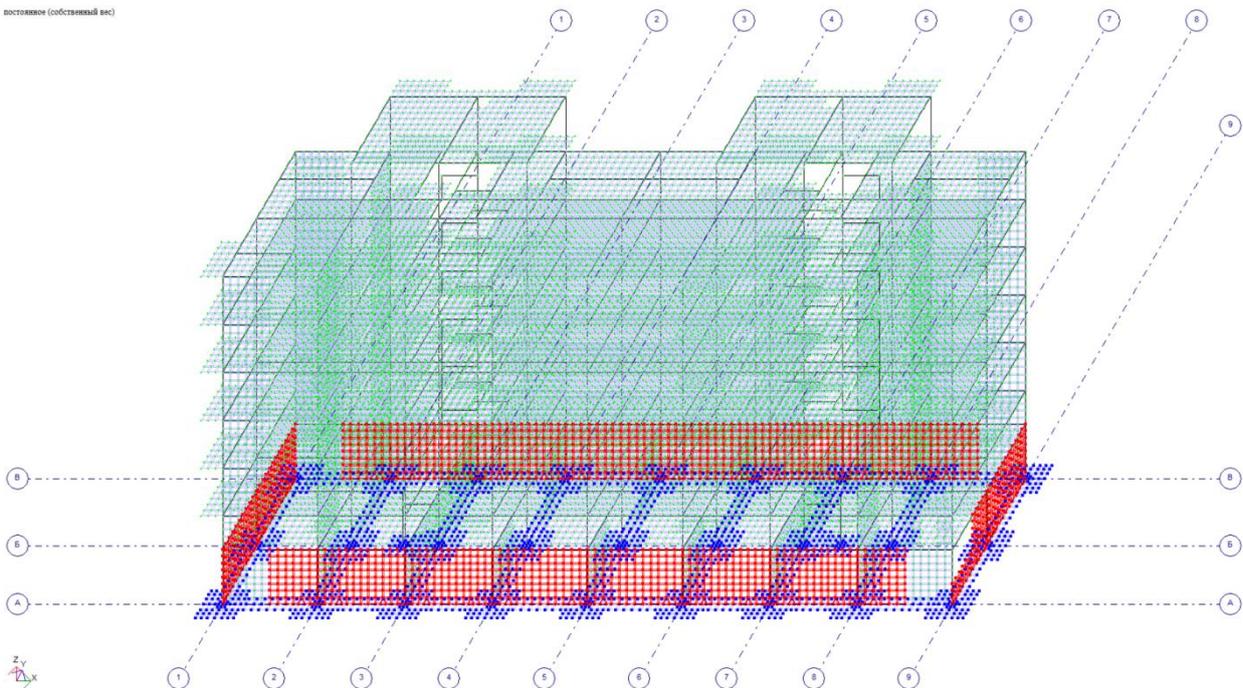
Плита, оболочка Параметры материала

Балка-стенка Параметры арматуры

Комментарий

Цвет

построение (собственный вид)



5. Пластина Н 50 (д.ж.\_1)

Учет ортотропии E2 0

E 3.06e+006  $\text{т/м}^2$  V21 0

V 0.2 G 0

H 50 см R<sub>0</sub> 2.5  $\text{т/м}^3$

Учет нелинейности

Тип КЭ

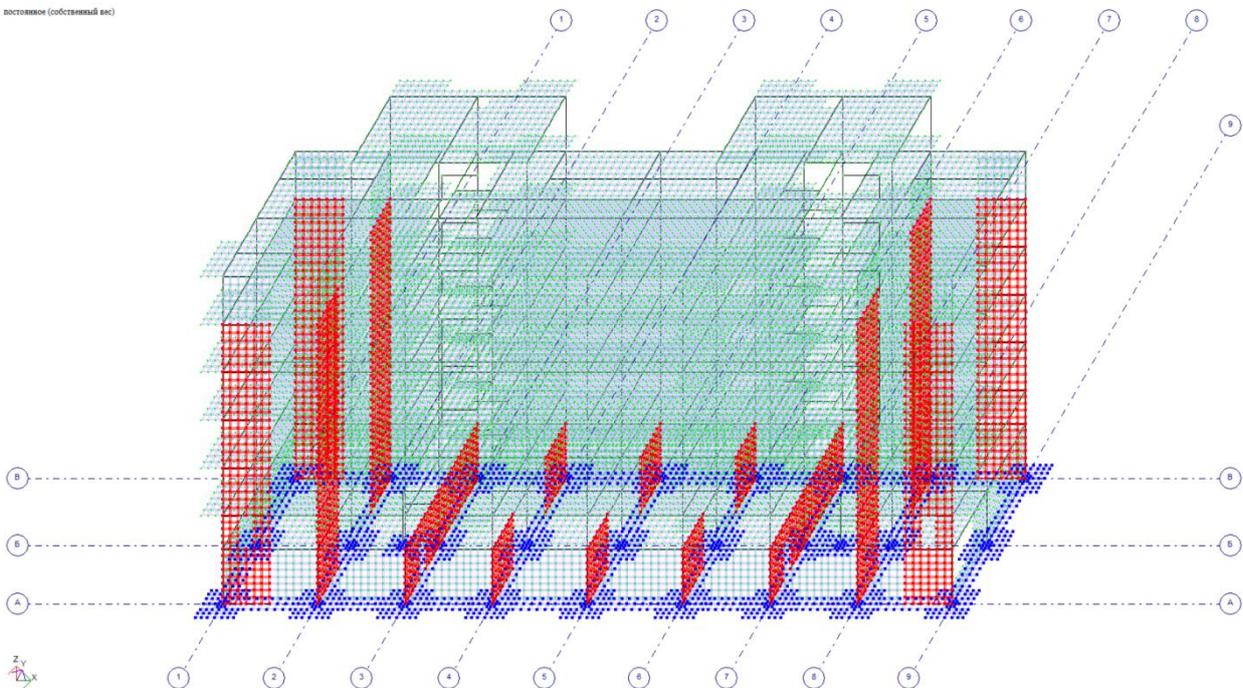
Плита, оболочка

Балка-стенка

Комментарий

д.ж.\_1

постоянное (собственный вес)



6. Пластина Н 15 (д.ж.\_2)

Учет ортотропии E2 0

E 3.06e+006  $\text{т/м}^2$  V21 0

V 0.2 G 0

H 15 см Ro 2.5  $\text{т/м}^3$

Учет нелинейности

Тип КЭ

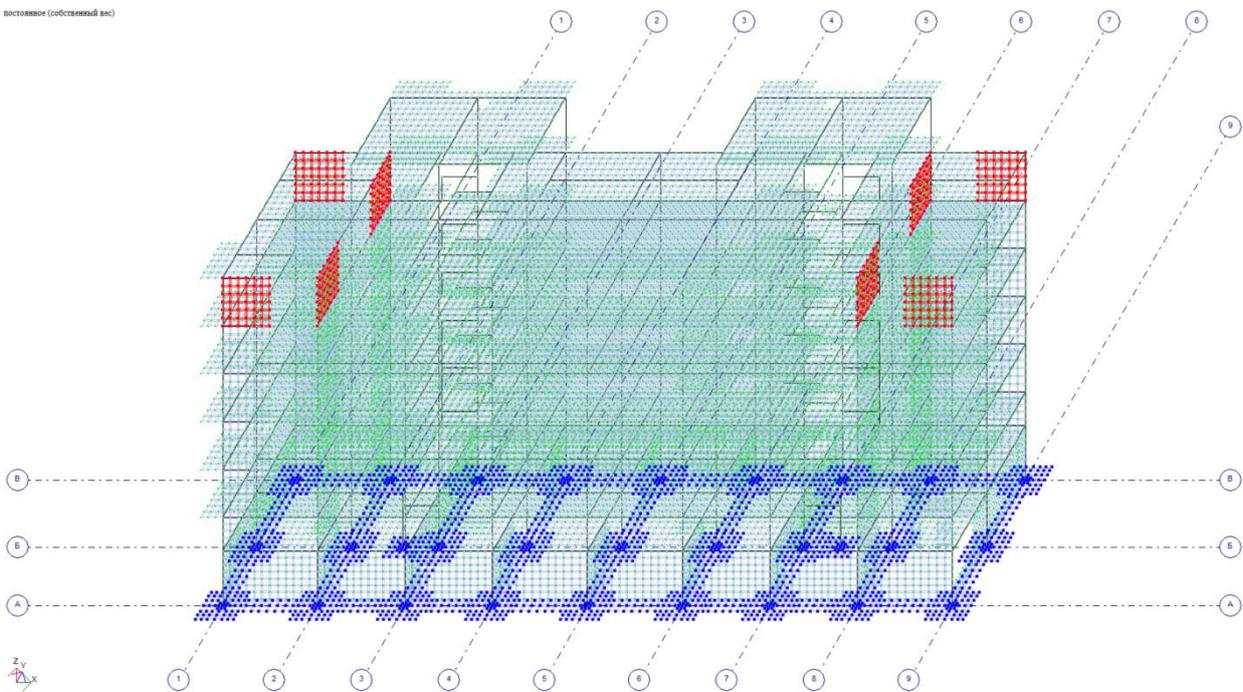
Плита, оболочка

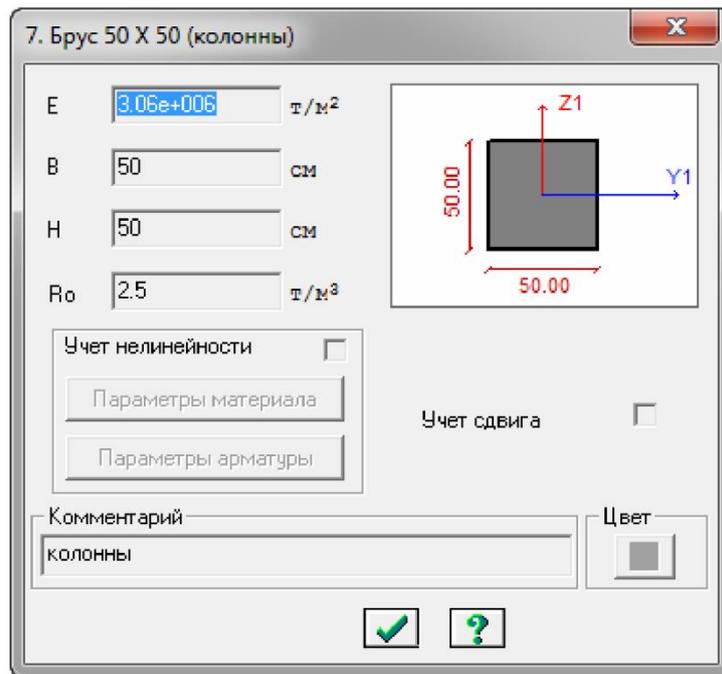
Балка-стенка

Комментарий

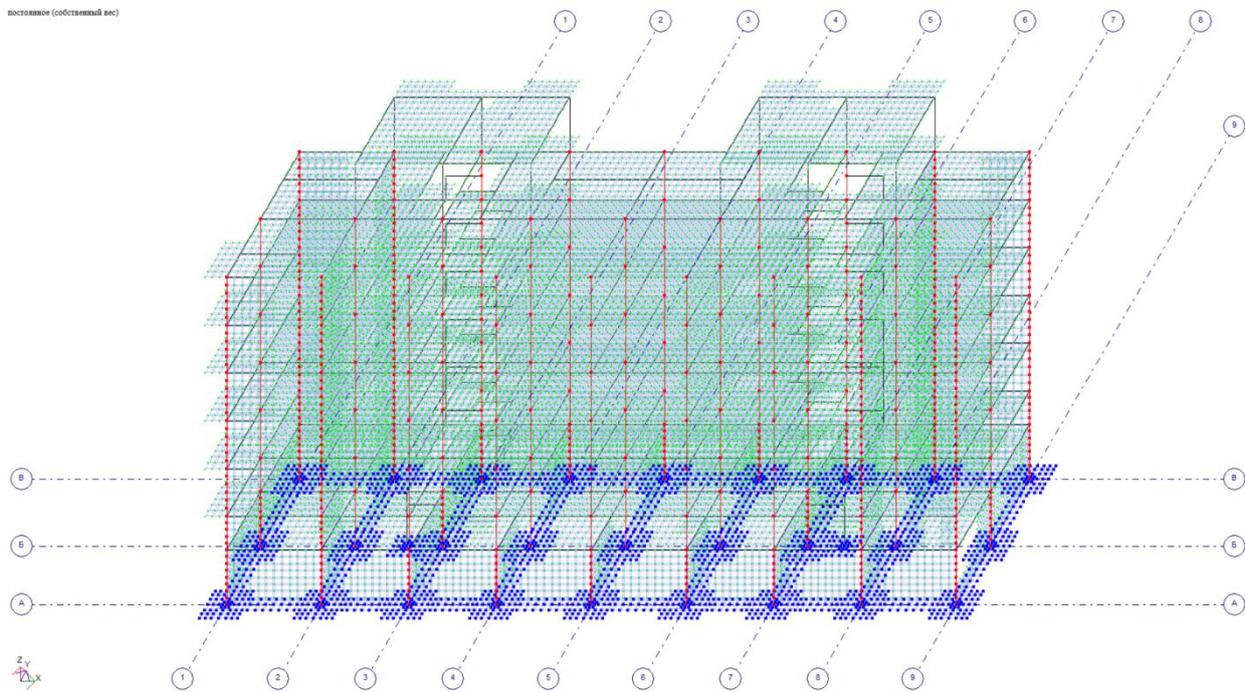
д.ж.\_2

выставлено (собственный вид)





колонна (собственный вид)



8. Брус 60 X 60 (колонны м.п.)

E  Т/м<sup>2</sup>

B  см

H  см

Po  Т/м<sup>3</sup>

Учет нелинейности

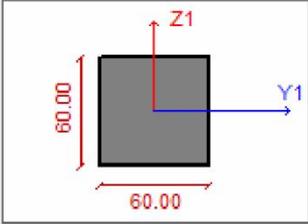
Параметры материала

Параметры арматуры

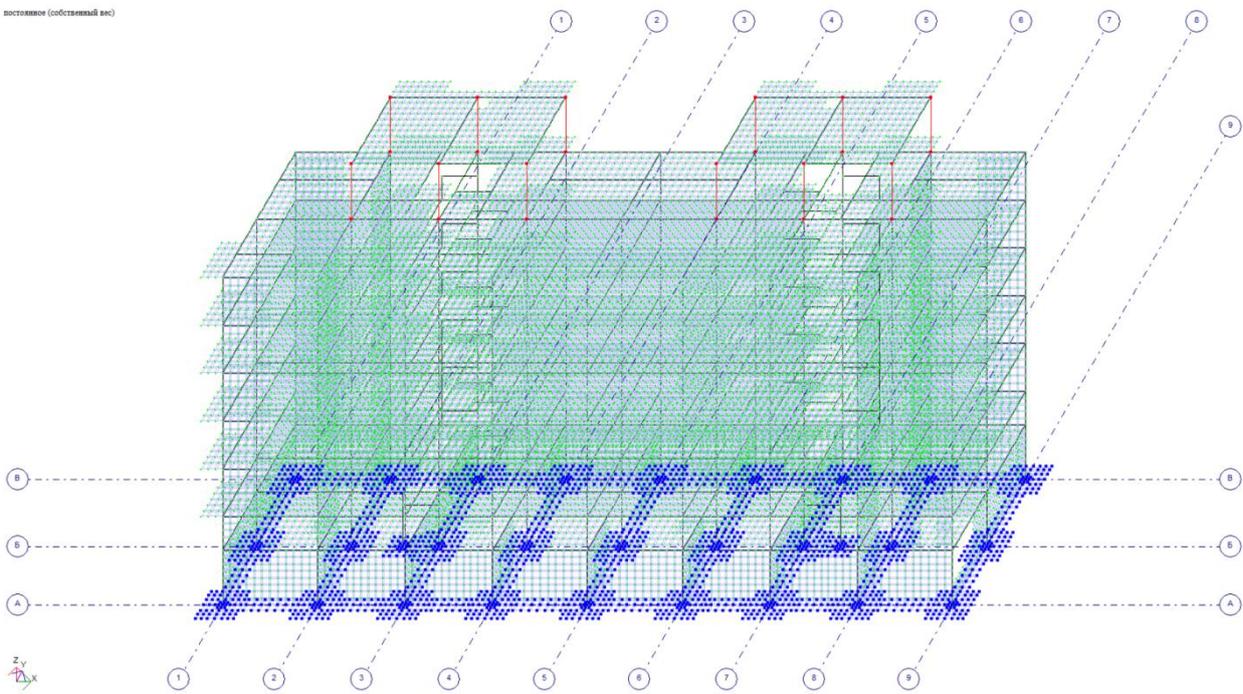
Учет сдвига

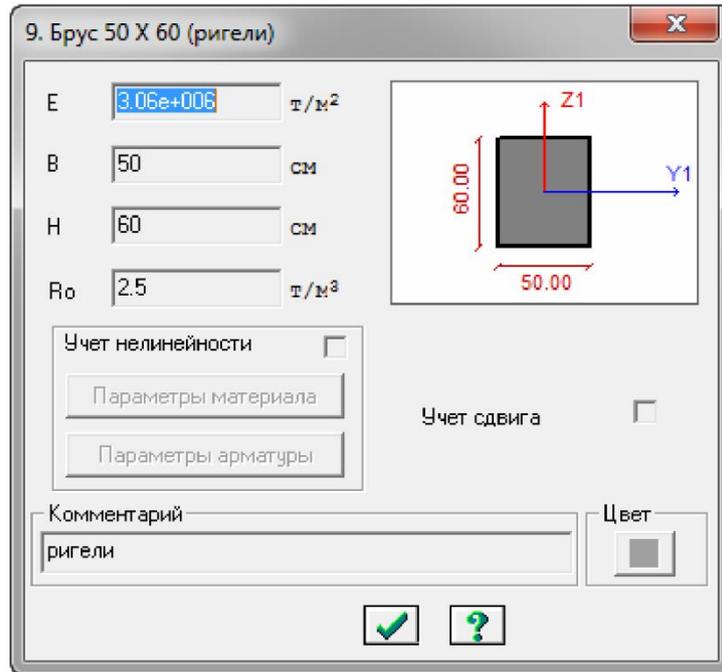
Комментарий

Цвет

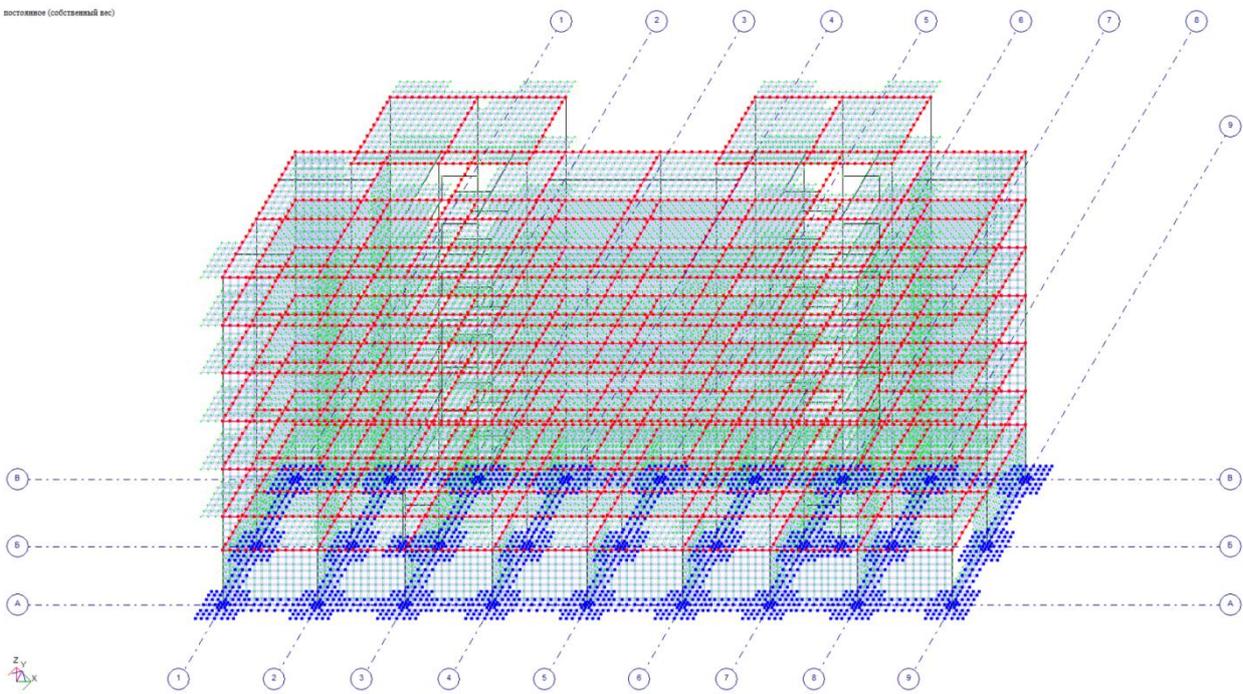


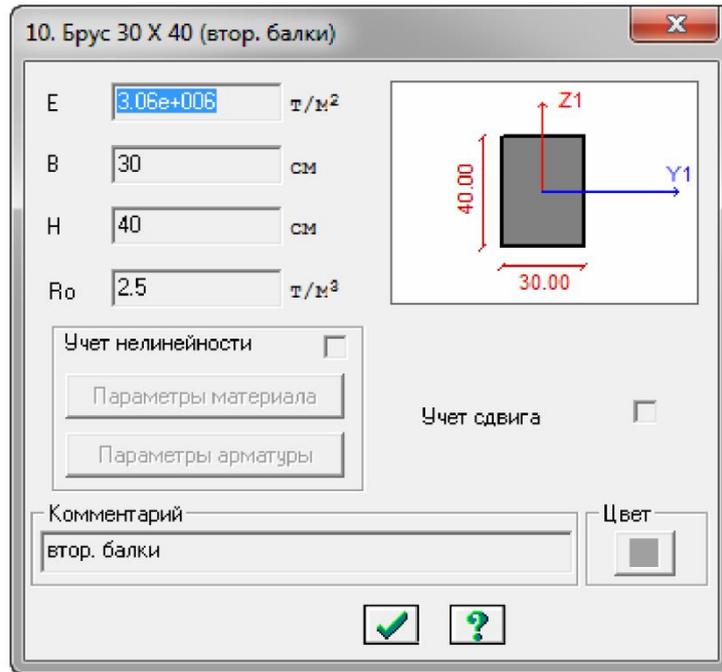
поглощение (собственный вес)



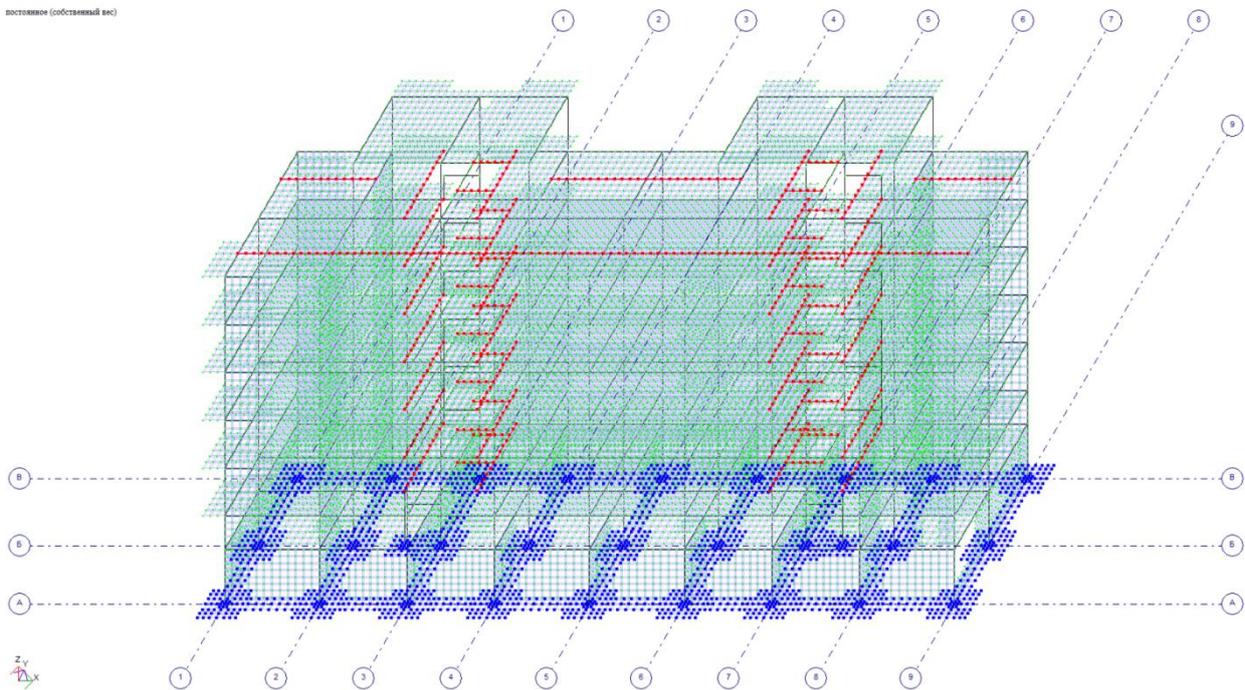


основное (собственный вес)





базовое (собственный ос)



11. Пластина Н 20 (плиты перекр. подвала)

Учет ортотропии E2 0

E 3.06e+006  $\tau/\text{м}^2$  V21 0

V 0.2 G 0

H 20 см R<sub>0</sub> 2.5  $\tau/\text{м}^3$

Учет нелинейности

Тип КЭ

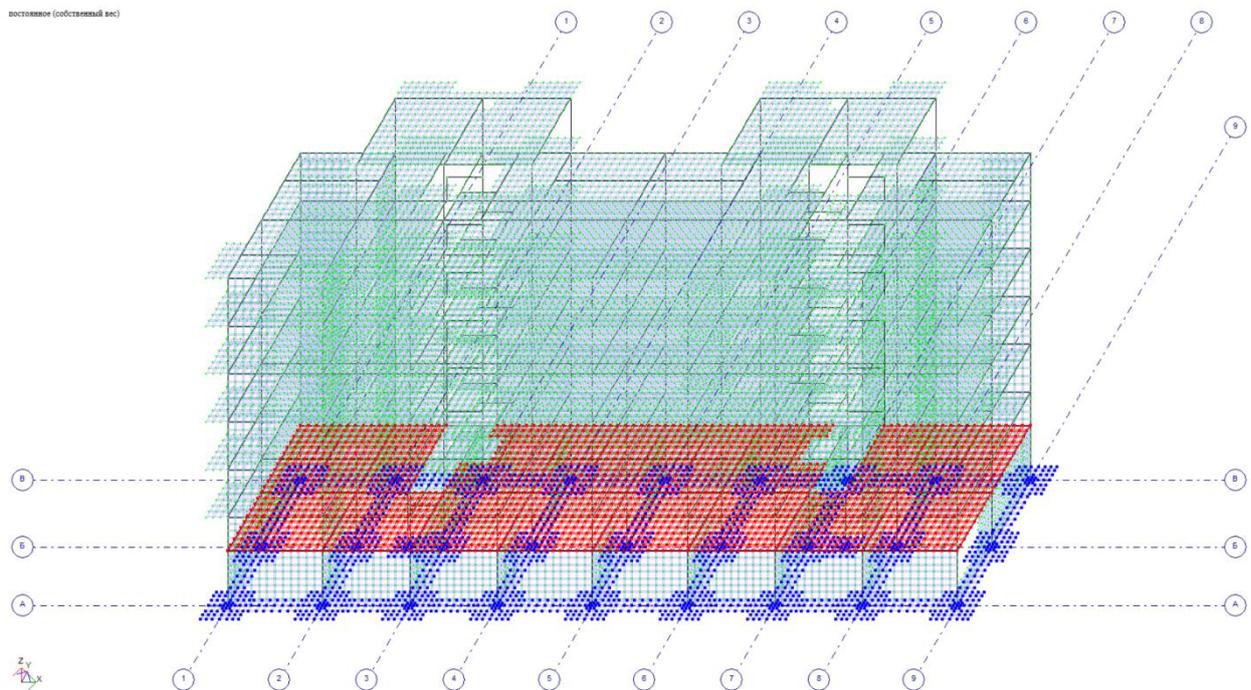
Плита, оболочка

Балка-стенка

Комментарий  
плиты перекр. подвала

Цвет

постоянное (собственный вес)



12. Пластина Н 15 (плиты перекрытия)

Учет ортотропии E2 0

E 3.06e+006 т/м<sup>2</sup> V21 0

V 0.2 G 0

H 15 см R<sub>0</sub> 2.5 т/м<sup>3</sup>

Учет нелинейности

Тип КЭ

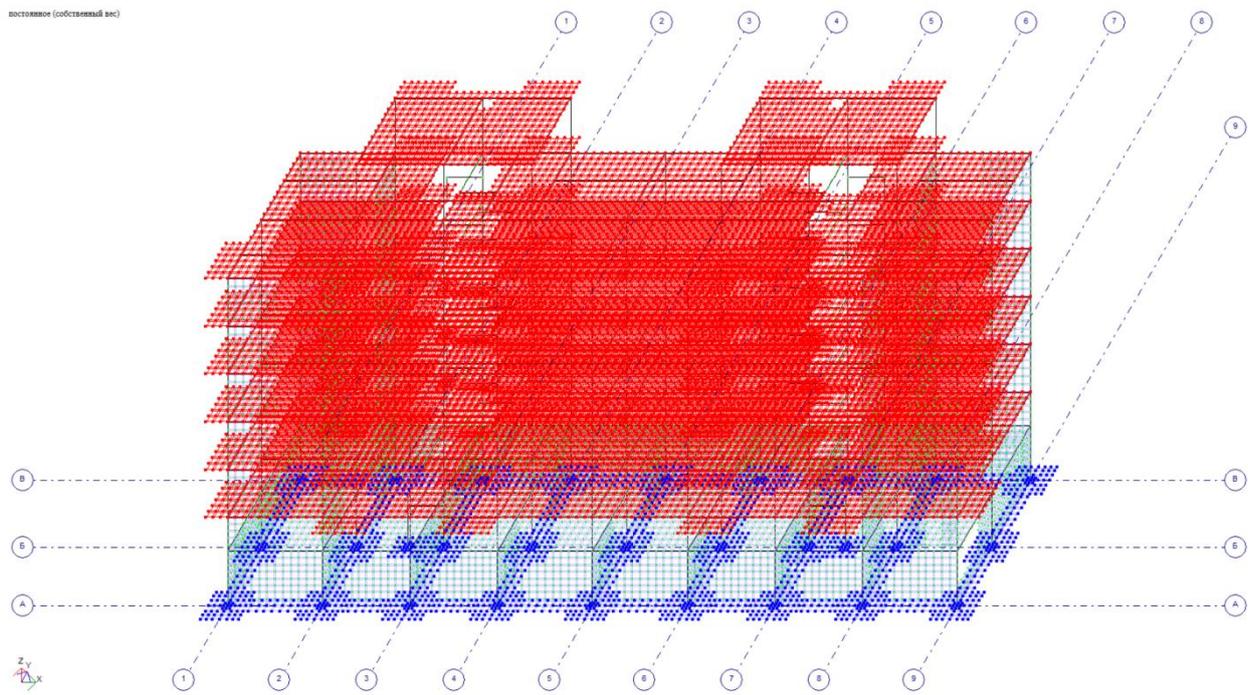
Плита, оболочка

Балка-стенка

Комментарий  
плиты перекрытия

Цвет

подставка (собственный ос)



13. Брус 50 X 50 (стойки и балки ЛР) X

E  Т/м<sup>2</sup>

B  см

H  см

Po  Т/м<sup>3</sup>

Учет нелинейности

Параметры материала

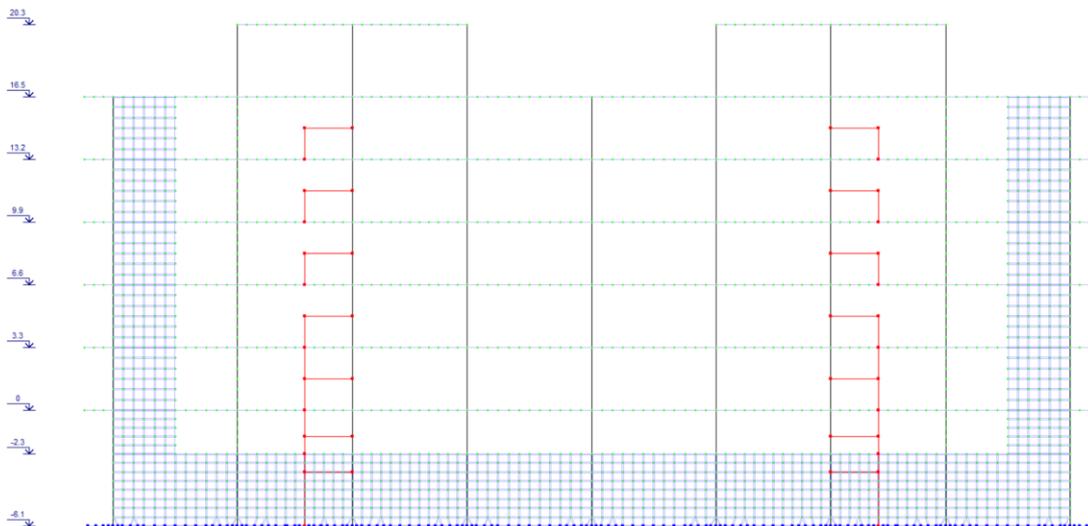
Учет сдвига

Параметры арматуры

Цвет

Комментарий

основание (собственный вес)



## Сбор нагрузок (сокращенный вариант)

Нагрузки от собственного веса конструкций определяются автоматически при машинном счете.

Сейсмические нагрузки определены в автоматическом режиме с учетом коэффициентов сочетания в соответствии со СН КР 20-02:2018.

Расчет на прочность					
Назначение	Конструкция	Норм. нагр., кг/м	Коэф. надеж. по нагр., $\gamma_f$	Расч. нагр., кг/м	Итого, т/м
Наружные стены	<b>Нагрузка от наружных глухих стен 1...5 эт (h<sub>эт</sub>=3.3м, h<sub>р</sub>=0.6м) (т/м):</b>	<b>3.30</b>	<b>0.60</b>		
	- кирпичная кладка, t=250мм (Y=1800кг/м <sup>3</sup> )	1215.00	1.10	1336.50	1.7574
	- утеплитель - базальтовые маты, t=100мм (Y=125кг/м <sup>3</sup> )	41.25	1.30	53.63	
	- 1 слой штукатурки, t=25мм (Y=1800кг/м <sup>3</sup> )	148.50	1.30	193.05	
	- сары таш (травертин), t=20мм (Y=2400кг/м <sup>3</sup> )	158.40	1.10	174.24	
	<b>Нагрузка от наружных стен в местах окон 1...5 эт (h<sub>эт</sub>=3.3м, h<sub>р</sub>=0.6м, h<sub>ок</sub>=2.6м) (т/м):</b>	<b>3.30</b>	<b>0.60</b>	<b>2.60</b>	
	- кирпичная кладка, t=250мм (Y=1800кг/м <sup>3</sup> )	45.00	1.10	49.50	
	- утеплитель - базальтовые маты, t=100мм (Y=125кг/м <sup>3</sup> )	8.75	1.30	11.38	
	- 1 слой штукатурки, t=25мм (Y=1800кг/м <sup>3</sup> )	31.50	1.30	40.95	
	- сары таш (травертин), t=20мм (Y=2400кг/м <sup>3</sup> )	33.60	1.10	36.96	
	- окно двухкамерное (Q=40кг/м <sup>2</sup> )	104.00	1.10	114.40	1.9802
	<b>Нагрузка от наружных глухих стен 1...5 эт (h<sub>эт</sub>=3.3м, h<sub>плиты</sub>=0.15м) (т/м):</b>	<b>3.30</b>	<b>0.15</b>		
	- кирпичная кладка, t=250мм (Y=1800кг/м <sup>3</sup> )	1417.50	1.10	1559.25	
	- утеплитель - базальтовые маты, t=100мм (Y=125кг/м <sup>3</sup> )	41.25	1.30	53.63	
	- 1 слой штукатурки, t=25мм (Y=1800кг/м <sup>3</sup> )	148.50	1.30	193.05	
	- сары таш (травертин), t=20мм (Y=2400кг/м <sup>3</sup> )	158.40	1.10	174.24	0.6124
	<b>Нагрузка от наружных стен в местах окон 1...5 эт (h<sub>эт</sub>=3.3м, h<sub>плиты</sub>=0.15м, h<sub>ок</sub>=2.6м) (т/м):</b>	<b>3.30</b>	<b>0.15</b>	<b>2.60</b>	
	- кирпичная кладка, t=250мм (Y=1800кг/м <sup>3</sup> )	247.50	1.10	272.25	
	- утеплитель - базальтовые маты, t=100мм (Y=125кг/м <sup>3</sup> )	8.75	1.30	11.38	
	- 2 слоя армированного торкретбетона, t=30+30мм (Y=2500кг/м <sup>3</sup> )	105.00	1.30	136.50	
	- 1 слой штукатурки, t=25мм (Y=1800кг/м <sup>3</sup> )	31.50	1.30	40.95	1.9922
	- сары таш (травертин), t=20мм (Y=2400кг/м <sup>3</sup> )	33.60	1.10	36.96	
	- окно двухкамерное (Q=40кг/м <sup>2</sup> )	104.00	1.10	114.40	
	<b>Нагрузка от наружных глухих стен мансарды (h<sub>стены</sub>=3.2м) (т/м):</b>	<b>3.20</b>			
- кирпичная кладка, t=250мм (Y=1800кг/м <sup>3</sup> )	1440.00	1.10	1584.00		
- утеплитель - базальтовые маты, t=100мм (Y=125кг/м <sup>3</sup> )	40.00	1.30	52.00	1.9922	
- 1 слой штукатурки, t=25мм (Y=1800кг/м <sup>3</sup> )	144.00	1.30	187.20		
- сары таш (травертин), t=20мм (Y=2400кг/м <sup>3</sup> )	153.60	1.10	168.96		

Расчет на прочность					
Назначение	Конструкция	Норм. нагр., кг/м	Коэф. надеж. по нагр., $\gamma_f$	Расч. нагр., кг/м	Итого, т/м
Наружные стены	<b>Нагрузка от наружных стен в местах окон мансарды (h<sub>стены</sub>=3.2м, h<sub>ок</sub>=1.45м) (т/м):</b>	<b>3.20</b>		<b>1.45</b>	
	- кирпичная кладка, t=250мм (Y=1800кг/м <sup>3</sup> )	787.50	1.10	866.25	1.1533
	- утеплитель - базальтовые маты, t=100мм (Y=125кг/м <sup>3</sup> )	21.88	1.30	28.44	
	- 1 слой штукатурки, t=25мм (Y=1800кг/м <sup>3</sup> )	78.75	1.30	102.38	
	- сары таш (травертин), t=20мм (Y=2400кг/м <sup>3</sup> )	84.00	1.10	92.40	
	- окно двухкамерное (Q=40кг/м <sup>2</sup> )	58.00	1.10	63.80	
	<b>Нагрузка от наружных стен в местах окон мансарды (h<sub>стены</sub>=2.3м) (т/м):</b>	<b>2.30</b>			1.4319
	- кирпичная кладка, t=250мм (Y=1800кг/м <sup>3</sup> )	1035.00	1.10	1138.50	
	- утеплитель - базальтовые маты, t=100мм (Y=125кг/м <sup>3</sup> )	28.75	1.30	37.38	
	- 1 слой штукатурки, t=25мм (Y=1800кг/м <sup>3</sup> )	103.50	1.30	134.55	
	- сары таш (травертин), t=20мм (Y=2400кг/м <sup>3</sup> )	110.40	1.10	121.44	
	<b>Нагрузка от наружных глухих стен м.п. (h<sub>эт</sub>=3.8м, h<sub>р</sub>=0.6м) (т/м):</b>	<b>3.80</b>	<b>0.60</b>		2.0687
	- кирпичная кладка, t=250мм (Y=1800кг/м <sup>3</sup> )	1440.00	1.10	1584.00	
	- утеплитель - базальтовые маты, t=100мм (Y=125кг/м <sup>3</sup> )	47.50	1.30	61.75	
	- 1 слой штукатурки, t=25мм (Y=1800кг/м <sup>3</sup> )	171.00	1.30	222.30	
	- сары таш (травертин), t=20мм (Y=2400кг/м <sup>3</sup> )	182.40	1.10	200.64	
	<b>Нагрузка от наружных стен в местах окон м.п. (h<sub>эт</sub>=3.8м, h<sub>р</sub>=0.6м, h<sub>ок</sub>=2.6м) (т/м):</b>	<b>3.80</b>	<b>0.60</b>	<b>2.60</b>	0.5645
	- кирпичная кладка, t=250мм (Y=1800кг/м <sup>3</sup> )	270.00	1.10	297.00	
	- утеплитель - базальтовые маты, t=100мм (Y=125кг/м <sup>3</sup> )	15.00	1.30	19.50	
	- 1 слой штукатурки, t=25мм (Y=1800кг/м <sup>3</sup> )	54.00	1.30	70.20	
	- сары таш (травертин), t=20мм (Y=2400кг/м <sup>3</sup> )	57.60	1.10	63.36	
	- окно двухкамерное (Q=40кг/м <sup>2</sup> )	104.00	1.10	114.40	2.2914
	<b>Нагрузка от наружных глухих стен м.п. (h<sub>эт</sub>=3.8м, h<sub>плиты</sub>=0.15м) (т/м):</b>	<b>3.80</b>	<b>0.15</b>		
	- кирпичная кладка, t=250мм (Y=1800кг/м <sup>3</sup> )	1642.50	1.10	1806.75	
- утеплитель - базальтовые маты, t=100мм (Y=125кг/м <sup>3</sup> )	47.50	1.30	61.75		
- 1 слой штукатурки, t=25мм (Y=1800кг/м <sup>3</sup> )	171.00	1.30	222.30		
- сары таш (травертин), t=20мм (Y=2400кг/м <sup>3</sup> )	182.40	1.10	200.64	0.7872	
<b>Нагрузка от наружных стен в местах окон м.п. (h<sub>эт</sub>=3.8м, h<sub>плиты</sub>=0.15м, h<sub>ок</sub>=2.6м) (т/м):</b>	<b>3.80</b>	<b>0.15</b>	<b>2.60</b>		
- кирпичная кладка, t=250мм (Y=1800кг/м <sup>3</sup> )	472.50	1.10	519.75		
- утеплитель - базальтовые маты, t=100мм (Y=125кг/м <sup>3</sup> )	15.00	1.30	19.50		
- 1 слой штукатурки, t=25мм (Y=1800кг/м <sup>3</sup> )	54.00	1.30	70.20		
- сары таш (травертин), t=20мм (Y=2400кг/м <sup>3</sup> )	57.60	1.10	63.36	0.7872	
- окно двухкамерное (Q=40кг/м <sup>2</sup> )	104.00	1.10	114.40		

Расчет на прочность					
Назначение	Конструкция	Норм. нагр., кг/м	Коэф. надеж. по нагр., $\gamma_f$	Расч. нагр., кг/м	Итого, т/м
Наружные стены	<b>Нагрузка от парапета мансарды (<math>h_{\text{парапета}}=1.4\text{м}</math>) (т/м):</b>	<b>1.40</b>			
	- кирпичная кладка, $t=250\text{мм}$ ( $Y=1800\text{кг/м}^3$ )	630.00	1.10	693.00	0.8716
	- утеплитель - базальтовые маты, $t=100\text{мм}$ ( $Y=125\text{кг/м}^3$ )	17.50	1.30	22.75	
	- 1 слой штукатурки, $t=25\text{мм}$ ( $Y=1800\text{кг/м}^3$ )	63.00	1.30	81.90	
	- сары таш (травертин), $t=20\text{мм}$ ( $Y=2400\text{кг/м}^3$ )	67.20	1.10	73.92	
	<b>Нагрузка от парапета м.п. торец (<math>h_{\text{парапета}}=0.4\text{м}</math>) (т/м):</b>	<b>0.40</b>			
	- кирпичная кладка, $t=250\text{мм}$ ( $Y=1800\text{кг/м}^3$ )	180.00	1.10	198.00	0.2490
	- утеплитель - базальтовые маты, $t=100\text{мм}$ ( $Y=125\text{кг/м}^3$ )	5.00	1.30	6.50	
	- 1 слой штукатурки, $t=25\text{мм}$ ( $Y=1800\text{кг/м}^3$ )	18.00	1.30	23.40	
	- сары таш (травертин), $t=20\text{мм}$ ( $Y=2400\text{кг/м}^3$ )	19.20	1.10	21.12	
	<b>Нагрузка от парапета м.п. низ (<math>h_{\text{парапета}}=0.8\text{м}</math>) (т/м):</b>	<b>0.80</b>			
	- кирпичная кладка, $t=250\text{мм}$ ( $Y=1800\text{кг/м}^3$ )	360.00	1.10	396.00	0.4980
	- утеплитель - базальтовые маты, $t=100\text{мм}$ ( $Y=125\text{кг/м}^3$ )	10.00	1.30	13.00	
	- 1 слой штукатурки, $t=25\text{мм}$ ( $Y=1800\text{кг/м}^3$ )	36.00	1.30	46.80	
	- сары таш (травертин), $t=20\text{мм}$ ( $Y=2400\text{кг/м}^3$ )	38.40	1.10	42.24	
<b>Нагрузка от парапета м.п. верх (<math>h_{\text{парапета}}=2.9\text{м}</math>) (т/м):</b>	<b>2.90</b>				
- кирпичная кладка, $t=250\text{мм}$ ( $Y=1800\text{кг/м}^3$ )	1305.00	1.10	1435.50	1.8054	
- утеплитель - базальтовые маты, $t=100\text{мм}$ ( $Y=125\text{кг/м}^3$ )	36.25	1.30	47.13		
- 1 слой штукатурки, $t=25\text{мм}$ ( $Y=1800\text{кг/м}^3$ )	130.50	1.30	169.65		
- сары таш (травертин), $t=20\text{мм}$ ( $Y=2400\text{кг/м}^3$ )	139.20	1.10	153.12		
<b>Нагрузка от внутренних стен подвала (<math>h_{\text{эт}}=3.6\text{м}</math>, <math>h_{\text{р}}=0.6\text{м}</math>) (т/м):</b>	<b>3.60</b>	<b>0.60</b>			
- кирпичная кладка, $t=250\text{мм}$ ( $Y=1800\text{кг/м}^3$ )	1350.00	1.10	1485.00	1.8360	
- 2 слоя штукатурки, $t=25+25\text{мм}$ ( $Y=1800\text{кг/м}^3$ )	270.00	1.30	351.00		
<b>Нагрузка от внутренних стен подвала (<math>h_{\text{эт}}=3.6\text{м}</math>, <math>h_{\text{б}}=0.4\text{м}</math>) (т/м):</b>	<b>3.60</b>	<b>0.40</b>			
- кирпичная кладка, $t=250\text{мм}$ ( $Y=1800\text{кг/м}^3$ )	1440.00	1.10	1584.00	1.9584	
- 2 слоя штукатурки, $t=25+25\text{мм}$ ( $Y=1800\text{кг/м}^3$ )	288.00	1.30	374.40		
<b>Нагрузка от внутренних стен тех. этажа (<math>h_{\text{эт}}=2.3\text{м}</math>, <math>h_{\text{р}}=0.6\text{м}</math>) (т/м):</b>	<b>2.30</b>	<b>0.60</b>			
- кирпичная кладка, $t=250\text{мм}$ ( $Y=1800\text{кг/м}^3$ )	765.00	1.10	841.50	1.0404	
- 2 слоя штукатурки, $t=25+25\text{мм}$ ( $Y=1800\text{кг/м}^3$ )	153.00	1.30	198.90		
<b>Нагрузка от внутренних стен тех. этажа (<math>h_{\text{эт}}=2.3\text{м}</math>, <math>h_{\text{б}}=0.4\text{м}</math>) (т/м):</b>	<b>2.30</b>	<b>0.40</b>			
- кирпичная кладка, $t=250\text{мм}$ ( $Y=1800\text{кг/м}^3$ )	855.00	1.10	940.50	1.1628	
- 2 слоя штукатурки, $t=25+25\text{мм}$ ( $Y=1800\text{кг/м}^3$ )	171.00	1.30	222.30		

Расчет на прочность					
Назначение	Конструкция	Норм. нагр., кг/м	Коэф. надеж. по нагр., $\gamma_f$	Расч. нагр., кг/м	Итого, т/м
Внутренние стены	<b>Нагрузка от внутренних стен 1...5 эт (<math>h_{\text{эт}}=3.3\text{м}</math>, <math>h_{\text{р}}=0.6\text{м}</math>) (т/м):</b>	<b>3.30</b>	<b>0.60</b>		
	- кирпичная кладка, $t=250\text{мм}$ ( $Y=1800\text{кг/м}^3$ )	1215.00	1.10	1336.50	1.6524
	- 2 слоя штукатурки, $t=25+25\text{мм}$ ( $Y=1800\text{кг/м}^3$ )	243.00	1.30	315.90	
	<b>Нагрузка от внутренних стен 1...5 эт (<math>h_{\text{эт}}=3.3\text{м}</math>, <math>h_{\text{б}}=0.4\text{м}</math>) (т/м):</b>	<b>3.30</b>	<b>0.40</b>		
	- кирпичная кладка, $t=250\text{мм}$ ( $Y=1800\text{кг/м}^3$ )	1305.00	1.10	1435.50	1.7748
	- 2 слоя штукатурки, $t=25+25\text{мм}$ ( $Y=1800\text{кг/м}^3$ )	261.00	1.30	339.30	
	<b>Нагрузка от внутренних стен 1...5 эт (<math>h_{\text{эт}}=3.3\text{м}</math>, <math>h_{\text{плиты}}=0.15\text{м}</math>) (т/м):</b>	<b>3.30</b>	<b>0.15</b>		
	- кирпичная кладка, $t=250\text{мм}$ ( $Y=1800\text{кг/м}^3$ )	1417.50	1.10	1559.25	1.9278
	- 2 слоя штукатурки, $t=25+25\text{мм}$ ( $Y=1800\text{кг/м}^3$ )	283.50	1.30	368.55	
	<b>Нагрузка от внутренних стен м.п. (<math>h_{\text{эт}}=3.8\text{м}</math>, <math>h_{\text{р}}=0.6\text{м}</math>) (т/м):</b>	<b>3.80</b>	<b>0.60</b>		
	- кирпичная кладка, $t=250\text{мм}$ ( $Y=1800\text{кг/м}^3$ )	1440.00	1.10	1584.00	1.9584
	- 2 слоя штукатурки, $t=25+25\text{мм}$ ( $Y=1800\text{кг/м}^3$ )	288.00	1.30	374.40	
	<b>Нагрузка от внутренних стен м.п. (<math>h_{\text{эт}}=3.8\text{м}</math>, <math>h_{\text{плиты}}=0.15\text{м}</math>) (т/м):</b>	<b>3.80</b>	<b>0.15</b>		
	- кирпичная кладка, $t=250\text{мм}$ ( $Y=1800\text{кг/м}^3$ )	1642.50	1.10	1806.75	2.2338
	- 2 слоя штукатурки, $t=25+25\text{мм}$ ( $Y=1800\text{кг/м}^3$ )	328.50	1.30	427.05	
	<b>Нагрузка от внутренних стен мансарды_низ (<math>h_{\text{эт}}=2.3\text{м}</math>) (т/м):</b>	<b>2.30</b>			
	- кирпичная кладка, $t=250\text{мм}$ ( $Y=1800\text{кг/м}^3$ )	1035.00	1.10	1138.50	1.4076
	- 2 слоя штукатурки, $t=25+25\text{мм}$ ( $Y=1800\text{кг/м}^3$ )	207.00	1.30	269.10	
	<b>Нагрузка от внутренних стен мансарды_верх (<math>h_{\text{эт}}=3.2\text{м}</math>) (т/м):</b>	<b>3.20</b>			
	- кирпичная кладка, $t=250\text{мм}$ ( $Y=1800\text{кг/м}^3$ )	1440.00	1.10	1584.00	1.9584
- 2 слоя штукатурки, $t=25+25\text{мм}$ ( $Y=1800\text{кг/м}^3$ )	288.00	1.30	374.40		
<b>Нагрузка от внутренних перегородок подвала (<math>h_{\text{эт}}=3.6\text{м}</math>, <math>h_{\text{плиты}}=0.15\text{м}</math>) (т/м):</b>	<b>3.60</b>	<b>0.15</b>			
- кирпичная кладка, $t=120\text{мм}$ ( $Y=1800\text{кг/м}^3$ )	745.20	1.10	819.72	1.2234	
- 2 слоя штукатурки, $t=25+25\text{мм}$ ( $Y=1800\text{кг/м}^3$ )	310.50	1.30	403.65		
<b>Нагрузка от внутренних перегородок тех. этажа (<math>h_{\text{эт}}=2.3\text{м}</math>, <math>h_{\text{б}}=0.4\text{м}</math>) (т/м):</b>	<b>2.30</b>	<b>0.40</b>			
- кирпичная кладка, $t=120\text{мм}$ ( $Y=1800\text{кг/м}^3$ )	410.40	1.10	451.44	0.6737	
- 2 слоя штукатурки, $t=25+25\text{мм}$ ( $Y=1800\text{кг/м}^3$ )	171.00	1.30	222.30		
<b>Нагрузка от внутренних перегородок тех. этажа (<math>h_{\text{эт}}=2.3\text{м}</math>, <math>h_{\text{плиты}}=0.15\text{м}</math>) (т/м):</b>	<b>2.30</b>	<b>0.15</b>			
- кирпичная кладка, $t=120\text{мм}$ ( $Y=1800\text{кг/м}^3$ )	464.40	1.10	510.84	0.7624	
- 2 слоя штукатурки, $t=25+25\text{мм}$ ( $Y=1800\text{кг/м}^3$ )	193.50	1.30	251.55		

Расчет на прочность					
Назначение	Конструкция	Норм. нагр., кг/м	Коэф. надеж. по нагр., $\gamma_f$	Расч. нагр., кг/м	Итого, т/м
Внутренние перегородки	<b>Нагрузка от внутренних перегородок 1...5 эт (h<sub>эт</sub>=3.3м, h<sub>р</sub>=0.6м) (т/м):</b>	<b>3.30</b>	<b>0.60</b>		
	- кирпичная кладка, t=120мм (Y=1800кг/м <sup>3</sup> )	583.20	1.10	641.52	0.9574
	- 2 слоя штукатурки, t=25+25мм (Y=1800кг/м <sup>3</sup> )	243.00	1.30	315.90	
	<b>Нагрузка от внутренних перегородок 1...5 эт (h<sub>эт</sub>=3.3м, h<sub>б</sub>=0.4м) (т/м):</b>	<b>3.30</b>	<b>0.40</b>		
	- кирпичная кладка, t=120мм (Y=1800кг/м <sup>3</sup> )	626.40	1.10	689.04	1.0283
	- 2 слоя штукатурки, t=25+25мм (Y=1800кг/м <sup>3</sup> )	261.00	1.30	339.30	
	<b>Нагрузка от внутренних перегородок 1...5 эт (h<sub>эт</sub>=3.3м, h<sub>плиты</sub>=0.15м) (т/м):</b>	<b>3.30</b>	<b>0.15</b>		
	- кирпичная кладка, t=120мм (Y=1800кг/м <sup>3</sup> )	680.40	1.10	748.44	1.1170
	- 2 слоя штукатурки, t=25+25мм (Y=1800кг/м <sup>3</sup> )	283.50	1.30	368.55	
	<b>Нагрузка от внутренних перегородок вентблоков 1...5 эт (h<sub>эт</sub>=3.3м, h<sub>плиты</sub>=0.15м) (т/м):</b>	<b>3.30</b>	<b>0.15</b>		
	- кирпичная кладка, t=120мм (Y=1800кг/м <sup>3</sup> )	680.40	1.10	748.44	0.9327
	- 1 слой штукатурки, t=25мм (Y=1800кг/м <sup>3</sup> )	141.75	1.30	184.28	
	<b>Нагрузка от внутренних перегородок м.п. (h<sub>эт</sub>=3.8м, h<sub>р</sub>=0.6м) (т/м):</b>	<b>3.80</b>	<b>0.60</b>		
	- кирпичная кладка, t=120мм (Y=1800кг/м <sup>3</sup> )	691.20	1.10	760.32	1.1347
	- 2 слоя штукатурки, t=25+25мм (Y=1800кг/м <sup>3</sup> )	288.00	1.30	374.40	
	<b>Нагрузка от внутренних перегородок м.п. (h<sub>эт</sub>=3.8м, h<sub>плиты</sub>=0.15м) (т/м):</b>	<b>3.80</b>	<b>0.15</b>		
	- кирпичная кладка, t=120мм (Y=1800кг/м <sup>3</sup> )	788.40	1.10	867.24	1.2943
	- 2 слоя штукатурки, t=25+25мм (Y=1800кг/м <sup>3</sup> )	328.50	1.30	427.05	
	<b>Нагрузка от внутренних перегородок вентблоков м.п. (h<sub>эт</sub>=3.8м, h<sub>плиты</sub>=0.15м) (т/м):</b>	<b>3.80</b>	<b>0.15</b>		
	- кирпичная кладка, t=120мм (Y=1800кг/м <sup>3</sup> )	788.40	1.10	867.24	1.0808
- 1 слой штукатурки, t=25мм (Y=1800кг/м <sup>3</sup> )	164.25	1.30	213.53		
<b>Нагрузка от внутренних перегородок мансарды_низ (h<sub>эт</sub>=2.3м) (т/м):</b>	<b>2.30</b>				
- кирпичная кладка, t=120мм (Y=1800кг/м <sup>3</sup> )	496.80	1.10	546.48	0.8156	
- 2 слоя штукатурки, t=25+25мм (Y=1800кг/м <sup>3</sup> )	207.00	1.30	269.10		
<b>Нагрузка от внутренних перегородок мансарды_верх (h<sub>эт</sub>=3.2м) (т/м):</b>	<b>3.20</b>				
- кирпичная кладка, t=120мм (Y=1800кг/м <sup>3</sup> )	691.20	1.10	760.32	1.1347	
- 2 слоя штукатурки, t=25+25мм (Y=1800кг/м <sup>3</sup> )	288.00	1.30	374.40		
<b>Нагрузка от внутренних перегородок вентблоков мансарды (h<sub>эт</sub>=3.8м) (т/м):</b>	<b>3.80</b>				
- кирпичная кладка, t=120мм (Y=1800кг/м <sup>3</sup> )	820.80	1.10	902.88	1.3475	
- 2 слоя штукатурки, t=25+25мм (Y=1800кг/м <sup>3</sup> )	342.00	1.30	444.60		

Расчет на прочность					
Назначение	Конструкция	Норм. нагр., кг/м	Коэф. надеж. по нагр., $\gamma_f$	Расч. нагр., кг/м	Итого, т/м
Внутренние перегородки	<b>Нагрузка от внутренних перегородок вентблоков крыши (h<sub>эт</sub>=3.2м) (т/м):</b>	<b>3.20</b>			
	- кирпичная кладка, t=120мм (Y=1800кг/м <sup>3</sup> )	691.20	1.10	760.32	1.1347
	- 2 слоя штукатурки, t=25+25мм (Y=1800кг/м <sup>3</sup> )	288.00	1.30	374.40	
	<b>Нагрузка от внутренних перегородок трубы дымоудаления крыши (h<sub>эт</sub>=4.6м) (т/м):</b>	<b>4.60</b>			
	- кирпичная кладка, t=120мм (Y=1800кг/м <sup>3</sup> )	993.60	1.10	1092.96	1.6312
- 2 слоя штукатурки, t=25+25мм (Y=1800кг/м <sup>3</sup> )	414.00	1.30	538.20		

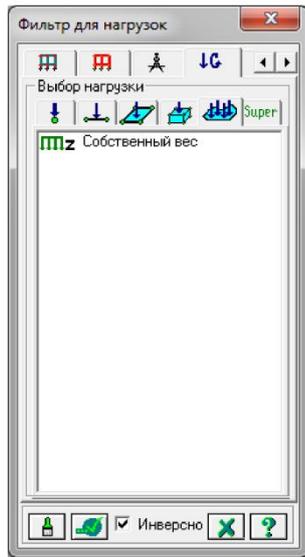
Расчет на прочность					
Материал	Норм. нагр., кг/м <sup>2</sup>	Коэф. надеж. по нагр., $\gamma_f$	Расч. нагр., кг/м <sup>2</sup>	Итого, т/м <sup>2</sup>	
<b>Конструкция пола цокольного этажа_на подколоники (1м<sup>2</sup> пола):</b>					
- бетонный пол с топпингом В40, t <sub>ср</sub> =50мм (Y=2500кг/м <sup>3</sup> )	125.0	1.3	162.50	0.6208	
- подстилающий бетонный слой В7.5, t <sub>ср</sub> =150мм (Y=2350кг/м <sup>3</sup> )	352.5	1.3	458.25		
<b>Конструкция пола цокольного этажа_на ступени (1м<sup>2</sup> пола):</b>					
- бетонный пол с топпингом В40, t <sub>ср</sub> =50мм (Y=2500кг/м <sup>3</sup> )	125.0	1.3	162.50	1.6558	
- подстилающий бетонный слой В7.5, t <sub>ср</sub> =150мм (Y=2350кг/м <sup>3</sup> )	352.5	1.3	458.25		
- насыпной уплотненный грунт, h <sub>ср</sub> =500мм (Y=1800кг/м <sup>3</sup> )	900.0	1.15	1035.00		
<b>Конструкция пола цокольного этажа_на подошве (1м<sup>2</sup> пола):</b>					
- бетонный пол с топпингом В40, t <sub>ср</sub> =50мм (Y=2500кг/м <sup>3</sup> )	125.0	1.3	162.50	2.6908	
- подстилающий бетонный слой В7.5, t <sub>ср</sub> =150мм (Y=2350кг/м <sup>3</sup> )	352.5	1.3	458.25		
- насыпной уплотненный грунт, h <sub>ср</sub> =1000мм (Y=1800кг/м <sup>3</sup> )	1800.0	1.15	2070.00		
<b>Конструкция пола помещений тех. этажа (1м<sup>2</sup> пола):</b>					
- бетон, t=20мм (Y=2500кг/м <sup>3</sup> )	50.0	1.1	55.00	0.1414	
- стяжка из цементно-песчанного раствора, t <sub>ср</sub> =40мм (Y=1800кг/м <sup>3</sup> )	72.0	1.2	86.40		
<b>Конструкция пола ЛЛУ и санузлов (1м<sup>2</sup> пола):</b>					
- покрытие пола (керамическая плитка устойчивая к истиранию на растворе)	80.0	1.1	88.00	0.1589	
- стяжка из цементно-песчанного раствора, t <sub>ср</sub> =20мм (Y=1800кг/м <sup>3</sup> )	36.0	1.2	43.20		
- 2 слоя гидроизоляции	6.00	1.2	7.20		
- жесткий пенопласт, t=70мм (Y=225кг/м <sup>3</sup> )	15.75	1.3	20.48		

Расчет на прочность				
Материал	Норм. нагр., кг/м <sup>2</sup>	Коэф. надеж. по нагр., $\gamma_f$	Расч. нагр., кг/м <sup>2</sup>	Итого, т/м <sup>2</sup>
<b>Конструкция пола жилых помещений (1м<sup>2</sup> пола):</b>				
- покрытие пола (ламинированная древесно-стружечная плита)	15.0	1.1	16.50	0.1001
- фольгированный изолон (вспененный полиэтилен), t=3мм	1.0	1.2	1.20	
- стяжка из цементно-песчанного раствора, t <sub>ср</sub> =30мм ( $\gamma=1800\text{кг/м}^3$ )	54.0	1.2	64.80	
- жесткий пенопласт, t=60мм ( $\gamma=225\text{кг/м}^3$ )	13.5	1.3	17.55	
<b>Конструкция пола открытого балкона (1м<sup>2</sup> пола):</b>				
- покрытие пола (керамическая плитка устойчивая к истиранию на растворе)	80.00	1.1	88.00	0.1811
- растворная стяжка, t <sub>ср</sub> =30мм ( $\gamma=1800\text{кг/м}^3$ )	54.0	1.2	64.80	
- 3 слоя гидроизоляции	9.00	1.2	10.80	
- жесткий пенопласт, t=50мм ( $\gamma=225\text{кг/м}^3$ )	11.3	1.3	14.63	
- оклеечная гидроизоляция	2.40	1.2	2.88	
<b>Конструкция крыши (1м<sup>2</sup> крыши):</b>				
- металлочерепица, б=0.5мм	5.50	1.05	5.78	0.1602
- обрешетка брус 50x50 с шагом 300мм ( $\gamma=500\text{кг/м}^3$ )	5.00	1.1	5.50	
- стропильная планка 50x50(h) с шагом 750мм ( $\gamma=500\text{кг/м}^3$ )	1.88	1.1	2.06	
- 1 слой гидроизоляции	1.00	1.2	1.20	
- стропила деревянные 50x150(h) с шагом 750мм ( $\gamma=500\text{кг/м}^3$ )	5.63	1.1	6.19	
- прогон брус 100x150(h) ( $\gamma=500\text{кг/м}^3$ )	5.00	1.1	5.50	
- стойка брус 100x100, L <sub>ср</sub> =1500мм с шагом 1500мм ( $\gamma=500\text{кг/м}^3$ )	5.00	1.1	5.50	
- связи брус 50x100(h), L <sub>ср</sub> =2200мм ( $\gamma=500\text{кг/м}^3$ )	11.00	1.1	12.10	
- лежень деревянный 150x50(h) ( $\gamma=500\text{кг/м}^3$ )	3.75	1.1	4.13	
- растворная стяжка, h <sub>ср</sub> =30мм ( $\gamma=1800\text{кг/м}^3$ )	54.0	1.2	64.80	
- жесткий пенопласт, h=150мм ( $\gamma=225\text{кг/м}^3$ )	33.8	1.3	43.88	
- 1 слой гидроизоляции	3.0	1.2	3.60	

Временные нагрузки				
№ п/п	Наименование нагрузки	Норм. нагр., кг/м <sup>2</sup>	Коэф. надеж. по нагр., $\gamma_f$	Расч. нагр., кг/м <sup>2</sup>
<b>Длительные</b>				
1	Полезная на перекрытие от паркинга	500.0	1.2	600.0
2	Полезная на перекрытие от тех.помещений	300.0	1.2	360.0
3	Полезная на перекрытие от жилья, террас	150.0	1.3	195.0
4	Полезная на перекрытие от холлов, лестниц и коридоров ведущих в жилье	300.0	1.2	360.0
5	Полезная на покрытие от чердака	70.0	1.3	91.0
<b>Кратковременные</b>				
1	Снеговая на покрытие (II район)	70.0	1.4	98.0
Примечания:				
1. Снеговая нагрузка на покрытие и полезная нагрузка на перекрытия определены в соответствии со СНиП 2.01.07-85*.				

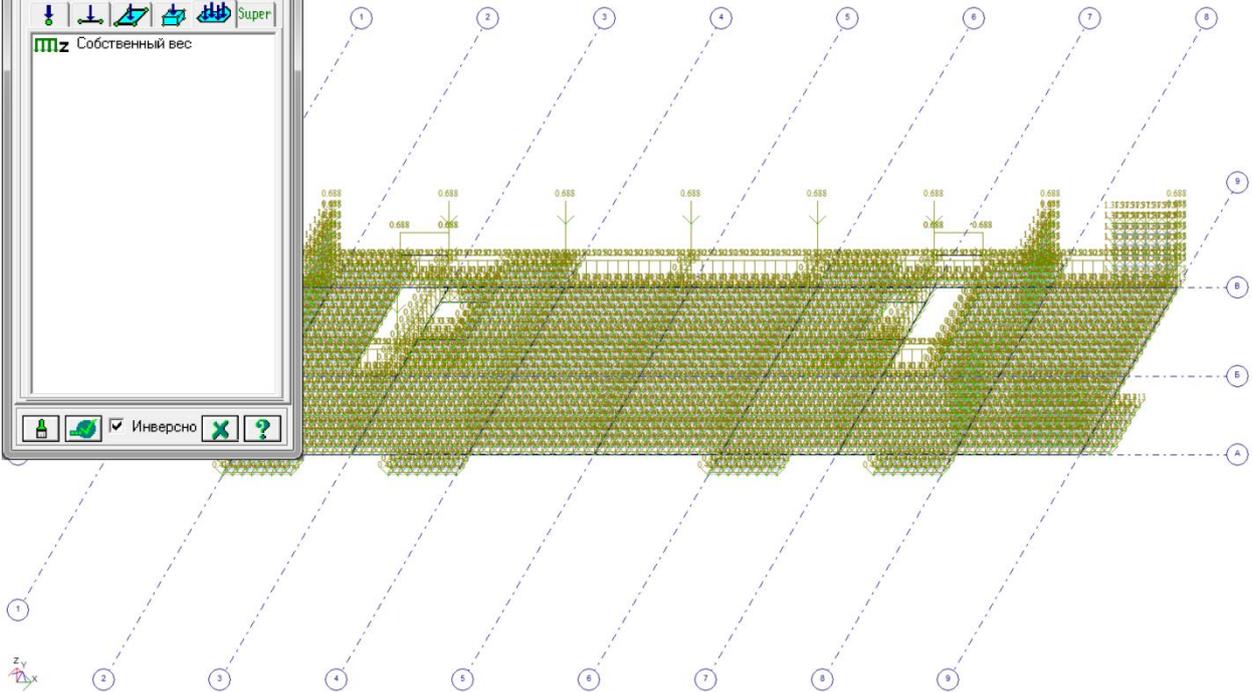
Давление грунта на подпорную стену	значение (т/м) (на прочность)
$Pz = \gamma_f * \gamma_g * L * Z * \text{tg}^2(45^\circ - \varphi/2)$	<b>5.4296</b>
$\gamma_f$ - коэф. надежности (1.15 насыпной, 1.1 в ест-ом состоянии)	1.15
$\gamma_g = \rho * g$ – удельный вес грунта (насыпной уплотенный 1800кг/м <sup>3</sup> )	1800
L – расчетная длина стены (берем на 1м.п.)	1.0
Z - высота стены на которую действует давления грунта	<b>4.00</b>
$\varphi$ - угол внутреннего трения (12°, т.к. грунт разработанный, не коренная порода)	12

Давление грунта на фундаменты	значение (т/м) (на прочность)	значение (т/м) (на прочность)	значение (т/м) (на прочность)
$Pz = \gamma_f * \gamma_g * Z$	<b>8.6940</b>	<b>9.7290</b>	<b>10.7640</b>
$\gamma_f$ - коэф. надежности (1.15 насыпной, 1.1 в ест-ом состоянии)	1.15	1.15	1.15
$\gamma_g = \rho * g$ – удельный вес грунта (насыпной уплотенный 1800кг/м <sup>3</sup> )	1800	1800	1800
Z - высота стены на которую действует давления грунта	<b>4.20</b>	<b>4.70</b>	<b>5.20</b>



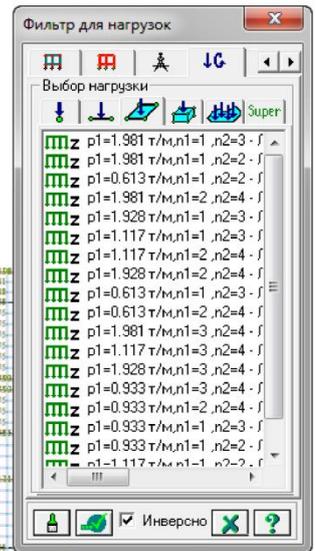
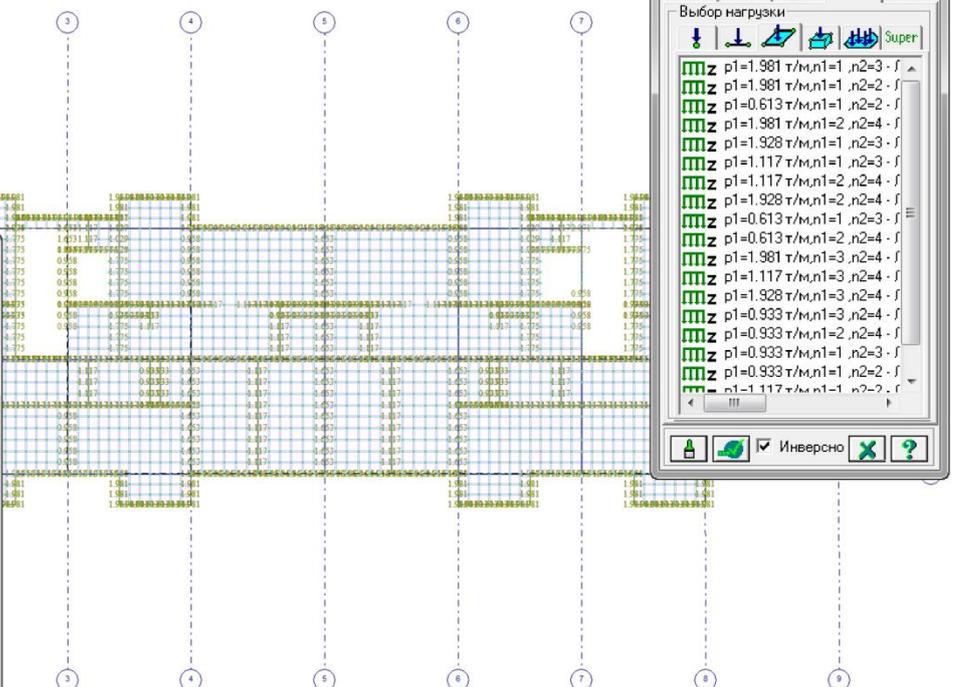
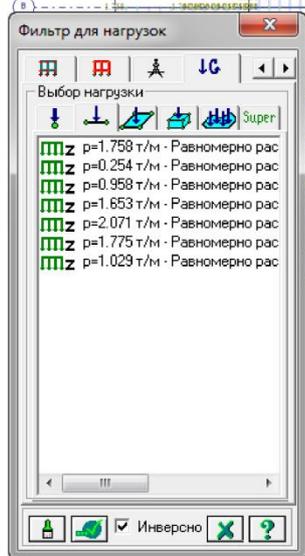
### Нагрузки на типовой этаж

Собственный вес

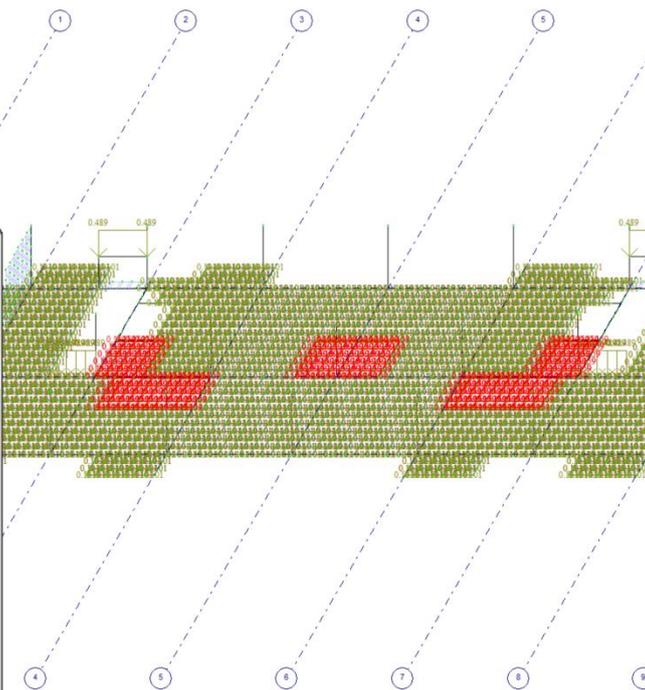
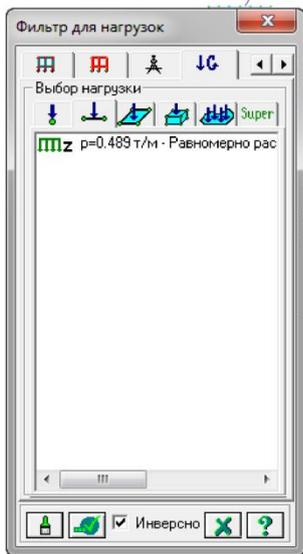


### Постоянные загрузки

доставке (стены, перегородки)



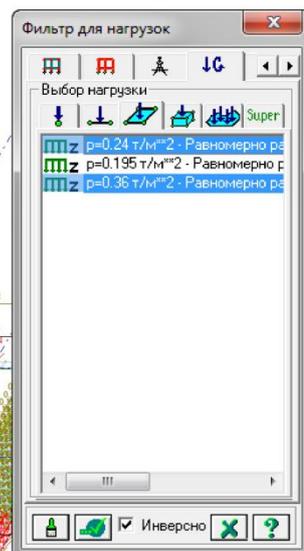
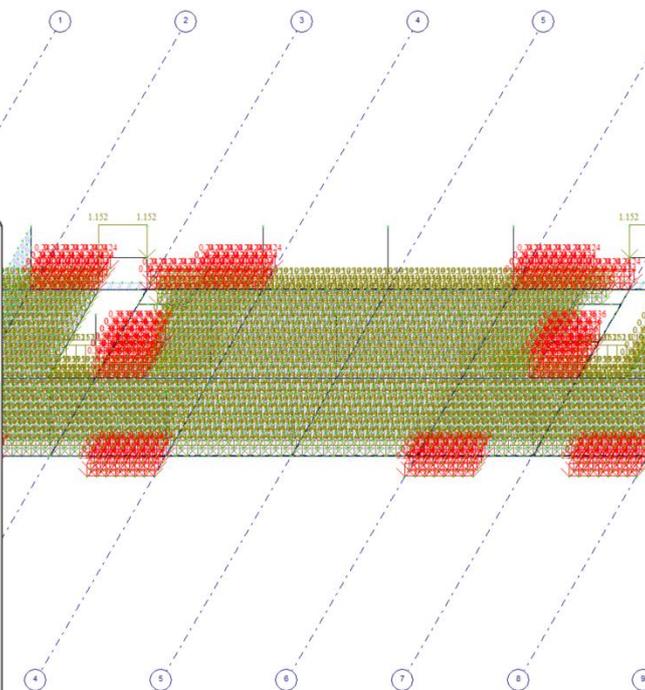
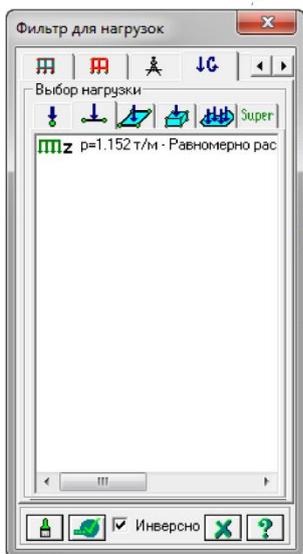
постоянное (полю\_крыши)



Стр. 23

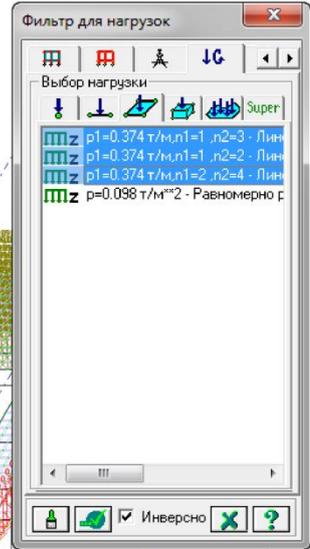
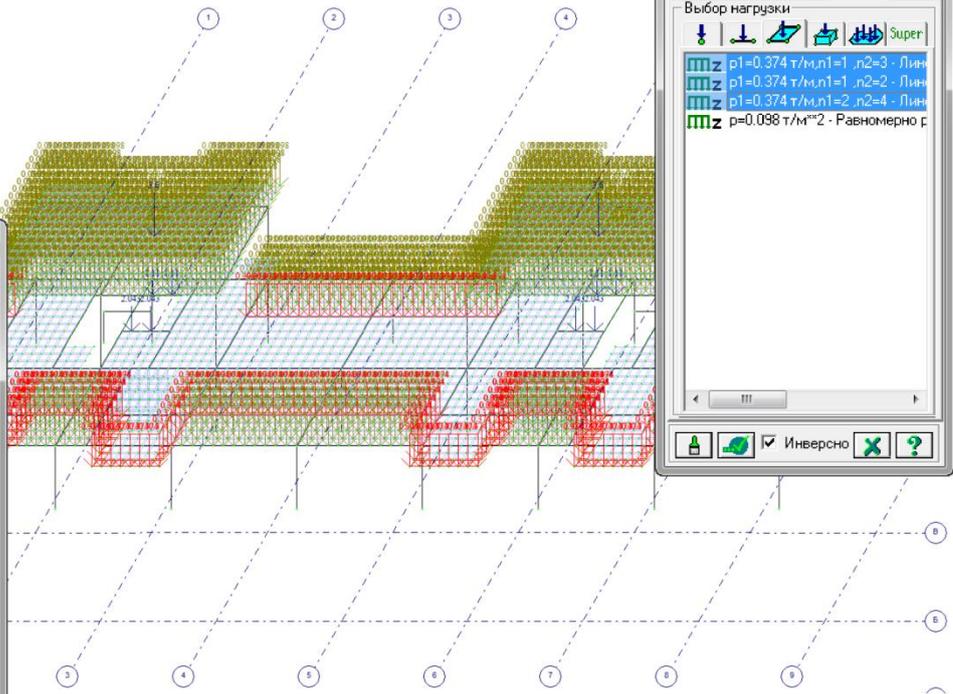
### Временное длительное загрузка

длительное (полюзов)



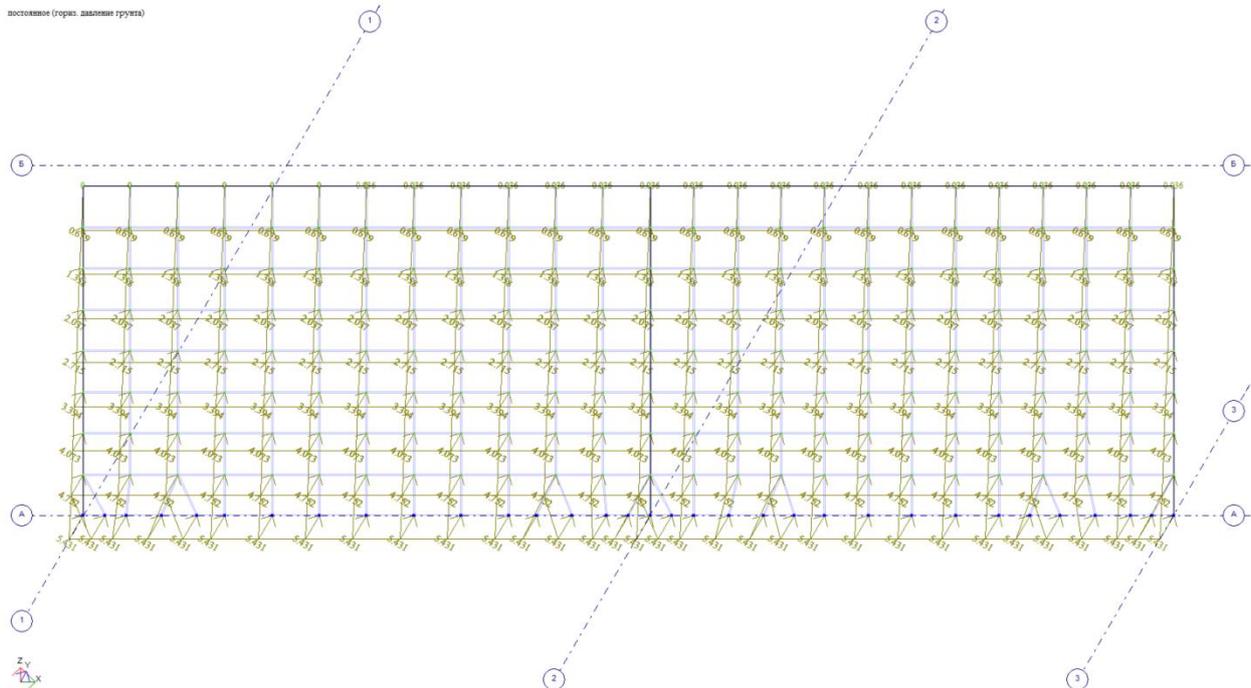
### Временное кратковременное нагружение

кратковременное (свет)

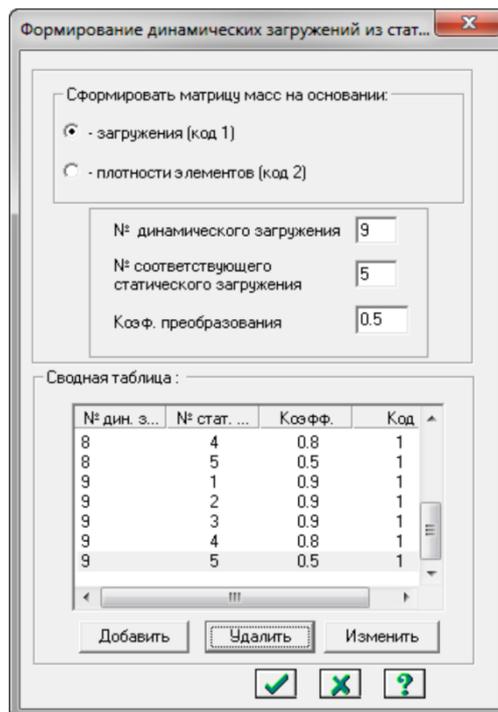
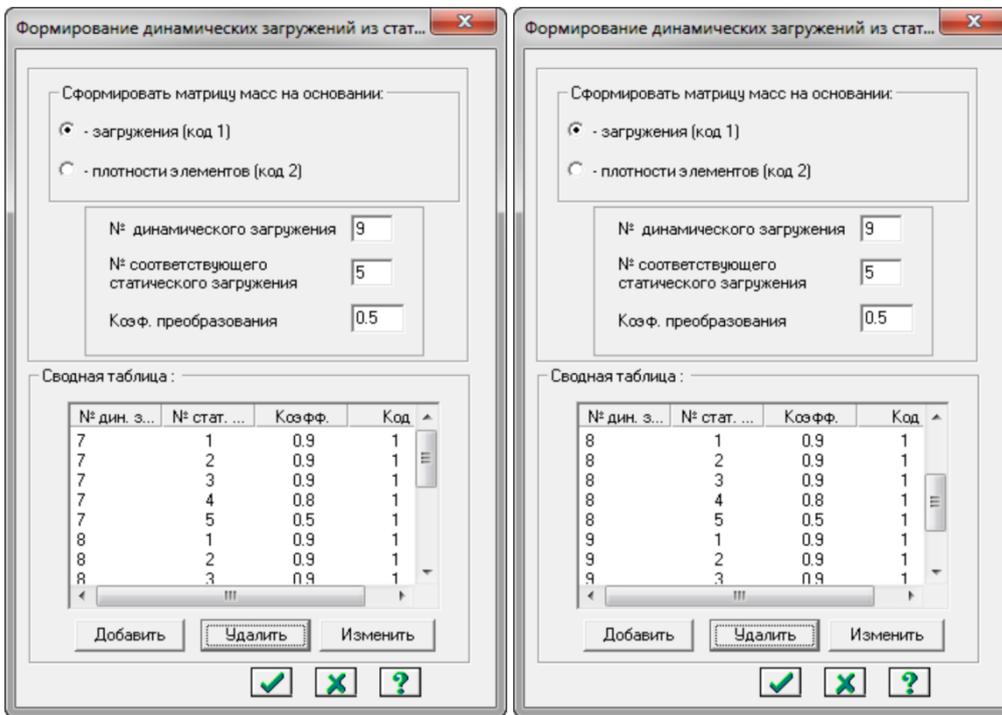


### Давление грунта

постоянное (гориз. давление грунта)



## Формирование динамических загрузке из статических Сейсмика



Задание характеристик для расчета на динамические воздействия

N строк характеристик: 1

N загрузки: 1

Наименование воздействия: Сейсмическое (СНиП РК 2.03-30-2006) - (43)

Количество учитываемых форм колебаний: 290

Матрица масс:  Диагональная  Согласованная

Сводная таблица для расчета на динамические воздействия

#	Параметры загрузки	Параметры динамического воздействия
1	43 290 0 1 0	1.45 3 0.00 8 1 1.00 0.25 1.06 1.00 1.00 1.0000 0.0000
2	43 290 0 1 0	1.45 3 0.00 8 1 1.00 0.25 1.06 1.00 1.00 0.0000 1.00
3	43 20 0 1 0	1.45 3 0.00 8 1 1.00 0.67 1.04 1.00 1.00 0.0000 0.0000
4		

Сейсмическое воздействие (Казахстан, СНиП РК 2.03-30-2006)

Поправочный коэф. для сейсмических сил: 1.45

Сейсмичность района в баллах: S = 8

Категория грунта (СНиП РК 2.03-30-2006): I

Кэф. ответственности сооружения (таблица 5.2): 1.00

Кэф. конструктивных решений (табл. 5.3, 5.4): 0.25

Кэф. высотности сооружения (формула 5.3): 1.06

Кэф. рассеивания энергии (таблица 5.7): 1.00

Кэф. грунтовых условий (таблица 5.6): 1.00

Направляющие косинусы равнодействующей сейсм. воздейств. в ОСК: CX 1.0000 CY 0.0000 CZ 0.0000 CX\*CX + CY\*CY + CZ\*CZ

Сейсмическое воздействие (Казахстан, СНиП РК 2.03-30-2006)

Поправочный коэф. для сейсмических сил: 1.45

Сейсмичность района в баллах: S = 8

Категория грунта (СНиП РК 2.03-30-2006): I

Кэф. ответственности сооружения (таблица 5.2): 1.00

Кэф. конструктивных решений (табл. 5.3, 5.4): 0.25

Кэф. высотности сооружения (формула 5.3): 1.06

Кэф. рассеивания энергии (таблица 5.7): 1.00

Кэф. грунтовых условий (таблица 5.6): 1.00

Направляющие косинусы равнодействующей сейсм. воздейств. в ОСК: CX 0.0000 CY 1.0000 CZ 0.0000 CX\*CX + CY\*CY + CZ\*CZ

Сейсмическое воздействие (Казахстан, СНиП РК 2.03-30-2006)

Поправочный коэф. для сейсмических сил: 1.45

Сейсмичность района в баллах: S = 8

Категория грунта (СНиП РК 2.03-30-2006): I

Кэф. ответственности сооружения (таблица 5.2): 1.00

Кэф. конструктивных решений (табл. 5.3, 5.4): 0.67

Кэф. высотности сооружения (формула 5.3): 1.04

Кэф. рассеивания энергии (таблица 5.7): 1.00

Кэф. грунтовых условий (таблица 5.6): 1.00

Направляющие косинусы равнодействующей сейсм. воздейств. в ОСК: CX 0.0000 CY 0.0000 CZ 1.0000 CX\*CX + CY\*CY + CZ\*CZ

## Таблица РСУ

Расчетные сочетания усилий
Строительные нормы: СНиП 2.01.07-85

Коефициенты сочетания по степени влияния
Редактировать...

Номер загрузки: 1
постоянное (собственный вес)

Вид загрузки: Постоянное (0)
По умолчанию

Н группы объединяемых временных нагрузений
0

Учитывать знакпеременность

Н группы взаимноисключающих нагрузений
0

NN сопутствующих нагрузений
0

Коефициент надежности
1.10

Доля длительности
1.00

Ограничения для кранов и тормозов
Кран  Тормоз

Коефициенты для РСУ															
#	1 основ.	2 основ.	Особ. (С)	Особ. (б.С)	5 совет.	6 совет.	7 совет.	8 совет.	9 совет.	10 совет.	11 совет.	12 совет.	13 совет.	14 совет.	15 совет.
1	1.00	1.00	0.90	0.00	0.00	0.00	0.90	0.00	0.00	0.00	0.90	0.00	0.00	0.00	0.00
2	1.00	1.00	0.90	0.00	0.00	0.00	0.90	0.00	0.00	0.00	0.90	0.00	0.00	0.00	0.00
3	1.00	1.00	0.90	0.00	0.00	0.00	0.90	0.00	0.00	0.00	0.90	0.00	0.00	0.00	0.00
4	1.00	0.95	0.80	0.00	0.00	0.00	0.80	0.00	0.00	0.00	0.80	0.00	0.00	0.00	0.00
5	1.00	0.90	0.50	0.00	0.00	0.00	0.50	0.00	0.00	0.00	0.50	0.00	0.00	0.00	0.00
6	1.00	1.00	0.90	0.00	0.00	0.00	0.90	0.00	0.00	0.00	0.90	0.00	0.00	0.00	0.00
7	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.30	0.00	0.00	0.00	0.30	0.00	0.00	0.00	0.00
8	0.00	0.00	0.30	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.30	0.00	0.00	0.00	0.00
9	0.00	0.00	0.30	0.00	0.00	0.00	0.30	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Средняя таблица для вычисления РСУ:

№	Имя загрузки	Коефициенты РСУ																	
1	постоянное	0	0	0	0	1.10	1.00	1.00	0.90	0.00	0.00	0.00	0.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.90
2	постоянное	0	0	0	0	1.10	1.00	1.00	0.90	0.00	0.00	0.00	0.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.90
3	постоянное	0	0	0	0	1.10	1.00	1.00	0.90	0.00	0.00	0.00	0.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.90
4	длительное	1	0	0	0	1.20	1.00	1.00	0.95	0.80	0.00	0.00	0.80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.80
5	кратковременное	2	0	0	0	1.40	0.35	1.00	0.90	0.50	0.00	0.00	0.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50
6	постоянное	0	0	0	0	1.15	1.00	1.00	0.90	0.00	0.00	0.00	0.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.90
7	сейсмика X	5	0	1	0	0	0	10000.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
8	сейсмика Y	5	0	1	0	0	0	10000.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
9	сейсмика Z	5	0	1	0	0	0	10000.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30

## Расчет на допустимые перекосы этажей здания

По СН КР 20-02:2018 п.7.11.3, с учетом приложения «Е» (с 50%-м уменьшением начального модуля упругости бетона), величины перекосов этажей должны удовлетворять условию

$$d_{rs} \leq \frac{h \cdot \varepsilon}{q},$$

где  $d_{rs}$  – перекося этажа при расчетных сейсмических нагрузках на здание;  $h$  – высота этажа;  $q$  – коэффициент поведения принимаемый по подразделу 7.6; – коэффициент, принимаемый по табл. 7.11.

Величина горизонтального перекося определяется по формуле

$$\Delta k = \delta_{k+1} - \delta_k,$$

где  $\Delta k$  – горизонтальный перекося этажа здания от расчетных сейсмических нагрузок;  $\delta_{k+1} - \delta_k$  – средние расчетные горизонтальные перемещения здания в уровнях  $k$  и  $k+1$  соответственно, отвечающие расчетным сейсмическим нагрузкам.

этаж	отм.	$d_{re}(X)$ , мм	$d_{re}(Y)$ , мм	коэф. $\varepsilon$	коэф. повед. $q$	$h_{эт} \cdot \varepsilon / q$ , мм	$\Delta_{ек}(X)$ , мм	$\Delta_{ек}(Y)$ , мм
подвал	-6.100	0.000	0.000	0.020	4.00	19.000	1.720	3.240
тех. этаж	-2.300	1.720	3.240			11.500	2.620	4.490
1 эт.	0.000	4.340	7.730			16.500	5.660	7.670
2 эт.	3.300	10.000	15.400			16.500	6.700	8.400
3 эт.	6.600	16.700	23.800			16.500	7.100	8.400
4 эт.	9.900	23.800	32.200			16.500	7.400	8.200
5 эт.	13.200	31.200	40.400			16.500	6.800	8.400
м.п.	16.500	38.000	48.800			19.000	14.500	13.300
м.п.	16.500	33.900	42.300					
м.п. (верх)	20.300	48.400	55.600					

**Максимальные перекося этажей здания менее допустимых**

## Расчет на допустимый прогиб плит

Предельное значение допустимого прогиба (по СНиП 2.01.07-85(2003) «Нагрузки и воздействия» п.10.7, табл. 19, п.2а) составляет

$$\Delta = \frac{L}{200(120;150;250;300)'} ,$$

где L – расчетный пролет элемента конструкции.

этаж	отм.	Пролет L, мм	Перем. по Z на опоре., мм	Перем. по Z в пролете., мм	Расчетный прогиб, мм	Допустимый прогиб $\Delta=L/200$ (120;150;250;300), мм
тех. этаж	-2.300	6400	8.76	16.80	8.04	31.82
1 эт.	0.000	6400	12.30	26.90	14.60	31.82
2 эт.	3.300	6400	15.10	31.40	16.30	31.82
3 эт.	6.600	6400	17.50	35.30	17.80	31.82
4 эт.	9.900	6400	19.40	38.40	19.00	31.82
5 эт.(низ)	13.200	6400	20.70	39.90	19.20	31.82
5 эт. (верх)	16.500	6400	21.50	50.20	28.70	31.82
м.п. (верх)	20.300	6000	23.70	36.10	12.40	30.00

Для консоли вместо L следует принимать удвоенный ее вылет (примечание п.1).

Отсюда:

$$\Delta = \frac{2 \cdot L}{200(120;150;250;300)}$$

этаж	отм.	Пролет L, мм	Перем. по Z на опоре., мм	Перем. по Z в пролете., мм	Расчетный прогиб, мм	Допустимый прогиб $\Delta=2*L/200$ (120;150;250;300), мм
1 эт.	0.000	1500	15.50	20.50	5.00	23.53
2 эт.	3.300	1500	19.30	24.70	5.40	23.53
3 эт.	6.600	1500	21.00	26.50	5.50	23.53
4 эт.	9.900	1500	23.80	29.70	5.90	23.53
5 эт.(низ)	13.200	1500	25.60	31.70	6.10	23.53
5 эт. (верх)	16.500	1500	27.40	34.40	7.00	23.53
м.п. (верх)	20.300	1500	26.00	31.50	5.50	23.53

**Максимальный прогиб плит менее допустимого.**

## Проверка регулярности

### А. Проверка регулярности по высоте

По п.10.2 СН КР 31-02:2018 «Критерии регулярности зданий по высоте и в плане» здание может быть классифицировано как регулярное по высоте, если соблюдаются условия (в СН 20-02:2018 Приложение К.2, формулы к.1 и к.2) :

регулярность по высоте К.2.1 формула (К.1)					
этаж	h <sub>k</sub> , м	по оси X		по оси Y	
		d <sub>ek</sub> , мм	d <sub>ek</sub> *h <sub>k+1</sub> / d <sub>ek+1</sub> *h <sub>k</sub>	d <sub>ek</sub> , мм	d <sub>ek</sub> *h <sub>k+1</sub> / d <sub>ek+1</sub> *h <sub>k</sub>
тех. этаж	2.300	0.620	0.402	2.395	1.149
1 эт.	3.300	2.211	0.540	2.990	0.590
2 эт.	3.300	4.090	0.893	5.065	0.921
3 эт.	3.300	4.580	0.935	5.500	0.986
4 эт.	3.300	4.900	1.043	5.580	1.019
5 эт.	3.300	4.700	1.230	5.475	1.244
м.п.	3.800	4.400	-	5.070	-

$$\frac{d_{e,k} \cdot h_{k+1}}{d_{e,k+1} \cdot h_k} \leq 1.25$$

регулярность по высоте К.2.1 формула (К.2)					
этаж	отм.	по оси X		по оси Y	
		T <sub>j</sub> , с	T <sub>j-1</sub> /T <sub>j</sub>	T <sub>j</sub> , с	T <sub>j-1</sub> /T <sub>j</sub>
5 эт.	13.200	0.1881	1.146	0.2109	1.218
м.п.	16.500	0.1642		0.1731	

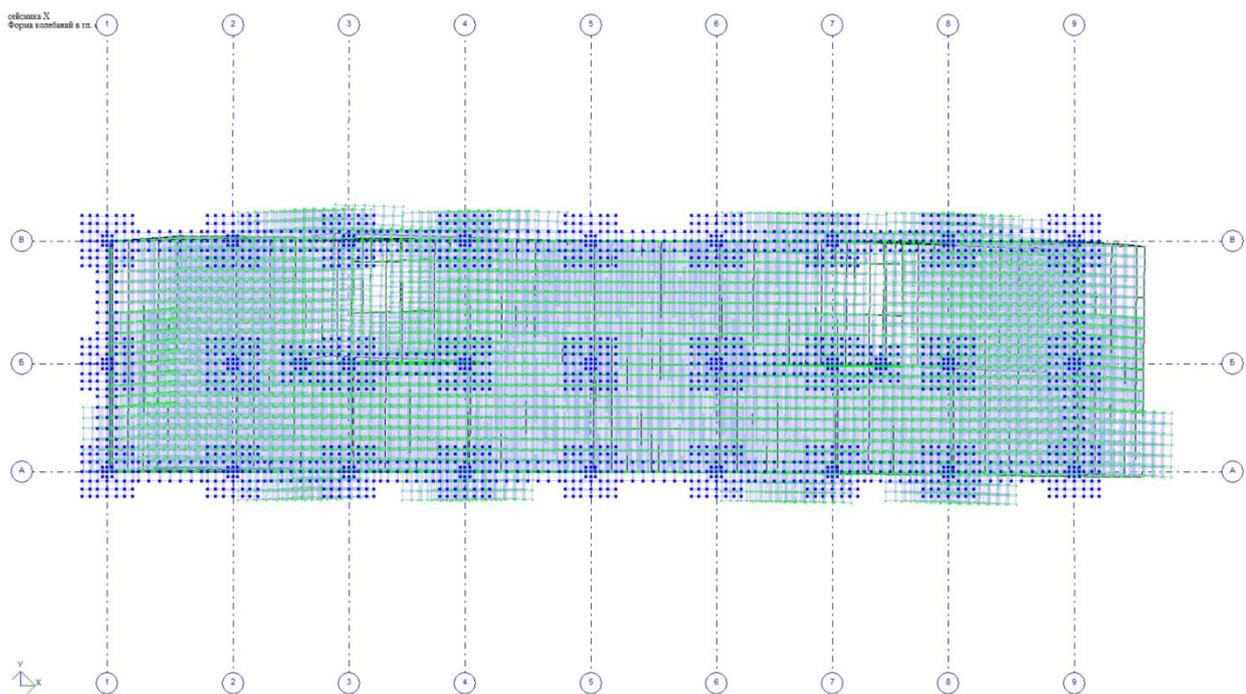
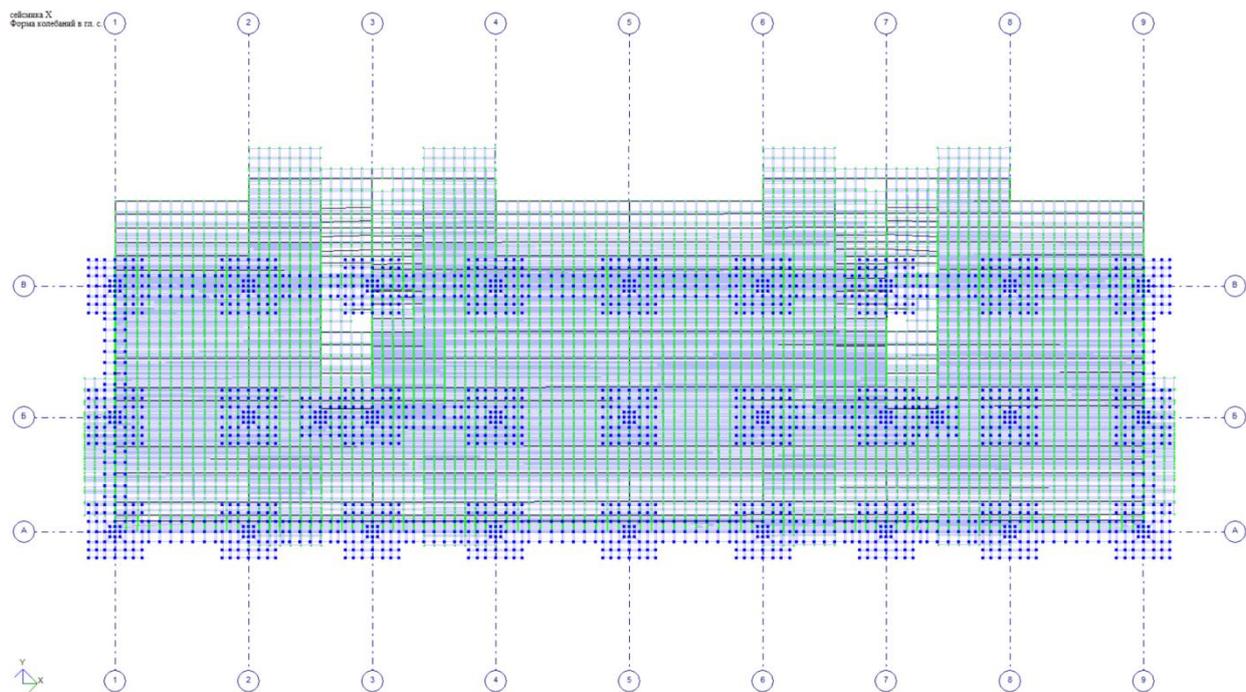
$$\sqrt{\frac{m_j \cdot c_{j-1}}{m_{j-1} \cdot c_j}} \leq 1.25$$

**Блок выполняет условия регулярности по высоте.**

### А. Проверка регулярности в плане (в СН 20-02:2018 Приложение К.3)

Здание может быть классифицировано как регулярное в плане, если оно соответствует всем следующим критериям:

- а) первая и вторая формы собственных колебаний здания в плане не являются крутильными относительно вертикальной оси (смотри ниже);
- б) максимальное и среднее значения горизонтальных смещений каждого перекрытия (покрытия) по основным тонам собственных колебаний здания различаются между собой не более чем на 10 %;



1 и 2 формы колебаний поступательные. **Блок выполняет данное условие регулярности в плане.**

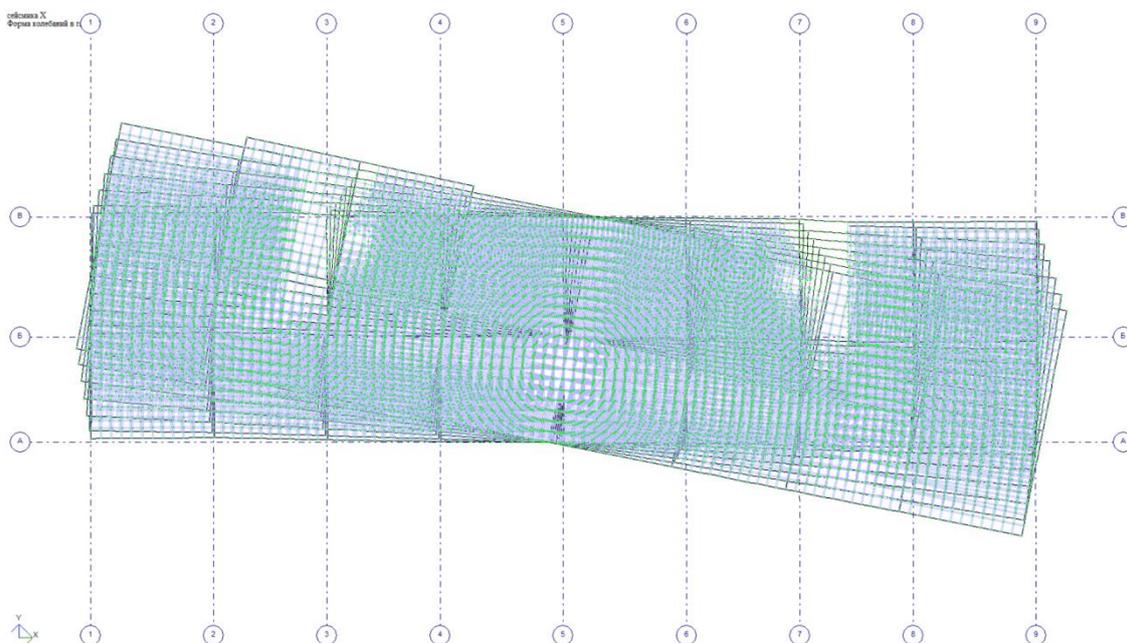
Данное требование вводилось для прогнозируемого и равномерного распределения горизонтальных усилий на диафрагмы жесткости (семинар, посвященный СН КР 20-02:2018 от 31 мая 2019 г., проведенный проф. И.Е. Ицковым).

регулярность в плане К.3.1 б)									
этаж	отм.	по оси X				по оси Y			
		dre(max), мм	dre(min), мм	dre(av), мм	dre(max)- -dre(av), %	dre(max), мм	dre(min), мм	dre(av), мм	dre(max)- -dre(av), %
тех. этаж	-2.300	1.220	0.019	0.620	96.933	3.030	1.760	2.395	26.514
1 эт.	0.000	3.260	2.400	2.830	15.194	5.690	5.080	5.385	5.664
2 эт.	3.300	7.440	6.400	6.920	7.514	10.900	10.000	10.450	4.306
3 эт.	6.600	12.300	10.700	11.500	6.957	16.500	15.400	15.950	3.448
4 эт.	9.900	17.500	15.300	16.400	6.707	22.110	20.950	21.530	2.694
5 эт.	13.200	22.500	19.700	21.100	6.635	27.650	26.360	27.005	2.388
м.п.	16.500	27.100	23.900	25.500	6.275	32.700	31.450	32.075	1.949
м.п. (верх)	20.300	28.200	26.400	27.300	3.297	36.700	35.700	36.200	1.381

Разница перемещений, на первых этажах, между максимальным и средним перемещениями меньше 0,7мм, следовательно, неравномерного распределения усилий не возникает. **Блок выполняет данное условие регулярности в плане.**

в) перекрытия здания имеют эффективные связи с вертикальными несущими конструкциями, а расчетные значения горизонтальных перемещений перекрытий в их любых точках, определенные с учетом фактической податливости перекрытий в своей плоскости, не превышают более чем на 10 % расчетные значения перемещений в этих же точках, определенные в предположении абсолютной жесткости перекрытий;

Рекомендация проф. И.Е. Ицкова проверять данное условие по крутильной форме здания: в случае, если будет видно «закручивание» не по прямой (с выгибами), следовательно, с большой долей вероятности, не хватает жесткости перекрытий и необходимо проверять данное условие (семинар, посвященный СН КР 20-02:2018 от 31 мая 2019 г., проведенный проф. И.Е. Ицковым).



Перекрытия в крутильной форме «закручиваются» без выгибов, более точных расчетов не требуется. **Блок выполняет данное условие регулярности.**

г) отношение длинной стороны ( $L_{\max}$ ) здания к ортогональной короткой стороне ( $L_{\min}$ ) не превышает значения 4 ( $\lambda = L_{\max}/L_{\min} \leq 4$ );

$$\lambda = \frac{50.5}{12.5} = 4.04 > 4.$$

При величине более «4» возникает вероятность появления крутильных форм на первых формах собственных колебаний (семинар посвященный СН КР 20-02:2018 от 31 мая 2019 г., проведенный проф. И.Е. Ицковым). В рассматриваемом здании первые 2 формы собствых колебаний поступательные, см. критерий а). Блок выполняет данное условие регулярности в плане.

д) конфигурация здания в плане является компактной, то есть каждый этаж здания может быть ограничен полигональной линией, образующей выпуклый многоугольник, и при этом:

- выступы или входящие уступы в плане этажа (здания) не влияют на жесткость перекрытий и не затрудняют эффективную связь между вертикальными конструкциями;
- площадь каждого входящего уступа не превышает 5 % от общей площади перекрытия;
- глубина каждого входящего уступа (кратчайшее расстояние от вершины входящего угла до полигональной линии) по рассматриваемому направлению не превышает 15 % от размеров этажа в этом направлении;
- величина каждого выступа в плане не превышает его ширины;
- суммарная площадь между контуром перекрытия и полигональной линией, огибающей перекрытие, не превышает 20 % от общей площади перекрытия;

Выступов и входящих уступов, в рассматриваемых блоках, нет.

- проемы в перекрытиях не затрудняют передачу сейсмических нагрузок вертикальным конструкциям.

**Блок выполняет данное условие регулярности в плане.**

### Проверка учета эффектов второго рода (Р-Δ эффекты)

7.12.2 Если для всех этажей здания выполняется условие:

$$\Theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h} \leq 0.1,$$

то эффекты второго рода (Р-Δ эффекты) могут не учитываться:

учет эффектов второго рода (Р-Δ эффекты)								
этаж	h <sub>эт</sub> , мм	P <sub>tot</sub> , т	по оси X			по оси Y		
			d <sub>r</sub> , мм	V <sub>tot</sub> , т	Θ=P <sub>tot</sub> *d <sub>r</sub> / /(V <sub>tot</sub> *h)	d <sub>r</sub> , мм	V <sub>tot</sub> , т	Θ=P <sub>tot</sub> *d <sub>r</sub> / /(V <sub>tot</sub> *h)
подвал	3800	13218.19	0.733	721.847	0.004	2.375	668.375	0.012
тех. этаж	2300	9980.50	2.937	718.832	0.018	3.740	658.855	0.025
1 эт.	3300	8844.28	5.595	699.964	0.021	6.635	635.193	0.028
2 эт.	3300	7429.96	6.435	648.583	0.022	7.300	582.324	0.028
3 эт.	3300	6008.38	6.850	560.931	0.022	7.500	499.000	0.027
4 эт.	3300	4586.78	6.600	434.679	0.021	7.300	384.198	0.026
5 эт.	3300	3165.21	6.150	271.481	0.022	6.700	239.310	0.027
м.п.	3800	1826.55	2.650	47.243	0.027	5.750	43.237	0.064

**Блок выполняет условие п. 7.12.2, следовательно, эффекты второго рода (Р-Δ эффекты) допускается не учитывать.**

### Эффекты случайного кручения здания в плане

7.7.2 Для учета эффектов кручения, обусловленных неопределенностями в расположении масс и пространственными вариациями сейсмического движения, расчетные центры массы на каждом этаже здания следует рассматривать как смещенные относительно номинального положения на расстояние  $e_{ak}$  в направлении ортогональном направлению действия сейсмических сил:

$$e_{ak} = \pm 0.05 \cdot L_k \cdot f_{ek},$$

где:  $e_{ak}$  – случайный эксцентриситет массы  $k$ -го этажа, принимаемый в одинаковом направлении на всех этажах здания;  $L_k$  – размер перекрытия над  $k$ -м этажом в направлении, перпендикулярном к направлению действия сейсмических сил;  $f_{ek}$  – коэффициент, учитывающий нерегулярность здания в плане в уровне  $k$ -го этажа.

7.7.3 Значение коэффициента  $f_{ek}$  для регулярных и нерегулярных в плане конструктивных систем (см. подраздел К.3 приложения К) следует определять с помощью следующего выражения:

$$f_{ek} = \rho \cdot \left( \frac{\delta_{\max}}{1.1 \cdot \delta_{\text{кав}}} \right)^4, \text{ где } \rho \leq f_{ek} \leq 3.0,$$

где:  $\delta_{\max}$  – максимальное перемещение верхнего перекрытия  $k$ -го этажа;  $\delta_{\text{кав}}$  – среднеарифметическое перемещение верхнего перекрытия  $k$ -го этажа;  $\rho$  – коэффициент, значение которого следует принимать; 1,0 – если соблюдаются все критерии, приведенные в п. К.3.1 Приложения К; 1,2 – если не соблюдаются один или несколько из критериев, приведенных в п. К.3.1 Приложения К, но соблюдаются все критерии, приведенные в К.3.2; 1,3 – если соблюдаются критерии, приведенные в пунктах К.3.2 а), б) и в), но не соблюдаются критерий в п. К.3.2 г) или хотя бы один из критериев в п. К.3.2 д); 2,5 – если конструктивная система является крутильно-податливой в плане.

расстояние смещения нагрузок $e_{ak}$								
этаж	отм.	коэф. $\rho$	по оси X					
			$L_k$ , м	$\delta_{\max}$ , мм	$\delta_{\min}$ , мм	$\delta_{\text{кав}}$ , мм	$f_{ek} = \rho \cdot (\delta_{\max} / (1.1 \cdot \delta_{\text{кав}}))^4$	$e_{ak} = 0.05 \cdot L_k \cdot f_{ek}$ , м
подвал (верх)	-2.300	1.2	50.00	1.460	0.007	0.733	<b>3.000</b>	<b>7.500</b>
тех. эт. (верх)	0.000			4.210	3.130	3.670	<b>1.419</b>	<b>3.548</b>
1 эт. (верх)	3.300			9.910	8.620	9.265	<b>1.200</b>	<b>3.000</b>
2 эт. (верх)	6.600			16.700	14.700	15.700	<b>1.200</b>	<b>3.000</b>
3 эт. (верх)	9.900			23.900	21.200	22.550	<b>1.200</b>	<b>3.000</b>
4 эт. (верх)	13.200			30.900	27.400	29.150	<b>1.200</b>	<b>3.000</b>
5 эт. (верх)	16.500			37.200	33.400	35.300	<b>1.200</b>	<b>3.000</b>
м.п.лев (верх)	20.300		12.00	39.000	36.900	37.950	<b>1.200</b>	<b>0.720</b>
м.п.пр (верх)	20.300			39.000	36.900	37.950	<b>1.200</b>	<b>0.720</b>

расстояние смещения нагрузок $e_{ak}$								
этаж	отм.	коэф. $\rho$	по оси Y					
			$L_k$ , м	$\delta_{kmax}$ , мм	$\delta_{kmin}$ , мм	$\delta_{kav}$ , мм	$f_{ek} = \rho * (\delta_{kmax} / (1.1 * \delta_{kav}))^4$	$e_{ak} = 0.05 * L_k * f_{ek}$ , м
подвал (верх)	-2.300	1.2	12.00	3.300	1.450	2.375	<b>3.000</b>	<b>1.800</b>
тех. эт. (верх)	0.000			6.580	5.650	6.115	<b>1.200</b>	<b>0.720</b>
1 эт. (верх)	3.300			13.400	12.100	12.750	<b>1.200</b>	<b>0.720</b>
2 эт. (верх)	6.600			20.900	19.200	20.050	<b>1.200</b>	<b>0.720</b>
3 эт. (верх)	9.900			28.500	26.600	27.550	<b>1.200</b>	<b>0.720</b>
4 эт. (верх)	13.200			36.000	33.700	34.850	<b>1.200</b>	<b>0.720</b>
5 эт. (верх)	16.500		42.600	40.500	41.550	<b>1.200</b>	<b>0.720</b>	
м.п.лев (верх)	20.300		6.40	47.300	46.000	46.650	<b>1.200</b>	<b>0.384</b>
м.п.пр (верх)	20.300	47.700		46.900	47.300	<b>1.200</b>	<b>0.384</b>	

Расчет на эффекты случайного кручения здания в плане проведен по методу, предложенному разработчиками программного комплекса Лира-САПР (на официальном сайте).

### Фрагмент изменения центра тяжести на отм. -2,300

Изначальный центр тяжести

Новые координаты центров тяжести, при высчитанных эксцентриситетах, должны быть:

$$X+ \quad 24,9453 + 7,5 = 32,4453 \text{ м}$$

$$X- \quad 24,9453 - 7,5 = 17,4453 \text{ м}$$

$$Y+ \quad 6,1879 + 1,8 = 7,9879 \text{ м}$$

$$Y- \quad 6,1879 - 1,8 = 4,3879 \text{ м}$$

Новые центры тяжести, полученные по методу, предложенном Лира-САПР

новый центр тяжести (X+)

Суммирование нагрузок

Список узлов: 4606-6722

Список элементов:

Выбор загрузки:  Загрузка,  РСН. № загр.: 13. Единицы: м,т.

Суммарные нагрузки

	Объемные	Пластины	Стержни	Узлы	Всего
$\Sigma P X$	0	0	0	0	0
$\Sigma P Y$	0	0	0	0	0
$\Sigma P Z$	0	0	0	776.782	776.782
$\Sigma M X$		0	0	0	0
$\Sigma M Y$		0	0	0	0
$\Sigma M Z$		0	0	0	0

Координаты центров сил

Cx x	Cx y	Cx z	Px
Cy x	Cy y	Cy z	Py
Cz x	Cz y	Cz z	Pz
32.44526	6.238998	-2.29997	

Опрокидывающий момент

Контрольная точка A		Момент относительно A	
X	0	Mx	4846.340332
Y	0	My	-25202.89258
Z	0	Mz	0

Указать курсором

новый центр тяжести (X-)

Суммирование нагрузок

Список узлов: 4606-6722

Список элементов:

Выбор загрузки:  Загрузка,  РСН. № загр.: 31. Единицы: м,т.

Суммарные нагрузки

	Объемные	Пластины	Стержни	Узлы	Всего
$\Sigma P X$	0	0	0	0	0
$\Sigma P Y$	0	0	0	0	0
$\Sigma P Z$	0	0	0	776.779	776.779
$\Sigma M X$		0	0	0	0
$\Sigma M Y$		0	0	0	0
$\Sigma M Z$		0	0	0	0

Координаты центров сил

Cx x	Cx y	Cx z	Px
Cy x	Cy y	Cy z	Py
Cz x	Cz y	Cz z	Pz
17.44496	6.136921	-2.29998	

Опрокидывающий момент

Контрольная точка A		Момент относительно A	
X	0	Mx	4767.031738
Y	0	My	-13550.875
Z	0	Mz	0

Указать курсором

новый центр тяжести (Y+)

Суммирование нагрузок

Список узлов: 4606-6722

Список элементов:

Выбор загрузки:  Загрузка,  РСН. № загр.: 49. Единицы: м,т.

Суммарные нагрузки

	Объемные	Пластины	Стержни	Узлы	Всего
$\Sigma P X$	0	0	0	0	0
$\Sigma P Y$	0	0	0	0	0
$\Sigma P Z$	0	0	0	776.781	776.781
$\Sigma M X$		0	0	0	0
$\Sigma M Y$		0	0	0	0
$\Sigma M Z$		0	0	0	0

Координаты центров сил

Cx x	Cx y	Cx z	Px
Cy x	Cy y	Cy z	Py
Cz x	Cz y	Cz z	Pz
24.9574	7.987996	-2.29998	

Опрокидывающий момент

Контрольная точка A		Момент относительно A	
X	0	Mx	6204.925781
Y	0	My	-19386.43945
Z	0	Mz	0

Указать курсором

новый центр тяжести (Y-)

Суммирование нагрузок

Список узлов: 4606-6722

Список элементов:

Выбор загрузки:  Загрузка,  РСН. № загр.: 67. Единицы: м,т.

Суммарные нагрузки

	Объемные	Пластины	Стержни	Узлы	Всего
$\Sigma P X$	0	0	0	0	0
$\Sigma P Y$	0	0	0	0	0
$\Sigma P Z$	0	0	0	776.747	776.747
$\Sigma M X$		0	0	0	0
$\Sigma M Y$		0	0	0	0
$\Sigma M Z$		0	0	0	0

Координаты центров сил

Cx x	Cx y	Cx z	Px
Cy x	Cy y	Cy z	Py
Cz x	Cz y	Cz z	Pz
24.93313	4.38789	-2.29997	

Опрокидывающий момент

Контрольная точка A		Момент относительно A	
X	0	Mx	3408.279541
Y	0	My	-19366.73047
Z	0	Mz	0

Указать курсором

## ПЕРИОДЫ КОЛЕБАНИЙ. ЧАСТОТЫ

СОБСТВЕННЫЕ ЗНАЧЕНИЯ, ЧАСТОТЫ, ПЕРИОДЫ КОЛЕБАНИЙ, ЗАГРУЖЕНИЯ 8

:N	: СОВСТВ.	: Ч А С Т О Т Ы	: ПЕРИОДЫ	: КОЭФФИЦИЕНТ	: МОДАЛЬНАЯ	:
: П/П:	: ЗНАЧЕНИЯ	: РАД/С	: ГЦ	: С	: РАСПРЕДЕЛЕНИЯ:	: МАССА
:	:	:	:	:	: В %	:
1	0.122806	8.14	1.30	0.7712	0.016062	0.0
2	0.106166	9.42	1.50	0.6667	1.439413	61.6
5	0.029903	33.44	5.33	0.1878	-1.219695	8.6
8	0.026720	37.43	5.96	0.1678	-0.123516	0.1
12	0.023839	41.95	6.68	0.1497	0.608944	2.3
14	0.022456	44.53	7.09	0.1410	-0.828298	1.1
17	0.021191	47.19	7.51	0.1331	1.230194	1.2
28	0.018589	53.80	8.57	0.1167	0.173062	0.0
122	0.014530	68.82	10.96	0.0912	-1.043838	0.4
144	0.014106	70.89	11.29	0.0886	-1.467329	0.2
145	0.014096	70.94	11.30	0.0885	-2.202751	1.4
148	0.013960	71.63	11.41	0.0877	-0.577694	0.2
233	0.010866	92.03	14.65	0.0682	1.231774	0.2
251	0.010494	95.29	15.17	0.0659	-0.115761	0.0
290	0.009084	110.08	17.53	0.0571	0.163031	0.0

СОБСТВЕННЫЕ ЗНАЧЕНИЯ, ЧАСТОТЫ, ПЕРИОДЫ КОЛЕБАНИЙ, ЗАГРУЖЕНИЯ 9

:N	: СОВСТВ.	: Ч А С Т О Т Ы	: ПЕРИОДЫ	: КОЭФФИЦИЕНТ	: МОДАЛЬНАЯ	:
: П/П:	: ЗНАЧЕНИЯ	: РАД/С	: ГЦ	: С	: РАСПРЕДЕЛЕНИЯ:	: МАССА
:	:	:	:	:	: В %	:
1	0.122806	8.14	1.30	0.7712	1.509389	66.3
4	0.034634	28.87	4.60	0.2175	-1.288958	10.3
10	0.025625	39.02	6.21	0.1609	0.814221	3.2
11	0.023887	41.86	6.67	0.1500	-0.053094	0.0
26	0.019366	51.64	8.22	0.1216	-0.554814	0.7
29	0.018538	53.94	8.59	0.1164	-0.622637	0.7
54	0.016444	60.81	9.68	0.1033	0.534796	0.2
94	0.015339	65.19	10.38	0.0963	-0.488388	0.2
161	0.013641	73.31	11.67	0.0857	0.379515	0.1
177	0.012970	77.10	12.28	0.0815	-0.825184	0.5
249	0.010707	93.40	14.87	0.0672	-0.181695	0.0
284	0.009239	108.24	17.24	0.0580	0.423625	0.1
290	0.009084	110.08	17.53	0.0571	-0.041107	0.0

СОБСТВЕННЫЕ ЗНАЧЕНИЯ, ЧАСТОТЫ, ПЕРИОДЫ КОЛЕБАНИЙ, ЗАГРУЖЕНИЯ 10

:N	: СОВСТВ.	: Ч А С Т О Т Ы	: ПЕРИОДЫ	: КОЭФФИЦИЕНТ	: МОДАЛЬНАЯ	:
: П/П:	: ЗНАЧЕНИЯ	: РАД/С	: ГЦ	: С	: РАСПРЕДЕЛЕНИЯ:	: МАССА
:	:	:	:	:	: В %	:
1	0.122806	8.14	1.30	0.7712	-0.010529	0.0
7	0.028896	34.61	5.51	0.1815	2.637867	37.8
8	0.026720	37.43	5.96	0.1678	0.290860	0.6
9	0.026600	37.59	5.99	0.1670	2.572774	15.7
10	0.025625	39.02	6.21	0.1609	-0.282545	0.3
11	0.023887	41.86	6.67	0.1500	-1.909673	10.0
13	0.022482	44.48	7.08	0.1412	1.468326	0.7
15	0.021893	45.68	7.27	0.1375	-0.454092	0.5
18	0.021068	47.47	7.56	0.1323	3.946351	9.3
20	0.020433	48.94	7.79	0.1283	0.083640	0.0

На следующих страницах расчета содержатся данные по армированию несущих элементов здания (фундаментов, колонн, ригелей, плит перекрытий, диафрагм жесткости и др.), что является необходимым условием проектирования реального объекта, но выходит за рамки настоящего учебного пособия и поэтому не приводятся.

***Владимир Сергеевич Семёнов***

ОСНОВЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ  
СЕЙСМОСТОЙКИХ ЗДАНИЙ

Учебное пособие

Редактор *Н.В. Шумкина*  
Компьютерная верстка *Д.Ю.Иванова*

Подписано в печать 29.04.2020  
Печать офсетная. Формат 60 × 84 <sup>1</sup>/<sub>8</sub>.  
Объем 29,0 п. л. Тираж 100 экз. Заказ 38

Издательство КРСУ  
720000, г. Бишкек, ул. Киевская, 44

Отпечатано в типографии КРСУ  
720048, г. Бишкек, ул. Анкара, 2а