

МИНИСТЕРСТВО СЕЛЬСКОГО ХОЗЯЙСТВА
РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ

ФГБОУ ВО «Кубанский государственный
аграрный университет имени И. Т. Трубилина»

О. Ю. Ещенко, В. А. Демченко

ОЦЕНКА СЕЙСМОСТОЙКОСТИ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

Учебное пособие

4-е издание, исправленное и дополненное

Краснодар
КубГАУ
2019

УДК 624.042.7 (075.8)

ББК 38.79

E97

Рецензенты:

С. И. Маций – доктор технических наук, профессор,
(Кубанский государственный аграрный университет имени И. Т. Трубилина);

Д. В. Плешаков – кандидат технических наук,
(технический директор ООО «НТЦ ГеоПроект»)

Ещенко О. Ю.

E97 Оценка сейсмостойкости зданий и сооружений : учеб. пособие /
О. Ю. Ещенко, В. А. Демченко. – Краснодар : КубГАУ, 2019. – 91 с.

ISBN

Учебное пособие содержит теоретический материал по сейсмостойкому строительству, а также указания к выполнению практических работ, соответствующих требованиям Государственного образовательного стандарта РФ для строительных специальностей вузов.

Предназначено для обучающихся по специальности 08.05.01 Строительство уникальных зданий и сооружений, Строительство высотных и большепролетных зданий и сооружений (уровень специалитета), а также других строительных направлений и специальностей, где данный материал может быть использован.

УДК 624.042.7 (075.8)

ББК 38.79

© Ещенко О. Ю. и др., 2009
© Ещенко О. Ю. и др., 2011
© Ещенко О. Ю. и др., 2015
© Ещенко О. Ю., Демченко В. А., 2019,
с изменениями
© ФГБОУ ВО «Кубанский государственный
аграрный университет
имени И. Т. Трубилина», 2019

ISBN

ОГЛАВЛЕНИЕ

ВВЕДЕНИЕ.....	5
1 ОБЩИЕ ПОНЯТИЯ.....	5
1.1 Сейсмические явления.....	5
1.2 Сейсмическое микрорайонирование.....	7
2 ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ.....	11
3 ВЫБОР АРХИТЕКТУРНО-ПЛАНИРОВОЧНЫХ РЕШЕНИЙ ЗАСТРОЙКИ ГОРОДОВ И НАСЕЛЕННЫХ МЕСТ.....	12
4 ПРИНЦИПЫ ОБЕСПЕЧЕНИЯ СЕЙСМОСТОЙКОСТИ ЗДАНИЙ.....	13
5 РАСЧЕТЫ НА СЕЙСМИЧЕСКИЕ ВОЗДЕЙСТВИЯ.....	15
5.1 Колебания линейного осциллятора.....	15
5.2 Описание сейсмического воздействия.....	16
5.3 Методы расчета.....	17
5.3.1 Статическая теория сейсмостойкости.....	17
5.3.2 Линейно-спектральная теория сейсмостойкости.....	17
5.3.3 Динамический анализ.....	18
6 РАСЧЕТЫ КОНСТРУКЦИЙ.....	19
7 АРХИТЕКТУРНЫЕ И КОНСТРУКТИВНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ К ЗДАНИЯМ И СООРУЖЕНИЯМ.....	26
7.1 Общие требования.....	26
7.1.1 Объемно-планировочные решения.....	26
7.1.2 Динамические характеристики строительных материалов.....	29
7.1.3 Антисейсмические швы.....	30
7.1.4 Стыки.....	31
7.1.5 Металлические конструкции.....	31
7.1.6 Железобетонные конструкции.....	32
7.1.7 Перекрытия и покрытия.....	33
7.1.8 Антисейсмические пояса.....	35
7.1.9 Перегородки.....	35
7.1.10 Лестницы.....	36
7.1.11 Фундаменты.....	36
7.1.12 Отделка.....	39
7.1.13 Теплоизоляция наружных стен.....	39
7.1.14 Коммуникации.....	40
7.1.15 Оборудование и архитектурные элементы.....	43
7.1.16 Контроль качества.....	44
7.2 Конструктивные особенности различных типов зданий.....	45
7.2.1 Здания с несущими каменными стенами.....	45
7.2.2 Крупнопанельные здания.....	50
7.2.3 Здания с железобетонным каркасом.....	53
7.2.4 Здания со стальным каркасом.....	57
7.2.5 Здания из монолитного бетона и сборно-монолитные.....	59
7.2.6 Здания из объемных блоков.....	62
7.2.7 Здания со стенами из местных материалов.....	63
7.3 Специальные сооружения.....	63
7.3.1 Крупные емкости.....	64
7.3.2 Насыпи.....	66
7.3.3 Подпорные стены и противооползневые сооружения.....	66
7.3.4 Порты и причалы.....	68
7.4 Реконструкция и усиление существующих зданий и сооружений.....	68
7.5 Высотные здания.....	69
7.5.1 Особенности высотных зданий.....	69
ЗАКЛЮЧЕНИЕ.....	69
СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ.....	70
ВОПРОСЫ ДЛЯ САМОКОНТРОЛЯ.....	72
СПИСОК ОСНОВНЫХ ТЕРМИНОВ.....	77
ПРИЛОЖЕНИЕ А.....	86

ВВЕДЕНИЕ

В связи с введением в 1995 г. новых карт сейсмического районирования территории РФ, разработанных Объединенным институтом физики Земли Российской Академии наук, существенно повысилась балльность большинства районов Краснодарского края. Возникла необходимость учета сейсмичности района при проектировании и строительстве там, где ранее этого не приходилось делать. В настоящее время имеется мало учебных пособий, освещающих проблемы сейсмостойкого строительства на современном уровне с учетом опыта последних сильнейших землетрясений.

В предлагаемом учебном пособии представлены материалы, которые обобщают требования действующих СП и ГОСТов, предъявляемые к сейсмостойким конструкциям и сооружениям. Изложены рекомендации по выбору объемно-планировочных и конструктивных решений зданий, а также основные положения по расчетам с учетом сейсмических воздействий.

Целью переиздания является актуализация материала в связи с изменением шкалы сейсмической интенсивности (ГОСТ Р 57546-2017), а также внесенными изменениями в ряд нормативных документов на проектирование зданий и сооружений. Кроме того, при работе над пособием учтены опубликованные результаты научных исследований последних лет и разработанные на их основе рекомендации по проектированию и конструированию сейсмостойких зданий.

Пособие подготовлено для обучающихся, изучающих дисциплину «Сейсмостойкость сооружений» и иные дисциплины по данной тематике, а также для инженерно-технических работников.

Для удобства использования материал систематизирован и объединен по различным видам зданий и сооружений.

УСЛОВНЫЕ ОБОЗНАЧЕНИЯ

ISO	– международная организация по стандартизации.
ОЗ	– возможный очаг землетрясения.
ДСР	– детальное сейсмическое районирование.
ИГИ	– инженерно-геологические изыскания.
ГОСТ	– государственный стандарт.
СП	– свод правил.
СНКК	– строительные нормы Краснодарского края.
ПС	– предельное состояние.
СМР	– сейсмическое микрорайонирование.

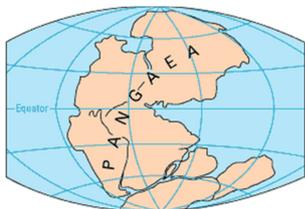
1 ОБЩИЕ ПОНЯТИЯ

1.1 СЕЙСМИЧЕСКИЕ ЯВЛЕНИЯ

Ежегодно на земном шаре происходит свыше 300 тыс. землетрясений, в результате которых гибнет около 10 тыс. человек.

Сейсмические явления (землетрясения) вызваны следующими процессами:

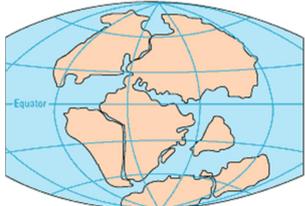
- тектоническими, происходящими в связи с тектоническими движениями земной коры;
- вулканическими (извержения вулканов);
- денудационными, связанными с карстовыми провалами, горными обвалами, взрывами бомб в грунте, а также с динамическими воздействиями при производстве различных работ. Тектонические подвижки земной коры происходят, в основном, медленно и мало заметны в пределах жизни человека. Такие медленные смещения называются краповыми. Однако за многие миллионы лет накапливаются смещения, измеряемые сотнями и тысячами километров (рисунок 1.1).



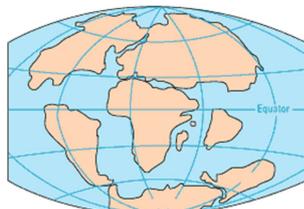
Пермский период
225 млн лет назад



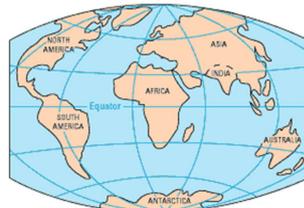
Триасовый период
200 млн лет назад



Юрский период
135 млн лет назад



Меловой период
65 млн лет назад



Настоящий день

Рисунок 1.1 – Формирование современных континентов

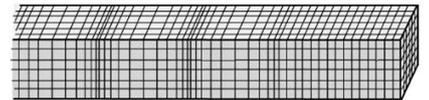
Вулканические и денудационные процессы имеют местный характер, а тектонические часто охватывают огромные территории.



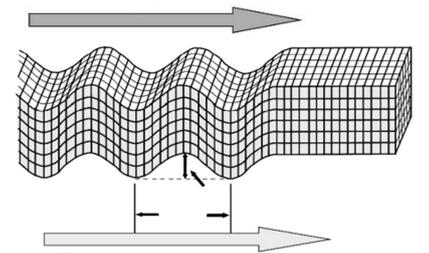
Рисунок 1.2 – Расположение эпицентра и гипоцентра

Очаги землетрясений – *гипоцентры* находятся обычно на глубине 10–700 км. Место над очагом землетрясения на поверхности земли называют *эпицентром*. От гипоцентра во всех направлениях в виде волн распространяются упругие колебания земной коры. Эти колебания бывают двух видов: распространяющиеся в глубинных скальных породах Р и S-волны и поверхностные акустические L и R-волны.

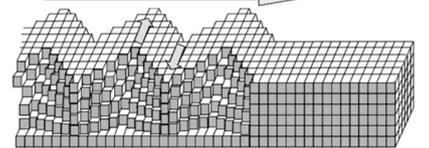
P-волны
(Primary)



S-волны
(Secondary)



L-волны
(Love)



R-волны
(Rayleigh)

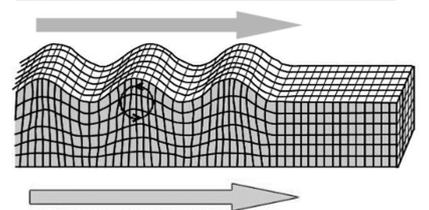


Рисунок 1.3 – Различные виды сейсмических волн

Скорость поперечных вторичных S-волн в 1,7 раза меньше, чем продольных первоначальных Р-волн. Кроме того, от эпицентра по поверхности земли распространяется во все стороны поверхностные волны (как по поверхности воды от брошенного в нее камня).

Поверхностные акустические волны встречаются только вблизи земной поверхности, амплитуда движения грунта таких волн сильно уменьшается с глубиной. Глубина проникновения соответствует длине волны. Поверхностные акустические волны прибыва-

ют всегда после S-волн, так как их скорость распространения меньше.



Рисунок 1.4 – Деформация железнодорожных рельсов L-волнами во время землетрясений в Турции и на Аляске

Продолжительность землетрясений измеряется обычно несколькими секундами, иногда – минутами. **Сила землетрясения** оценивается в баллах. В России принята 12 балльная шкала MSK-64 (ШСИ-17). Силу землетрясения можно определить либо по показаниям сейсмометров, либо (при отсутствии последних) по степени повреждения и разрушения зданий, возведенных без антисейсмических мероприятий. В сейсмической шкале даны описательные признаки повреждений для трех групп зданий:

- группа А – одноэтажные дома со стенами из рваного кирпича, кирпича сырца и т. п. ;
- группа Б – кирпичные каменные дома;
- группа В – деревянные дома.

В свою очередь, описательные признаки, также, разделены на три группы:

- 1) поведение зданий и сооружений;
- 2) остаточные явления в грунтах и изменение режима грунтовых и наземных вод;
- 3) прочие признаки.

Следует отметить, что описательная часть сейсмической шкалы не всегда совпадает с данными инструментальных измерений, обе части шкалы могут дополнять друг друга.

Строить здания и сооружения разрешается только в районах с расчетным сейсмическим воздействием не более 9 баллов и, как исключение, при ожидаемом

сейсмическом воздействии в 10 баллов. При силе землетрясения менее 6 баллов обычные сооружения вполне устойчивы, поэтому произведено сейсмическое зонирование и построены карты территорий с ожидаемыми сейсмическими воздействиями 6–10 баллов.

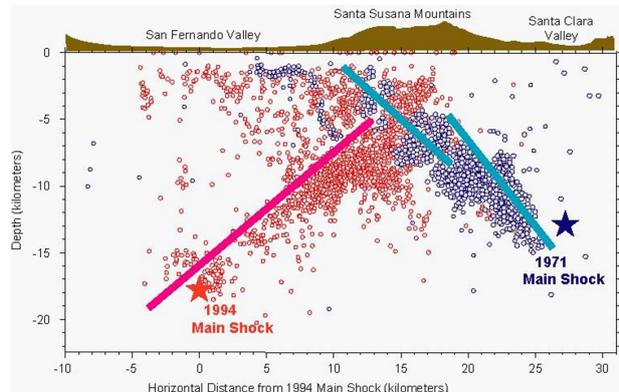


Рисунок 1.5 – Расположение гипоцентров землетрясений в районе Сан-Франциско (США)

Иногда после основного толчка (или нескольких толчков) в течение продолжительного срока могут наблюдаться целые серии толчков, силой на 1 и более баллов слабее основного толчка. Они получили название **афтершоков** (например, после землетрясения в Ташкенте в течение полугода наблюдалось более 2000 афтершоков).

Кроме балльности, землетрясение характеризуется **магнитудой** – величиной полной энергии сейсмических волн, характеризующей мощность очага землетрясения. Разрушительный эффект землетрясения, его сила и магнитуда в значительной степени зависят от глубины гипоцентра. Пороки карты сейсмического районирования возникают, когда для оконтуривания зон ВОЗ (возможных очагов землетрясений) используют информацию, полученную двумя разными методами.



Рисунок 1.6 – Проявление тектонического разлома на поверхности земли (США, разлом Сан-Андреас)

Первый метод – статистический; основан на предположении, что очаги землетрясения определенного энергетического уровня могут и в будущем генерировать землетрясения той же магнитуды. Однако очаги сильных землетрясений в ряде случаев возникали и в не предусмотренных картой местах.

Второй метод – сеймотектонический; основан на предположении, что очаги определенного уровня возникают в определенной сеймотектонической обстановке.

Сейсмическое районирование производится в два этапа. Сначала выполняют сеймотектоническое районирование. Затем производят сопоставление со статистикой землетрясений. В результате готовят карту прогнозов возможных очагов землетрясений (ВОЗ). При составлении прогнозных карт сильно увеличиваются площади опасных зон, что в последующем ведет к значительному удорожанию строительства. С целью уточнения сейсмической опасности площадок строительства, в зависимости от конкретных инженерно–геологических, геоморфологических и гидрогеологических условий местности производится сейсмическое микрорайонирование (СМР).

Инструментальная запись сейсмических воздействий в России осуществляется двумя службами: сейсмологической ЕСНН (единая служба сейсмических наблюдений) и инженерной ИСС (инженерно-сейсмометрическая служба).

Станции ЕСНН обычно расположены в отдалении от населенных пунктов в штольнях, заглубленных до плотных пород. Задача состоит в определении с помощью инструментальных записей места расположения очага, магнитуды и других характеристик землетрясения, в основном необходимых для составления и уточнения карт сейсмического районирования.

Станции ИСС располагаются непосредственно на зданиях и сооружениях и прилегающих к ним участках грунта. Они установлены на зданиях различной этажности, разных конструктивных систем, во всех зонах с характерными грунтовыми условиями. Задачами станций ИСС является регистрация колебаний сооружений и грунта, что позволяет оценить их фактическое поведение при землетрясениях, а также достоверность применяемых методов расчета.

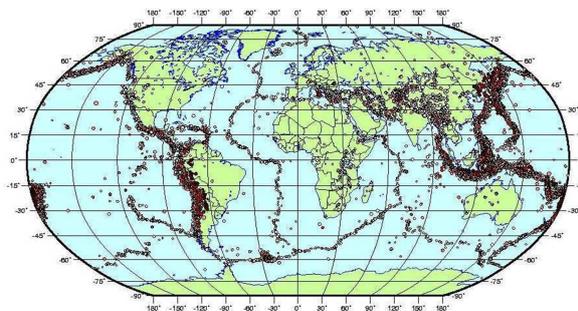


Рисунок 1.7 – Карта сейсмической активности планеты

При реальных землетрясениях службы ЕСНН и ИСС должны дополнять друг друга, по результатам их записей оцениваются основные характеристики землетрясения: сила, магнитуда, глубина очага, амплитуда и период колебаний сейсмических волн, расстояние от эпицентра.

Институтом физики Земли (ИФЗ) АН СССР в 1978 г. была разработана карта *сейсмического районирования* всей территории бывшего СССР, на основе которой определялись места и сила ожидаемых землетрясений. Однако, как показал анализ происшедших за последние годы землетрясений, карта 1978 г. дала ошибку для некоторых мест до трех бал-

лов (эта ошибка носит название «пропуск цели»). В связи с этим была разработана и с 1995 г. введена в действие новая «схема сейсмического районирования РФ» ОСП-97.

Интенсивность сейсмических воздействий в баллах (сейсмичность) для района строительства следует принимать на основе списка населенных пунктов и фрагментов карт общего сейсмического районирования территории Российской Федерации ОСП-2015, утвержденных Российской академией наук (приложения 1, 2). Указанный комплект карт предусматривает осуществление антисейсмических мероприятий при строительстве объектов и отражает 10% (карта А), 5% (карта В), 1% (карта С) вероятности возможного превышения (или 90, 95 и 99% вероятности не превышения) в течение 50 лет указанных на картах значений сейсмической интенсивности.

Указанная на картах сейсмическая интенсивность относится к участкам со средними по сейсмическим свойствам грунтам (II категории, согласно таблица 4.1 СП 14.13330).

Комплект карт ОСП-2015 (А, В, С) позволяет оценивать на трех уровнях степень сейсмической опасности и предусматривает осуществление антисейсмических мероприятий при строительстве объектов трех категорий, учитывающих ответственность сооружений:

Карта А – массовое строительство, временные (сезонные) и вспомогательные здания и сооружения;

Карта В – объекты повышенной ответственности.

Карта С – особо ответственные объекты.

Решение о выборе карты (А или В) при проектировании конкретного объекта принимается заказчиком по представлению генерального проектировщика, за исключением случаев, оговоренных в других нормативных документах.

Определение сейсмичности площадки строительства следует производить на основании сейсмического микрорайонирования.

1.2 СЕЙСМИЧЕСКОЕ МИКРОРАЙОНИРОВАНИЕ

В настоящее время имеется много примеров различного повреждения зданий, одинаковых по конструктивному решению и по качеству возведения при одном и том же землетрясении, расположенных вблизи друг от друга, но находящихся в различных грунтовых условиях.

Давно замечено, что интенсивность землетрясения возрастает с уменьшением плотности грунта и с увеличением его водонасыщения. Так, в Чили при землетрясении в мае 1960 г. одной из причин обрушения зданий в г. Вальдивия было «вытекание» из-под зданий водонасыщенных наносных глин.

Изменение интенсивности колебаний грунта зависит от его упругих свойств, которые, в свою очередь, зависят от таких свойств грунта, как плотность, влажность и консистенция. Поэтому в СП грунты разделены на категории в зависимости от этих свойств. При этом учитывается, что для крупнообломочных и песчаных, гравелистых крупных и средней крупности грунтов влияние влажности на упругие свойства не существенно. Вместе с тем в крупнообломочных грунтах важное значение имеет количество песчано-глинистого заполнителя. Для глинистых грунтов основными показателями сейсмических свойств явля-

ются плотность и консистенция, для мелких и пылеватых песков – плотность и влажность.

Особенно неблагоприятными грунтами в основании являются насыщенные водой пески, находящиеся в рыхлом состоянии. Такие пески при сейсмическом воздействии могут разжижаться, что будет сопровождаться провальной осадкой фундаментов. В связи с этим рыхлые пески нецелесообразно использовать в качестве основания без предварительного их уплотнения вибрированием, песчаными сваями или иным способом.



Рисунок 1.8 – Повреждение пролета моста из-за разжижения грунта



Рисунок 1.9 – Песчаные гейзеры, образовавшиеся при разжижении намывного песчаного основания во время прохождения продольной сейсмической волны (Япония, Кобе)

Слабые пылевато-глинистые грунты, находящиеся в текучем и текучепластичном состоянии, также должны быть качественно улучшены (уплотнены, закреплены, частично заменены уплотненным песком и т. п.).

Все грунты по сейсмическим свойствам разделены на 4 категории. В связи с этим, при размещении сооружений необходимо уточнять сейсмические свойства грунтов конкретной строительной площадки.

Действующим СП не предусматривается возможность интерполяции расчетной сейсмичности по карте сейсмического районирования, хотя в нормах ряда стран такая возможность допускается.

При определении *расчетной сейсмичности* площадки должны соблюдаться следующие требования:

- она должна, как правило, определяться на основе сейсмического микрорайонирования (СМР), которое могут выполнять только специализированные изыскательские или научно-исследовательские организации;
- в районах, для которых отсутствуют карты СМР, допускается определять сейсмичность площадки исходя из сейсмичности района по приложению А СП и результатов инженерно-геологических изысканий (ИГИ) по таблице 4.1 СП (при этом следует помнить, что указанная в приложении А СП сейсмичность относится к участкам со II категорией грунтов по сейсмическим свойствам);

В соответствии с нормативными требованиями, инженерно-геологические условия площадки следует относить к III или IV (сложной) категории, если специфические особенности грунтов при оценке взаимодействия здания (сооружения) с основанием оказывают решающее влияние на выбор проектных решений или осложняют строительство (эксплуатацию).

- если сейсмичность площадки определена по результатам СМР, то ее дополнительная корректировка по результатам ИГИ с применением таблицы 4.1 СП не допускается;
- если площадка расположена:
 - на границе существующих карт СМР и выявлены неучтенные ранее факторы, способные повлиять на сейсмичность (локальная неоднородность, сильное техногенное воздействие и т. д.);
 - на границе участков с различной сейсмичностью, то следует уточнить сейсмичность площадки, причем эти работы должны выполняться организацией, составившей карту СМР или по согласованию с ней другой организацией;
- уточнение сейсмичности района строительства допускается осуществлять по материалам детального сейсмического районирования (ДСР), выполняемого сейсмологическими организациями РАН и других ведомств;
- влияние типа фундамента, глубины его заложения и конструктивные особенности не учитываются;
- площадки с крутизной склонов более 15°, оползнями, карстом и т. д. являются неблагоприятными в геологическом отношении, однако повышение сейсмичности площадки с целью косвенного учета этих неблагоприятных факторов не допускается.

Как правило, для каждого неблагоприятного фактора следует отдельно разрабатывать мероприя-

тия для его компенсации. Однако при соответствующем обосновании допускается совмещать различные мероприятия в одном конструктивном решении (например, антисейсмический пояс может быть запроектирован так, что будет выполнять функции и деформационного пояса при строительстве на набухающих грунтах).

По СП 14.13330.2018 к средним сейсмическим грунтовым условиям (**II категория**) относятся:

- скальные грунты выветрелые и сильновыветрелые, в том числе многолетнемерзлые, кроме отнесенных к категории I;
- крупнообломочные грунты, за исключением отнесенных к категории I;
- пески гравелистые, крупные и средней крупности, плотные и средней плотности сложения, маловлажные и влажные;
- пески мелкие и пылеватые, плотные и средней плотности сложения, маловлажные;
- глинистые грунты с показателем текучести $I_L \leq 0,5$ при коэффициенте пористости $e < 0,9$ для глин и суглинков и $e < 0,7$ – для супесей;
- многолетнемерзлые нескальные грунты пластичномерзлые или сыпучемерзлые, а также твердомерзлые при температуре выше -2°C при строительстве, осуществляющемся по принципу I (без оттаивания).



Рисунок 1.10 – Разрушение дамбы из-за разжижения водонасыщенного грунта

Пылевато-глинистые грунты (в том числе просадочные) при коэффициенте пористости $e \geq 0,9$ – для глин и суглинков и $e \geq 0,7$ – для супесей могут быть отнесены ко II категории по сейсмическим свойствам, если нормативное значение их модуля деформации $E \geq 15$ МПа, а при эксплуатации сооружений будут обеспечены условия не подтопления грунтов оснований.

В случае залегания в микрорайоне более качественных грунтов в основании проектируемых сооружений рекомендуется показатель балла сейсмического воздействия снижать на единицу (как правило, этот вопрос решается по согласованию с проектной организацией, а в случае строительства крупного или экологически опасного сооружения и с соответствующими инстанциями).

К таким грунтам относятся:

(**I категория**):

- скальные грунты (в том числе многолетнемерзлые и многолетнемерзлые оттаявшие) невыветрелые и слабовыветрелые;
- крупнообломочные грунты плотные, маловлажные из магматических пород, содержащие до 30 % песчано-глинистого заполнителя;
- выветрелые и сильновыветрелые скальные и дисперсные твердомерзлые (многолетнемерзлые) грунты, имеющие температуру -2°C и ниже, при строительстве по принципу I (сохранение грунтов основания в мерзлом состоянии).

Если же основание сложено более слабыми грунтами, то показатель балла сейсмического воздействия, установленный для данного района, приходится повышать на единицу (обычно в безусловном порядке). Такими грунтами при положении уровня грунтовых вод на глубине менее 3–4 м являются (**III категория**):

- пески рыхлые независимо от влажности, и крупности;
- пески гравелистые крупные и средней крупности, плотные и средней плотности сложения, водонасыщенные;
- пески мелкие и пылеватые плотные и средней плотности влажные и водонасыщенные;
- глинистые грунты с показателем текучести $I_L > 0,5$;
- глинистые грунты с показателем текучести $I_L \leq 0,5$ при коэффициенте пористости $e \geq 0,9$ для глин и суглинков и $e \geq 0,7$ для супесей;
- многолетнемерзлые дисперсные грунты при строительстве и эксплуатации по принципу II (допускается оттаивание грунтов основания).



Рисунок 1.11 – Опрокидывание зданий из-за разжижения грунта

В случае слоистого залегания грунтов на площадке строительства в пределах 10-метровой толщи, которые различно реагируют на сейсмические воздействия, при установлении сейсмичности принимается более слабая категория грунтов, если их суммарная толщина более 5 м.

Исключением являются рыхлые пески, при наличии которых даже в пределах небольшого слоя (более 1 м) балл сейсмического воздействия следует повышать на единицу.

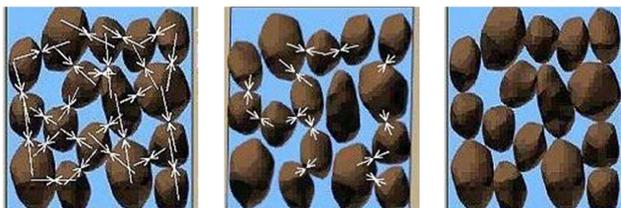


Рисунок 1.12 – Схема изменения контактных усилий между частицами скелета грунта при разжижении

Грунты, с большой вероятностью склонные к разжижению и потере несущей способности при землетрясениях интенсивностью более 6 баллов относят к **IV категории**:

– Наиболее динамически неустойчивые разновидности песчано-глинистых грунтов, указанные в категории III, склонные к разжижению при сейсмических воздействиях.

В ряде случаев увеличение расчетной сейсмичности на 1 балл может приводить к существенному удорожанию строительства, либо вовсе делать его невозможным на данной площадке. В таких ситуациях целесообразно провести комплекс мероприятий по искусственному улучшению свойств грунтов (уплотнение, цементация, силикатизация и т. д.) с целью перевода их во II категорию по сейсмическим свойствам. При этом, после завершения всех мероприятий необходимо повторно провести сейсмическое микрорайонирование и по его результатам окончательно определить категорию грунтов основания и расчетную сейсмичность.



Рисунок 1.13 – Обрушение пролетов моста

Так как интенсивность сейсмического воздействия зависит и от влажности грунта, необходимо при оценке сейсмического воздействия составлять прогноз возможного подъема уровня грунтовых вод на период эксплуатации сооружения.

Таким образом, расчетную сейсмичность следует уточнять в зависимости от напластования и состояния грунтов, а также положения уровня грунтовых вод.

2 ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ

Землетрясения влекут за собой человеческие жертвы и материальный ущерб. Последствия землетрясения можно условно разделить на две части.

1. Непосредственное воздействие: повреждения зданий и сооружений, оползни, цунами возникают из-за непосредственного сейсмического движения грунта. Такие последствия возникают непосредственно во время или сразу после землетрясения.

2. Вторичные последствия сейсмического воздействия: пожары, взрывы, наводнения, отравления подземными газами, экологические и гуманитарные катастрофы (рисунок 2.1). Особенно при больших концентрациях населения и плохой готовности к проявлению стихии, вторичные последствия могут быть хуже, чем непосредственное действие землетрясения.

Учет этих двух составляющих последствий землетрясений отвечает концепции сейсмобезопасности, которая включает в себя много факторов, среди которых и сейсмостойкость зданий и сооружений.

Для сравнения приводятся последствия землетрясений в г. Спитак в Армении от 7 декабря 1988 г. с интенсивностью $M = 6,9$ и Loma Prieta в Калифорнии от 17 октября 1989 г. с интенсивностью $M = 7,1$.

Таблица 2.1 – Последствия землетрясений в Армении и Калифорнии

	г. Спитак, Армения	Северная Калифорния
Погибло, чел.	> 25'000	67
Ранено, чел.	31'000	2'435
Бездомные, чел.	514'000	7'362
Материальный ущерб	не известно	$10 \cdot 10^9$ \$

У обоих землетрясений была похожая интенсивность. Топографические условия (равнина/горы), размеры населенных пунктов и плотность населения в зоне бедствия также сопоставимы. При землетрясении в Калифорнии повреждения и разрушения получили старые здания и мосты, тогда как прошедшее в Армении землетрясение разрушило современные здания, построенные в последние 10 лет.

Действие СП 14.13330.2018 «Строительство в сейсмических районах» распространяется на строительство в районах с сейсмичностью 7, 8, 9 баллов. При меньшей расчетной сейсмичности площадки здания и сооружения строятся по общим техническим нормам, а при большей – проектирование и строительство зданий и сооружений осуществляются в порядке, установленном уполномоченным федеральным органом исполнительной власти.

Теоретически воздействие сейсмических усилий на здание может иметь любое направления в пространстве, однако почти все антисейсмические мероприятия по усилению «обычных» зданий направлены на компенсацию горизонтальной составляющей сейсмической нагрузки. Вертикальная составляющая оказывается критической для большепролетных конструкций.

Для зданий и сооружений, возводимых в сейсмических районах, расчеты на сейсмические воздействия и конструктивные мероприятия должны выпол-

няться даже в том случае, если расчетные нагрузки по другим сочетаниям нагрузок (без учета сейсмических) выше, чем с учетом сейсмических воздействий.



Рисунок 2.1 – Пожары после землетрясения (Япония)

Расчетным и конструктивным требованиям СП должны отвечать как отдельные элементы и узлы, так и здание (сооружение) в целом.

Здание (сооружение) считается сейсмостойким, если оно сохраняет 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 балл меньше расчетного землетрясения до восстановления или ремонта.

3 ВЫБОР АРХИТЕКТУРНО-ПЛАНИРОВОЧНЫХ РЕШЕНИЙ ЗАСТРОЙКИ ГОРОДОВ И НАСЕЛЕННЫХ МЕСТ

Крупные массивы застройки городов, расположенных в районах сейсмичностью 8–9 баллов, следует, как правило, расчленять транспортными магистралями или полосами зеленых насаждений.

Размещение общегородского общественного центра и общественных зданий массового посещения (вокзалы, театры, крупные универмаги и т. п.), а также больниц, школ следует предусматривать на территориях, наиболее благоприятных в сейсмическом отношении.

Предприятия общественного питания и торговли продовольственными товарами в районах сейсмичностью 9 баллов следует размещать преимущественно в отдельно стоящих малоэтажных зданиях, а в IV климатическом районе – также в зданиях павильонного типа.

В зонах с неблагоприятными в сейсмическом отношении грунтовыми условиями следует размещать такие здания и сооружения, разрушение которых не связано с гибелью людей, порчей ценного оборудования и не вызывает прекращения непрерывных производственных процессов (склады, крановые или ремонтные эстакады, небольшие мастерские и др.), а также временные здания и сооружения.

Так, анализ разрушений в г. Ленинкане (Спитакское землетрясение 1988 г.) показал, что степень повреждения зданий (особенно гибких конструктивных систем) зависит от близости площадки строительства к зонам тектонических нарушений. В общем случае необходимо придерживаться следующего правила: чем выше ответственность сооружения, тем дальше его следует располагать от подобных зон.

Кроме того, при разработке генеральных планов населенных мест и выборе площадок под отдельные объекты необходимо учитывать следующие рекомендации для участков с грунтами *III категории* по сейсмическим свойствам:

- здания и сооружения следует проектировать, как правило, одно- и двухэтажными, односекционными, монолитными;
- здания должны быть запроектированы с жесткостью, соответствующей периоду свободных колебаний не более 0,4 с и с проверкой на опрокидывание;
- высота одноэтажных производственных зданий пролетом до 18 м и шагом колонн до 6 м не должна превышать:
 - в случае стального каркаса – 6 м;
 - в зданиях со сборными железобетонными колоннами и стальным покрытием – 4,8 м;
- несущие конструкции покрытий одноэтажных производственных зданий должны быть стальными;
- не рекомендуется:
 - строительство зданий и сооружений с несущими каменными стенами;
 - применять здания с конструктивной нерегулярностью в плане или по высоте.

Высота зданий больниц и школ при сейсмичности площадки строительства 8 и 9 баллов ограничивается тремя надземными этажами.

В небольших населенных пунктах следует предусматривать строительство малоэтажных, преимущественно двухэтажных, жилых зданий.

Высота сельских построек, выходящих на улицу при двухсторонней застройке, может быть больше ширины улицы не более, чем на 2 м. Более высокие постройки должны быть отодвинуты вглубь усадебного участка. Расстояние между такими двумя постройками принимается не менее 5 м.

При разработке генеральных планов промышленных предприятий, зданий с взрывоопасными производственными процессами или выделением вредных веществ, аварийное состояние которых при землетрясении связано с опасностью для обслуживающего персонала и населения прилегающего района, их размещение следует предусматривать на наиболее благоприятных в сейсмическом отношении площадках и выносить за пределы жилой зоны города.

4 ПРИНЦИПЫ ОБЕСПЕЧЕНИЯ СЕЙСМОСТОЙКОСТИ ЗДАНИЙ

Изучение последствий сильных землетрясений нынешнего столетия показывает, что повреждения крупнопанельных и каркасных зданий чаще всего происходят в зоне стыковых соединений, зданий из монолитного бетона – в местах технологических швов, а в каменных зданиях – в местах сопряжений взаимно перпендикулярных стен. Для всех типов зданий характерны повреждения и разрушения надпроемных перемычек.

Все мероприятия по сейсмической защите сооружений можно условно разделить на **активные и пассивные**. Активные мероприятия направлены на снижение величины сейсмических воздействий, а пассивные – на повышение сейсмостойкости самого здания.

Снизить величину сейсмического воздействия на сооружение можно различными способами, например, путем устройства в грунте по периметру здания (или на сейсмоопасном направлении) специального экрана из скважин или траншей заполненных сеймопоглощающим материалом (рисунок 4.1), или с помощью специальных конструктивных решений фундаментов с подвесными опорами (рисунок 4.2) и т. д.

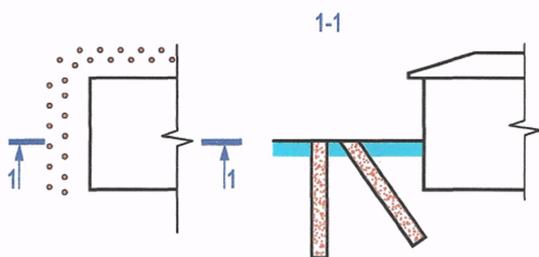


Рисунок 4.1 – Схема антисейсмического экрана

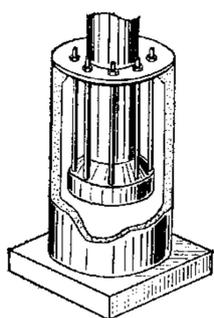


Рисунок 4.2 – Фундамент на тяжах

Активные способы сейсмозащиты пока не нашли широкого применения и носят преимущественно экспериментальный характер, в связи с чем такие конструктивные решения не нормируются ни в России, ни за рубежом.

Напротив, пассивные способы сейсмозащиты применяются очень широко. Результаты инженерного анализа последствий землетрясений позволили сформулировать следующие общие принципы проектирования сейсмостойких зданий.

1. **Принцип снижения сейсмической нагрузки**, осуществление которого достигается уменьшением массы конструкции, благодаря применению более легких и эффективных (по прочности) строительных материалов и конструкций, а также выбором рациональной конструктивной схемы здания.

Так как повреждения зданий во время перемещения грунта вызываются инерцией массы здания, то следовательно, ее надо уменьшать.

2. **Принцип равномерного распределения жесткостей и масс в зданиях**, т. е. все несущие элементы необходимо равномерно и симметрично распределять в плане и по высоте здания. Конструктивная симметрия здания обеспечивает максимальное сближение центра масс и центра жесткостей и позволяет значительно снизить, а в идеальном случае, полностью исключить кручение здания в плане.

Выполнение этого принципа обеспечивают следующие мероприятия: симметричное расположение стен, колонн и проемов в плане относительно продольной и поперечной осей здания, простая форма в плане, одинаковые материал и размеры поперечных сечений несущих конструкций. При этом меньшее значение для динамики здания или сооружения имеет его симметрия относительно вертикальной оси, а большее – относительно осей в плане.

3. **Принцип монолитности и равнопрочности элементов зданий и сооружений**, который обеспечивается расположением стыковых соединений сборных элементов по возможности вне зоны максимальных усилий, возникающих при землетрясениях. Соблюдение этого принципа обеспечивает, в частности, совместную работу стен и перекрытий, т. е. позволяет рассматривать здание как пространственную конструкцию. В бескаркасных зданиях пространственная работа стен взаимно перпендикулярных направлений и перекрытий обеспечивается жесткими и прочными связями между ними, в каменных зданиях требуются дополнительные мероприятия в виде антисейсмического пояса и т. п.

Примером неравнопрочной конструкции может служить здание с разной шириной простенков. При сейсмическом воздействии такое здание начинает разрушаться по принципу «домино»: сначала выходят из строя самые слабые, как правило, узкие простенки (они разрушаются по типу колонн – горизонтальными трещинами в верхней и нижней частях проемов, рисунок 4.3). Далее разрушаются более широкие простенки, как правило, по типу скола диагональными трещинами, и т. д.

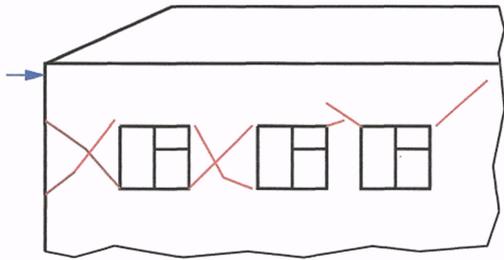


Рисунок 4.3 – Разрушение угловых и разнопрочных простенков

4. Принцип обеспечения условий, облегчающих развитие в элементах конструкций пластических деформаций при возможной их перегрузке во время землетрясений. Для этого необходимо, чтобы во время сейсмического воздействия конструкции не разрушались хрупко, а имели возможность пластической работы. В этом случае здание приобретает при перегрузках свойства адаптации, так как повышение податливости стыков за счет пластических деформаций сопровождается повышенным поглощением энергии сейсмического воздействия и затуханием колебаний.

Учитывая это, конструкции из каменных материалов и из бетона, склонные к хрупкому разрушению, обязательно армируют.

5 РАСЧЕТЫ НА СЕЙСМИЧЕСКИЕ ВОЗДЕЙСТВИЯ

В сейсмическом расчете зданий и сооружений можно условно выделить четыре этапа:

- 1) задание исходных данных, в том числе сейсмических;
- 2) определение инерционных сейсмических нагрузок или вызванных ими перемещений;
- 3) вычисление усилий в конструкциях и ее опорах;
- 4) оценка сейсмостойкости конструкции.

Далее будут рассмотрены первые два этапа, так как два других решаются в целом так же, как при иных нагрузках, за исключением некоторых особенностей, вызванных характером воздействия.

Материал, являющийся основой для разделов 5.1, 5.2 и 5.3, взят из [15].

5.1 КОЛЕБАНИЯ ЛИНЕЙНОГО ОСЦИЛЛЯТОРА

Динамика сооружений и теория сейсмостойкости базируются на изучении движения механических систем. Здесь под механической системой будем понимать совокупность взаимодействующих друг с другом стержней (пружин) и узлов (точек).

Для составления уравнений движения системы необходимо установить, каким наименьшим количеством независимых геометрических параметров (перемещений) определяется положение всей системы в любой момент времени. Это наименьшее число параметров, через которые выражаются перемещения всех узлов системы, называется **числом степеней свободы** этой системы. Число степеней свободы зависит от вида расчетной модели, с помощью которой схематизируется реальная конструкция.

Линейный осциллятор – это простейшая упругая система с одной степенью свободы (масса на невесомом упругом стержне (пружине)). Она имеет особое значение, так как ее анализ служит основой для расчета более сложных динамических систем.

Рассмотрим прямолинейные малые колебания массы m на пружине с жесткостью k (рисунок 5.2). Предположим, что помимо упругой реакции опор на массу действует сила неупругого сопротивления, которое вызывает потери энергии системы. Для наименования этого явления используются несколько равноправных терминов: демпфирование, затухание, трение, диссипация энергии, рассеяние энергии. На (рисунок 5.1) показаны колебания системы с различными величинами коэффициента демпфирования ζ .

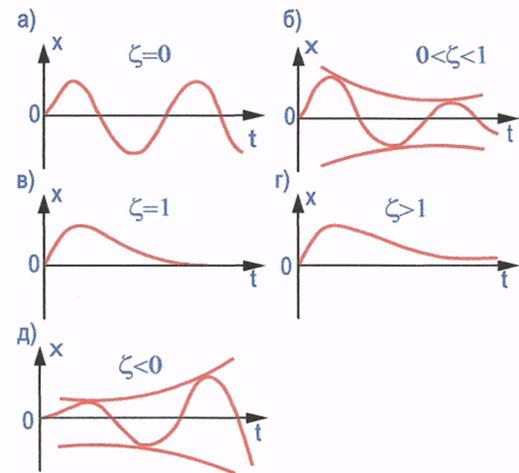


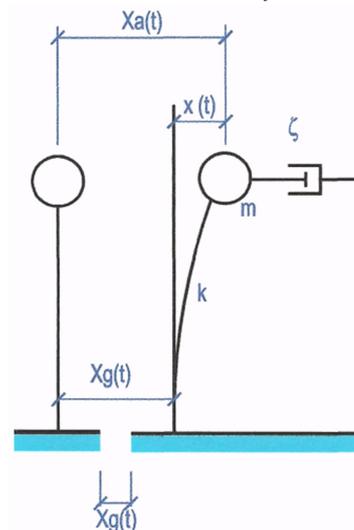
Рисунок 5.1 – Колебания системы с различными величинами коэффициента демпфирования: а) колебания не затухают; б) колебания постепенно затухают; в) система возвращается в прежнее положение без колебаний; г) система возвращается в положение, отличное от начального; д) колебания системы нарастают

Такая система называется линейным неконсервативным (с учетом *рассеяния энергии*) осциллятором. Будучи выведен из положения равновесия, он совершает свободные затухающие колебания, описываемые дифференциальным уравнением:

$$x + 2\zeta\omega x + \omega^2 x = -x_g(t)$$

Безразмерная величина ω называется круговой частотой свободных колебаний (собственной круговой частотой) системы без затухания и показывает темп колебаний, который может также измеряться числом циклов в секунду f [Гц] или продолжительностью цикла (периодом) T [с]. Эти три величины связаны между собой соотношениями:

$$f = 1/T = \omega / 2\pi,$$



где $x_a(t)$ – абсолютное смещение;
 $x(t)$ – относительный сдвиг;
 $x_g(t)$ – смещение грунта;
 $\ddot{x}_g(t)$ – ускорение грунта;
 k – жесткость стержня;
 ζ – коэффициент демпфирования;
 $\omega = \sqrt{k/m}$ – собственная круговая частота;
 $f = \omega / 2\pi$ – собственная частота

Рисунок 5.2 – Линейный неконсервативный осциллятор

5.2 ОПИСАНИЕ СЕЙСМИЧЕСКОГО ВОЗДЕЙСТВИЯ

Для целей проектирования требуется располагать не только описанием возможных последствий землетрясения, но и количественными характеристиками ожидаемых сейсмических колебаний грунта.

Необходимо учитывать, что эти характеристики являются случайными (вероятностными), причем их разброс достаточно велик. Поэтому, хотя сейсмические расчеты обычно имеют детерминистическую (т. е. не вероятностную) форму, в действительности исходные данные, используемые в них, задаются на вероятностной основе.

Наиболее полным представлением сейсмических движений грунта является закон его колебаний. Различают три типа таких законов:

- сейсмограмма (зависимость «перемещение-время»);
- велосигграмма (зависимость «скорость-время»);
- акселерограмма (зависимость «ускорение-время»).

Примеры записей, соответствующих одному и тому же землетрясению, приведены на (рисунок 5.3).

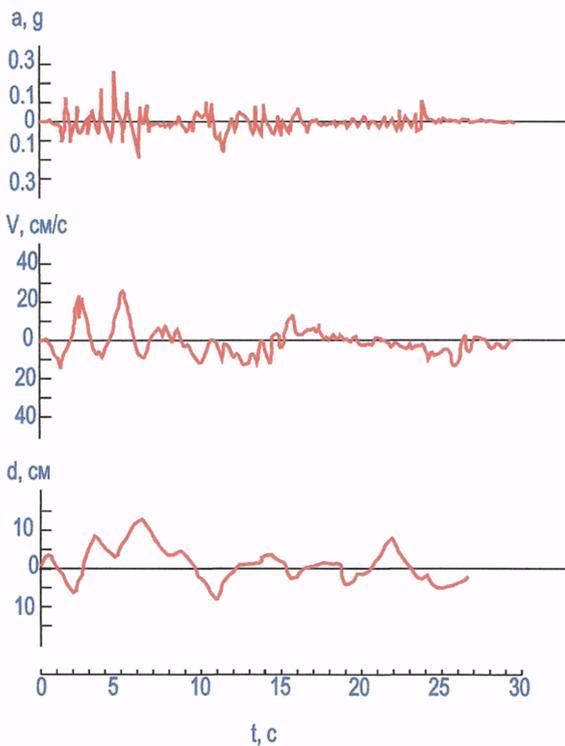


Рисунок 5.3 – Записи сейсмических колебаний грунта землетрясения в Эль-Центро, (Калифорния, 18.05.1940, компонента N-S):
а) акселерограмма; б) велосигграмма;
в) сейсмограмма

Часто сейсмическое воздействие задают с помощью так называемых спектров отклика, характеризующих динамическую реакцию простейшей механической системы с одной степенью свободы – линейного осциллятора. Реакция осцилляторов с различными параметрами, такими как круговые частоты (или частоты f) и коэффициенты демпфирования ζ на воз-

мущение, заданной одной и той же велосигграммой будет различной (рисунок 5.4).

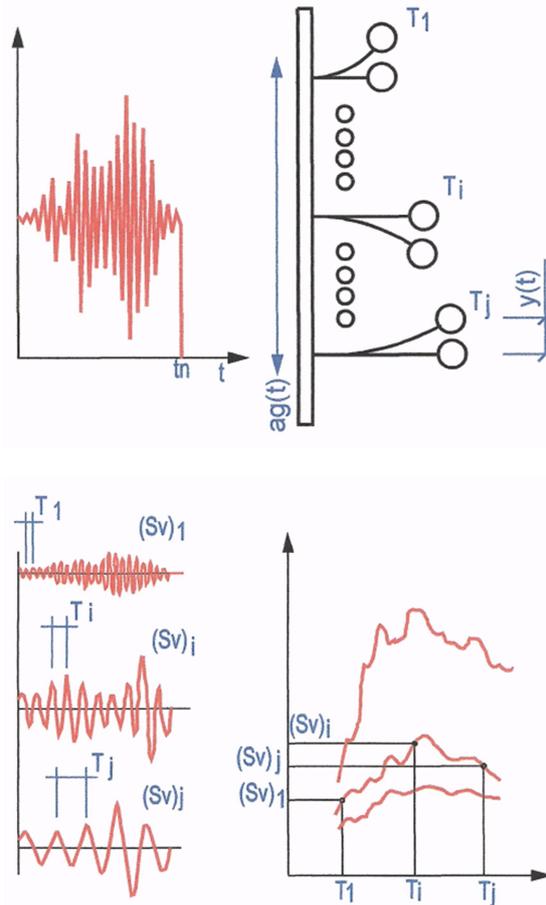


Рисунок 5.4 – Слева направо, сверху вниз, исходное воздействие – велосигграмма; осцилляторы с различными параметрами; колебания осцилляторов с периодами T и амплитудой S ; зависимость максимальных значений абсолютных скоростей осцилляторов от их периодов

Зависимость максимальных значений абсолютных ускорений осциллятора от его периода (частоты) называется **спектром отклика** по скоростям, или просто спектром скоростей. Аналогичным образом могут быть определены спектр ускорений и спектр перемещений.

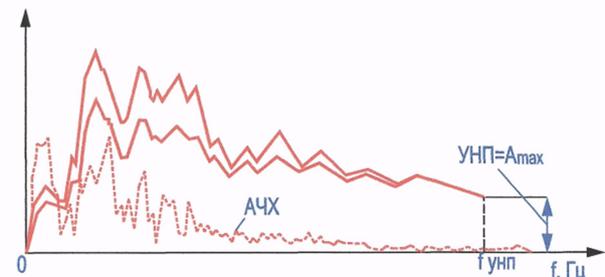


Рисунок 5.5 – Спектр отклика S_a и амплитудно-частотная характеристика (АЧХ) акселерограммы землетрясения

В сейсмических расчетах наиболее часто применяют спектры ускорений. Их общий характер ясен

из (рисунок 5.5), где нанесена амплитудно-частотная характеристика акселерограммы землетрясения в Эль-Центро. Как видно, наибольшие значения спектральных ускорений достигаются в диапазоне преобладающих частот акселерограммы. Увеличение коэффициента демпфирования ζ , характеризующего затухание, приводит к уменьшению ускорений. При частоте $f = 0$ ускорения обращаются в нуль, а при частотах выше некоторого предела $f = f_{УНП}$ ускорения при любых затуханиях одинаковы и равны значению, именуемому ускорением нулевого периода (УНП). Это означает, что в данном диапазоне частот осциллятор реагирует на возмущение практически, как твердое тело. Иными словами, закон колебаний его массы аналогичен акселерограмме, а УНП равно ее максимальному ускорению. Обычно при землетрясении частота $f_{УНП} \leq 33$ Гц.

5.3 МЕТОДЫ РАСЧЕТА

Методы расчета конструкций на сейсмостойкость основаны на анализе колебаний здания при сейсмическом движении основания. Однако их отличительной особенностью является принципиальная невозможность точного задания возмущающего воздействия, поскольку землетрясение представляет собой случайный процесс, конкретная реализация которого зависит от многих трудно учитываемых факторов. Поэтому сейсмические расчеты отличаются от расчетов на другие динамические нагрузки использованием специфических методов задания возмущающего воздействия и определения ответной реакции конструкции.

Наибольшее распространение в практике получили три расчетных методики:

- 1) статическая теория сейсмостойкости;
- 2) линейно-спектральная теория сейсмостойкости;
- 3) «прямой» динамический анализ.

Самые важные особенности этих методов указаны в таблице 5.1.

Таблица 5.1 – Сравнение расчетных моделей

Методика расчета	Статическая теория	Линейно-спектральная теория	«Прямой» динамический анализ
Вид расчета	Статический, линейный	Динамический, линейный	Динамический, нелинейный
Цель расчета	Измерение	Измерение/ обоснование	Обоснование
вычислительные издержки	относительно малы	Средние	Значительные
Область применения	Регулярные и нормальные сооружения	Нерегулярные и/или ответственные сооружения	
Величины измерения или обоснования	Предельное сопротивление. Деформации	Предельное сопротивление. Деформации	Устойчивость. Деформации
Вид воздействия	Инерционная сила	Спектр ответа	Сейсмограммы

5.3.1 Статическая теория сейсмостойкости

Наиболее просто определяются инерционные сейсмические нагрузки на конструкцию, если ее собственные частоты выше частот воздействия (т. е. меньше $f_{УНП}$). В этом случае вынужденными колебаниями конструкции можно пренебречь, т. е. она может рассматриваться как абсолютно твердое тело. Тогда максимальная инерционная сейсмическая нагрузка F_c , действующая на нее, равна:

$$F_c = mgA_{MAX}$$

где m – масса конструкции; A_{MAX} – пиковое ускорение основания, заданное в долях g . Сила F_c приложена в центре тяжести конструкции, а распределение инерционных нагрузок пропорционально распределению масс. Для нахождения отклика конструкции следует решить обычную задачу статики.

Для податливых конструкций вкладом вынужденных колебаний в сейсмическую реакцию часто пренебрегать нельзя, и поэтому сейсмические нагрузки на них должны определяться динамическими методами, описанными ниже.

5.3.2 Линейно-спектральная теория сейсмостойкости

В настоящее время для сейсмических расчетов конструкций наиболее широко применяется линейно-спектральная теория сейсмостойкости. Как ясно из названия, она использует исходное сейсмическое воздействие, заданное в виде спектров отклика (чаще всего спектров ускорений). Интенсивность землетрясения задается величиной пикового ускорения основания A_{MAX} (в долях g).

Данный метод расчета основан на разложении системы дифференциальных уравнений движения по собственным формам. Согласно ему, анализ сейсмостойкости включает следующие этапы:

- по спектрам отклика вычисляют модальные (т. е. соответствующие каждой из собственных форм) инерционные сейсмические нагрузки, зависящие от собственных частот и форм;
- эти нагрузки прикладывают как статические и определяют модальные отклики конструкции (перемещения и усилия);
- вычисляют суммарный сейсмический отклик, суммируя модальные отклики по специальным формулам;
- используя суммарный отклик в соответствующей комбинации с иными нагрузками, оценивают сейсмостойкость конструкции.

Величины и распределение инерционных нагрузок зависят от собственных частот и форм конструкции, но затем нагрузки рассматриваются как статические, т. е. данный метод является квазистатическим.

Максимальное значение инерционной сейсмической нагрузки, действующей на прямолинейно движущийся линейный осциллятор (рисунок 5.2), равно:

$$F_c = mgA_{MAX}S_a(f, \zeta),$$

где m – масса осциллятора; f , ζ – его собственная частота и коэффициент демпфирования; $S_a(f, \zeta)$ – соответствующее им значение спектра ускорений.

Если $f_{\text{уип}}$ и $A_{\text{max}}S_a(f, \zeta) = A_{\text{max}}$, то мы приходим к статической теории сейсмостойкости.

Для анализа сложных дискретных систем заменяют вертикальные несущие элементы конструкций невесомыми стержнями конечной жесткости, а массы этажей располагают в уровне перекрытий. Ниже (рисунок 5.6) показаны инерционные сейсмические нагрузки, соответствующие собственным формам колебаний системы с тремя степенями свободы.

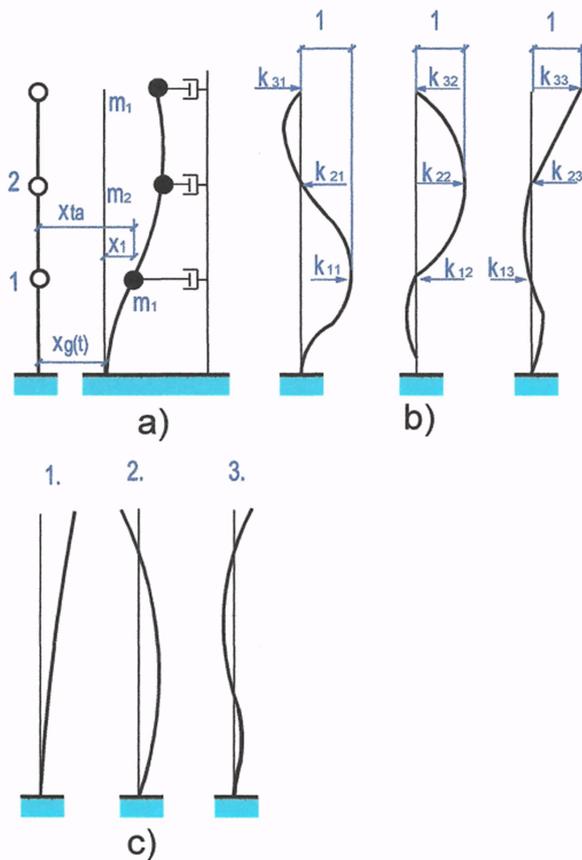


Рисунок 5.6 – К определению расчетной схемы:
 а) система с тремя степенями свободы;
 б) инерционные сейсмические нагрузки, соответствующие трем собственным формам;
 в) три собственные формы колебаний системы

Для расчета отклика системы на динамическое воздействие рассматриваются вынужденные колебания системы под влиянием внешнего воздействия. Решается задача вида:

$$M\ddot{x} + C\dot{x} + Kx = F(t),$$

где M – матрица масс; C – матрица затухания (диссипации); K – матрица жесткости системы; x – вектор перемещений; $F(t)$ – вектор узловых сил, характеризующий внешнее динамическое воздействие.

Главным преимуществом линейно-спектральной теории является то, что лежащий в основе расчета спектр отклика может быть получен путем наложения и/или вероятностной обработки спектров, соответствующих многим реальным записям сейсмических колебаний грунта. Тем самым данный метод позволяет учесть опыт прошлых землетрясений, и чем больше их было рассмотрено при построении спектра, тем

меньше вероятность того, что при новом землетрясении нагрузки на сооружение превысят ожидаемые.

Преимуществом является возможность принимать во внимание только ограниченное число низших форм системы.

Наконец, удобно то, что согласно этому методу сейсмические нагрузки являются квазистатическими. Это облегчает расчет на сочетание сейсмических и прочих нагрузок

Основным недостатком линейно-спектральной теории является ее неприменимость к нелинейным системам, и даже к линейным, если матрица диссипации не удовлетворяет условию ортогональности.

5.3.3 Динамический анализ

При динамическом анализе в качестве исходной сейсмологической информации используются записи сейсмических движений грунта. Этим методом могут рассчитываться как линейные, так и нелинейные системы.

При прямолинейных сейсмических колебаниях системы с одной степенью свободы (рисунок 5.2) действующая на нее инерционная сила:

$$F(t) = -mg\ddot{x}(t)$$

где $\ddot{x}(t)$ – абсолютное ускорение массы осциллятора (в долях g), которое вычисляется прямым пошаговым интегрированием дифференциального уравнения движения осциллятора (рисунок 5.2).

Для дискретных систем со многими степенями свободы необходимо проинтегрировать систему дифференциальных уравнений движения, решение которой можно найти либо методом модальной суперпозиции, либо прямым пошаговым интегрированием («прямой» динамический расчет).

Как известно, нелинейные системы не имеют собственных частот и форм, поэтому для анализа нелинейных систем чаще всего используется прямое пошаговое интегрирование.

При пошаговом интегрировании отклик системы вычисляется через интервалы времени (часто – достаточно малые шаги). В современных вычислительных программах часто используются неявный метод Хауболта, метод Вильсона, β -метод Ньюмарка и др.

6 РАСЧЕТЫ КОНСТРУКЦИЙ

6.1.1. Расчеты конструкций и оснований зданий (сооружений), проектируемых для сейсмических районов, должны выполняться по методу предельных состояний на основные сочетания нагрузок и особые сочетания с учетом сейсмических воздействий. Расчеты с учетом сейсмического воздействия, как правило, производятся по предельным состояниям первой группы. В случаях, обоснованных технологическими требованиями, допускается производить расчет по второй группе предельных состояний.

При расчете зданий и сооружений на основные сочетания, значения нагрузок определяются в соответствии с указаниями СП 20.13330.2016 «Нагрузки и воздействия».

При расчете зданий и сооружений на особое сочетание нагрузок значения расчетных нагрузок следует умножать на коэффициенты сочетаний:

- постоянные – 0,9;
- временные длительные – 0,8;
- кратковременные (на перекрытия и покрытия) – 0,5.

6.1.2. Сейсмическое воздействие на здание может иметь любое направление в пространстве. При этом здание (сооружение) совершает пространственные движения, состоящие из поступательных и вращательных перемещений, что следует учитывать в расчетах.

6.1.3. При расчетах следует исходить из двух типов пространственной ориентации сейсмического воздействия:

- расчетная ориентация, параметры которой определяются из условия реализации максимума динамической реакции для рассматриваемой конструкции;
- наиболее вероятная ориентация, параметры которой определяются сейсмологической обстановкой в районе строительства. Расчет по наиболее вероятной ориентации является дополнительным и носит повременный характер.

При использовании плоских консольных расчетных моделей зданий (сооружений), указанных в п. 6.1.18, расчетными ориентациями являются два отдельных горизонтальных направления сейсмического воздействия (вдоль продольной и поперечной осей).

6.1.4. Вертикальную составляющую сейсмического воздействия необходимо учитывать совместно с горизонтальной при расчете:

- горизонтальных и наклонных консольных конструкций;
- конструкций покрытий (рам, арок, ферм, пространственных конструкций) пролетом 24 м и более;
- пролетных строений мостов;
- сооружений, оснований и фундаментов на опрокидывание или потерю общей устойчивости;
- каменных конструкций.

Направление действия вертикальной сейсмической нагрузки (вверх или вниз) следует принимать более невыгодным для напряженного состояния рассматриваемого элемента.

6.1.5. Горизонтальные сейсмические нагрузки от масс на гибких подвесках, температурные климатические воздействия, ветровые нагрузки, динамические

воздействия от оборудования и транспорта, тормозные и боковые усилия от движения кранов не учитываются.

При определении вертикальной сейсмической нагрузки (в случаях, предусмотренных п. 6.1.5) следует учитывать массу моста крана, массу тележки, а также массу груза, равного грузоподъемности крана, с коэффициентом 0,3.

Расчетную горизонтальную сейсмическую нагрузку от массы мостов и тележек кранов следует учитывать в направлении, перпендикулярном оси подкрановых балок. Снижение крановых нагрузок, предусмотренное главой СП 20.13330, при этом не учитывается.

6.1.6. При расчете зданий (сооружений) высотой более 25 этажей (75 метров), рекомендуется учитывать дополнительный эксцентриситет Y_k вертикальных сил Q_k , возникающий в здании при расчетных сейсмических воздействиях, где

Q_k – вес здания (сооружения), отнесенный к точке k ; определяется с учетом нормативных значений постоянных и длительных нагрузок (согласно СП по нагрузкам и воздействиям);

Y_k – горизонтальные перемещения здания в точке k с учетом его крена за счет податливости основания от расчетных сейсмических воздействий.

6.1.7. В расчетах, как правило, должны использоваться расчетные модели, позволяющие учитывать пространственный характер деформирования конструкций при сейсмических воздействиях.

6.1.8. При расчете зданий, имеющих простую форму в плане и регулярную структуру по высоте, допускается применять расчетную динамическую модель, представляющую собой невесомую вертикальную многоэлементную консоль, с сосредоточенными массами, с жесткой или упругой заделкой ее в основание. Элементы консоли, моделирующие вертикальные конструкции этажа здания (яруса сооружения) и связанные с горизонтальными дисками перекрытий или покрытия, могут приниматься неодинаковыми по предельной деформативности, жесткости, упругопластическим свойствам и по степени их ответственности за переход здания в предельное состояние.

6.1.9. Для зданий (сооружений) с размерами в плане более 30 м, помимо горизонтальной сейсмической нагрузки, определяемой согласно п. 6.1.17, следует учитывать крутящий момент относительно вертикальной оси здания, проходящей через центр его жесткостей.

Значение расчетного эксцентриситета между центрами жесткостей и масс зданий или сооружений в рассматриваемом уровне следует принимать не менее $0.1B$, где B – размер здания или сооружения в плане в направлении, перпендикулярном действию сейсмической силы.

6.1.10. Целью расчетов на особое сочетание с учетом сейсмических воздействий является проверка выполнения следующих условий для каждого элемента здания (сооружения):

$$\begin{aligned} R_u &\leq [R_u], \\ \Delta_u &\leq [\Delta_u], \end{aligned} \quad (6.1)$$

где R_u – силовой фактор (усилие, доля нагрузки) в элементе « u » при особом сочетании с учетом сейсмического воздействия в любой момент времени;

$[R_u]$ – предельно допустимое значение (характеристика предельного состояния) силового фактора, допускаемое для элемента « u » в рассматриваемом здании (сооружении); принимается согласно СП по проектированию соответствующих конструкций;

Δ_u – деформационный фактор в элементе « u » при особом сочетании с учетом сейсмического воздействия в любой момент времени;

$[\Delta_u]$ – предельно допустимое значение (характеристика предельного состояния) деформационного фактора, допускаемого для элемента « u » в рассматриваемом здании (сооружении); учитывается в расчетах согласно указаниям.

6.1.11. Методы расчета зданий (сооружений) должны обеспечивать определение характеристик R_u и Δ_u напряженно-деформированного состояния элементов при сейсмическом воздействии для состояния, близкого к предельному.

При этом следует учитывать особенности деформирования конструкций в процессе перехода здания (сооружения) в предельное состояние: возможные изменения расчетной схемы, динамических характеристик здания и физико-механических параметров элементов, нелинейный характер деформирования, развитие упруго-пластических деформаций или локальных повреждений.

6.1.12. При выполнении расчетов сооружений с учетом сейсмических воздействий следует использовать две расчетные ситуации:

- сейсмические нагрузки соответствуют уровню расчетного землетрясения (РЗ);
- сейсмические нагрузки соответствуют уровню контрольного землетрясения (КЗ).

6.1.13. Целью расчета на воздействие РЗ является определение (принятие) проектных решений, позволяющих предотвратить частичную или полную потерю эксплуатационных свойств сооружением. При этом расчетные модели сооружений принимаются соответствующими упругой области деформирования.

6.1.14. Целью расчетов на воздействие КЗ является оценка общей устойчивости, неизменяемости, однородности конструкций сооружения, допустимость уровня ускорений, перемещений и скоростей в элементах здания, сооружения, законструированных по результатам РЗ.

6.1.15. Расчеты по п. 6.1.13 необходимо выполнять для всех зданий (сооружений).

Расчеты по п. 6.1.14 следует выполнять для зданий и сооружений, указанных в позициях 1 и 2 таблицы 6.1, во временной области с применением инструментальных или синтезированных акселерограмм по теории предельного равновесия. При выполнении расчета на КЗ необходима проверка по перемещению.

6.1.16. Для зданий и сооружений с простым конструктивно-планировочным решением допускается

принимать расчетные сейсмические нагрузки, действующие горизонтально в направлении их продольных и поперечных осей. Действия сейсмических нагрузок в указанных направлениях можно учитывать раздельно.

6.1.17. При расчете сооружений со сложным конструктивно-планировочным решением следует учитывать наиболее опасные с точки зрения максимальных значений сейсмической реакции сооружения или его частей направления действия сейсмических нагрузок.

6.1.18. Расчетное значение сейсмической нагрузки (силовой или моментной) по направлению обобщенной координаты с номером j (в том числе, для вертикальной составляющей в случаях, предусмотренных п. 6.1.5), приложенной к узловой точке k расчетной динамической модели и соответствующей i -й форме собственных колебаний зданий или сооружений, определяется по формуле:

$$S_{ik}^j = K_0 K_1 S_{0ik}^j, \quad (6.2)$$

где K_0 – коэффициент, учитывающий назначение сооружения и его ответственность, назначаемый по таблице 6.1.

K_1 – коэффициент, учитывающий допускаемые повреждения зданий и сооружений, принимаемый по таблице 6.2.

S_{0ik}^j – значение сейсмической нагрузки для i -й формы собственных колебаний здания или сооружения, определяемое в предположении упругого деформирования конструкций по формуле:

$$S_{0ik}^j = m_k^j A \beta_i K_\psi \eta_{ik}^j, \quad (6.3)$$

где m_k^j – масса здания или момент инерции соответствующей массы здания, отнесенные к точке k по обобщенной координате j , определяемые с учетом расчетных нагрузок на конструкции (рисунок 6.1)

A – ускорение в уровне основания, принимаемое равным 1,0; 2,0; 4,0 м/с² для расчетной сейсмичности 7, 8, 9 баллов соответственно;

β_i – коэффициент динамичности, соответствующий i -й форме собственных колебаний здания или сооружения, принимаемый согласно п. 6.1.19;

K_ψ – коэффициент, учитывающий демпфирующие свойства конструкций; принимается по данным таблицы 6.4.

η_{ik} – коэффициент, зависящий от формы деформаций здания или сооружения при его собственных колебаниях по i -й форме, от узловой точки приложения рассчитываемой нагрузки и направления сейсмического воздействия; определяется согласно п. 6.1.22.

При сейсмичности площадки 8 баллов и более, повышенной только в связи с наличием грунтов III и IV категорий, к значению S_{ik} вводится множитель 0,7, учитывающий нелинейное деформирование грунтов при сейсмических воздействиях при отсутствии данных СМР.

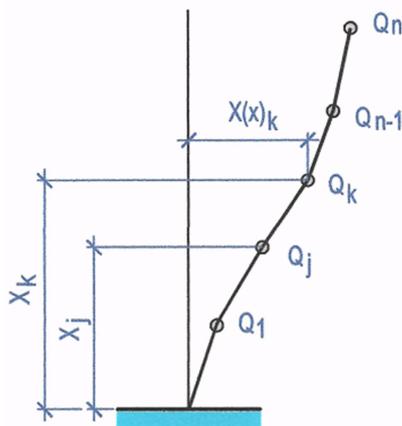


Рисунок 6.1 – Расчетная схема

6.1.19. Коэффициент динамичности β_i в зависимости от расчетного периода собственных колебаний T_i здания или сооружения по i -й форме при определении сейсмических нагрузок следует принимать по формулам (6.5), (6.6) или по кривым 1, 2 на рисунке 6.2:

– для грунтов I и II категории по сейсмическим свойствам (кривая 1)

$$\begin{aligned} \text{при } T_i \leq 0,1 \text{ с} & \quad \beta_i = 1 + 15T_i \\ \text{при } 0,1 \text{ с} < T_i < 0,4 \text{ с} & \quad \beta_i = 2,5 \\ \text{при } T_i \geq 0,4 \text{ с} & \quad \beta_i = 2,5 (0,4/T_i)^{0,5} \end{aligned} \quad (6.5)$$

– для грунтов III категорий по сейсмическим свойствам (кривая 2):

$$\begin{aligned} \text{при } T_i \leq 0,1 \text{ с} & \quad \beta_i = 1 + 15 T_i \\ \text{при } 0,1 \text{ с} < T_i < 0,8 \text{ с} & \quad \beta_i = 2,5 \\ \text{при } T_i \geq 0,8 \text{ с} & \quad \beta_i = 2,5 (0,8/T_i)^{0,5} \end{aligned} \quad (6.6)$$

Во всех случаях значения β_i должны приниматься не менее 0,8.

6.1.20. При расчете транспортных и гидротехнических сооружений выбор зависимостей $\beta_i(T_i)$ следует производить в соответствии с указаниями разделов 7 и 8 СП 14.13330.

6.1.21. Периоды собственных колебаний T_i здания (сооружения) следует определять для упругой стадии деформирования конструкций с учетом особенностей конструктивных решений и, при необходимости, с учетом податливости основания. При этом не учитывается возможное снижение жесткости конструкций за счет трещинообразования и неупругих деформаций при сейсмических воздействиях.

6.1.22. Для зданий и сооружений, рассчитываемых по консольной схеме с сосредоточенными массами, при учете горизонтальной составляющей сейсмического воздействия, значение η_{ik} следует определять по формуле:

$$\eta_{ik}^j = \frac{U_{ik}^j \sum_{p=1}^n \sum_{l=1}^3 m_p^l U_{lp}^j r_l}{\sum_{p=1}^n \sum_{j=1}^6 m_p^j (U_{ip}^j)^2}, \quad (6.8)$$

где U_{ik}^j – смещение по i -ой форме в узловой точке k расчетной динамической модели по направлению обобщенной координаты с номером j (при $j = 1; 2; 3$ смещения линейные, при $j = 4; 5; 6$ – угловые);

m_p^j – инерционные характеристики в узловой точке p , равные при $j = 1; 2; 3$ массе здания или сооружения, присоединенной к узловой точке p по направлению оси j , а при $j = 4; 5; 6$ равные моментам инерции массы относительно угловых обобщенных координат;
 r_l – косинусы углов между направлением сейсмического воздействия и осью с номером l .

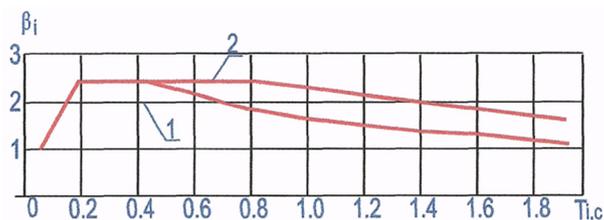


Рисунок 6.2 – Зависимость коэффициента динамичности от периода колебаний

6.1.23. При расчете на горизонтальную составляющую сейсмического воздействия учитывается не менее трех форм собственных колебаний здания, если период первого (нижнего) тона колебаний T_1 более 0,4 с. При значении T_1 , не превышающем 0,4 с, допускается при расчетах учитывать только первую форму колебаний здания.

6.1.24. Для зданий и сооружений, рассчитываемых по консольной схеме, значение η_{ik} при поступательном горизонтальном (вертикальном) сейсмическом воздействии без учета моментов инерции массы следует определять по формуле:

$$\eta_{ik} = \frac{X_i(x_k) \sum_{j=1}^n m_j X_i(x_j)}{\sum_{j=1}^n m_j X_i^2(x_j)},$$

где $X_i(x_k)$ и $X_i(x_j)$ – смещения здания или сооружения при собственных колебаниях по i -й форме в рассматриваемой точке k и во всех точках j , где в соответствии с расчетной схемой его масса принята сосредоточенной; m_j – масса здания или сооружения, отнесенная к узловой точке j , определяемая с учетом расчетных нагрузок на конструкцию.

6.1.25. Для зданий высотой до 5 этажей включительно с незначительно изменяющимися по высоте массами и жесткостями этажей, при T_1 менее 0,4 с, коэффициент η_k при использовании консольной схемы для поступательного горизонтального (вертикального) сейсмического воздействия без учета моментов инерции массы, допускается определять по упрощенной формуле:

$$\eta_k = \frac{x_k \sum_{j=1}^n m_j x_j}{\sum_{j=1}^n m_j x_j^2}, \quad (6.9)$$

где x_k и x_j – расстояния от точек k и j до верхнего обреза фундаментов.

6.1.26. Перекос яруса (этажа) здания (сооружения) в уровне k от статического действия условных сейсмических нагрузок определяется по формуле:

$$\Delta_k = \gamma_{\Delta} (Y_k - Y_{k-1}), \quad (6.10)$$

где Y_k – перемещение в точке k здания (сооружения) от горизонтальных сейсмических нагрузок, определенных согласно п. 6.1.17;

γ_A – коэффициент модели, учитывающий особенности деформирования конструкций яруса (этажа); назначается по результатам анализа процесса перехода здания в предельное состояние (по п. 6.1.12); для зданий массового строительства, прошедших экспериментальную проверку, значение γ_A принимается равным 1.

6.1.27. Определение усилий в элементах конструкций от сейсмических нагрузок S_{ik} осуществляется по результатам силового (а) или деформационного (б) расчетов.

6.1.28. Усилия в конструкциях зданий и сооружений, проектируемых в сейсмических районах следует определять с учетом высших форм их собственных колебаний. Минимальное число форм собственных колебаний рекомендуется назначать так, чтобы сумма эффективных модальных масс, учтенных в расчете, составляла не менее 90 % общей массы системы, возбуждаемой по направлению действия сейсмического воздействия для горизонтальных воздействий и не менее 75 % – для вертикального воздействия.

Должны быть учтены все формы собственных колебаний, эффективная модальная масса которых превышает 5 %. При этом для сложных систем с неравномерным распределением жесткостей и масс необходимо учитывать остаточный член от отброшенных форм колебаний.

6.1.29. Расчетные значения поперечных и продольных усилий, изгибающих моментов, нормальных и касательных напряжений N_p в конструкциях от сейсмической нагрузки при условии статического действия ее на сооружение, а также расчетные значения перемещений следует определять по формуле:

$$N_p = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^n N_i^2},$$

где N_i – значение усилия (момента, напряжения, перемещения), вызванного сейсмическими нагрузками, соответствующими i -ой форме колебаний; n – число учитываемых в расчете форм колебаний

6.1.30. Если периоды i -й и $(i+1)$ -й форм собственных колебаний сооружения отличаются менее чем на 10 %, то расчетные значения соответствующих факторов необходимо вычислять с учетом их взаимной корреляции. Для этого допускается применять формулу:

$$N_p = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^n N_i^2 + \sum_{i=1}^{n-1} \rho_i |N_i N_{i+1}|},$$

где $\rho_i = 2$, если $T_{i+1}/T_i \geq 0,9$ и $\rho_i = 0$, если $T_{i+1}/T_i < 0,9$ ($T_i > T_{i+1}$)

6.1.31. При выполнении деформационного расчета (б) проверку сечений элементов конструкций следует производить согласно условию (6.1) п. 6.1.10, которое записывается в виде:

$$\mu \leq [\mu_u], \quad (6.13)$$

где μ – деформационный фактор (коэффициент неупругой податливости) элемента « u » при расчетном сейсмическом воздействии;

$[\mu_u]$ – предельно допустимое значение (характеристика предельного состояния) коэффициента неупругой податливости элемента; принимается согласно данным таблицы 6.3.

$$\mu_u = \Delta_u / \Delta_u^o, \quad (6.14)$$

$$[\mu_u] = \Delta_u / [\Delta_u], \quad (6.15)$$

здесь Δ_u^o – характеристика деформационного фактора (напр., перекоса в уровне этажа) элемента « u », соответствующая его предельному значению в упругой стадии деформирования.

При определении Δ_u предельные усилия M_u в элементах рассматриваемого этажа принимаются по формуле:

$$M_u = [R_u] - L_u. \quad (6.16)$$

При определении Δ_u допускается принимать, что $\Delta_u = \Delta_k$; значения Δ_k вычисляются согласно п. 6.1.24.

6.1.32. При расчете здания оборудованного системой сейсмоизоляции, в качестве расчетного значения коэффициента A в формуле (6.3) принимается наибольшее ускорение A_e верхнего элемента сейсмозащиты (опоры, пояса и др.), жестко связанного с вышерасположенным зданием. Значение A_e определяется из расчета системы сейсмозащиты.

Сейсмоизолирующая способность сейсмозащиты оценивается отношением A_e / A_n , где A_n – наибольшая амплитуда ускорений нижнего элемента сейсмозащиты, жестко связанного с фундаментом здания. Значение A_n принимается равным коэффициенту сейсмического воздействия, соответствующего сейсмичности площадки строительства.

6.1.33. Расчет зданий с сейсмоизолирующими системами необходимо выполнять на сейсмические нагрузки, соответствующие уровням РЗ и КЗ, а также на эксплуатационную пригодность.

6.1.34. Расчет системы сейсмоизоляции на сейсмические нагрузки, отвечающие уровню РЗ следует выполнять по п. 6.1.18. Повреждения элементов конструкций сейсмической изоляции не допускаются.

6.1.35. Расчет системы сейсмоизоляции на сейсмические нагрузки, отвечающие уровню КЗ, следует выполнять во временной области. Необходимо использовать реальные акселерограммы, характерные для района строительства, а в случае их отсутствия – генерировать искусственные акселерограммы с учетом грунтовых условий площадки строительства.

При выполнении расчета на КЗ необходима проверка по перемещениям.

6.1.36. Расчет сейсмоизолирующей системы на эксплуатационную пригодность следует выполнять на воздействия вертикальных статических и ветровых нагрузок.

6.1.37. Вертикальную сейсмическую нагрузку в случаях, предусмотренных п. 6.1.5 (кроме каменных конструкций), следует определять по формуле (6.3), принимая $K_\psi = 1$, а значение вертикальной сейсмической нагрузки умножают на 0,75.

Консольные конструкции, масса которых по сравнению с массой здания незначительна (балконы,

козырьки и т. п.), следует рассчитывать на вертикальную сейсмическую нагрузку при значении $\beta\eta = 5$.

Самонесущие и несущие стены, панели, перегородки, а так же крепления технологического оборудования к конструкциям сооружения – следует рассчитывать на местную горизонтальную сейсмическую нагрузку, определяемую по формулам (6.2) и (6.3). При этом следует принимать $\beta\eta$ не менее 2.

6.1.38. При расчете конструкций по прочности и устойчивости помимо коэффициентов условий работы, принимаемых в соответствии с другими нормативными документами, должен дополнительно учитываться коэффициент условий работы m_{tr} путем умножения расчетного сопротивления соответствующего материала конструкции на этот коэффициент, определяемый по таблицы 6.5.

Таблица 6.1 – Значение коэффициента K_0 [4]

Назначение сооружения или здания	Значение коэффициента K_0	
	при расчете на РЗ не менее	при расчете на КЗ
1. Объекты, перечисленные в [1, статья 48.1, часть 1, пункты 1)-6), 9), 10.1), 11)] за исключением транспортных сооружений; сооружения с пролетами более 100 м; объекты жизнеобеспечения городов и населенных пунктов; монументальные здания и другие сооружения; правительственные здания повышенной ответственности; жилые, общественные и административные здания высотой более 200 м	1,2	2,0
2. Здания и сооружения: объекты по [1, статья 48.1, часть 1, пункты 7), 8)] и [1, статья 48.1, часть 2, пункты 3), 4)]; объекты, функционирование которых необходимо при землетрясении и ликвидации его последствий (здания государственной связи; службы МЧС и полиции; системы энерго- и водоснабжения; сооружения пожаротушения, газоснабжения; сооружения, содержащие большое количество токсичных веществ или ВВ, которые могут быть опасными для населения; медицинские учреждения, имеющие оборудование для применения в аварийных ситуациях); здания основных музеев, государственных архивов, административных органов управления; здания хранилищ национальных и культурных ценностей; зрелищные объекты; крупные учреждения здравоохранения и торговые предприятия с массовым нахождением людей; сооружения с пролетом более 60 м; жилые, общественные и административные здания высотой более 75 м; мачты и башни сооружений связи и телерадиовещания высотой более 100 м, не вошедшие в [1, статья 48.1, часть 1,	1,1	1,5

Назначение сооружения или здания	Значение коэффициента K_0	
	при расчете на РЗ не менее	при расчете на КЗ
пункт 3)]; трубы высотой более 100 м; здания дошкольных образовательных организаций, общеобразовательных организаций, лечебных учреждений со стационаром, медицинских центров для МГН, спальных корпусов интернатов; другие здания и сооружения, разрушения которых могут привести к тяжелым экономическим, социальным и экологическим последствиям		
3. Другие здания и сооружения, не указанные в 1 и 2	1,0	1,0
4. Здания и сооружения временного (сезонного) назначения, а также здания и сооружения вспомогательного применения, связанные с осуществлением строительства или реконструкции здания или сооружения либо расположенные на земельных участках, предоставленных для индивидуального жилищного строительства	0,8	–
Примечания: 1. Заказчик по указаниям нормативных и ведомственных документов или по представлению генерального проектировщика относит сооружения по назначению к позиции таблицы 3 2. Идентификация зданий и сооружений по принадлежности к опасным производственным объектам - в соответствии с [2]		

6.1.39. При расчете подпорных стен необходимо учитывать сейсмическое давление грунта.

Расчет массивных и тонких подпорных стен на сейсмические воздействия допускается производить аналогично расчету их на статическую нагрузку от грунтовой засыпки как жесткого тела обрушения с одинаковым ускорением по всей высоте стены.

6.1.40. Проверка подпорных стен на устойчивость против плоского и глубинного сдвига, а также против опрокидывания с учетом сейсмических нагрузок является обязательной.

Постоянную равномерно распределенную нагрузку на поверхности грунта за подпорной стеной при сейсмичности более 8 баллов необходимо, как правило, располагать вне тела обрушения грунта.

Таблица 6.2 – Значения коэффициента K_f [4]

Допускаемые повреждения зданий и сооружений	Значения коэффициента K_f
1. Сооружения, в которых остаточные деформации и локальные повреждения (осадки, трещины и др.) не допускаются	1
2. Здания и сооружения, в конструкциях которых могут быть допущены остаточные деформации и повреждения, затрудняющие нормальную эксплуатацию, при обеспечении безопасности людей и сохранности оборудования, возводимые: из деревянных конструкций со стальным каркасом без вертикальных диафрагм или связей то же, с диафрагмами или связями со стенами из железобетонных крупнопанельных или монолитных конструкций из железобетонных объемно-блочных и панельно-блочных конструкций с железобетонным каркасом без вертикальных диафрагм или связей то же, с диафрагмами или связями то же, с заполнением из кирпичной или каменной кладки из кирпичной или каменной кладки	0,15 0,25 0,22 0,25 0,3 0,35 0,3 0,4 0,4
3. Здания и сооружения, в конструкциях которых могут быть допущены значительные остаточные деформации, трещины, повреждения отдельных элементов, их смещения, временно приостанавливающие нормальную эксплуатацию, при наличии мероприятий, обеспечивающих безопасность людей (объекты пониженного уровня ответственности)	0,12
Примечания: 1. Отнесение зданий и сооружений к 1 типу проводится заказчиком по представлению генерального проектировщика. 2. При выполнении расчета деформаций конструкций при сейсмическом воздействии в частотной области коэффициент K_f следует принимать равным 1,0.	

Таблица 6.3 – Значения $[\mu_n]$

Конструктивные решения	Элементы конструкций	Значения $[\mu_n]$
1. Железобетонный рамный каркас	Колонны	2,5
	Ригели	3
2. Железобетонный рамно-связевый каркас	Колонны	3
	Ригели	4
	Железобетонные диафрагмы (стены жесткости), воспринимающие только горизонтальные нагрузки То же, воспринимающие вертикальные и горизонтальные нагрузки	4
	Самонесущие стены из армированной каменной кладки	2,5
3. Железобетонный каркас с ядрами жесткости	Колонны	3
	Вертикальные несущие элементы железобетонных ядер жесткости	2
	Перемычки ядер жесткости	3 4

Конструктивные решения	Элементы конструкций	Значения $[\mu_n]$	
4. Железобетонные стеновые конструкции из крупнопанельных элементов, монолитного железобетона или из объемных блоков	Вертикальные несущие элементы	4	
	Перемычки и вертикальные стыки	4,5	
5. Стальной каркас	Колонны	4	
	Ригели	5	
	Связи, воспринимающие сейсмические нагрузки Железобетонные диафрагмы	6 по п. 2	
6. Здания с несущими стенами из кирпичной или каменной кладки (в т. ч. из блоков)	Несущие элементы стен: а) комплексной конструкции (тип 1) б) с вертикальным и горизонтальным армированием (тип 2) в) с горизонтальным армированием (тип 3) г) без армирования (тип 4)	3,5 3 2,5 2	
	7. Здания из бетонных блоков	Вертикальные несущие элементы для типов конструкций согласно п. 2.4.7	
		тип 1 –	2
		тип 2 –	3
		тип 3 –	3,5
тип 4 –	4		
Перемычные железобетонные блоки	4,5		
8. Здания из виброкирпичных панелей	Вертикальные несущие элементы Перемычки	2 2,5	
9. Заполнение каркасных зданий, участвующее в восприятии сейсмических нагрузок	Согласно п. 6 в зависимости от типов кладки		
10. Элементы покрытий (фермы, балки, плиты)	Из железобетона	3	
	Из стали	4	
11. Отдельные элементы	Соединения диафрагм с элементами каркаса, стальные связи между панелями или блоками	2	
	слабоармированные железобетонные элементы	1,5	
	бетонные элементы	1	
12. Прочие конструктивные элементы, не указанные выше		3	
13. Основания фундаментов		3	
Примечания: 1. Значения $[\mu_n]$ приведены для железобетонных элементов, армирование которых соответствует требованиям главы СП «Бетонные и железобетонные конструкции». 2. По согласованию с ЦНИИСК им. Кучеренко значения $[\mu_n]$ допускается корректировать по результатам экспериментальных исследований элементов и конструкций.			

Таблица 6.4 – Значения коэффициента K_{ψ} [4]

Характеристики конструкций	Значения коэффициента, K_{ψ}
1. Высокие сооружения небольших размеров в плане (башни, мачты, дымовые трубы, отдельно стоящие шахты лифтов и т. п. сооружения)	1,5
2. Каркасные бесшвелевые здания, стеновой ограждение которых не оказывает влияние на их деформируемость	1,3
4. Здания и сооружения, не указанные в позициях 1–2, кроме гидротехнических сооружений.	1
Примечания: 1. При промежуточных значениях h/b значения K_{ψ} принимаются по интерполяции. 2. При разных высотах этажей значение K_{ψ} принимается по средним значениям h/b .	

Таблица 6.5 – Значение коэффициента m_{tr}

Конструкции	Значение коэффициента m_{tr}
ПРИ РАСЧЕТАХ НА ПРОЧНОСТЬ	
1. Стальные, и деревянные, железобетонные с жесткой арматурой	1,3
2. Железобетонные со стержневой и проволочной арматурой (кроме проверки прочности наклонных сечений):	1,2
3. Железобетонные, проверяемые по прочности наклонных сечений.	1,0
4. Каменные, армокаменные и бетонные: а) при расчете на внецентренное сжатие б) при расчете на сдвиг и растяжение	1,0 0,8
5. Сварные соединения	1,0
6. Болтовые (в том числе соединяемые на высокопрочных болтах) и заклепочные соединения	1,1
ПРИ РАСЧЕТАХ НА УСТОЙЧИВОСТЬ	
7. Стальные элементы гибкостью свыше 100	1,0
8. То же, гибкостью до 20	1,2
9. То же, гибкостью от 20 до 100	От 1,2 до 1 (по интерполяции)
Примечание – При расчете стальных и железобетонных конструкций, подлежащих эксплуатации в неотопляемых помещениях или на открытом воздухе при расчетной температуре ниже минус 40°C, следует принимать $m_{tr} = 0,9$, в случае проверки прочности наклонных сечений $m_{tr} = 0,8$.	

Необходимость учета сейсмических воздействий при проектировании зданий и сооружений, разрушение которых не связано с гибелью людей, порчей ценного оборудования и не вызывает прекращения непрерывных производственных процессов (склады, крановые эстакады, небольшие мастерские и др.), а также временных зданий и сооружений устанавливается заказчиком.

7 АРХИТЕКТУРНЫЕ И КОНСТРУКТИВНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ К ЗДАНИЯМ И СООРУЖЕНИЯМ

7.1 ОБЩИЕ ТРЕБОВАНИЯ

Сейсмостойкость зданий и сооружений всегда обеспечивается комплексом мер, в том числе:

- выбором площадки строительства, благоприятной в сейсмическом отношении;
- выбором конструктивной схемы сооружения, обеспечивающей снижение расчетных сейсмических нагрузок;
- использованием объемно-планировочных решений, основанных на вышеуказанных принципах;
- назначением элементов конструкций и их соединений с учетом результатов расчета на сейсмические воздействия;
- выполнением конструктивных мероприятий, назначаемых независимо от результатов расчета (так как они обеспечивают соблюдение исходных предпосылок расчета);
- использованием унифицированных фундаментов в пределах блока;
- высоким качеством строительства.

Конструктивные мероприятия бывают как общими, так и зависящими от конкретного типа здания и должны выполняться одновременно.

При выборе конструктивной схемы здания предпочтение следует отдавать статически неопределимым системам (так как в статически определимых системах при разрушении одного из элементов возможны значительные деформации здания в целом).



Рисунок 7.1 – Пример сейсмостойкого здания (Сан-Франциско, США) с большепролетными помещениями на нижнем этаже

7.1.1 Объемно-планировочные решения

При выборе объемно-планировочных решений предпочтение следует отдавать схемам, обеспечива-

ющим конструктивную регулярность здания в плане и по высоте.

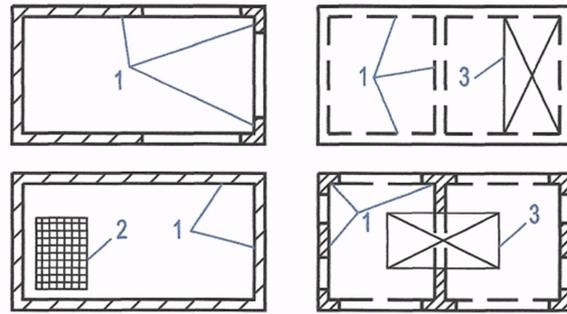


Рисунок 7.2 – Примеры регулярных зданий в плане
1 – вертикальные несущие конструкции;
2 – зона больших нагрузок;
3 – зона перекрытий с меньшей жесткостью

Здание (сооружение) считается *нерегулярным в плане*, если:

- вертикальные несущие конструкции, воспринимающие горизонтальные сейсмические воздействия:
 - имеют нерегулярные или несимметричные относительно осей здания проемы;
 - не параллельны или не симметричны относительно главных осей;
- связи, воспринимающие горизонтальные сейсмические воздействия имеют не регулярное или не симметричное (относительно главных осей) расположение;

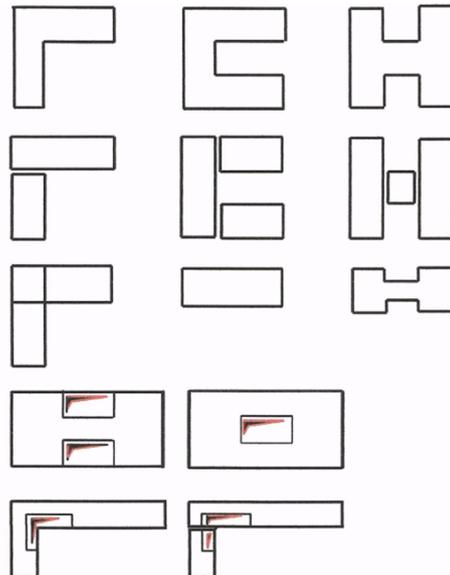


Рисунок 7.3 – Примеры нерегулярных зданий в плане (вверху) и их согласование (ниже)

- диафрагмы имеют:
 - площадь проемов превышает 50 % от общей площади диафрагмы, участвующей в расчете в пределах этажа;
 - жесткость диафрагмы меняется более чем на 50 % при переходе от одного этажа к другому;
- плоскости несущих конструкций образуют внутренние углы, а образующиеся при этом выступающие

части, имеют размер более 15 % от общей длины здания в этом направлении;

Максимально допустимые размеры выступающих частей различных типов зданий приведены ниже.

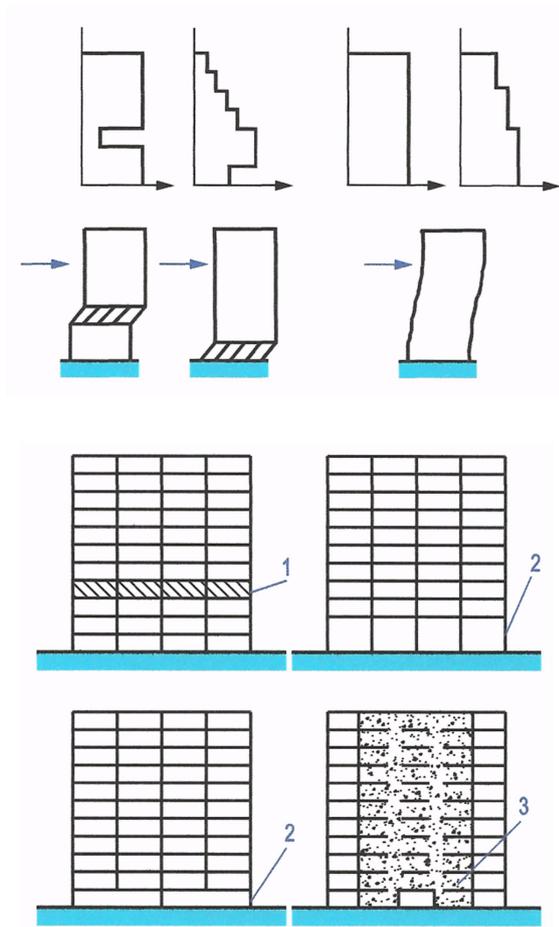


Рисунок 7.4 – Примеры неравномерного распределения нагрузок и жесткостей по высоте здания:

- 1 – «тяжелый этаж»
- 2 – «гибкий этаж»
- 3 – стена-диафрагма с проемом

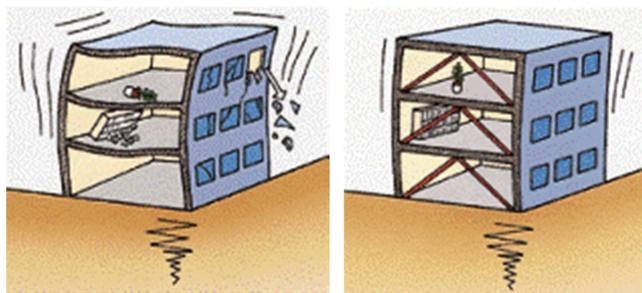


Рисунок 7.5 – Здание с вибропоглощающими связями:

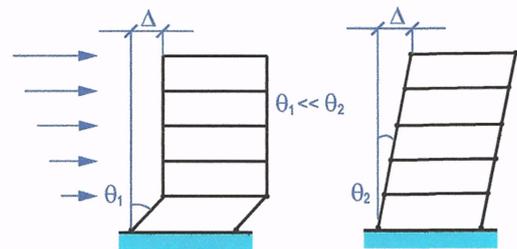


Рисунок 7.6 – Повреждение здания из-за «гибкого» этажа

– максимальное торсионное перемещение этажа в одном конце здания более чем в 1,2 раза превышает среднее торсионное смещение в двух крайних точках с противоположной стороны здания.

Эффект торсионной нерегулярности может иметь место, например, если жесткость диафрагмы существенно выше жесткости вертикальных несущих конструкций, воспринимающих горизонтальные сейсмические воздействия.

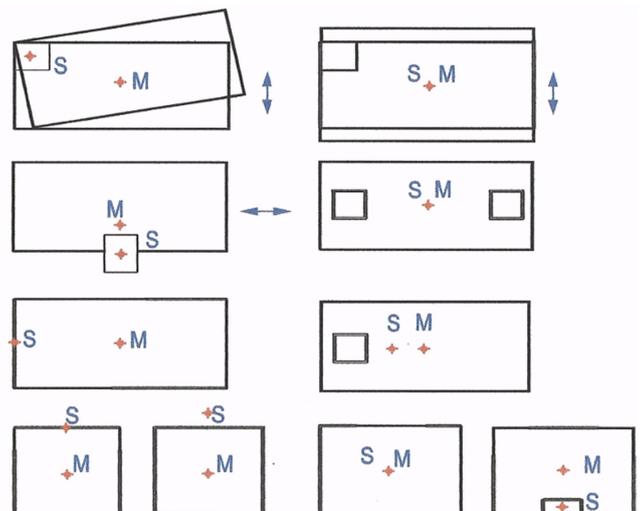


Рисунок 7.7 – Расположение несущих элементов с центром жесткости S и центром масс M

Здание (сооружение) считается *нерегулярным в вертикальном направлении*, если:

- сдвиговая жесткость несущих конструкций на рассматриваемом этаже составляет менее 70 % от жесткости вышерасположенного этажа или 80 % от средней жесткости трех выше расположенных этажей (так называемый, «гибкий этаж»);
- поперечная прочность несущих конструкций на рассматриваемом этаже составляет менее 80 % от прочности конструкций вышерасположенного этажа (так называемый «слабый этаж»);
- эффективная расчетная масса на любом этаже составляет более 150 % от массы примыкающих этажей (так называемый «тяжелый этаж»), при этом, если покрытие имеет меньшую массу, то оно в расчет не принимается;
- горизонтальные размеры вертикальных несущих конструкций, воспринимающих горизонтальные сейсмические воздействия, составляют более 130 % от соответствующих размеров на примыкающих этажах;
- несущие конструкции имеют смещения из вертикальной плоскости.

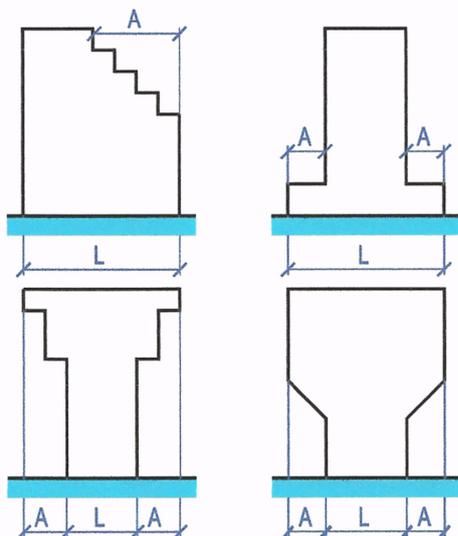


Рисунок 7.8 – Примеры нерегулярности по высоте здания

Для нерегулярных зданий (сооружений) следует выполнять дополнительные расчеты, обосновывающие допустимость принятых конструктивных решений (за исключением случаев, когда эти решения допускаются соответствующими разделами СП).

В ряде случаев для высотных зданий точечного типа удастся обеспечить требуемую сейсмостойкость даже при геометрической нерегулярности (рисунок 7.11, б, в), а для зданий высотой не более 3 этажей, и при жесткостной нерегулярности (рисунок 7.11, г), так как эффекты «гибкого» и «тяжелого» этажей здесь меньше сказываются, чем для высоких зданий.

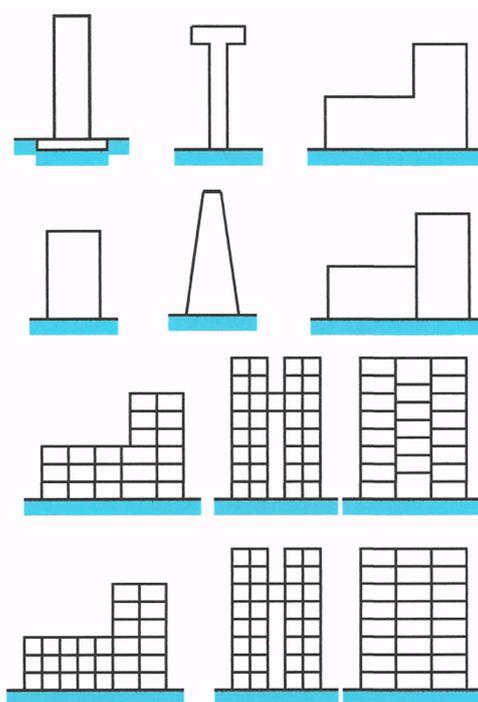


Рисунок 7.9 – Примеры нерегулярности по высоте здания



Рисунок 7.10 – Пример разрушения тяжелой крыши на тонких опорах

Здания, возводимые в сейсмических районах, должны иметь правильную форму в плане, причем форма круга, в наибольшей степени отвечает требованиям сейсмостойкого строительства (по ухудшению: круг, квадрат, прямоугольник). Если здание имеет сложную конфигурацию в плане, то его, как правило, следует разделять антисейсмическими швами (см. п. 7.1.3) на простые формы.

Максимальная высота (число этажей) здания зависит от вида несущих конструкций, материала и конструктивной схемы.

При наличии выступов, они не должны превышать:

- для зданий из мелкоштучных материалов – 2 м;
- для каркасных зданий – не более шага колонн;
- для зданий из монолитного железобетона, крупнопанельных и объемно-блочных – 6 м.

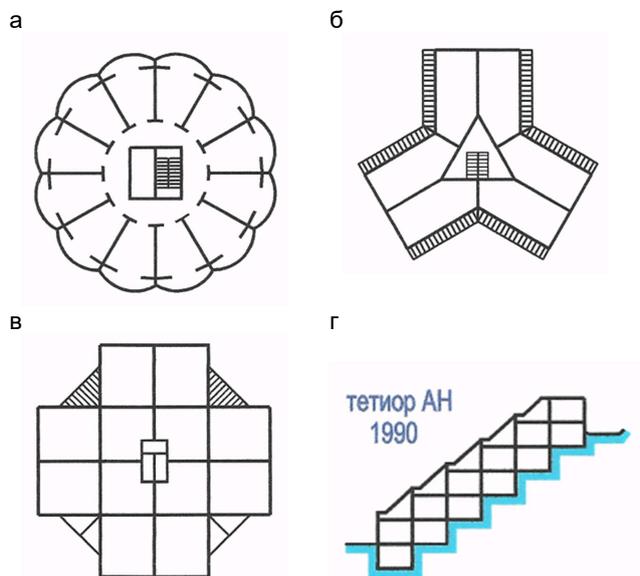


Рисунок 7.11 – Примеры объемно-планировочных решений зданий:

Несущие (самонесущие) конструкции, воспринимающие горизонтальные сейсмические нагрузки, следует:

- располагать симметрично относительно главных осей здания (сооружения);
- в пределах этажа выполнять из однотипных конструкций и одинакового материала.

Вертикальные несущие элементы рекомендуется выполнять без разрывов и смены материала по всей высоте здания, при этом допускается поэтажное снижение жесткости здания, если жесткости смежных этажей отличаются друг от друга не более, чем на 25 %.

Междуэтажные перекрытия здания в пределах отсека (между антисейсмическими швами) следует располагать в одном уровне.

Перепады по высоте в пределах отсека здания не должны превышать 5 м (двух этажей). В противном случае в месте перепада высот устраивается антисейсмический шов.

Лоджии в зданиях с фасадными железобетонными стенами, участвующими в восприятии сейсмической нагрузки, должны быть, как правило, встроенными. В плоскости фасадных стен со встроенными лоджиями следует располагать железобетонные каркасы или решетчатые панели, обеспечивающие эффективное участие фасадной стены в восприятии сейсмической нагрузки, действующей в ее плоскости. Выступающие лоджии и веранды могут предусматриваться в зданиях не выше 5 этажей. Устойчивость выступающих лоджий и веранд должна обеспечиваться их связью с несущими конструкциями зданий.



Рисунок 7.12 – Повреждение здания с большими перепадами по высоте

Нерегулярное расположение проемов в стенах допускается в тех случаях, когда их влияние на поведение стены при сейсмических воздействиях незначительно, что должно быть обосновано специальным расчетом.

7.1.2 Динамические характеристики строительных материалов

Материалы и конструкции зданий (сооружений), возводимых в сейсмических районах:

- должны допускать развитие контролируемых пластических деформаций;
- материалы несущих (самонесущих) конструкций не должны разрушаться хрупко;
- прочность основных материалов при срезе должна быть, как правило, больше прочности их при изгибе;
- должны отвечать требованиям, предъявляемым нормативными документами по огнестойкости, санитарно-гигиеническим свойствам и т. п.

К основным динамическим характеристикам строительных материалов и конструкций, относятся: прочность при немногочисленных повторных нагружениях, динамическая жесткость, затухание. Обычно эти характеристики определяются на основании экспериментальных исследований.

Новые строительные материалы допускается применять только после всесторонней проверки и по согласованию с уполномоченными государственными органами.

Повторяемость землетрясений учитывается через значения динамических характеристик путем введения коэффициента условий работы $m_{кр}$, зависящего от вида материала и напряженного состояния и равного 0,85; 1,0; 1,15 при показателе повторяемости, соответственно, 1, 2, 3. Этот коэффициент учитывается при расчете по I группе предельных состояний (по прочности и устойчивости) помимо других коэффициентов условий работы.

Бетон и железобетон

Прочность бетона на сжатие при ударе выше статического предела прочности на 10–85 % в зависимости от скорости нагружения. Предел выносливости бетона на сжатие составляет 0,5–0,6, а железобетона в зависимости от армирования 0,4–0,6 статического предела прочности $R_{n, n}$ при числе нагружений $n = 2 \cdot 10^6$ и коэффициенте асимметрии $\rho = 0$.

Публикации последних лет показывают, что предварительное напряжение практически не влияет на прочность железобетонных элементов при немногочисленных повторных нагружениях.

Сталь

Ударная прочность выше статической на 20–40 %, а предел текучести – на 30–60 %. Предел выносливости составляет около 0,5 предела прочности при $n = 2 \cdot 10^6$ и $\rho = 0$.

Коэффициенты условий работы для стальных конструкций при расчете по прочности составляют 1,4, для сварных соединений – 1, а для болтовых и заклепочных – 1,1.

Камень

Коэффициент условий работы каменных и армокаменных конструкций при сдвиге и растяжении $m_{кр} = 1$, а при внецентренном сжатии $m_{кр} = 1,2$. Эти коэффициенты в значительной мере определяются наличием при сейсмических воздействиях перегрузочных циклов, которые наиболее опасны для хрупких каменных материалов. В этом случае предел упругости близок к пределу прочности, и при перегрузке даже в течение короткого промежутка может наступить разрушение (п. 7.2.1.1).

Дерево

Ударная прочность древесины при изгибе на 10–75 % выше статической. Коэффициент условий работы деревянных конструкций $m_{кр} = 1,4$.

Не допускается применение деревянных конструкций:

- без антисептической обработки;
- если влажность древесины не отвечает климатическому району и условиям эксплуатации;
- при наличии дефектов, ослабляющих материал.

7.1.3 Антисейсмические швы

Разрезка здания антисейсмическими швами на отсеки производится при:

- 1) сложной конфигурации здания в плане (под «сложной» подразумевается любая фигура, отличная от круга, квадрата или прямоугольника);
- 2) в местах, где имеется перепад высот этажей 5 м и более, а также в местах существенно отличающихся по жесткости и (или) массе;
- 3) при размерах отсеков в плане, превышающих предельные для данного типа здания (обычно – более 60 м при 9-балльной и 80 м при 7–8-балльной расчетной сейсмичности).

Устройство антисейсмических швов внутри помещений не допускается.

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

Рекомендуется избегать применения конструкций, в которых длина отсека превышает ширину бо-

лее чем в 4 раза. При этом, в одноэтажных зданиях высотой до 10 м при расчетной сейсмичности 7 баллов антисейсмические швы допускается не устраивать.

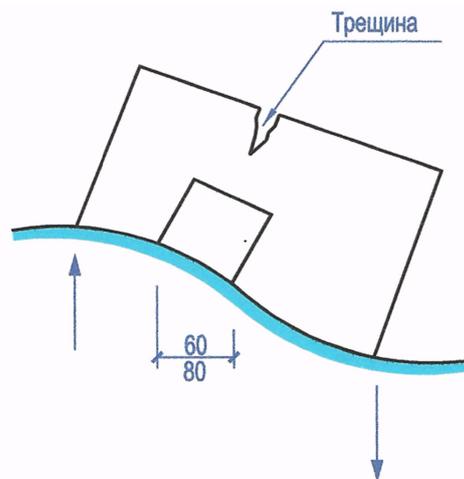


Рисунок 7.13 – Учет длины сейсмической волны

Если размеры здания будут сопоставимы с длиной сейсмической волны, то различные участки здания будут колебаться в различных фазах (или в противофазе, рисунок 7.13), в результате чего возникнут дополнительные внутренние усилия. Для низких одноэтажных зданий при слабых сейсмических воздействиях этим эффектом можно пренебречь ввиду большой продольной гибкости сооружения.

Антисейсмические швы следует выполнять путем возведения парных стен, рам или возведения рамы и стены.

Швы должны разделять отсеки, как правило, по всей высоте. Допускается устраивать шов до верха фундамента здания, кроме случаев, когда антисейсмический шов совпадает с осадочным.

Под «фундаментом» в сборных конструкциях понимают нижний ряд блоков или фундаментных подушек (если они есть), а в свайных – ростверк. Все, что находится выше, называется фундаментной стенкой.

При высоте здания или сооружения до 5 м ширина антисейсмического шва назначается не менее 30 мм. Ширину антисейсмического шва здания или сооружения большей высоты следует увеличивать на 20 мм на каждые последующие 5 м высоты и принимать не менее значения прогиба двух смежных отсеков при действии сейсмической нагрузки.

Ширина температурных и осадочных швов принимается как для антисейсмических (при их совмещении).

Конструкция перехода между отсеками может быть выполнена в виде двух консолей из сопрягающихся блоков с устройством расчетного шва между концами консолей. Допускается устройство антисейсмического шва на консолях вылетом не более 1 м.

Антисейсмические швы должны быть заполнены или закрыты таким образом, чтобы не возникали препятствия сейсмическим колебаниям отсеков (резина, пороизол, накладные жестяные фартуки и т. д.).

При сейсмичности площадки 8 баллов и более не допускается совмещать антисейсмические швы с уменьшенным шагом несущих конструкций (2,4–3 м) с компенсацией перемещений за счет зазора свободно лежащей пролетной конструкции, опирающейся на несущие конструкции смежных отсеков.

7.1.4 Стыки

При выборе конструктивной схемы здания, а также разработке конструкций стыков необходимо соблюдать следующие требования:

- при всех прочих равных условиях предпочтение следует отдавать конструктивным решениям с наименьшим числом стыков;
- в зданиях (сооружениях) из сборных элементов располагать стыки вне зоны максимальных усилий;

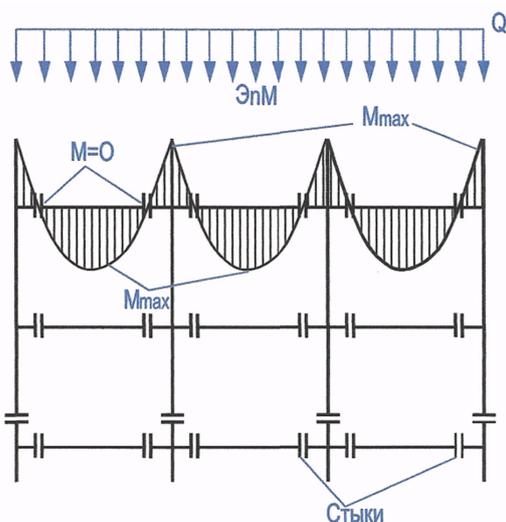


Рисунок 7.14 – Места стыков ригелей

- как правило, следует избегать сопряжения в одном узле несущих (самонесущих) конструкций из материалов, существенно отличающихся по своим прочностным или деформационным свойствам;



Рисунок 7.15 – Пример стыковки ригелей

Например, в каркасных зданиях ригель, чаще всего, рассматривают как многопролетную неразрезную балку. Под действием внешней нагрузки и собственного веса в нем возникает эпюра изгибающих моментов, которая в пределах каждого пролета имеет 2 точки с $M = 0$. По близости к этим точкам и стараются располагать стыки (рисунок 7.14). Стыковка колонн выполняется аналогично, а их длину принимают из условия минимального числа стыков.

Не следует путать такие узлы с композитными материалами, состоящими из разнопрочных компонентов.

- следует предусматривать расчетные и конструктивные мероприятия, обеспечивающие равнопрочность узла стыка и стыкуемых элементов, если иное не предусматривается конструктивной схемой или другими главами СП;
- как правило, следует избегать объединения в одном узле обычных и предварительно напряженных железобетонных элементов или предусматривать дополнительные расчетные и конструктивные мероприятия, компенсирующие разные периоды собственных колебаний этих элементов;
- каждое крепление элемента здания (сооружения) должно быть рассчитано на восприятие нагрузки не менее 5 % от веса этого элемента;
- соединение балки с опорой должно быть рассчитано на отрывное (сдвиговое) усилие, не менее 5 % от реакции опоры при действии расчетного сочетания нагрузок.

7.1.5 Металлические конструкции

Металлические конструкции хорошо переносят сейсмические воздействия. Особое внимание здесь следует уделять качеству сварных швов и клепок.

При контроле сварных швов и стыков арматуры визуальному осмотру подлежит 100 %, а ультразвуковому (ГОСТ 23858-79) – не менее 15 % (определяется проектной организацией), причем допускается вместо вырезания деловых соединений использовать образцы-«свидетели», выполняемые в идентичных условиях. В случае одного отрицательного результата проверяются все швы.

Если электроды хранятся более 3 месяцев на складе или более 5 суток на строительной площадке, то они должны быть прокалены в электрическом шкафу. Прокалка электродов в пламенных печах не допускается.

В сварных соединениях швы следует располагать вдоль действующих усилий, при этом не допускается применение потолочных швов.

При работе конструкции в агрессивных средах необходимо предусматривать такие технические решения, которые бы исключали образование конденсата или попадание агрессивной среды в труднодоступные участки и узлы, например:

- допускается не производить защиту от коррозии внутренних поверхностей узлов и деталей из труб и замкнутого проката (если при качественном изготовлении агрессивная среда не может попасть внутрь проката);
- создание тавровых и замкнутых сечений из углов и швеллеров не допускается.

Устранение дефектов

Ожоги поверхности и дефектные участки следует зачищать абразивным инструментом, а проварку швов выполнять электродами диаметром 4 мм с предварительным подогревом стыка до 200–250 °С.

Для усиления дефектных соединений необходимо использовать арматуру из стали той же марки, что и стыкуемые стержни. При этом площадь накладок должна составлять:

- в горизонтальных соединениях – не менее 1,2 площади элемента;
- в вертикальных соединениях – не менее 0,4 площади элемента.

Общая длина круглых накладок должна быть не менее $8d$ стержней.

7.1.6 Железобетонные конструкции

Стыки железобетонных конструкций должны обеспечивать надежную передачу усилий и совместную работу железобетонных элементов, располагать их следует в местах действия наименьших усилий (п. 4.).

При 9 баллах использовать арматурные канаты и стрежневую арматуру диаметром более 28 мм без специальных анкеров не допускается (так как это экономически не выгодно из-за большой длины анкеровки).

Угол перелома осей стержневой арматуры классов А500, А600, В500 и А400 (марки 25Г2С) диаметром до 40 мм, выполненных дуговой сваркой, не должен превышать 6°, а при прочих видах сварки – 3°.

В сетках допускается случайно не проваривать не более 2 % пересечений стержней, а в каркасах должны быть проварены все пересечения.

Отрезка концов стержней электрической дугой при сборке конструкций или разделка кромок стержней не допускается.

Следует отметить, что замена обычных сборных железобетонных изделий (чаще всего плит перекрытий или колонн) на предварительно напряженные, почти не влияет на сейсмостойкость конструкции и может быть оправдана там, где имеются ограничения по прогибам или раскрытию трещин (не следует путать с такими технологиями, как предварительное обжатие здания в целом или сборных перекрытий всего этажа кольцевым тросом).

В предварительно напряженных конструкциях не допускается применять арматуру, для которой относительное удлинение после разрыва менее 2 %.

При проектировании стержневых конструкций (балок, колонн), согласно публикациям последних лет, рекомендуется учитывать следующие особенности:

а) продольная арматура должна иметь площадь сечения не менее 0,1 % от площади сечения элемента;

б) поперечная арматура на участках элемента длиной $2h$ (где h – высота сечения элемента), примыкающих к жестким углам рам, должна удовлетворять следующим требованиям (где d – диаметр продольной арматуры):

- шаг хомутов должен быть не более:
 - при 7 баллах – $1/2h$, $15d$, 150 мм;
 - при 8 баллах – $1/3h$, $12d$, 100 мм;
 - при 9 баллах – $1/4h$, $10d$, 65 мм;

– диаметр поперечной арматуры должен быть не менее 8 мм;



Рисунок 7.16 – Брак строительства: продольная арматура оборвана; продольная и поперечная арматуры не связаны между собой; продольная арматура имеет изгибную жесткость больше, чем защитный слой бетона

в) сварные и механические соединения продольной арматуры можно выполнять в любом сечении, а стыки внахлестку следует располагать вне зоны действия максимальных моментов;

г) при сварных и механических соединениях продольной арматуры в каждом сечении следует соединять не более, чем каждый второй стержень, при этом расстояние между соединениями по длине элемента должно быть не менее 100 мм (рисунок 7.17), а если стержни стыкуются с эксцентриситетом, то следует устанавливать дополнительную поперечную арматуру в зоне стыка;

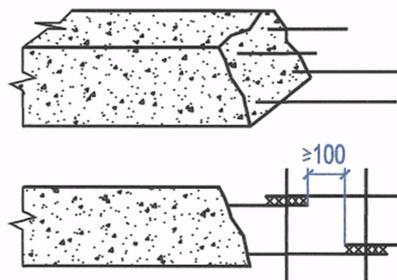
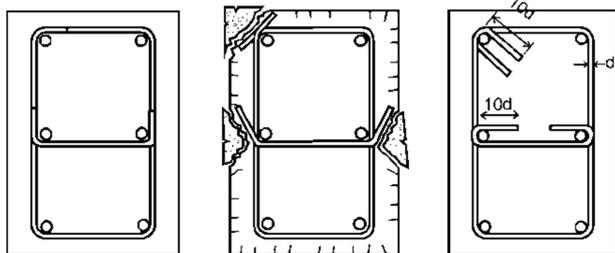


Рисунок 7.17 – Соединение продольной арматуры

д) при соединении внахлестку в зоне перепуска должны устанавливаться учащенные хомуты с шагом не менее $h/4$, $8d$ и 100 мм;

е) концы хомутов вязаной поперечной арматуры необходимо загнуть вокруг стержня продольной арматуры и завести внутрь бетонного ядра на длину не менее $6d_{sw}$;



концы не завены
дены внутрь
бетонного ядра

последующее
сейсмическое
разрушение

правильное рас-
положение хому-
тов

Рисунок 7.18 – Соединение поперечной арматуры

ж) длину сварных швов и перепуска арматуры при соединении внахлестку рекомендуется принимать на 30 % больше, чем установлено СП «Бетонные и железобетонные конструкции».



Рисунок 7.19 – Пример армирования колонн для восприятия сейсмических нагрузок

При проектировании плоскостных конструкций (стен, диафрагм) рекомендуется учитывать следующие особенности:

- по краям несущих стеновых элементов должна предусматриваться сосредоточенная продольная вертикальная арматура с площадью сечения не менее 0,05 % от площади поперечного сечения стены;
- по полю стены у обеих боковых граней должно предусматриваться горизонтальное армирование с суммарной площадью сечения не менее 0,1 % от площади соответствующего сечения стенового элемента;
- распределенная по боковым сторонам стены арматура должна быть обеспечена от выпучивания с помощью специальных поперечных стержней;
- в пересечениях стен, в местах резкого изменения толщины стен и у граней проемов должно предусматриваться конструктивное армирование;
- в стыковых сопряжениях стеновых элементов следует предусматривать установку арматурных или других стальных связей, надежно заанкеренных в бетон. При сейсмичности 9 баллов для зданий высотой 5 этажей и выше сечение стальных связей при-

нимается не менее 1 см^2 на 1 пог. м стыка, а при 7–8 баллах – не менее $0,5 \text{ см}^2$.



Рисунок 7.20 – Отсутствие арматуры в железобетонной конструкции

Класс бетона по прочности при осевом сжатии для наружных и внутренних несущих стен устанавливается с учетом требований прочности при основном сочетании нагрузок, обеспечения эксплуатационных свойств, условий распалубки, транспортировки и монтажа, но не должен быть меньше значений, указанных в таблице 7.1.

Таблица 7.1 – Минимальные классы бетона несущих стен сейсмостойких зданий

Тип стены	Этаж-ность	Минимальный класс бетона при расчетной сейсмичности, баллы		
		7	8	9
Внутренняя	1–14	B12,5	B15	B15
Наружная однослойная	1–5	B3,5	B5	B7,5
	6–14	B5	B5	B7,5
Несущие слои многослойных	1–14	B12,5	B12,5	B15

7.1.7 Перекрытия и покрытия

Перекрытия и покрытия, по возможности, должны выполняться монолитными, опертными по контуру на несущие конструкции и связанными с ними. Комплекс требований, предъявляемых к сборным железобетонным перекрытиям и покрытиям, направлен на повышение их монолитности и жесткости. Они должны быть:

- замоноличеными (армированная стяжка, замоноличивание стыков плит раствором M100 или мелкозернистым бетоном) и жесткими в горизонтальной плоскости (закладные для сварки плит между собой, соединение за монтажные петли, боковые поверхности плит со шпонками или рифленые с заливкой бетоном B15);
- соединяться с вертикальными несущими конструкциями (закладные для связи с каркасом или выпуски арматуры для заделки в антисейсмические пояса);
- располагаться в одном уровне в пределах отсека;

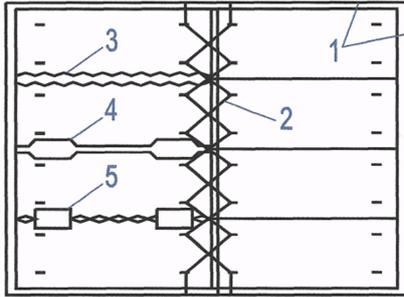


Рисунок 7.21 – Конструктивные решения по обеспечению жесткости перекрытий и покрытий:

1 – антисейсмический пояс; 2 – анкеровка за монтажные петли; 3 – рифленые края; 4 – шпонки; 5 – закладные детали

-
-
- в случае необходимости расположения перекрытий и (или) покрытий в разных уровнях в пределах одного этажа и отсека здания в расчетах должна приниматься пространственная динамическая модель.

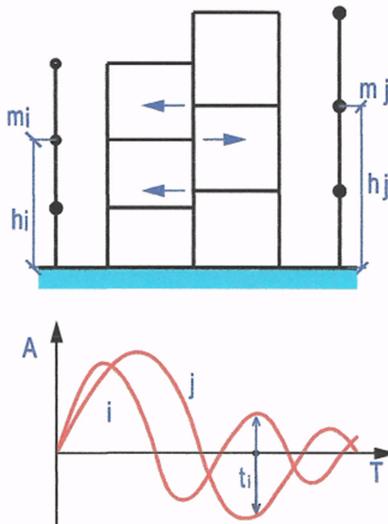


Рисунок 7.22 – Влияние уровня размещения перекрытий на период собственных колебаний

Расположение перекрытий и покрытий в разных уровнях приводит к тому, что во-первых, диски перекрытий создают значительные горизонтальные нагрузки на стены и колонны, направленные из плоскости несущих конструкций (рисунок 7.22, а), а, во-вторых, при этом меняется период собственных колебаний вертикальных несущих конструкций, и, в предельном случае, они могут колебаться даже в противофазе, т.е. здание само себя «разорвет» (рисунок 7.22, б).

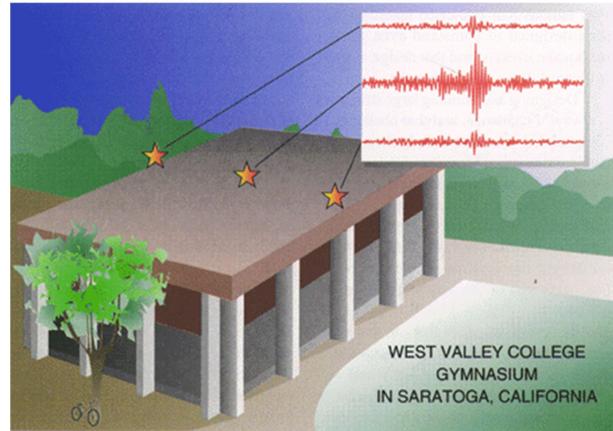


Рисунок 7.23 – Величина ускорения в различных точках перекрытия

Рекомендуется применять следующие конструктивные решения перекрытий из сборных железобетонных плит, имеющих по боковым граням рифленую или шпоночную поверхность, а по торцам – выпуски арматуры или закладные детали (рисунок 7.24).

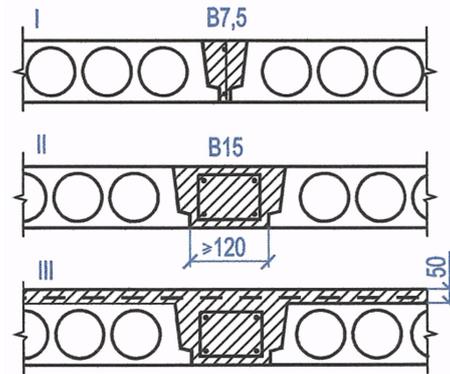


Рисунок 7.24 – Типы перекрытий из сборных железобетонных плит

Тун 1. Швы между плитами заливаются цементным или полимерцементным раствором, или мелкозернистым бетоном класса не ниже В 7,5. Плиты анкерятся в антисейсмические пояса, железобетонные обвязки или ригели. В уровне опирания многопустотных панелей на ригели прямоугольного сечения устраиваются железобетонные обвязки, армированные по промежуточным рамам плоскими каркасами, а по крайним торцевым рядам – пространственными каркасами.

При опирании многопустотных панелей по верху ригелей в них должны быть предусмотрены связи в виде вертикальных выпусков арматуры диаметром не менее 16 мм с шагом 300–400 мм.

Тун 2. Анкеровка плит предусматривается так же, как для типа I.

Плиты перекрытий укладываются с раздвижкой не менее 120 мм. Между плитами устанавливается арматурный каркас с четырьмя стержнями продольной арматуры диаметром 8 мм, которые анкерятся в антисейсмические пояса

или железобетонные обвязки. Бетон монолитного участка мелкозернистый класса В 15.

Тун 3. Конструктивные решения анкеровки плит и их замоноличивания те же, что для типа 2, но, кроме того, предусматривается по верху перекрытия слой толщиной 50 мм из мелкозернистого бетона класса не ниже В 15, армированного сеткой из арматуры диаметром 4 мм с ячейкой 500 мм.

ОпираНИЕ плит перекрытий в зависимости от вида несущих конструкций должно приниматься не менее:

- на кирпичные и каменные стены – 120 мм;
- на стены из вибрированных кирпичных блоков – 90 мм;
- на сборные железобетонные ригели – 80 мм;
- на стены крупнопанельных зданий:
 - при опирании по контуру или по трем сторонам – 60 мм;
 - при опирании по двум противоположным сторонам – 90 мм;
- на стены (диафрагмы) из монолитного железобетона – 90 мм.

7.1.8 Антисейсмические пояса

При использовании сборных железобетонных перекрытий для повышения сейсмостойкости сооружений применяют антисейсмические пояса. Они выполняют следующие основные функции:

- повышают жесткость перекрытий в своей плоскости (это позволяет в большей степени перераспределить горизонтальные нагрузки пропорционально жесткостям стен);
- обеспечивают надежную связь горизонтальных и вертикальных несущих конструкций здания (т. е. пространственную работу);
- препятствуют выпучиванию стен при колебаниях, перпендикулярных их плоскости, и передают усилия на стены, параллельные направлению толчка;
- уменьшают возможность выпадения больших участков стен и предохраняют кладку от разрушения при таранном ударе торцами плит;
- уравнивают периоды собственных колебаний отдельных вертикальных конструкций, имеющих различную динамическую жесткость.

Антисейсмические пояса должны:

- устраиваться в уровне перекрытий каждого этажа и покрытий;
- устраиваться по всем стенам;
- должны образовывать замкнутые контуры;
- выполняться из монолитного или сборного железобетона класса не ниже В12,5, с замоноличиванием стыков и непрерывным армированием;
- выполняться обычно шириной, равной толщине стен (рисунок 7.25), но при толщине стен более 50 см допускается устраивать пояса шириной на 10–15 см меньше толщины стен;
- высота пояса принимается не менее 15 см;
- должны иметь продольную арматуру сечением, определяемым по расчету, но не менее 4 стержней диаметром 10 мм при расчетной сейсмичности здания 7–8 баллов и 4 стержней диаметром 12 мм при сейсмичности 9 баллов.

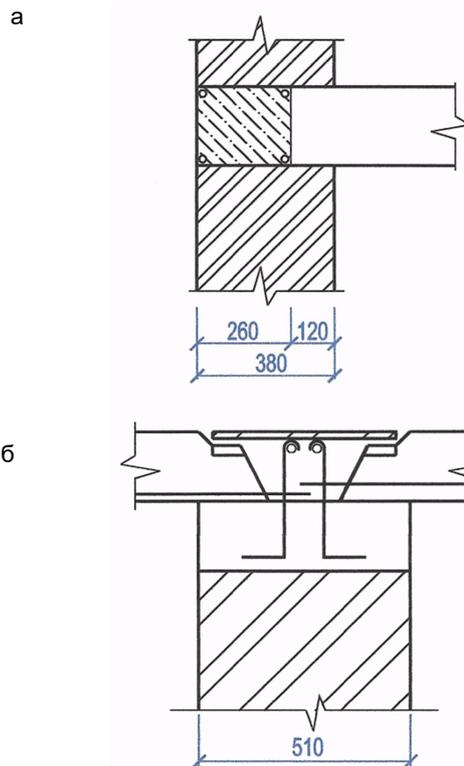


Рисунок 7.25 – Монолитный (а) и сборный (б) пояса

При монолитных перекрытиях, заделанных по контуру в стены, пояса допускается не устраивать.

В некоторых случаях (как правило, в каркасных зданиях) роль антисейсмических поясов выполняют железобетонные обвязки перекрытий.

7.1.9 Перегородки

Опыт многих землетрясений показал, что кирпичные и мелкоштучные перегородки, как правило, получают значительные повреждения. В связи с этим их применение в детских и медицинских учреждениях не рекомендуется, в таких зданиях следует применять только крупноразмерные панели заводского изготовления.

В общем случае перегородки и заполнения каркаса:

- следует выполнять легкими преимущественно панельной или каркасно-обшивной конструкции;
- необходимо соединять гибкими связями со стенами или колоннами не менее, чем в 3 точках по высоте этажа, а при длине перегородки более 3 м – и с перекрытиями;
- узлы крепления не должны передавать усилия на перегородку от деформаций несущих конструкций здания или самонесущих стен при сейсмических воздействиях и должны обеспечивать устойчивость перегородок из плоскости;
- в зданиях выше 5 этажей не допускается применение перегородок, выполненных вручную, из мелкозернистых материалов: кирпича, керамических камней, природного камня и бетонных блоков (в том числе пазогребневых);

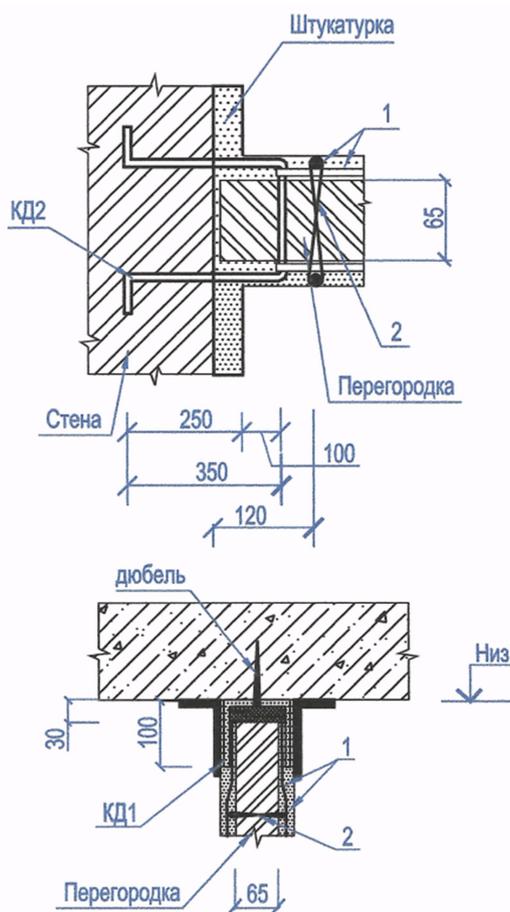


Рисунок 7.26 – Узел крепления кирпичной перегородки к стене и плите перекрытия

- перегородки из кирпича следует армировать на всю длину, а по высоте не реже, чем через 700 мм;
- общее сечение арматуры в шве перегородки из кирпича (каменя) должно быть не менее $0,2 \text{ см}^2$ при сейсмичности площадки 7 баллов и не менее $0,3 \text{ см}^2$ – при сейсмичности 8 и 9 баллов.
- при сейсмичности 8 и 9 баллов перегородки из кирпичной кладки, в дополнение к горизонтальному армированию, следует усиливать вертикальными двухсторонними арматурными сетками в слоях цементно-песчаного раствора не ниже марки 100 толщиной 25–30 мм.
- для перегородок из мелкогазобетонных изделий во всех углах, примыканиях и пересечениях следует предусматривать установку фахверковых стоек, к которым необходимо крепить перегородки;
- допускается выполнять перегородки подвесными с ограничителями перемещений из плоскости панелей;
- все перегородки одного направления, а также сопряжения продольных и поперечных перегородок следует отделять вертикальными антисейсмическими швами шириной не менее 30 мм;
- между перегородкой и вышележащим перекрытием следует устраивать горизонтальный шов высотой не менее 20 мм плюс прогиб перекрытия в эксплуатационной стадии;
- вертикальные и горизонтальные швы перегородок следует заполнять эластичным материалом;

- крепление перегородок к несущим конструкциям выполняют соединительными элементами, приваренными к закладным изделиям или накладным элементам, анкерными болтами или стержнями;
- крепление перегородок к несущим элементам пристрелкой дюбелями не допускается

7.1.10 Лестницы

При устройстве лестниц необходимо соблюдать требования:

- расположение и количество лестничных клеток определяется противопожарными нормами;
- предусматривать не менее одной лестничной клетки в пределах каждого отсека между антисейсмическими швами;
- для зданий высотой 3 этажа (10 м) и более устройство основных лестничных клеток в виде отдельно стоящих за пределами плана здания сооружений не допускается;
- лестничные клетки следует предусматривать закрытыми, имеющими в наружных стенах оконные проемы;
- лестничные площадки следует заанкеривать в стены;

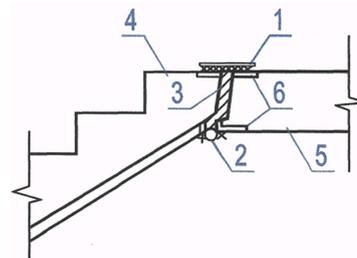


Рисунок 7.27 – Пример крепления лестничного марша:

- 1 – верхняя накладка; 2 – сварка на стержне;
- 3 – цементный раствор; 4 – лестничный марш;
- 5 – лестничная площадка; 6 – закладные детали

- в каменных зданиях площадки должны заделываться на глубину не менее 250 мм и заанкериваться;
- предусматривать надежные (сварные) крепления ступеней, козуров, сборных маршей между собой (рисунок 7.27);
- в отсеках и этажерках, в которых не предусматривается постоянное пребывание людей (переходы галерей, помещения венткамер и др.), лестничные клетки допускается не устраивать, если они не будут по указаниям других глав СП.

7.1.11 Фундаменты

Проектирование всех типов фундаментов производится с учетом сейсмических воздействий. Особенно важное значение этот фактор имеет в следующих случаях:

- при расчете подпорных стенок, стен подвальных помещений и высоких свайных ростверков;
- при строительстве на просадочных грунтах (следует либо устранять просадочные свойства оснований, либо при расчете конструкций учитывать дополнительные усилия, возникающие от просадки грунтов);

- при строительстве на грунтах III категории;
- в зданиях повышенной этажности (рекомендуется увеличивать глубину заложения фундаментов путем устройства дополнительных подземных этажей);
- при строительстве на площадках с крутизной склона более 15° (контур проектируемых зданий в плане должен быть расположен вне пределов возможной поверхности обрушения, положение которой устанавливается расчетом);
- при строительстве зданий и сооружений на склонах высотой более 10 м и при длине горизонтальной проекции склона менее 80 м (в этом случае значения расчетных горизонтальных ускорений принимают с коэффициентом 1,2);
- при устройстве подвалов (подвал следует располагать, как правило, под всем отсеком, однако допускается устраивать подвал под отдельными частями здания при симметричном расположении относительно обеих горизонтальных осей здания (отсека) и соблюдении ограничений, предъявляемых к проемам соответствующих типов стен).

При выборе типа фундамента рекомендуется придерживаться следующих требований:

- многоэтажные и высотные здания и сооружения, а также малоэтажные гибкие здания рекомендуется возводить на плотных грунтах, а малоэтажные и жесткие здания – на относительно мягких;
- фундаменты каркасных зданий на грунтах II категории рекомендуется устраивать в виде перекрестных железобетонных лент или сплошной плиты;
- фундаменты каменных зданий, как правило, следует применять ленточного типа из бетона, бутобетона или бутовой кладки;
- наиболее благоприятные условия для повышения надежности зданий и сооружений (в зависимости от этажности и грунтовых условий) обеспечиваются при:

$$T_1 > 1,5 T_0 \text{ или } T_1 < T_0,$$

где T_1 – период первой формы свободных колебаний сооружения;

T_0 – период свободных колебаний грунтовой толщи:

$$T_0 = \frac{4H}{V_s}, \quad V_s = \sqrt{\frac{E}{2\rho(1+\nu)}},$$

где H – общая мощность грунтовой толщи, м;

E – модуль деформации грунта, кН/м²;

ρ – плотность (весовая) грунта, кН/м³.

7.1.11.1 Фундаменты мелкозаложенного

Основными требованиями являются:

- фундаменты отдельного сооружения или отсека здания должны иметь, как правило, одну и ту же глубину заложения. Как исключение допускается устройство уступа подошвы фундаментов высотой до 60 см и заложением 1:2 в местах переходов от глубоко заложённых фундаментов одного отсека к фундаментам другого отсека, имеющим меньшую глубину заложения.

Хотя в расчете глубина заложения фундаментов не учитывается, из практики известно, что во избежание нарушения частоты собственных колебаний однородных конструкций, это требование следует соблюдать. Им можно пренебречь для симметричного высотного здания и при соответствующем обоснова-

нии расчетом допустить разную глубину заложения фундаментов в пределах отсека (рисунок 7.28);

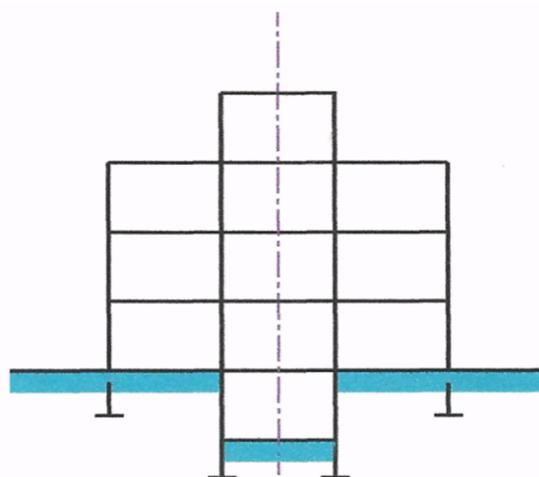
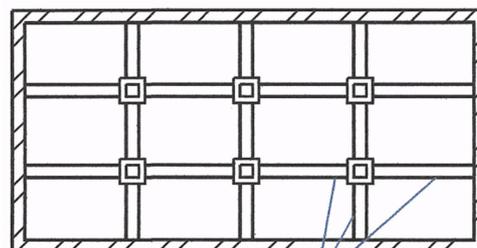


Рисунок 7.28 – Здание с разной глубиной заложения фундаментов

- для исключения подвижки здания по обрезу фундаментов, горизонтальную гидроизоляцию стен выполняют из слоя цементного раствора М100 (с добавлением жидкого стекла) толщиной не менее 2 см. Применение гидроизоляции на битумной или иной пластичной основе не допускается;



жесткие вставки

Рисунок 7.29 – Схема усиления фундаментов

- колонны каркасных зданий целесообразно располагать на сплошных фундаментных плитах, перекрестных ленточных фундаментах или соединять фундаменты и свайные ростверки железобетонными вставками, которые исключали бы подвижку фундаментов относительно друг друга, поскольку при прохождении сейсмической волны поверхность грунта может испытывать растяжение в том или ином направлении;

- по верху сборных ленточных фундаментов следует укладывать слой раствора М100 или мелкозернистого бетона класса В10 толщиной не менее 40 мм, армированный продольной арматурой диаметром 10 мм в количестве 3, 4 и 6 стержней при расчетной сейсмичности 7, 8 и 9 баллов соответственно. Через каждые 300–400 мм продольные стержни должны быть соединены поперечными стержнями диаметром 6 мм. Если стены подвала выполнены из сборных панелей, конструктивно связанных с ленточными фундаментами, то устройство армированного шва не требуется;

Таблица 7.2 – Конструктивные мероприятия по повышению сейсмостойкости сборных фундаментов

Категория грунта	Расчетная сейсмичность, баллы		
	7	8	9
I	–	–	Армирование сопряжений
II	Устройство пояса 3d10A-I	Устройство пояса 4d10A-I	Устройство пояса 6d10A-I Армирование сопряжений
III	Устройство поясов и армирование сопряжений как для II категории грунтов		

Примечание: в III категорию также включены просадочные, насыпные и слабые ($E < 10$ МПа) грунты.

- при расчетной сейсмичности 9 баллов в углах и пересечениях стен подвалов должна предусматриваться укладка в горизонтальные швы кладки арматурных сеток длиной 2 м с продольной арматурой общей площадью не менее 1 см^2 и шагом сеток по высоте кладки не более 1 м;
 - блоки стен подвалов следует укладывать на раствор не ниже марки 50, а швы между блоками заполнять раствором не ниже марки 25;
 - блоки стен подвалов следует укладывать с перевязкой рядов не менее $1/2$ высоты блока;
 - фундаментные блоки следует укладывать в виде непрерывной ленты;
 - в зданиях до трех этажей включительно и сооружениях соответствующей высоты при сейсмичности 7 и 8 баллов допускается применение для кладки стен подвалов блоков с пустотностью до 50 %.
- При проектировании и строительстве в сейсмических районах глубину заложения фундаментов в грунтах I и II категорий назначают, как для несейсмических районов, но не менее 1 м; грунты III категории требуют искусственного улучшения.

7.1.11.2 Свайные фундаменты

Опыт сейсмического строительства показывает, что свайные фундаменты существенно изменяют механизм взаимодействия системы «основание-сооружение». В связи с этим нормы ряда стран рекомендуют принимать сейсмические нагрузки при свайных фундаментах на 20 % больше, чем при фундаментах в виде сплошной плиты и на 10 % больше, чем при ленточных фундаментах.

Основные требования и рекомендации:

- фундаменты высоких зданий (более 16 этажей) на нескальных грунтах следует, как правило, принимать свайными или свайно-плитными.
- нижние концы свай рекомендуется опирать на грунты, не снижающие значительно своей прочности и устойчивости во время землетрясений (к таким грунтам относятся скальные, крупнообломочные, плотные гравелистые пески, глинистые грунты твердой и полутвердой консистенции);
- опирание нижних концов свай на рыхлые водонасыщенные пески, пылевато-глинистые грунты с показателем текучести $I_L > 0,5$ не допускается;

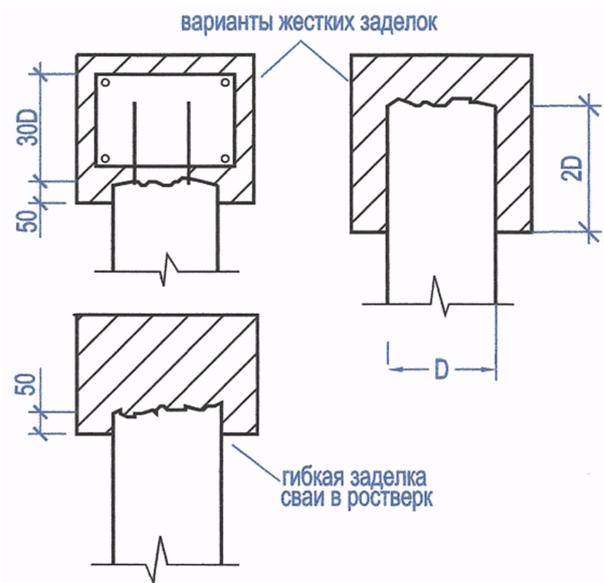


Рисунок 7.30 – Варианты заделки свай в ростверк

- непрерывный ростверк следует располагать на одной и той же глубине в каждом отдельном отсеке;
- предпочтительна жесткая заделка сваи в ростверк (для восприятия возникающих горизонтальных сейсмических сил, рисунок 7.30).
- допускается применять сваи всех видов, кроме булавовидных и свай без поперечного армирования;
- устройство безростверковых свайных фундаментов зданий и сооружений не допускается;
- разворот квадратных и прямоугольных свай в плане относительно продольных и поперечных осей здания не допускается;
- применение буронабивных свай в сейсмических районах строительства допускается:
 - только в устойчивых грунтах, не требующих закрепления стенок скважин;
 - при диаметре свай не менее 400 мм;
 - при отношении длины буронабивной сваи к ее диаметру не более 25;
 - при минимальном проценте армирования, принимаемом по расчету, но не менее 0,25 % при извлекаемых обсадных трубах и не менее 0,5 % – если обсадные трубы не извлекаются из скважины;
- в случае прорезки водонасыщенных грунтов буровыми и набивными сваями разрешается применять только сваи с извлекаемыми обсадными трубами;
- связи, объединяющие стальные сваи, должны рассчитываться на нагрузку не менее 10 % от несущей способности одиночной сваи;
- при отсутствии полевых испытаний имитированными сейсмическими воздействиями заглубление свай в нескальные грунты должно быть не менее 4 м, а при наличии водонасыщенных песчаных грунтов средней плотности – не менее 8 м;

Допускается заглубление свай в грунт принимать таким же, как в несейсмических районах для одноэтажных сельскохозяйственных зданий, не содержащих ценного оборудования и для любых сооружений, при опирании свай на скальные грунты.

При обследовании последствий землетрясений 1964 г. в Ниигате (Япония), 1976 г. в Бухаре (СССР) и ряда других отмечалась неодинаковая степень повреждения однотипных зданий на фундаментах различного типа. Так, в Ниигате отношение поврежденных зданий к общему числу на фундаментах мелкого заложения примерно в 1,5 раза превышало аналогичный показатель для зданий на свайных фундаментах. Как показали наблюдения, в Бухаре наибольшие повреждения претерпели здания на столбчатых фундаментах мелкого заложения и наименьшие – на сплошной железобетонной плите.

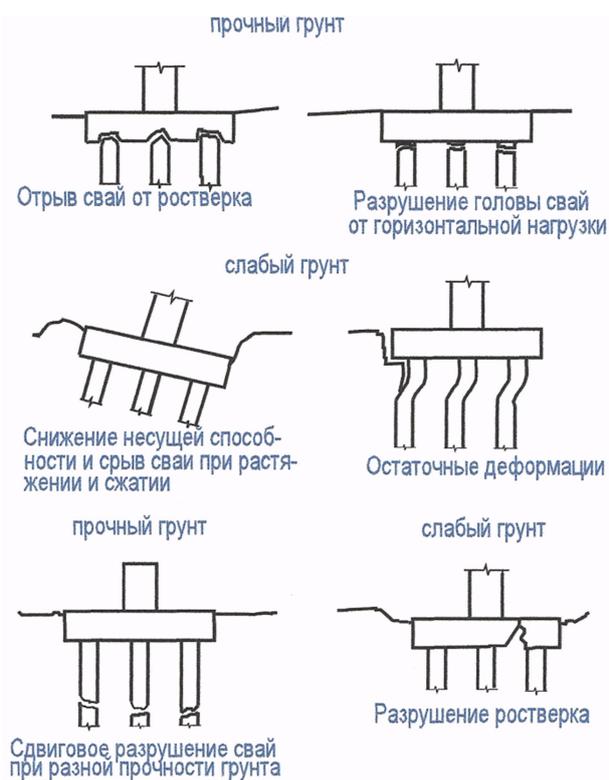


Рисунок 7.31 – Различные виды сейсмических разрушений свайных фундаментов

Фундаменты с высокими ростверками проектируют как с одними вертикальными несущими элементами (преимущественно повышенных поперечных сечений), так и с применением наклонных свай. Постановка наклонных свай позволяет уменьшить поперечные перемещения ростверка при землетрясениях и способствует сохранению его устойчивого положения в случае подвижек слабых грунтов у поверхности. Однако, повышенная горизонтальная жесткость фундамента с наклонными сваями приводит к увеличению горизонтальных сейсмических сил, что следует учитывать при проектировании фундаментов. Фундаменты с низкими ростверками проектируют обычно с вертикальными несущими элементами.

7.1.12 Отделка

Во избежание травм от обрушения штукатурки во время землетрясения ее применение для отделки помещений должно быть ограничено, причем штукатурка потолков должна выполняться по металлической сетке. Нормы рекомендуют применять любые листовые материалы (типа гипсовой сухой штукатур-

ки, плит ДВП, фанеры и т. д.), допускаемые санитарными и противопожарными нормами для данного типа помещения.

При облицовке фасадов тяжелые материалы допускается применять только на первом этаже при надежном их закреплении (например, с помощью специальных анкеров – рисунок 7.33).



Рисунок 7.32 – Совмещение в одной конструкции материалов с существенно разными свойствами: кирпич и дерево

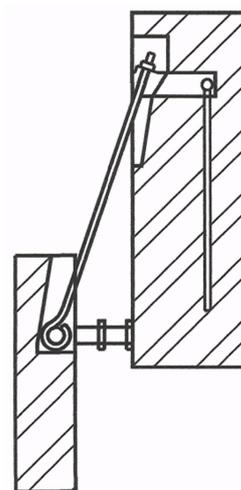


Рисунок 7.33 – Пример анкерного закрепления фасадных плит из железобетона

7.1.13 Теплоизоляция наружных стен

В связи с изменениями (1995–96 гг.) норм проектирования – СНиП II-7-81* «Строительство в сейсмических районах» и СНиП II-3-79* «Строительная теплотехника» – важнейшей задачей строительной индустрии на юге России стал поиск рациональных конструктивных решений наружных стен, отвечающих требованиям 7–9 балльной сейсмичности по прочности и обладающих повышенными теплоизолирующими свойствами. Традиционно применяемые в Краснодарском крае стены из полнотелого кирпича по требованиям теплоизоляции должны иметь сейчас толщину не менее 102 см. С одной стороны, это решение весьма трудоемкое и дорогостоящее, с другой стороны, оно приводит к увеличению массы здания в 1,5–2 раза, т. е. к увеличению сейсмической нагрузки на здание.

Следует отметить, что ужесточение требований по теплоизоляции зданий и сооружений является общемировой тенденцией. Так, например, в Германии с 1952 по 1984 г. требования к теплозащите зданий выросли почти в 6 раз, в США – в 4 раза и т. д.

Мировая и отечественная практика строительства показывает, что одним из лучших способов решения проблемы является применение в наружных стенах эффективных легких материалов, отвечающих требованиям санитарно-гигиенических и противопожарных норм. Такими материалом являются минеральная вата, пенополистирол, газобетон, пенобетон и т. п. Их применение позволяет сократить энергопотребление на 20–40 % при увеличении себестоимости строительства на 2–6 %.

Для оценки потребления энергии жилым зданием на отопление можно пользоваться таким показателем, как удельный расход жидкого топлива на 1 м³ отапливаемого объема помещения (л/м³ год). При потреблении до 6 л/м³ налицо экономичный расход энергии. При потреблении 6–10 л/м³ мероприятия по теплоизоляции необходимы. При расходе более 10 л/м³ необходимо провести комплексную реконструкцию здания.

Как правило, старые здания, построенные до 1925 г. потребляют 3–5 л на 1 м³ отапливаемого объема помещения в год. Здания, построенные позже, требуют уже 6–12 л/м³. Причина заключается в высокой аккумулирующей способности старых зданий, которая вообще не учитывается современными методами расчета.

При строительстве зданий из сборного и монолитного железобетона последние 10–15 лет широко используются трехслойные стеновые панели, так называемые «сэндвичи». Внутренний несущий слой в этих панелях – из тяжелого или легкого конструкционного бетона, толщиной 80–120 мм. Наружный слой – из легкого или ячеистого бетона, толщина его назначается исходя из теплотехнических требований и с учетом технологии производства. Между внутренним и наружным бетонными слоями находится эффективный утеплитель. В зависимости от конструктивного решения связей между внутренним и наружным слоями различают *стены с гибкими и с жесткими связями*. Конструкции таких стен достаточно полно описаны в специальной литературе, поэтому, не останавливаясь на них подробно, отметим лишь, что оба типа «сэндвичей» (как с жесткими, так и с гибкими связями) могут применяться при возведении сейсмостойких зданий. При этом толщина бетонных слоев и их армирование должны удовлетворять конструктивным и расчетным требованиям с учетом сейсмических воздействий.

Восприятие *сейсмических нагрузок* производится за счет усиления стен горизонтальным сетчатым армированием, продольным вертикальным армированием, железобетонными включениями. Тип усиления кладки, количество арматуры и конструкция железобетонных включений зависят, в первую очередь, от расчетной сейсмичности и этажности здания и определяются в каждом конкретном случае расчетом.

В условиях Краснодарского края весьма актуальной является и другая теплотехническая проблема: кондиционирование помещений в жаркое время года. Для ее решения могут быть использованы все

описанные выше конструктивные решения, однако без дополнительных мероприятий создать комфортные условия в помещении, как правило, не удается, так как энергетические расходы на охлаждение в 5–10 раз выше, чем для обогрева. В современных зданиях эти расходы, в основном, идут на компенсацию нагрева от оконных проемов, так как подвод тепла через незащищенные стеклянные поверхности в 50–100 раз выше, чем через равновеликие глухие поверхности наружных стен.

Наиболее эффективным мероприятием по защите от инсоляции в сейсмических районах является применение наружных жалюзи и штор. Они обеспечивают существенно более эффективное экранирование излучения, чем жалюзи, установленные внутри помещений. Так, при положении пластинок под углом 45°, т. е. косвенной диффузной инсоляции, жалюзи имеют следующую проницаемость теплового излучения:

- оконное стекло толщиной 6 мм – 82 %;
- внутренние жалюзи – 62 %;
- наружные жалюзи – 15 %;
- наружные опускаемые шторы – 8 %.

Конструктивно наружные жалюзи надежно укладываются в фасонные коробки возле перемычек перед окнами, а управление осуществляется изнутри помещения (рисунок 7.34).

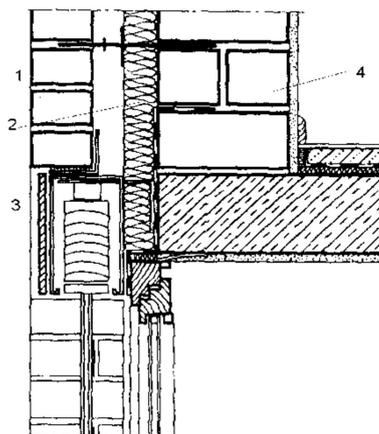


Рисунок 7.34 – Фрагмент здания с наружными жалюзи:

- 1 – облицовка; 2 – утеплитель;
- 3 – жалюзи; 4 – несущая стена

От применения наружных жалюзи рекомендуется воздерживаться в местностях с частой повторяемостью штормов, так как при сильных ветрах они создают хлопающие шумы.

7.1.14 Коммуникации

Все конструктивные требования, предъявляемые к коммуникациям, направлены на решение следующих проблем:

- снижение возможного ущерба, связанного с разрушением коммуникаций (пожары, утечки и т. д.);
- предотвращение хрупкого разрушения самих коммуникаций перемещающимися частями зданий и сооружений;
- исключение повреждений оборудования, связанного с коммуникациями;

– предотвращение образования локальных зон ослабления в несущих конструкциях при проводке коммуникаций.



Рисунок 7.35 – Разрушение гидранта из-за гидравлического удара



Рисунок 7.36 – Типичное повреждение канализации

При проектировании систем водоснабжения следует предусматривать **специальные мероприятия** по обеспечению подачи воды для тушения пожаров, водоснабжения и неотложных нужд производства:

- рассредоточивать напорные резервуары;
- заменять водонапорные башни напорными резервуарами;
- по согласованию с органами санитарно-эпидемиологической службы:
 - устраивать перемычки между сетями хозяйственно-питьевого, производственного и противопожарного водопровода;
 - предусматривать возможность подачи необработанной обеззараженной воды в сеть хозяйственно-питьевого водопровода;



Рисунок 7.37 – Разрушение электростанции



Рисунок 7.38 – Разрушение водонапорной башни (целая башня была пустой в момент землетрясения)

- устраивать в допустимых местах аварийные насосы, электрические установки и т. д.;
- пожарные гидранты и колодцы с задвижками следует располагать так, чтобы вероятность их завала в случае обрушения окружающих зданий и сооружений была наименьшей (как правило, со стороны торцов зданий);
- здания, разделенные антисейсмическими швами, рекомендуется оборудовать отдельными системами отопления с отдельными вводами и тепловыми узлами.

При выборе и проектировании **источника водоснабжения** следует соблюдать следующие требования:

- следует предусматривать использование не менее двух источников водоснабжения:
 - в районах сейсмичностью 8 и 9 баллов при проектировании систем водоснабжения I категории и, как правило, II категории (допускается использование одного поверхностного источника с устройством водозаборов в двух створах, исклю-

- чающих возможность одновременного перерыва подачи воды);
- если в качестве источника водоснабжения используются подземные воды из трещиноватых и карстовых пород, – в этом случае в качестве второго источника следует принимать поверхностные или подземные воды из песчаных и гравелистых пород;
 - в районах сейсмичностью 8 и 9 баллов для водоснабжения промышленных предприятий, если прекращение подачи воды может вызвать аварии или значительные материальные убытки;
- допускается использование одного источника водоснабжения:
- для систем III категории;
 - для систем II категории при наличии соответствующего обоснования;
 - для систем всех категорий в районах с сейсмичностью 7 баллов;
- при использовании одного источника водоснабжения в районах с сейсмичностью 8 и 9 баллов, надлежит предусматривать запас воды в емкостях:
- пожарный – в 2 раза больше, чем в несейсмических районах;
 - аварийный – обеспечивающий производственные нужды по аварийному графику и хозяйственно-питьевые нужды в размере 70 % расчетного расхода не менее 8 ч в районах с сейсмичностью 8 баллов и 12 ч – 9 баллов.

Основные требования при **вводе** коммуникаций:

- при соответствующем обосновании допускается предусматривать укладку труб под фундаменты в специальных футлярах из стальных или железобетонных труб, при этом расстояние между верхом футляра и подошвой фундамента должно быть не менее 200 мм;
- прокладка водопроводных вводов ниже подошвы фундамента не допускается, а в местах прохождения вводов водопровода фундамент следует заглубить не менее чем на 500 мм ниже нижней отметки отверстия прокладки трубопровода;
- ввод трубопровода в здание следует осуществлять через проем, размеры которого должны превышать диаметр трубопровода не менее, чем на 200 мм;
- газопровод в местах прохождения через наружные стены зданий следует заключать в футляр диаметром на 100–200 мм больше наружного диаметра газопровода, пространство между стеной и футляром следует тщательно заделывать на всю толщину пересекаемой конструкции;
- заделка проходов труб в стенах и фундаментах должна быть эластичной;

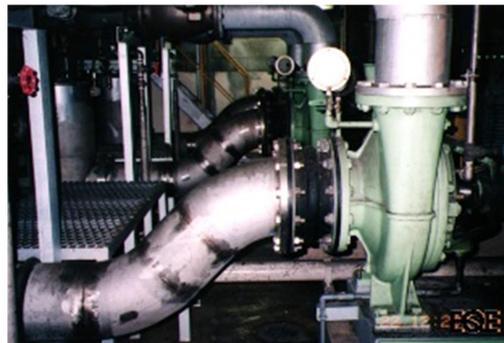


Рисунок 7.39 – Подключение трубопровода к оборудованию через компенсатор

Для этого обычно используют минеральную вату или оборачивают трубы асбестоцементной тканью (она не рекомендуется в жилых помещениях);

- отверстия во внутренних стенах подвальных этажей и техподполий, которые разделяют отдельные отсеки и имеют проемы без заполнения, допускается не заделывать;
- пропуск водопроводных труб через стены емкостных сооружений следует осуществлять с применением сальников, закладываемых в стены;
- вводы водопровода, внутренние сети и стояки следует выполнять из материалов, допускающих остаточные пластические деформации (сталь, полиэтилен тяжелого типа), – применение для этих целей чугунных, стеклянных, асбестоцементных, а также полиэтиленовых труб легкого и среднего типа не допускается;
- в системах водоснабжения, где давление более 1 МПа, необходимо применять только стальные трубы.

Основные требования при **прокладке** коммуникаций:

- наружные водопроводные сети должны проектироваться кольцевыми;
- количество линий водоводов, как правило, должно быть не менее двух, однако для систем водоснабжения III категории и, при обосновании, II категории допускается прокладка водоводов в одну линию;
- трубы водопровода внутри здания выше уровня пола прокладываются открытой проводкой;
- внутри зданий в местах пересечения деформационных швов на трубопроводах следует предусматривать установку компенсаторов;
- пересечение канализационными трубопроводами деформационных и антисейсмических швов не допускается;
- в местах поворота стояков канализации из вертикального положения в горизонтальное следует предусматривать бетонные упоры;
- устройство ниш в несущих стенах для отопительных приборов не рекомендуется;
- в зданиях со сборными перекрытиями устройство отверстий в монолитных участках перекрытий для прокладки коммуникаций не рекомендуется;

Основные требования при **стыковке** коммуникаций:

– стыки соединений стальных труб следует осуществлять на электросварке; применение ручной газовой сварки не допускается;

Хотя внутреннюю разводку коммуникаций удобнее делать газовой сваркой, в сейсмических районах предпочтение отдается электрической в связи с тем, что шов электросварки прочнее, чем у газовой, и удастся обеспечить равнопрочность стыка и материала трубы.

– все (100 %) соединения стальных трубопроводов и фасонных частей проверяются физическими методами контроля;

Такая высокая степень контроля объясняется тем, что коммуникации, как правило, не имеют избыточных связей (в отличие от несущих конструкций), и поэтому разрыв любого шва приводит к выходу из строя всей системы, а по статистике до 50 % ущерба от землетрясения приходится на сопутствующие аварии: пожары, затопления, утечки токсичных веществ и т. д.



Рисунок 7.40 – Транс-Аляскинский водопровод. Жесткое крепление трубы большого диаметра



Рисунок 7.41 – Смещение незаанкеренных трубопроводов

– присоединение трубопроводов к стенам и оборудованию (насосы, баки, приборы и т. д.) должно быть гибким, допускающим угловые и продольные перемещения концов трубопроводов;

– при расчетной сейсмичности 9 баллов сварные соединения трубопроводов следует усиливать накладными муфтами на сварке;

– при расчетной сейсмичности 8 и 9 баллов в стыковых соединениях раструбных труб следует применять резиновые уплотнительные кольца;

– при монтаже газопроводов зазоры между торцами труб при сварке плетей должны устраняться путем сварки «катушек» (куска трубы) длиной не менее 200 мм (во избежание возникновения остаточных напряжений подтягивать волокном одну плеть к другой не допускается).

7.1.15 Оборудование и архитектурные элементы

Недостаточно закрепленное оборудование и вспомогательные сооружения могут причинить разрушения и экономический ущерб.

Ниже показано ряд примеров таких повреждений.



Рисунок 7.42 – Незакрепленное оборудование

Повышение надежности, в данном случае, достигается прямым применением принципов сейсмостойкого строительства:

- снижением инертной массы элементов;
- понижением центра тяжести;
- демпфированием нагрузок и т. д.



Рисунок 7.43 – Обрушение тяжелого навеса веранды

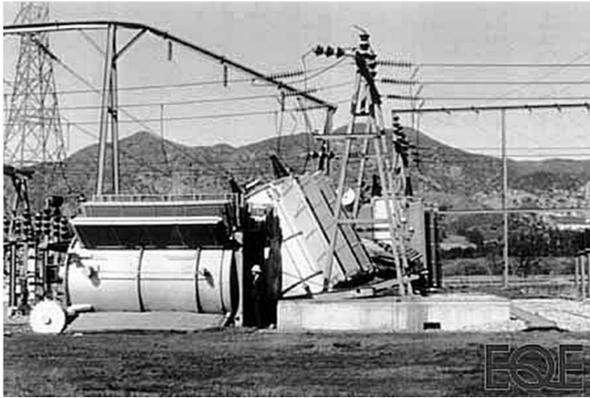


Рисунок 7.44 – Повреждение трансформаторной подстанции



Рисунок 7.45 – Обрушение тяжелой дымовой трубы

7.1.16 Контроль качества

Помимо принципиальных конструктивных решений, сейсмостойкость зданий и сооружений существенно зависит и от качества строительно-монтажных работ. Так, в письме министра строительства Российской Федерации Е. В. Басина от 29 июня 1995 г. (№ БЕ-19-17/16) прямо указывается:

«Как показывают результаты анализа последствий землетрясений, произошедших в бывшем СССР, низкое качество выполнения строительно-монтажных работ является одной из основных причин разрушения зданий и сооружений от сейсмических воздействий.

Проведенные в 1994 г. Главной инспекцией Госархстройнадзора России проверки качества строительства объектов в сейсмических районах показали, что его уровень по-прежнему остается низким. Более чем на 90 % проверенных объектов были выявлены значительные и критические дефекты при выполнении заложённых в проекты антисейсмических мероприятий, при этом на 35 % зданий и сооружений они носят характер критических».

В связи с этим органам Госархстройнадзора России предписывается «установить объекты, строительство которых производится по проектам, разработанным без учета установленной для района (площадки строительства) величины сейсмических воздействий и приостановить по ним работы до принятия решения о разработке дополнительных антисейсмических мероприятий».

Все строительные материалы и конструкции, используемые для строительства, должны иметь соответствующие сертификаты качества (технические паспорта), заверенные производителем или контролирующей организацией и подтверждающие их соответствие действующим нормативным актам.

Проектные организации осуществляют контроль за качеством строительно-монтажных работ в соответствии с требованиями СП 246.1325800.2016 «Положение об авторском надзоре за строительством зданий и сооружений». При строительстве любых зданий и сооружений (кроме временных) в сейсмических районах, авторский надзор обязателен.

Подрядные организации обязаны фиксировать все работы по обеспечению сейсмостойкости зданий (сооружений) в журнале производства работ и актах освидетельствования скрытых работ.

При строительстве особо ответственных и экологически опасных объектов рекомендуется разрабатывать дополнительный раздел проекта – «Контроль качества строительства», содержащий подробные указания по процедурам контроля качества и включающий:

- план-схему объекта с указанием особо ответственных узлов, стыков и элементов конструкций;
- ссылки на действующие законодательные и нормативные акты (как федеральные, так и местные) по каждому виду работ, подлежащему контролю, с указанием:
 - видов работ, материалов и конструкций, подлежащих контролю;
 - способа (метода) контроля;
 - периодичности контроля;
 - допустимых величин контролируемых параметров;
 - список организаций и лиц (должностей), уполномоченных выполнять каждый вид контроля;
 - порядок отчетности контролирующих организаций и лиц (должностей) с указанием списка организаций и лиц (должностей), кому предоставляются отчеты о проверке качества.



Рисунок 7.46 – При низком качестве строительства даже слабое землетрясение (посуда стоит на месте) могут возникнуть повреждения в здании (Турция, 1998 г.)

7.2 КОНСТРУКТИВНЫЕ ОСОБЕННОСТИ РАЗЛИЧНЫХ ТИПОВ ЗДАНИЙ

7.2.1 Здания с несущими каменными стенами

Согласно результатам последних исследований, каменную (кирпичную) кладку по сопротивляемости сейсмическим воздействиям рекомендуется подразделять на следующие типы:

Тип 1. Кладка комплексной конструкции, усиленная вертикальными железобетонными сердечниками (в том числе, в местах пересечения и сопряжения стен). Сердечники должны выполняться согласно требованиям п. 7.2.1.6.

Тип 2. Кладка, имеющая вертикальную и горизонтальную арматуру (п. 7.2.1.6).

Тип 3. Кладка, армированная горизонтальными арматурными сетками не реже, чем через 60 см по высоте. Количество арматуры принимается по расчету.

Тип 4. Кладка, в которой предусматривается армирование только сопряжений стен.

Кроме того, согласно СП 14.13330, в зависимости от величины временного сопротивления осевому растяжению по неперевязанным швам R_p^B (нормальное сцепление) кладки подразделяются на две категории:

1-я категория: $R_i^u \geq 180$ КПа;

2-я категория: $180 > R_i^u \geq 120$ КПа.

7.2.1.1 Объемно-планировочные решения

Для обеспечения пространственной работы каменных зданий установлены ограничения расстояний между параллельными стенами. В зданиях с несущими стенами расстояние между осями поперечных стен или заменяющих их рам следует проверять расчетом, но принимать не более значений, приведенных в таблице 7.3.

Таблица 7.3 – Предельные расстояния, м, между стенами [4]

Тип (категория) кладки	Расчетная сейсмичность, баллы		
	7	8	9
Тип 1 (1)	18	15	12

Тип (категория) кладки	Расчетная сейсмичность, баллы		
	7	8	9
Тип 2 (2)	15	12	9
Тип 3 и 4	12	9	6

Нормами допускается увеличивать расстояние между стенами из комплексных конструкций на 30 % против указанных в таблице 7.3.

Допускается вместо части поперечных и продольных внутренних стен предусматривать железобетонные рамы, воспринимающие сейсмические нагрузки, приходящиеся на замещаемые части стен по грузовым площадкам. При этом расстояния между каменными стенами не должны превышать ограничений, указанных в п. 7.2.3.2. для диафрагм. В плане рамы должны располагаться симметрично относительно главных осей здания (отсека).

Изломы стен в плане недопустимы также и внутри здания. При расчетной сейсмичности 8 и 9 баллов необходимо, чтобы внутренние стены отсеков или замещающие их рамы были сквозными в продольном и поперечном направлениях – без смещения осей в плане.

В зданиях с несущими стенами высотой 2 и более этажей, кроме наружных продольных стен, должно быть не менее 1 внутренней продольной стены (не обязательно несущей, но, как правило, непрерывной). При расстоянии между наружными продольными стенами менее 7,2 м внутреннюю продольную стену допускается не устраивать.

Тип кладки и материал стен в пределах здания (отсека), как правило, должны быть одинаковыми. Применение различных конструкций или материалов допускается при условии:

- горизонтальная жесткость стен каждого этажа не должна отличаться от таковой смежного этажа более, чем на 20 %;
- материалы стен в пределах одного этажа должны применяться одинаковыми;
- объемная масса кладки стен выше расположенного этажа не должна превышать таковую нижерасположенного этажа.

Высота этажа зданий с несущими стенами из кирпичной или каменной кладки, не усиленной армированием или железобетонными включениями, не должна превышать при расчетной сейсмичности 7, 8 и 9 баллов соответственно 5, 4 и 3,5 м. При усилении кладки армированием или железобетонными включениями высоту этажа допускается принимать соответственно 6, 5 и 4,5 м. Во всех случаях, отношение высоты этажа к толщине стены должно быть не более 12.

Размеры элементов стен (а также заполнений каркаса из каменной кладки, участвующих в работе) следует определять по расчету с учетом требований таблицы 7.4.

Таблица 7.4 – Предельные размеры элементов стен [4]

Элементы стены	Расчетная сейсмичность, баллы		
	7	8	9
Ширина простенков, м, не менее при кладке: тип 1 (1-я категория)	0,64	0,9	1,16

Элементы стены	Расчетная сейсмичность, баллы		
	7	8	9
тип 2 (2-я категория)	0,77	1,16	1,55
тип 3 и 4	1,16	1,55	1,94
Ширина проемов, м, не более	3,5	3	2,5
Отношение ширины простенка к ширине проема, не менее	0,33	0,5	0,75
Выступы стен в плане, м, не более	2	1	–
Вынос карнизов, м, не более:			
из материала стен	0,2	0,2	0,2
из железобетонных элементов, связанных с антисейсмическими поясами	0,4	0,4	0,4
деревянных, оштукатуренных по металлической сетке	0,75	0,75	0,75
деревянных неоштукатуренных	1	1	1

Угловые простенки необходимо принимать на 25 см больше, чем указано в таблице 7.4, а при устройстве проемов, превышающих размеры, приведенные в таблице, их необходимо окаймлять железобетонной рамкой (рисунок 7.47).

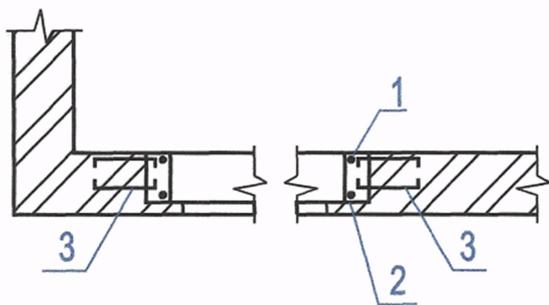


Рисунок 7.47 – Усиление проема железобетонной рамкой:

1 – вертикальная арматура;
2 – хомуты; 3 – сетки

Простенки и проемы в зданиях с несущими каменными стенами должны выполняться, как правило, одинаковой ширины, однако допускается разная их ширина в случаях, вызванных архитектурно-планировочными требованиями.

При недостаточной несущей способности простенков, их усиление выполняется железобетонными включениями по граням простенков, примыкающих к проемам. Продольная арматура включений должна быть заанкерена в перемычки или антисейсмические пояса и надежно соединена с кладкой хомутами, уложенными в ее горизонтальных швах.

В зданиях с несущими стенами первые этажи, используемые под магазины и другие помещения, требующие большой свободной площади, следует выполнять в железобетонных конструкциях, но строить их не допускается на площадках, сложенных грунтами III категории по сейсмическим свойствам.

Вынос балконов в зданиях с каменными стенами не должен превышать 1,5 м.

7.2.1.2 Кирпичи и камни

Для кладки несущих стен, а также самонесущих и заполнения каркаса обычно используются:

- кирпич полнотелый или пустотелый марки не ниже 75 с отверстиями, максимальный размер сечения которых не превышает минимального расстояния между ними и не более 16 (14) мм;
- бетонные камни, сплошные и пустотелые блоки марки 50 и выше, в том числе из легкого бетона плотностью не менее 1200 кг/м³;
- природный камень марки 50 и выше;
- керамические камни можно применять при сейсмичности 7 баллов и марке не ниже М75.

Для строительства в сейсмических районах не допускаются камни с крупными пустотами и тонкими стенками, кладки с засыпками и другие, наличие больших пустот в которых приводит к концентрации напряжений в стенках между пустотами.

Одно из мероприятий, позволяющих повысить сопротивление кладки сдвигу и отрыву по швам – применение многодырчатого кирпича. При кладке раствор частично входит в отверстия кирпича, образуя дополнительные связи типа шпонок, работающих на срез, что и повышает сопротивление шва. Так, согласно СП 15.13330.2012 «Каменные и армокаменные конструкции» прочность сцепления дырчатого кирпича с раствором выше на 25 % по сравнению со сплошным, однако коэффициент трения значительно меньше, что при большом обжатии (например, в нижних этажах) может сделать применение дырчатого кирпича неэффективным.

Учитывая относительно худшее сцепление силикатного кирпича с раствором, рекомендуется воздержаться от его применения в несущих конструкциях из кладки первой категории.

Требуемое значение нормального сцепления в кладке из силикатного кирпича в настоящее время может быть получено только при использовании полимерцементных растворов или при вибрировании кладки в процессе производства виброкирпичных изделий. Но оба эти способа не дают положительного эффекта в зимнее время в случае применения холодного кирпича. По этой причине противоморозные добавки при ведении кладки из силикатного кирпича не могут быть использованы даже в районах с сейсмичностью 7 баллов.

Запрещается использовать кирпичи и камни со следами солей на поверхности. Перед укладкой кирпич следует очищать от пыли и грязи:

- для кладки на обычных растворах – струей воды;
- для кладки на полимерцементных растворах – с помощью щеток или сжатым воздухом.

7.2.1.3 Растворы

Наиболее уязвимыми в каменных зданиях являются растворные швы глухих стен и простенков, где нарушается сцепление раствора с камнем. Поэтому нормами предусматривается, что несущие кирпичные и каменные стены должны возводиться из кирпичных или каменных панелей или блоков, изготовляемых в заводских условиях с применением вибрации, либо из кирпичной или каменной кладки на растворах со специальными добавками, повышающими сцепление раствора с кирпичом или камнем.

Повышение величины нормального сцепления кирпича с раствором можно достигнуть либо путем вибрации, либо за счет улучшения клеящей способности (адгезии) раствора при введении в него полимерных добавок.

При расчетной сейсмичности 7 баллов допускается возведение несущих стен зданий из кладки на растворах с пластификаторами без применения специальных добавок, повышающих прочность сцепления раствора с кирпичом или камнем. Применение цементных растворов без пластификаторов не допускается.

Водоудерживающая способность (водоотделение) растворов должна быть меньше 2 %.

Штучная кладка стен выполняется на смешанных цементных растворах марки не ниже М25 в летних условиях и не ниже М50 – в зимних, а кладка блоков и панелей на растворах марки не ниже М50.

Наступление зимних условий строительства характеризуется среднесуточной температурой воздуха +5 °С и ниже. В районах с 9 балльной сейсмичностью штучная кладка стен при отрицательных температурах запрещена, а при 7 и 8 баллах разрешена только при применении противоморозных добавок.

В зимнее время качество кладки снижается не только за счет того, что цементное молочко плохо проникает в поры мерзлого кирпича, но и за счет значительного понижения эффективности армирования. Это объясняется тем, что при отрицательной температуре в процессе укладки холодной арматуры в раствор, на ее поверхности быстро образуется микропенка льда, препятствующая непосредственному контакту между арматурой и раствором. В результате этого после оттаивания и твердения раствора его сцепление с арматурой составляет незначительную величину.

На площадках сейсмичностью 9 баллов в зимних условиях допускаются следующие способы возведения стен зданий из кирпича:

- ведение кладки из кирпича, подогретого до положительной температуры с немедленным укрытием и выдержкой при положительной температуре до достижения прочности раствора не ниже 20 % от проектной;
- изготовление отдельных фрагментов стен (блоков, панелей) в отапливаемом помещении из материалов положительной температуры с последующим их монтажом на растворах с противоморозными добавками и сваркой арматуры;

Подогрев кирпича выполняют до температуры 40...50 °С в инвентарных тепловых камерах с помощью электронагревателей или топливных теплогенераторов. К месту укладки штабели кирпича подаются укрытыми утепляющими чехлами. Раствор к месту укладки, также, подается в утепленных ящиках и подогретый до температуры 20...30 °С (его температура не должна опускаться ниже 10 °С). Поверхность перед укладкой, а также готовая кладка должны подогреться с помощью термоматов или провода ПНСВ для предотвращения образования ледяной пленки. Арматурные сетки перед укладкой должны быть прогреты до положительной температуры с помощью термоматов.

При использовании *полимерцементных растворов* необходимо соблюдать следующие требования:

- растворомешалку загружают в следующей последовательности: полимер, вода, цемент с песком;

Это связано с тем, что при другой последовательности загрузки растворомешалки, во-первых, не удастся получить однородную смесь, а во-вторых, на поверхности может образовываться пена из полимера, которая будет препятствовать сцеплению раствора с кирпичом или камнем;

- следует применять, как правило, портландцемент марки не ниже 300;

– в качестве полимерных добавок рекомендуется применять водные дисперсии (до 15 % от веса цемента в пересчете на сухой остаток полимера):

- дивинилстирольного латекса;
- сополимерного винилбензохлоридного латекса;
- бутадиион-стирол-акрилонитрального латекса;
- поливинилацетата (ПВА по ГОСТ 18992-80) – только для внутренних помещений с нормальным температурно-влажностным режимом эксплуатации;

Наибольшая прочность нормального сцепления раствора с кирпичом достигается при соотношении цемент: песок до 1:7,5 и полимерцементном отношении 0,15.

- не допускается:
 - добавление воды для повышения подвижности;
 - мочить кирпич перед укладкой и кладку в период набора прочности;

Рекомендуется замочить кирпич в течение 2 минут с вечера и укрыть кладку. Напротив, для обычных цементных растворов в жаркую погоду кирпич рекомендуется мочить, даже если раствор содержит достаточно воды (так как испарение воды из раствора идет быстрее, чем химическое связывание).

- использование подвергавшихся замораживанию и оттаиванию водных растворов полимеров и полимерцементных растворов;
- использование шлакопортландцемента и пуццоланового портландцемента;
- применение песков с повышенным содержанием пылеватых и глинистых частиц.

7.2.1.4 Контроль качества кладки

Значение R_p^B обычно определяют по результатам лабораторных испытаний, однако в проектах может указываться на необходимость осуществления контроля за фактическим значением сцепления на стройке (рисунок 7.48). В этом случае контроль прочности нормального сцепления (ГОСТ 24992-81) кладки, как правило, производится в возрасте 7 суток. Для этого отбирают не менее 1 участка стены на этаж, а на нем не менее 5 кирпичей.

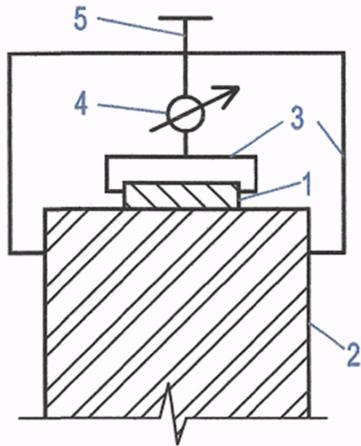


Рисунок 7.48 – Схема прибора для натурного определения значения нормального сцепления R_p^B :
 1 – испытываемый кирпич; 2 – кладка;
 3 – трубка; 4 – динамометр;
 5 – домкрат или винт

На участках стен, где были изменены применяемые материалы или резко менялись погодные условия во время производства работ, необходимо проводить дополнительные испытания.

При невозможности получения на площадке строительства (в том числе на растворах с добавками, повышающими прочность их сцепления с кирпичом или камнем) значения сцепления R_p^B , равного или превышающего 120 КПа, применение кирпичной и каменной кладки не допускается.

Исключение составляет кладка из естественного камня при расчетной сейсмичности 7 баллов. Она допускается при выполнении следующих условий:

- $R_p^B \geq 60$ КПа;
- высота здания – не более 3 этажей;
- ширина простенков – не менее 0,9 м;
- ширина проемов – не более 2 м;
- расстояние между осями стен – не более 12 м.

При производстве работ следует стремиться к созданию равнопрочной конструкции, т. е. чтобы R_p^B во всех стенах и, особенно, по высоте здания было постоянным.

При приемке каменных конструкций, выполняемых в сейсмических районах, дополнительно составляются акты на скрытые работы по контролю значения нормального сцепления.

7.2.1.5 Конструктивные требования

Кладку из кирпича и керамических камней необходимо выполнять с соблюдением следующих требований:

- кладку следует производить на всю толщину конструкции в каждом ряду;
- разрывы в кладке должны оканчиваться только наклонной штрабой и располагаться вне мест конструктивного армирования кладки горизонтальными сетками;
- кладка стен должна выполняться с применением однорядной (цепной) перевязки;

- следует полностью заполнять раствором все швы с подрезкой раствора с наружных сторон кладки.

Предельная **толщина швов**:

- горизонтальных: $10 \leq D \leq 15$ мм, $D_{ср} = 12$ мм;
- вертикальных: $8 \leq D \leq 15$ мм, $D_{ср} = 10$ мм;
- армированных: $D_{арм} + 4$ мм ≤ 16 мм.

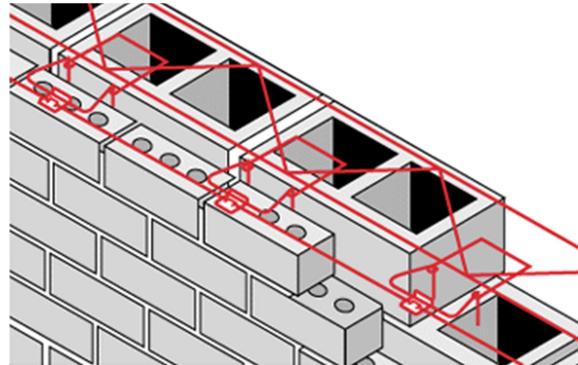


Рисунок 7.49 – Плоские арматурные каркасы для соединения теплоэффективной части стены с облицовкой

Для стен толщиной более 50 см разрешается применение многорядной системы перевязки при устройстве тычковых рядов из целого кирпича не реже, чем через три ложковых.

В зданиях с несущими каменными стенами в пределах отсеков конструкцию и материалы стен принимают одинаковыми. В исключительных случаях при использовании разных материалов рабочих шов по высоте здания между этими материалами рекомендуется выполнять, начиная с нового этажа или, в крайнем случае, на уровне низа или верха оконных проемов с обязательным устройством в этом уровне антисейсмического пояса.

Для создания условий, способствующих развитию пластических деформаций сопряжения каменных стен армируются горизонтальными сетками с площадью сечения продольной арматуры не менее 2 см², длиной 1,5 м, не более, чем через 700 мм по высоте при расчетной сейсмичности 7, 8 баллов и не более, чем через 500 мм при 9 баллах.

Участки стен и столбы над чердачным перекрытием должны быть армированы, а при высоте более 400 мм – усилены монолитными железобетонными включениями (п. 7.2.1.6).

Устройство кирпичных столбов на растворе марки не ниже 50 и высотой до 4 м допускается только при расчетной сейсмичности до 7 баллов. При этом столбы в обоих направлениях следует связывать заанкеренными в стены балками и возводить из целого кирпича, за исключением случаев, когда неполномерный кирпич нужен для перевязки швов.

Арматурные сетки столбов и простенков должны выступать на 2–3 мм на внутреннюю поверхность (для контроля).

При возведении здания из стеновых блоков запрещается использование кирпича и мелких блоков для доведения стены до проектной отметки. Для этого нужно применять монолитный бетон В7,5 или выше.

Продольную арматуру рекомендуется соединять сваркой. При соединении в нахлест концы гладких

стержней должны оканчиваться крюками, иметь длину перехлеста не менее 20 диаметров и не менее требуемой длины анкеровки и связываться проволокой.

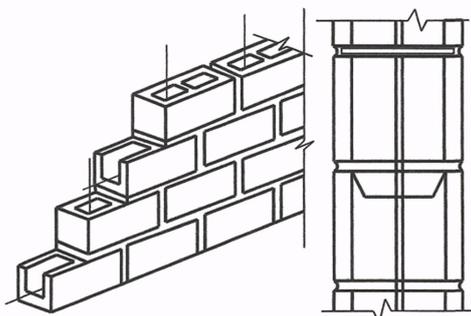


Рисунок 7.50 – Расположение вертикальной и горизонтальной арматуры в пустотах блоков

7.2.1.6 Вертикальная арматура и железобетонные сердечники

Для повышения несущей способности каменного здания при горизонтальных сейсмических воздействиях осуществляют вертикальное армирование кладки или включают в нее вертикальные железобетонные элементы (сердечники) из легкого или тяжелого бетона класса не ниже В12.5, арматура которых связана с антисейсмическими поясами и заанкерена в фундаментах.

При **вертикальном армировании**, шаг арматурных сеток или плоских каркасов принимается не более 60 см по высоте и не более 120 см по горизонтали. Количество арматуры принимается по расчету на сейсмические воздействия. Вертикальную арматуру следует заанкеривать в антисейсмические пояса и фундаменты.

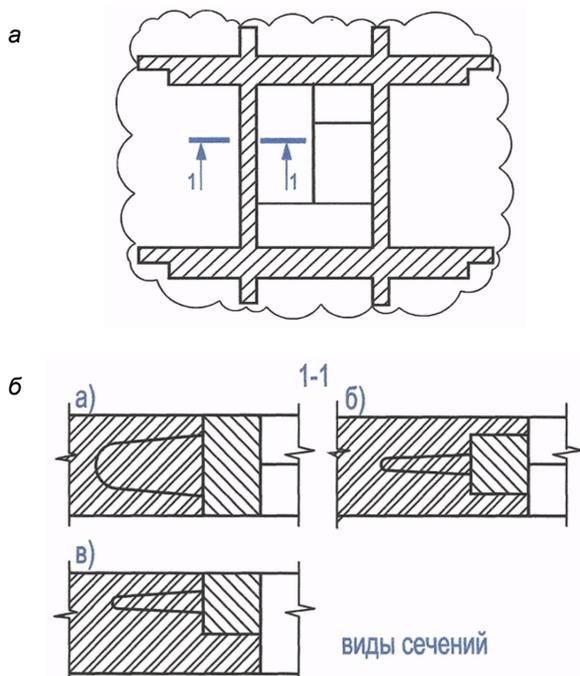


Рисунок 7.51 – Фрагмент фасада здания, усиленного железобетонными сердечниками (а), и варианты поперечных сечений стен (б)

При устройстве **сердечников** железобетонные включения в кладке следует устраивать открытыми хотя бы с одной стороны (с тем, чтобы обеспечить контроль за качеством их бетонирования) и располагать на расстоянии не более высоты этажа симметрично относительно вертикальной оси сечения элемента (в том числе, в широких простенках и глухих стенах). Железобетонные включения с кладкой связываются с помощью арматурных сеток (3-4 стержня \varnothing 6А-I), запускаемых в кладку на 70 см и располагаемых с тем же шагом по высоте, что и армирование сопряжений (п. 7.2.1.5.).

При выполнении армокаменных и комплексных конструкций не допускается непосредственное прилегание арматуры сердечников к камню кладки (без защитного слоя бетона).

При проектировании комплексных конструкций бетон включений должен приниматься не ниже В12.5, а кладка должна выполняться на растворе марки не ниже М50 и количество продольной арматуры не должно превышать 0,8 % площади сечения бетона сердечников.

7.2.1.7 Перекрытия и перемычки

В каменных зданиях перекрытия чаще всего выполняются из железобетонных пустотных настилов, опираемых на продольные либо поперечные стены (п. 7.1.7), хотя более предпочтительны перекрытия в виде монолитных или сборных железобетонных панелей, опирающихся на стены по всему контуру. Глубина заделки (опирания) настилов на несущие стены должна быть не менее 12 см при обязательной связи с антисейсмическим поясом (.п. 7.1.8.).

Опираемые плиты следует производить, как правило, на тычковые ряды, которые выполняются только из целого кирпича (камня), или монолитную бетонную подготовку из бетона класса не ниже В7.5.

Перемычки в каменных зданиях должны устраиваться, как правило, на всю толщину стены и заделываться в кладку на глубину не менее 350 мм (при ширине проема до 1,5 м заделка перемычек допускается на 250 мм). Рекомендуется перемычки соединять с антисейсмическими поясами в единую конструкцию.

7.2.1.8 Антисейсмический пояс

Общие требования изложены в п. 7.1.8.

Согласно действующего СП антисейсмический пояс верхнего этажа должен быть связан с нижележащей кладкой несущих стен анкерами, которые выполняются из арматурных стержней d 6А-I, длиной 300 мм и устанавливаются с шагом не более 60 см в шахматном порядке на глухих участках стен и в простенках. Вместо анкеров можно устраивать в кладке гнезда размером 140 x 140 мм, глубиной 310 мм, с шагом 150–200 см. Гнезда армируются каркасом из 4 d 10А-I при 7, 8 баллах и 4 d 12А-I при 9 баллах, после чего заполняются бетоном В12,5 одновременно с бетонированием поясов.

В проекте новых СП помимо общих требований, антисейсмический пояс в зданиях с кирпичными или каменными стенами должен быть связан с ниже- и вышерасположенной кладкой этажей вертикальными выпусками арматуры диаметром 10 мм длиной не менее 400 мм с шагом 1000 мм.

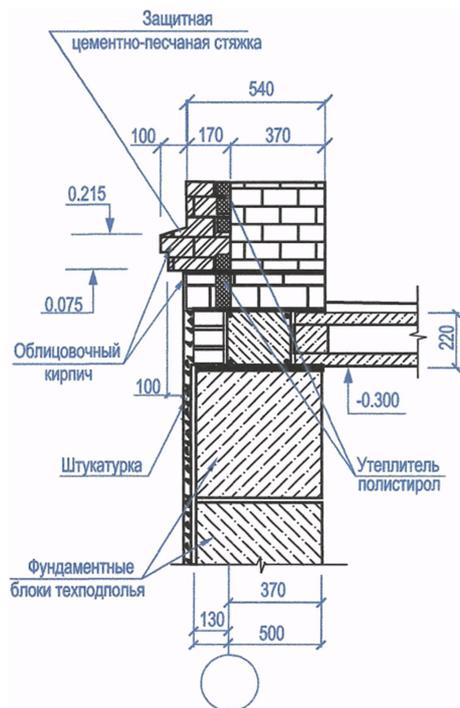


Рисунок 7.52 – Антисейсмический пояс

7.2.1.9 Лестницы

При устройстве лестниц необходимо соблюдать требования (в дополнение к общим по п. 7.1.10):

- балки лестничных площадок следует заделывать в кладку на глубину не менее 250 мм и заанкеривать;
- опирание балок производить на распределительные подушки;
- устройство консольных ступеней, заделанных в кладку, в основных лестницах не допускается;
- дверные и оконные проемы в каменных стенах лестничных клеток при расчетной сейсмичности 8-9 баллов должны иметь, как правило, железобетонное обрамление;
- в зданиях высотой три и более этажей при расчетной сейсмичности 9 баллов выходы из лестничных клеток следует устраивать по обе стороны здания.

7.2.2 Крупнопанельные здания

Крупнопанельные здания по способу восприятия сейсмической нагрузки разделяются на 2 типа:

Тип 1. Требуемая пластичность деформирования обеспечивается работой самой сборной стены без учета деформирования стыков. В этом случае применимы требования п. 7.2.5, относящиеся к монолитным стенам, а ниже излагаются лишь конструктивные особенности стен панельных зданий.

Тип 2. Главным механизмом рассеяния энергии в сборной стене являются стыки, специально рассчитанные и сконструированные для этого. В этом случае минимальный процент армирования назначается как для обычных условий строительства, т. е. с целью предотвращения образования трещин в панели только от вертикальной нагрузки, перепада температуры и развития процессов усадки и ползучести бето-

на стены. Конструктивные требования к узлам стыков приведены в п. 7.2.2.3.

7.2.2.1 Объемно-планировочные решения

Крупнопанельные здания следует проектировать с продольными и поперечными несущими стенами, объединенными между собой и с перекрытиями (покрытиями) в единую пространственную систему, воспринимающую сейсмические нагрузки. Рекомендуется проектировать здания на основе перекрестно-стеновой конструктивной системы с узким или смешанным шагом поперечных несущих стен.

В зданиях с *узким шагом* поперечные стены расположены на расстоянии 3–3,6 м, пролеты перекрытий малы, что позволяет выполнять плиты размером на конструктивную ячейку и опирать их на стены по контуру. Многоячейчатая пространственная система панельных зданий с малопролетными перекрытиями имеет высокую жесткость и способна эффективно перераспределять усилия между всеми несущими конструкциями, что приводит к уменьшению напряжений в стенах и повышает надежность системы. Недостатками таких зданий являются:

- повышенная бетоноемкость конструкций, приводящая к увеличению массы здания, а, следовательно, и сейсмических нагрузок;
- низкая моральная долговечность планировочных решений, так как каждая комната расположена между несущими стенами и практически невозможно изменить планировку в процессе эксплуатации здания.

Поэтому при соответствующем обосновании допускается применять панельные здания с *увеличенными конструктивными ячейками*, которые образуются при шаге поперечных стен 6–7,2 м.

Необходимо учитывать, что применение в таких зданиях легких межкомнатных перегородок из небетонных материалов взамен несущих бетонных стен позволяет несколько уменьшить массу здания и сейсмические нагрузки на несущие конструкции.

Однако, увеличение размеров конструктивных ячеек приводит к тому, что каждую из них приходится перекрывать несколькими плитами, которые необходимо надежно соединять между собой в пролете для образования горизонтальных диафрагм жесткости. При применении многопустотных плит, которые предпочтительны для перекрытий пролетом 6 м и более, усложняется конструирование горизонтальных стыков стен с перекрытиями.

Панельные здания должны быть симметричными в плане относительно продольной и поперечной осей здания или отдельных его отсеков. Это требование относится к компоновке несущих стен, лестничных клеток и других конструктивных элементов, а также к расположению проемов.

Стены по всей длине и ширине здания должны быть, как правило, непрерывными. Не допускается смещение осей стен по вертикали (между этажами) и в плане здания. В несущих наружных стенах допускается одновременное устройство лоджий и балконов, располагаемых в плане здания симметрично.

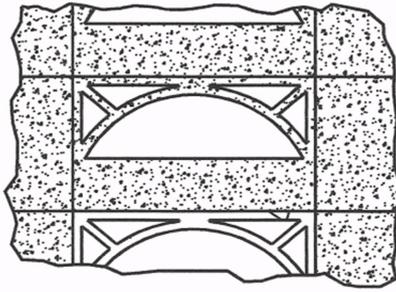


Рисунок 7.53 – Ограждение лоджии, усиленное железобетонной рамкой

Лоджии должны быть встроенными в объем здания так, чтобы их боковыми стенками служили внутренние стены, перпендикулярные к фасаду. В местах размещения лоджий в плоскости наружных стен следует предусматривать устройство железобетонных рам (рисунок 7.53).

Устройство эркеров не допускается.

Протяженные в плане здания непрямоугольной формы необходимо расчленять антисейсмическими швами на изолированные отсеки, форма которых в плане близка к прямоугольной. Точечные здания (башенного типа) допускается проектировать непрямоугольной формы (в частности, сочлененными из двух-трех частей с выступающими за общий контур участками, если вылет выступающего участка не превышает половины его ширины). При этом рекомендуется принимать конструктивно-планировочные схемы с двумя осями симметрии.

При проектировании крупнопанельных зданий необходимо:

- панели перекрытий предусматривать, как правило, размером «на комнату», опертые по контуру либо по трем сторонам;
- обеспечивать соединение панелей стен и перекрытий, предусматривая охват петлевыми выпусками арматуры из панелей перекрытий вертикальной арматуры стеновых панелей, или путем сварки выпусков арматуры, анкерных стержней и закладных деталей и замоноличиванием вертикальных колодцев и участков стыков по горизонтальным швам мелкозернистым бетоном с пониженной усадкой;
- при опирании перекрытий на наружные стены здания и на стены у температурных швов предусматривать сварные соединения выпусков арматуры из панелей перекрытий с вертикальной арматурой стеновых панелей.

При сейсмичности 9 баллов наружные стены панельных зданий рекомендуется проектировать несущими, участвующими в восприятии сейсмических нагрузок на здание.

При сейсмичности 7–8 баллов допускается применение ненесущих наружных стен при условии, что протяженное в плане здание имеет не менее двух внутренних продольных стен.

7.2.2.2 Панели

В панельных стенах разрезку стен на панели следует совмещать с осями конструктивно-планировочных ячеек. Высота панелей должна быть не менее чем на 1 этаж, а длина – не меньше расстояния между двумя соседними стенами перпендику-

лярного направления. Один промежуточный шов допускается только в том случае, если это расстояние превышает 6 м.

Принятая конструктивная система и решение стыков панелей должны обеспечивать пространственную жесткость и устойчивость здания при его возведении, эксплуатации и расчетных сейсмических воздействиях, а также предотвращать возможность прогрессирующего обрушения при аварийных воздействиях (оттаивание, взрыв бытового газа, пожар, наезд тяжелого транспорта).

Допускается применение панелей перекрытий с круглыми пустотами и не разрешается с горизонтальными овальными пустотами.

Толщина стен должна удовлетворять эксплуатационным требованиям, обеспечивать необходимую прочность и надежность при основных сочетаниях нагрузок, а также технологичность изготовления и монтажа панелей. В таблице 7.5 приведены минимальные требования к толщинам стен с жесткими связями.

Применение неармированных панелей не допускается.

Продольную арматуру в панелях стен следует располагать равномерно возле обеих граней. Арматуру панелей рекомендуется объединять в пространственные каркасы или арматурные блоки. В случае если армирование стен по полю назначается из конструктивных соображений, то стена армируется двумя плоскими сетками, соединенными в пространственный блок короткими горизонтальными хомутами. Если же стена армируется по расчету, то вертикальное армирование производится плоскими каркасами из стержневой арматуры. Шаг каркасов принимается не более 700 мм при сейсмичности 7 и 8 баллов и не более 900 мм – при 9 баллах. Плоские каркасы объединяются в пространственный блок длинными горизонтальными хомутами

Таблица 7.5 – Рекомендуемые минимальные толщины стен сейсмостойких зданий, мм

Тип стен	Шаг поперечных стен, м	Этажность	Расчетная сейсмичность, баллы	
			7–8	9
Внутренние	4 и менее	1–5	120	120
		6–14:		
		верхние 5 этажей	120	120
		остальные этажи	120	160
	Более 4	1–14	160	160
Несущий слой слоистых наружных стен	Любой	1–14	80 (100)	100 (100)
Примечание: несущий слой трехслойных панелей с гибкими связями должен иметь толщину не менее 120 мм				

Во всех случаях, когда арматура не требуется по расчету, площадь поперечного сечения вертикальной и горизонтальной арматуры, устанавливаемой у каждой грани стены, должна составлять не менее 0,05 % (0,025) площади соответствующего сечения стены (коэффициент армирования $\mu_v = \mu_h = 0,1\%$ (0,05)). Площадь вертикальной арматуры, устанавливаемой в пересечениях стен, местах резкого изменения их толщины и у граней оконных и дверных проемов

не более 3,6 м допускается размещать металлические связи в горизонтальных стыках в местах пересечения стен и у граней проемов, совмещая их с вертикальной непрерывной арматурой.

Вертикальная непрерывная арматура (связи изгиба) должна размещаться во всех пересечениях стен и у граней проемов, а ее требуемая площадь устанавливается расчетом, но принимается не менее 2 см^2 . Допускается не устанавливать вертикальную непрерывную арматуру в местах пересечения стен, если это пересечение находится в средней части стены (не у торца), а конструкция вертикального стыка обеспечивает передачу расчетного сдвигающего усилия, соответствующего совместной работе панелей.

Для восприятия усилий:

- сжатия – класс бетона стыка принимают выше класса бетона стыкуемых панелей не менее чем на одну ступень, но не ниже В15;
- растяжения – устраивают связи сваркой стальных выпусков арматуры или закладных деталей сопрягаемых панелей;
- сдвига – вдоль вертикальных стыков устраивают бетонные или железобетонные шпонки, образуемые в результате соединения горизонтальных арматурных панелей и заполнения бетонной смесью полости стыка.

7.2.3 Здания с железобетонным каркасом

В настоящее время все каркасные здания классифицируют по конструктивному решению узлов и способу восприятия усилий от горизонтальных воздействий, в том числе сейсмических. Существуют три основных *вида каркаса* из железобетонных конструкций:

Рамный каркас – это пространственный каркас с ригелями в продольном и поперечном направлениях и жесткими узлами сопряжения ригелей с колоннами. Пространственная жесткость и устойчивость здания при горизонтальных воздействиях обеспечивается пространственной железобетонной рамой.

В **рамно-связевом каркасе** восприятие горизонтальных нагрузок обеспечивается совместной работой плоских железобетонных рам и специальных вертикальных конструкций – связей жесткости – диафрагм или ядер (рисунок 7.54).

Связевый каркас имеет шарнирные узлы соединения колонн с ригелями, неспособные воспринимать изгибающие моменты при действии горизонтальных нагрузок. Пространственная жесткость и устойчивость здания обеспечивается системой диафрагм жесткости, установленных в обоих направлениях здания, либо пространственными ядрами жесткости. Каркас работает только на восприятие вертикальных нагрузок.

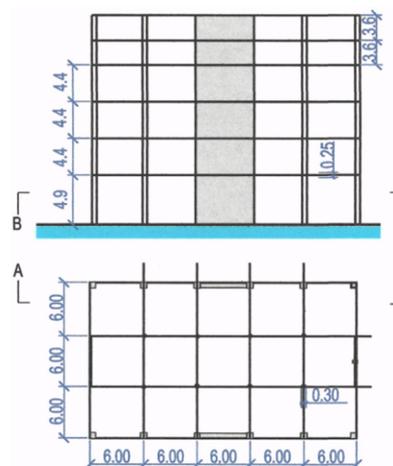


Рисунок 7.55 – Идеальное здание с рамно-связевым каркасом

С применением названных видов каркасов возводят следующие **конструктивные типы зданий**:

- Тип 1.** Пространственный каркас с рамными (жесткими) узлами в продольном и поперечном направлениях.
- Тип 2.** Рамно-связевый каркас с диафрагмами в обоих направлениях.
- Тип 3.** Рамно-связевый каркас с диафрагмами только в одном направлении.
- Тип 4.** Рамно-связевый каркас с ядрами жесткости (обычно это стены лестничных клеток и лифтовых шахт).
- Тип 5.** Неполный или внутренний каркас – здание с внутренним рамным каркасами наружными несущими стенами.
- Тип 6.** Каркас с шарнирным опиранием ригелей.

Среди рамно-связевых каркасов здания с несущим поперечным каркасом встречаются чаще и им отдается большее предпочтение, чем с продольным. В зданиях с неполным или внутренним каркасом при землетрясении происходит неравномерное распределение сейсмических усилий между несущими элементами. Поэтому, целесообразно воздержаться от применения данного типа зданий.

Действующий СП рекомендует этажность каркасных зданий, возводимых в сейсмических районах, принимать, как для обычных условий строительства, а предельную длину (ширину) отсека назначать не более 150 м. Однако, исследования последних лет доказали несостоятельность этих рекомендаций. Рациональная этажность каркасного здания определяется его конструктивным типом (*типы 1–6*) и расчетной сейсмичностью площадки строительства. В сборных каркасных зданиях рекомендуется располагать стыки несущих конструкций в зонах наименьших расчетных усилий (разрезкой на крестообразные, П-образные, Г-образные и другие сборные элементы).

Как уже говорилось, узлы сейсмостойких каркасов проектируют жесткими: верхнюю продольную арматуру ригелей, примыкающих к узлу, соединяют на сварке, после чего стык обязательно качественно замоноличивают бетоном класса не ниже, чем классы бетона колонны и ригеля.

Пространственная работа вертикальных конструкций обеспечивается жесткими дисками перекры-

тий. В зависимости от шага диафрагм жесткости применяют один из трех типов конструктивных решений перекрытий. Сборные плиты перекрытий обязательно должны иметь по торцам арматурные выпуски, которые анкерятся в железобетонных обвязочных балках. Последние устраиваются поверх ригелей в уровне плит перекрытия и выполняют роль антисейсмических поясов.

В качестве ограждающих стеновых конструкций следует применять:

- легкие навесные панели;
- самонесущие стены (п. 7.2.3.4);
- заполнение каркаса из штучных материалов (п. 7.2.3.5);

7.2.3.1 Ядра жесткости

Ядром жесткости называют пространственную конструкцию замкнутого контура, образованную железобетонными стенами, имеющими непрерывное вертикальное армирование от фундамента до верха здания. Чаще всего в качестве ядра жесткости используются стены лестнично-лифтовых узлов (рисунок 7.56).

По способу возведения ядра жесткости могут быть:

- монолитными;
- сборными;
- сборно-монолитными.

К ядрам жесткости в каркасных зданиях предъявляются следующие требования:

- они должны располагаться симметрично относительно центральной оси здания;
- их конструкция должна обеспечивать восприятие горизонтальных сейсмических нагрузок (возможно, совместно с диафрагмами);

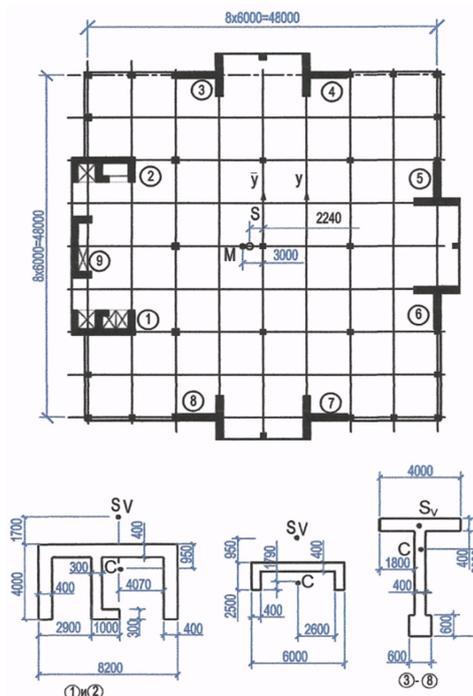


Рисунок 7.56 – Пример удачного распределения ядер жесткости в здании

- между антисейсмическими швами должно быть не менее двух ядер жесткости;
- междуэтажные перекрытия предусматриваются, как правило, из монолитного железобетона, и должны иметь такие стыковые соединения с ядрами, которые обеспечивают совместную работу всей конструктивной системы.

7.2.3.2 Рамо-диафрагмы

Рамо-диафрагма представляет собой вертикальный связевой элемент в виде рамы с заполнением (диафрагмой), которое участвует в восприятии сейсмических воздействий.

К рамо-диафрагмам и диафрагмам предъявляются следующие требования:

- в каждом направлении здания (продольном и поперечном) принимаются не менее двух рамо-диафрагм, при этом они не должны располагаться в одной плоскости;
- заполнение (диафрагма) должно располагаться в створе колонн и иметь с ними и с ригелями надежные связи;
- по высоте здания диафрагмы должны быть непрерывными и устраиваться на всю высоту (от фундамента до покрытия);
- в плане здания их следует располагать симметрично и равномерно, а поперечные диафрагмы, по возможности, устраивать на всю ширину здания;
- в случае использования в качестве диафрагм стен лестничных клеток или лифтовых шахт проемы в них следует располагать в плане, по возможности, также симметрично;
- в зданиях со сборными диафрагмами жесткости следует обеспечивать непосредственную передачу нагрузки от верхней связевой панели на нижестоящую, минуя промежуточный слой монолитного бетона;
- продольные и поперечные диафрагмы целесообразно объединять в пространственные элементы;
- расстояния между осями рамо-диафрагм в зависимости от типа междуэтажного перекрытия, указанного в п. 7.1.7, принимаются не более:
 - для типа 1–12 м;
 - для типа 2–15 м;
 - для типа 3–18 м.



Рисунок 7.57 – Типичные повреждение диафрагмы при землетрясении

Кроме того, при расчете и проектировании рамо-диафрагм рекомендуется придерживаться следующих требований ISO:

- поперечное армирование железобетонных элементов следует выполнять из хомутов с шагом, не менее половины наименьшего размера сечения элемента;
- предел текучести поперечной арматуры должен быть меньше предела текучести продольной арматуры;
- при расчете элемента рамы на срез, работа бетона не учитывается;
- предельно допустимый изгибающий момент в колоннах должен быть выше, чем в ригелях;
- эпюры действующих усилий (M и Q) должны быть плавными, без резких перепадов;
- содержание рабочей арматуры в железобетонных элементах должно определяться по расчету и приниматься в пределах от 1 до 6 %.

7.2.3.3 Лестницы и лифты

В каркасных зданиях лестничные и лифтовые шахты выполняются:

- как встроенные конструкции с поэтажной разрезкой, не влияющие на жесткость каркаса;
- в виде жесткого ядра, воспринимающего сейсмическую нагрузку.

Нормами допускается устраивать для каркасных зданий высотой до 5 этажей при расчетной сейсмичности 7 и 8 баллов лестничные клетки и лифтовые шахты в пределах плана здания в виде отдельных конструкций, не связанных с каркасом здания, но не выносить лестничные клетки в виде отдельно стоящих сооружений. При этом допускается применение кирпичной кладки.

7.2.3.4 Самонесущие стены

Самонесущие стены *из панелей или каменной кладки* допускаются при:

- шаге пристенных колонн каркаса не более 6 м;
- высоте стен в зависимости от расчетной сейсмичности 7, 8 и 9 баллов соответственно, не более:
 - 12, 9 и 6 м – для кладки, не усиленной вертикальной арматурой или железобетонными включениями;
 - 15 (18), 12 (16) и 9 (9) м – для панельных и кирпичных (каменных) стен, при армировании кладки вертикальной арматурой сечением не менее 0,1 % площади сечения стены и ее анкеровкой в антисейсмический пояс.

В случае, когда в простенках самонесущих стен предусматривается вертикальное продольное армирование, перемычки рекомендуется выполнять монолитными или сборно-монолитными и крепить к колоннам.

Самонесущие стены *из монолитного железобетона* допускаются при:

- шаге пристенных колонн каркаса не более 9 м;
- высоте стен в зависимости от расчетной сейсмичности 7, 8 и 9 баллов соответственно не более 18, 15 и 12 м.

Самонесущие стены должны иметь связи с каркасом, не препятствующие горизонтальным смещениям каркаса вдоль стен, и крепиться к каркасу с помо-

щью гибких анкеров, расставленных по высоте здания не более, чем через 1,2 м, и площадью сечения не менее 1 см² при расчетной сейсмичности 7 и 8 баллов и 2 см² при 9 баллах.

В горизонтальных швах кладки, расположенных выше и ниже крепления стен к каркасу, следует укладывать сварные сетки из проволоки диаметром 3–5,5 мм с площадью сечения продольной арматуры в шве не менее 1 см², которая заводится не менее, чем на 50 см в каждую сторону от креплений. При расчетной сейсмичности 9 баллов сетки следует укладывать по всей длине стены.

Между поверхностями стен и колонн каркаса должен предусматриваться зазор не менее 20 мм, а в местах пересечения торцовых и поперечных стен с продольными стенами должны устраиваться антисейсмические швы на всю высоту стен.

По всей длине самонесущих стен между вертикальными антисейсмическими швами в уровне плит покрытий (перекрытий) или верха оконных проемов необходимо устраивать железобетонные сборные или монолитные антисейсмические пояса, соединенные гибкими связями с каркасом.

Следует воздерживаться от применения самонесущих стен из кирпича, бетонных блоков и других штучных материалов при:

- строительстве в высокосейсмичных районах (8 и 9 баллов);
- в случае стального каркаса (стены могут быть панельные из легких бетонов или из профилированных листовых материалов).

7.2.3.5 Заполнение каркаса

Заполнение каркаса из кирпича или каменной кладки бывает двух типов:

- участвующее в восприятии сейсмических воздействий, в этом случае оно рассчитывается и проектируется, как диафрагмы (п. 7.2.3.2);
- и не участвующее в восприятии сейсмических воздействий – в этом случае необходимо предусматривать вертикальные швы в местах его сопряжения с колонной и ригелем шириной не менее 20 мм (швы заполняются эластичным материалом).

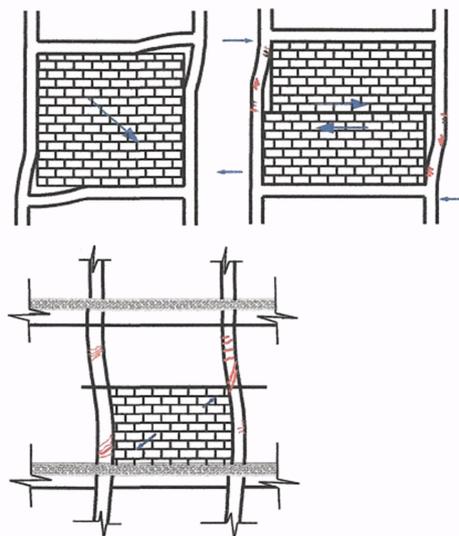


Рисунок 7.58 – Различные типы разрушения заполнения каркаса и колонн

В качестве заполнения обычно применяется стена из кирпичной или каменной кладки не ниже второй категории (п. 7.2.1.1)

Устойчивость и прочность конструкции заполнения следует обеспечивать армированием кладки (горизонтальным или вертикальным), применением обрамляющих элементов, устройством связей, препятствующих смещению заполнения из плоскости.

Связь заполнения с колоннами каркаса осуществляется арматурными выпусками длиной не менее 70 см с шагом по высоте 50 см. При расчетной сейсмичности 9 баллов, кроме связи с колоннами и армированием заполнения, его следует связывать с верхними и нижними ригелями каркаса.

При длине 3 м и более выполняется связь заполнения с верхним ригелем каркаса с помощью специальных арматурных выпусков или скоб, устанавливаемых через 1,5–2 м по длине ригеля.

При устройстве заполнения, участвующего в восприятии сейсмического воздействия, необходимо обеспечивать его плотное примыкание к верхнему ригелю (только монолитным бетоном В7,5). Если толщина заполнения меньше 18 см, то кладку следует армировать независимо от расчетной сейсмичности.

7.2.3.6 Жесткие узлы

Центральная зона жестких узлов железобетонных каркасов зданий должна быть усилена с помощью косвенного армирования в виде сварных сеток, спирали или замкнутых хомутов, устанавливаемых по расчету.

Если по данным расчета косвенное армирование не требуется, то указанную зону следует армировать конструктивно замкнутой поперечной арматурой (хомутами) из стержней диаметром не менее 8 мм с шагом не более 100 мм.

Участки ригелей и колонн, примыкающие к жестким узлам рам на расстоянии, равном полуторной высоте их сечения, должны армироваться замкнутой поперечной арматурой (хомутами), устанавливаемой по расчету, но не менее чем через 100 мм, а для рамных систем с несущими диафрагмами – не менее чем через 200 мм.

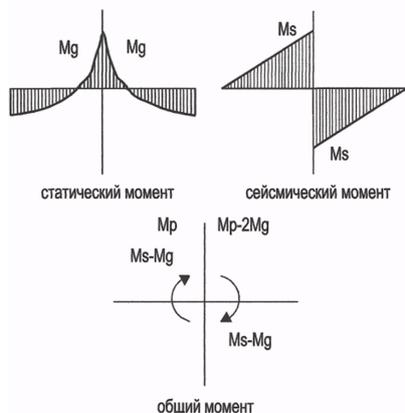


Рисунок 7.59 – Распределение изгибающего момента в жестком соединении ригелей с колонной

В узлах соединения ригелей (или заменяющих их конструкций) с колоннами и диафрагмами должно быть обеспечено восприятие срезающих усилий пу-

тем устройства выпусков арматуры в колоннах и ригелях или другими экспериментально обоснованными решениями.

Сопряжения сборных элементов каркаса в зоне жесткого рамного узла путем сварки закладных деталей не допускается. Исключение составляют узлы опирания ригелей на железобетонные консоли колонн многоэтажных производственных зданий.



Рисунок 7.60 – Пример разрушение здания с каменным заполнением каркаса (Турция)

7.2.3.7 Колонны

Колонны следует, по возможности, применять крупнее – высотой на 2–5 этажей

Стыки сборных железобетонных колонн следует располагать в зонах с наименьшими изгибающими моментами и выполнять сваркой выпусков арматуры с последующим замоноличиванием бетоном. При диаметре продольной арматуры свыше 20 мм стыки должны выполняться ванной сваркой в инвентарных формах.



Рисунок 7.61 – Эффект «коротких» колонн

Применение стальных закладных обоев для стыковки железобетонных колонн не допускается.

В колоннах рамных каркасов многоэтажных зданий при расчетной сейсмичности 8 и 9 баллов шаг хомутов не должен превышать $1/2 h$, а для каркасов с несущими диафрагмами – не более h , где h – наименьший размер стороны колонны прямоугольного или двутаврового сечения. Диаметр хомутов в этом случае следует принимать не менее 8 мм.



Рисунок 7.62 – Недостаток поперечного армирования в разрушенной колонне



Рисунок 7.63 – Разрушение колонн нижнего этажа вертикальной составляющей сейсмической нагрузки

7.2.3.8 Перекрытия и покрытия

Замоноличивание диска покрытия в одноэтажных производственных каркасных зданиях следует обеспечивать (п. 7.1.7):

- приваркой ребристых плит к закладным изделиям стропильных конструкций;
- установкой арматурных каркасов в продольные швы между плитами в местах их пересечения с поперечными швами;
- устройством шпонок при заполнении швов раствором или мелкозернистым бетоном класса В15 между плитами;
- соединением смежных плит между собой за монтажные петли вдоль продольных ребер сварными арматурными элементами.

7.2.4 Здания со стальным каркасом

7.2.4.1 Вертикальные связи

Вертикальные связи между колоннами в одноэтажных зданиях располагаются по каждой продольной разбивочной оси в среднем шаге колонн здания (отсека). При необходимости установки по оси здания (отсека) двух связей расстояние между ними в осях должно быть не более 48 м.

Надкрановые связи между стальными колоннами в зданиях с мостовыми кранами устанавливаются в крайних шагах колонн здания (отсека), а также в промежуточных шагах колонн, в которых предусматриваются вертикальные связи по опорам стропильных ферм и горизонтальные связи по стропильным фермам.

В местах установки подкрановых или надкрановых связей в уровне верхнего пояса стальных подкрановых балок должны предусматриваться стальные подкрановые конструкции (тормозные балки).

Вертикальные связи между колоннами следует решать, как правило, сжато-растянутыми, одноплоскостными в надкрановой части колонн и двухплоскостными – для подкрановой части колонн.

При устройстве светоаэрационных фонарей в подфонарном пространстве следует устанавливать распорки и растяжки.

Систему связей в плоскости нижних поясов стропильных ферм следует, как правило, устраивать из поперечных связевых ферм, которые устанавливаются вдоль крайних рядов колонн (с числом пролетов до трех включительно), а в зданиях с числом пролетов более трех – также и вдоль средних рядов колонн с таким расчетом, чтобы расстояние между смежными связевыми фермами не превышало двух пролетов. Кроме этого, должна быть предусмотрена система распорок и растяжек.



Рисунок 7.64 – Пример сейсмостойкого здания со стальным каркасом

Вертикальные связи между стропильными фермами устанавливаются на опорах и в пролетах ферм по длине здания в тех местах, где устанавливаются поперечные связевые фермы по верхним поясам стропильных конструкций. В пролете стропильных ферм промежуточные вертикальные связи допускается не ставить.

7.2.4.2 Покрытия

Для обеспечения пространственной жесткости каркаса одноэтажного здания и устойчивости покрытия в целом и его элементов в отдельности необходимо предусматривать систему горизонтальных и вертикальных связей между несущими элементами покрытия в плоскости их верхних и нижних поясов, а также в вертикальных плоскостях.

В покрытиях из стального профильного настила, асбоцементных и клефанерных плит или асбоцементных волнистых листов (по стальным прогонам и фермам) система связей в плоскости верхних поясов стропильных ферм должна состоять из поперечных связевых ферм, которые устанавливаются в двух крайних (у торцов и антисейсмических швов здания), а при необходимости, подтвержденной расчетом, – и в промежуточных шагах стропильных ферм, и распорок, роль которых выполняют прогоны.

В покрытиях с диафрагмами жесткости из профилированного настила, стальные листы рекоменду-

ется прикреплять к прогонам или верхним поясам стропильных конструкций с помощью самонарезающихся болтов, устанавливаемых в каждой волне. Между собой листы профилированного настила следует скреплять комбинированными заклепками, шаг которых не должен превышать 250 мм.

Применение железобетонных плит и утепленных покрытий из асбоцементных изделий должно быть ограничено, как правило, районами с сейсмичностью не более 7 баллов (из-за большой массы).

7.2.4.3 Колонны и ригели

Колонны стальных каркасов рамного типа для многоэтажных зданий следует проектировать замкнутого коробчатого сечения, равноустойчивого относительно главных осей инерции, а колонны для рамно-связевых каркасов – двутаврового сечения.

Стыки колонн следует относить от узлов рам и устраивать в зоне действия наименьших изгибающих моментов.

В колоннах рамных каркасов на уровне поясов ригелей должны быть установлены поперечные ребра жесткости.

Опорные сечения ригелей стальных каркасов рамного и рамно-связевого типа многоэтажных зданий следует развивать за счет увеличения ширины полков или устройством вутов с целью снижения напряжений в сварных соединениях в зоне примыкания ригелей к колоннам.

Допускается стыки ригелей с колоннами выполнять на высокопрочных болтах без увеличения опорных сечений ригелей.

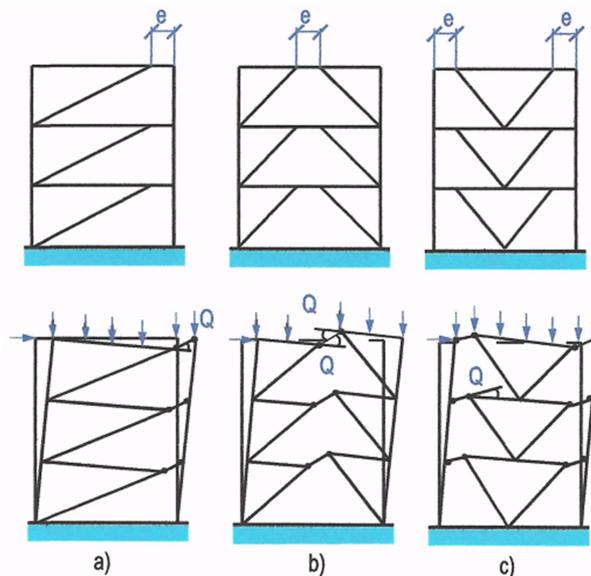


Рисунок 7.65 – Деформации каркаса с различным расположением пластичных связей



Рисунок 7.66 – Деформации безсвязевого каркаса

7.2.4.4 Ограждающие конструкции

Навесные панели выполняются легкими, а их связи с каркасом должны быть гибкими, чтобы обеспечивать выключение панелей из работы при сейсмическом воздействии).

Горизонтальные и вертикальные швы между навесными панелями необходимо заполнять губчатой резиной, минеральной ватой, пенопластом, поропластом и другими упругими прокладками. Заделка горизонтальных швов цементным раствором не рекомендуется.

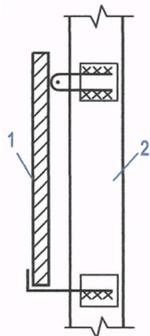


Рисунок 7.67 – Крепление навесной панели:
1 – навесная панель; 2 – колонна



Рисунок 7.68 – Повреждение ограждающих панелей, жестко закрепленных на металлическом каркасе

7.2.5 Здания из монолитного бетона и сборно-монолитные

В зависимости от этажности здания и уровня сейсмической активности используют следующие разновидности стеновых конструктивных систем:

- Тип 1.** Перекрестно-стенная система со всеми несущими стенами.
- Тип 2.** Перекрестно-стенная система с наружными навесными стенами.
- Тип 3.** Поперечно-стенная система с отдельными продольными диафрагмами жесткости.
- Тип 4.** Продольно-стенная система с отдельными поперечными диафрагмами жесткости.

Предпочтительным является применение перекрестно-стеновых конструктивных систем.

В указанных выше четырех разновидностях стеновых конструктивных систем все внутренние стены проектируются из монолитного бетона, наружные стены и перекрытия могут быть монолитными, сборными и сборно-монолитными. В частности наиболее целесообразно применять:

- монолитные и сборно-монолитные наружные стены, сборные и сборно-монолитные перекрытия, для типа 1;
- монолитные перекрытия и сборные наружные стены, для типов 2 и 3;
- монолитные наружные стены и монолитные или сборные перекрытия, для типа 4.

Во всех случаях необходимо стремиться к применению либо монолитных перекрытий, опертых по всему контуру или большей его части, либо неразрезных перекрытий. Последние могут быть сборно-монолитными с применением сборных плит-скорлуп, выполняющих роль оставляемой опалубки, или состоять из сборных сплошных или многопустотных плит, неразрезность которых обеспечивается за счет устройства в стыках дополнительных сварных или петлевых связей и заполнения пространства между торцами плит монолитным бетоном (п. 7.1.7)

7.2.5.1 Объемно-планировочные решения

В зависимости от размера основного пролета плит перекрытий стеновые конструктивные системы подразделяются на:

- малопроектные (до 4,8 м);
- среднепроектные (до 7,2 м);
- большепроектные (больше 7,2 м);
- смешанные.

Максимальное расстояние между осями несущих стен монолитных зданий не должно превышать 7,2 м. Рекомендуется принимать объемно-планировочные решения в которых:

- длины участков стен отличаются не более, чем в 1,5 раза;
- взаимно перпендикулярные участки стен в плане имеют примерно одинаковую длину.

В зданиях с ненесущими наружными стенами внутренние несущие стены не должны иметь изломы (смещений) в плане, а наружные – могут иметь выступы до 3 м.

Оконные и дверные проемы в стенах следует располагать таким образом, чтобы расстояние от внутренней грани стены до проема было не менее 0,6 м.

В зданиях из монолитного железобетона высотой более 12, 9 или 5 этажей при сейсмичности площадок 7, 8 и 9 баллов, соответственно, следует предусматривать не менее двух внутренних продольных стен.

При наличии последовательных уступов по высоте вылет уступа на каждом этаже не должен превышать 10 % размера здания в плане в направлении уступа. Этому положению не обязательно следовать, если уступ по высоте не превышает 15 % общей высоты здания.

При применении керамзитобетона его плотность не должна превышать 1300 кг/м³ и иметь класс не менее В5. Толщина панелей рекомендуется не менее 350 мм, а монолитных стен – 370 мм. При этом, рекомендуется толщину наружных и внутренних несущих стен принимать примерно одинаковой (таблица 7.6).

Монолитные здания следует, как правило, возводить в переставных опалубках (крупнощитовых, блочных, объемно-переставных).

Применение *скользящей опалубки* допускается только при обеспечении такой технологии, которая гарантирует отсутствие срывов бетонной смеси во время движения опалубки, а также обеспечение сплошности бетона стен. Здания или отсеки, возводимые в скользящей опалубке, должны быть точечными, по форме в плане приближающимися к квадрату или кругу. Размеры сторон здания или отсека рекомендуется принимать в пределах 6–30 м, а периметр наружных и внутренних стен – не более 270 м.

7.2.5.2 Стены

При возведении монолитных зданий *вертикальные* технологические швы монолитных стен рекомендуется устраивать в следующих случаях:

- на границах захваток при применении переставных опалубок;
- при раздельном бетонировании продольных и поперечных стен;
- при применении разных видов бетона на различных участках стен.

Они подразделяются на:

1. Торцевые сопряжения – образуются, если у торца ранее забетонированной стены бетонируется стена того же или перпендикулярного направления. В этом случае сопряжения рекомендуется проектировать со сквозными, относительно редко расположенными шпонками, что позволяет создать достаточные арматурные связи в сопряжении.

2. Фронтально-торцевые сопряжения – образуются при возведении взаимно перпендикулярных стен из бетонов различных видов или марок. При выполнении сопряжений рекомендуется использовать в качестве разделителя мелкоячеистую металлическую сетку.

Если несущая способность сопряжений на сдвиг обеспечивается:

- только бетоном шпонок (бетонные шпоночные соединения) – то арматурные связи устанавливаются конструктивно не менее чем в двух уровнях по высоте. Сечение этих связей должно обеспечивать восприятие ими усилий распора, равных $(0,15-0,2) T$, где T – расчетная сдвигающая сила, действующая в сопряжении;
- совместной работой бетона и арматуры, то число и расположение арматурных связей определяется расчетом. Связи диаметром не менее 6 мм следует

располагать с шагом не более 600 мм, а во фронтальных стыках – в каждой шпонке.

Горизонтальные технологические швы при применении:

- скользящей опалубки – следует обрабатывать таким образом, чтобы обеспечить их равнопрочность с монолитным бетоном при сжатии, растяжении и сдвиге. Опирание перекрытий на стены, следует выполнять прерывистым на «пальцах», бетонироваемых в оставляемых в стенах отверстиях;
- переставных опалубок – рекомендуется конструировать и обрабатывать так, чтобы они обеспечивали передачу сдвигающих усилий как в сжатой, так и в растянутой зонах. При выполнении условий, обеспечивающих достаточную прочность и пластичность деформирования примыкающей к шву стены при сжатии, допускается не выполнять специальной обработки швов, требуемой обычно для обеспечения их монолитности при растяжении.

Толщина внутренних несущих монолитных стен по технологическим соображениям должна быть не менее указанной в таблице 7.6. Кроме того, толщина стен должна быть проверена расчетом и удовлетворять эксплуатационным, санитарно-гигиеническим и другим требованиям.

Таблица 7.6 – Рекомендуемая минимальная толщина внутренних монолитных стен сейсмостойких зданий, мм

Тип стены	Этажность	Расчетная сейсмичность, баллы	
		7–8	9
Диафрагмы каркасных зданий	Любая	150	150
Стены бескаркасных зданий:			
продольные и поперечные при шаге стен более 4 м	Любая	160	160
поперечные при шаге стен не более 4 м	Не более 5 этажей, а также верхние 5 этажей зданий большей этажности	120	120
	Не более 16 этажей (кроме верхних 5 этажей)	120	160
	Более 16 этажей (кроме верхних 5 этажей)	16	16

Толщина внутреннего несущего слоя слоистых наружных стен принимается не менее 8 см при расчетной сейсмичности 7, 8 баллов, не менее 10 см – при расчетной сейсмичности 9 баллов, не менее 12 см – в трехслойных панелях с гибкими связями.

7.2.5.3 Армирование стен

Независимо от результатов расчета должно предусматриваться конструктивное армирование стен:

- по полю стен вертикальной и горизонтальной арматурой с площадью сечения не менее 0,1 % (0,05 % площади соответствующего сечения стены);

– в пересечениях стен, местах резкого изменения толщины стены, у граней проемов – площадью сечения не менее 2 см^2 .

Армирование монолитных стен следует, как правило, производить пространственными каркасами, собираемыми из плоских вертикальных каркасов и горизонтальных стержней, либо из горизонтальных плоских каркасов и вертикальных стержней.

В пространственных каркасах, используемых для армирования *поля стены*, плоские каркасы должны устанавливаться:

– с шагом не более 900 мм — при конструктивном армировании;

– с шагом не более 400 мм — при армировании поля стены арматурой, требуемой по расчету стен из плоскости на основное сочетание нагрузок.

Диаметр расчетной вертикальной арматуры принимается не менее 10 мм, а горизонтальной – не менее 8 мм; шаг горизонтальных стержней, объединяющих плоские каркасы, не должен превышать 300 (600) мм.

Пространственные каркасы, используемые для армирования *периферийных зон*, устанавливаются как конструктивно (если расчетное армирование не требуется), так и в соответствии с расчетом на особое сочетание нагрузок. В первом случае пространственные каркасы должны состоять из:

– продольных (вертикальных) стержней диаметром не менее 6 мм;

– замкнутых хомутов диаметром не менее 3 мм, устанавливаемых с шагом не более 500 мм и не более $2t_w$, где t_w – толщина стены;

Во втором случае (расчетное армирование):

– продольных (вертикальных) стержней диаметром не менее 8 мм, которые рекомендуется располагать на участках длиной, равной 0,1–0,2 длины стены;

– замкнутых хомутов (поперечные стержни) диаметром не менее 6 мм, которые рекомендуется располагать с шагом не более 500 мм при расчетной сейсмичности 7 баллов и 400 мм – при расчетной сейсмичности 8 и 9 баллов.

По высоте здания:

– изменение количества расчетной арматуры следует осуществлять за счет изменения диаметра продольных стержней, сохраняя неизменным их количество и расстояния между ними;

– стыкование арматурных каркасов здания следует предусматривать вразбежку, а для стержней диаметром не более 20 мм – внахлестку без сварки. При этом стыки стержней пространственного каркаса должны располагаться вразбежку на длине, превышающей требуемую нормами длину перепуска не менее чем в 2 раза. Рекомендуется располагать стыки арматуры выше уровня перекрытий, как правило, поочередно в уровнях 1/4 и 1/2 высоты этажа.

Следует избегать стыковки арматуры в зонах пластической работы стены. Допускается в этих зонах стыковать не более 1/3 требуемой по расчету арматуры, причем на длине перепуска шаг хомутов не должен превышать $10d_s$ и $8d_s$ соответственно при расчетной сейсмичности 7 и 8–9 баллов (d_s – диаметр вертикальных стержней). Такие же требования предъявляются к хомутам пространственных каркасов с расчетной вертикальной арматурой в зонах высотой 300 мм, примыкающих к горизонтальным технологическим швам.

Независимо от результатов расчета минимальные проценты *вертикального* армирования стен рекомендуется принимать:

- для зданий до 5 этажей – 0,1 %;
- для зданий 6–9 этажей – 0,15–0,2 %;
- для зданий выше 9 этажей – 0,25 %.

В этом случае минимальный процент *горизонтального* армирования поля стен должен приниматься на 25 % выше, чем для вертикального армирования, причем процент вертикального армирования в любой части сечения не должен превышать 4 %.

В *арматурных блоках*, устанавливаемых по полю стен, плоские вертикальные каркасы должны устанавливаться с шагом не более:

– 400 мм, если вертикальная арматура этих каркасов устанавливается по расчету на сжатие, внецентренное из плоскости стены при основном или особом сочетании нагрузок, а также если эта арматура учитывается в расчете нормальных или наклонных сечений в плоскости стены;

– 800 мм, во всех остальных случаях.

Диаметр вертикальной арматуры этих каркасов должен быть не менее 8 мм. Соединительные стержни диаметром не менее 3 мм устанавливаются с шагом не более 500 мм и не более $2t_w$ при нерасчетной вертикальной арматуре, а также при арматуре, устанавливаемой по расчету на 7-балльные воздействия. Если расчетная сейсмичность составляет 8 баллов, то вертикальная арматура устанавливается с шагом не более 400 мм, если 9 баллов, то шаг не превышает 300 мм.

Горизонтальные стержни, объединяющие вертикальные каркасы в армоблок и выполняющие функции поперечного армирования в плоскости стены, должны иметь диаметр не менее 6 мм и устанавливаться с шагом не более 600 мм.

7.2.5.4 Перемычки и простенки

Рекомендуется отдавать предпочтение конструктивным решениям, в которых погонные жесткости перемычек и простенков отличаются не более, чем в 2 раза. При этом, жесткость перемычек следует определять с учетом жесткости перекрытий. В расчете можно принимать с каждой стороны перемычек ширину перекрытий, равную половине их пролета в свету в направлении, перпендикулярном продольной оси перемычек.

7.2.5.5 Армирование стыков, перемычек и мест пересечений

Каркасы, используемые для *конструктивного армирования граней проемов и мест пересечения стен*, должны состоять из продольных арматурных стержней диаметром не менее 10 мм и замкнутых хомутов диаметром 3, 4 мм, устанавливаемых с шагом не более 500 мм.

При армировании *узких простенков* шириной до 1000 мм следует предусматривать не менее четырех продольных арматурных стержней диаметром не менее 12 мм, объединяемых замкнутыми хомутами в пространственный каркас. Хомуты должны устанавливаться с шагом не более удвоенной толщины стены или 400 мм, или $20d_s$.

Для предотвращения хрупкого разрушения в **вертикальных стыковых соединениях** следует предусматривать установку горизонтальных арматурных стержней, пересекающих вертикальный стык. Площадь сечения горизонтальных арматурных стержней должна определяться из условия восприятия ими усилий растяжения, равных 20 % расчетного усилия сдвига, действующего в стыковом соединении и приниматься не менее $0,5 \text{ см}^2$ на 1 пог. м стыка на площадках с сейсмичностью 7 баллов и 1 см^2 на 1 пог. м в остальных случаях.

Армирование **перемычек** следует, как правило, производить пространственными каркасами. Продольное армирование перемычек должно выполняться двухсторонним (для прямоугольных перемычек – симметричным, т. е. $\mu = \mu'$). Крайние продольные стержни следует назначать из арматуры преимущественно класса А-III и заводить их за грань проема на длину анкерки, но не менее, чем на 500 мм. С целью обеспечения устойчивости в сжатой зоне продольных стержней их следует закреплять от выпучивания с помощью поперечных стержней. Шаг поперечных стержней – не более $10d$ (d – наименьший диаметр расчетной продольной арматуры). Поперечные стержни должны располагаться на расстоянии не менее 300 мм от опорной зоны перемычки.

Для **коротких перемычек** с отношением $l/h \leq 1$, а также в тех случаях, когда поперечные силы превышают пределы, установленные нормами, рекомендуется выполнять диагональное армирование перемычек. Диагональная арматура в каждом направлении должна быть заключена в прямоугольные сетки или спирали, причем их шаг не должен превышать 100 мм. Минимальная толщина диагонально армированных перемычек должна составлять 200 мм. Длину анкерки диагональной арматуры в смежных стенах следует увеличить на 50 % по сравнению с обычными требованиями норм.

7.2.6 Здания из объемных блоков

Здания из объемных блоков, как правило, хорошо переносят землетрясения. Объемно-планировочные решения ограничиваются следующими двумя требованиями:

- в зданиях высотой 1–2 этажа допускается произвольная расстановка объемных блоков в плане, а в зданиях высотой более 2 этажей, как правило, должно быть не менее одной внутренней непрерывной стены;

Так как транспортные и монтажные нагрузки сопоставимы по величине с сейсмическими, то дополнительного усиления самих объемных блоков, как правило, не требуется. Повреждения объемно-блочных зданий при экспериментальных исследованиях отмечались, в основном, в стыковых узлах, поэтому основные конструктивные мероприятия направлены на решение именно этой проблемы. Например, имеются экспериментальные проекты, в которых предлагается увеличить площадь контакта стыков по углам объемных блоков (рисунок 7.69).

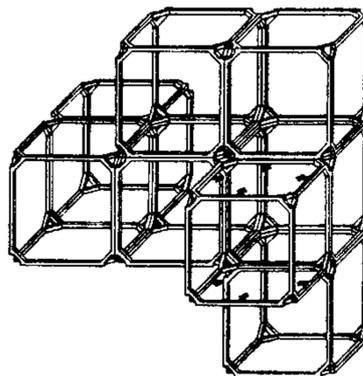


Рисунок 7.69 – Схема сопряжения объемных блоков

7.2.6.1 Конструкции стыковых узлов

В сейсмических районах соединения объемных блоков между собой осуществляется путем:

- сварки закладных изделий и арматурных выпусков;
- замоноличивания участков стыков по вертикальным и горизонтальным швам мелкозернистым бетоном с пониженной усадкой;
- замоноличивания вертикальных колодцев между смежными в плане объемными блоками;
- устройства «скрытого» монолитного железобетонного каркаса (колонн и ригелей) между смежными блоками;
- обжатия вертикальной арматурой, напрягаемой в построечных условиях.

В случае «скрытого» монолитного каркаса должны выполняться следующие требования:

- размеры поперечного сечения элементов (колонн и ригелей) определяются расчетом, но должны быть не менее $160 \times 200 \text{ мм}$ ($b \times h$);
- армирование колонн и ригелей должно осуществляться пространственными каркасами, при этом колонны должны иметь продольную арматуру не менее $4d_{12}$ (при любой сейсмичности), а ригели:
 - $4d_{10}$ при сейсмичности 7–8 баллов и
 - $4d_{12}$ при сейсмичности 9 баллов;
- бетон элементов скрытого каркаса должен иметь класс не ниже В15.

Поэтажное опирание объемных блоков должно быть, как правило, по всей длине несущих стен. Опирание блоков только по углам допускается при:

- сейсмичности площадки:
 - 7 и 8 баллов – в зданиях высотой до 5 этажей;
 - 9 баллов – в зданиях высотой до 3 этажей;
- длине зоны опирания – не менее 300 мм в каждую сторону от угла.

Соединение смежных **по высоте** объемных блоков только связями сдвига (обычно из бетона или раствора) допускается при отсутствии в горизонтальных швах растягивающих вертикальных усилий от расчетных нагрузок в зданиях высотой 2, 3 и 5 этажей, строящихся на площадках с сейсмичностью соответственно 9, 8 и 7 баллов (при этом в расчете силы трения в горизонтальных стыковых соединениях не учитываются). В остальных случаях связи выполняются металлическими, а их сечение определяется расчетом, но не менее:

- вертикальных – $0,5 \text{ см}^2$ на 1 пог. м горизонтального шва между смежными по высоте блоками при сейсмичности 9 баллов и $0,3 \text{ см}^2$ – при сейсмичности 7 и 8 баллов;
- горизонтальных – $1,5 \text{ см}^2$ на 1 пог. м горизонтального шва между смежными в плане блоками (вне зависимости от сейсмичности),

при этом связи между смежными объемными блоками допускается выполнять сосредоточенными по углам блоков (а опирание может быть и по всей длине стен).

7.2.6.2 Конструкции объемных блоков

Однослойные стены и несущие слои многослойных стен объемных блоков должны иметь толщину не менее 100 мм.

Армирование объемных блоков следует выполнять пространственными каркасами и арматурными сетками, а объемные блоки с одинарным армированием стен допускается использовать:

- в зданиях со скрытым монолитным каркасом независимо от этажности;
- в зданиях других типов – высотой не более 5 этажей при сейсмичности площадки 7, 8 баллов и 3 этажей при сейсмичности 9 баллов.

7.2.7 Здания со стенами из местных материалов

Применение их в сейсмических районах крайне ограничено нормами. В городах и поселках строительство жилых домов со стенами из сырцового кирпича, самана и грунтоблоков запрещается. В сельских населенных пунктах, размещаемых в районах сейсмичностью до 8 баллов, строительство одноэтажных зданий из этих материалов допускается при условии усиления стен деревянным антисептированным каркасом с диагональными связями.

К числу общих требований к этим объектам относятся:

- устройство антисейсмического пояса из деревянных брусков в уровне цоколя, подоконника, перемычек над дверями и окнами, и в уровне перекрытия;

Антисейсмический пояс выполняется из антисептированного бруса сечением $100 \times 100 \text{ мм}$, укладываемого по наружным граням стен, и соединенного поперечными брусками с шагом не более 500 мм. Соединение пояса с вертикальными стойками выполняется на сквозных шипах и усиливается стальными накладками с болтовым креплением.



Рисунок 7.70 – Повреждение здания из местных материалов

- установка по краям оконных и дверных проемов, а также в глухих стенах вертикальных стоек с шагом не более 1500 мм, скрепленных диагональными раскосами (подкосами);
- оконные и деревянные проемы обрамляются деревянным брусом сечением $100 \times 100 \text{ мм}$ и соединяются со стеной, вертикальными стойками и промежуточными или антисейсмическими поясами;
- балки деревянных перекрытий следует заанкерить в антисейсмическом поясе и устраивать по ним диагональный настил;
- конструкция крыши должна исключать передачу распора от стропил на стены;
- в скатных крышах стропила должны быть заанкерены в антисейсмические пояса;
- мауэрлаты следует заанкеривать в кладку и скреплять в стыках по длине и в углах;
- расстояние между стенами должно быть не более 6 м;
- фундаменты должны быть бетонными или из каменной кладки.



Рисунок 7.71 – Сейсмостойкое здание из местных материалов

7.3 СПЕЦИАЛЬНЫЕ СООРУЖЕНИЯ

Рассмотренные ниже виды сооружений требуют, как правило, индивидуального проектирования, их сейсмостойкость существенно зависит от конкретных условий строительства, назначения и режима эксплуатации. В связи с этим нормативные документы предъявляют к ним очень небольшой перечень общих конструктивных требований.

Расчет специальных сооружений по упрощенным (нормированным) инженерным методикам следует выполнять всегда. Применение результатов численного расчета на ЭВМ (методы конечных и граничных элементов, метод конечных разностей и т. д.) допускается только в качестве дополнительного и должно подтверждаться результатами экспериментальных исследований или расчетами по инженерным методикам.



Рисунок 7.72 – Повреждение опоры эстакады вертикальной нагрузкой

7.3.1 Крупные емкости

Крупные емкости, используемые для хранения жидких и сыпучих материалов должны проектироваться с учетом следующих требований:

- следует принимать такие конструктивные и технологические решения, которые позволяют опустить центр тяжести емкости как можно ниже;



Рисунок 7.73 – Повреждение опоры горизонтальной емкости с высоким центром тяжести

- размеры (высота) емкости должны приниматься с учетом образования сейсмической волны при неблагоприятных (с точки зрения расчета) эксплуатационных режимах;
- при строительстве железобетонных емкостей использование цементных растворов без пластификаторов не допускается;
- крепление емкостей к фундаменту должно исключать:
 - остаточные вертикальные и горизонтальные смещения резервуара после расчетного сейсмического воздействия;
 - нарушение сплошности стенок резервуара;
- для емкостей объемом более 1000 м³, предназначенных для хранения горючих, взрывчатых и токсичных веществ:
 - следует выполнять инженерно-геологические изыскания для каждого резервуара;
 - следует располагать на лучших (в сейсмическом отношении) площадках;
 - предусматривать фундаменты, как правило, в виде сплошной плиты или свайного поля, объединенного общим ростверком (фундаментной плитой);

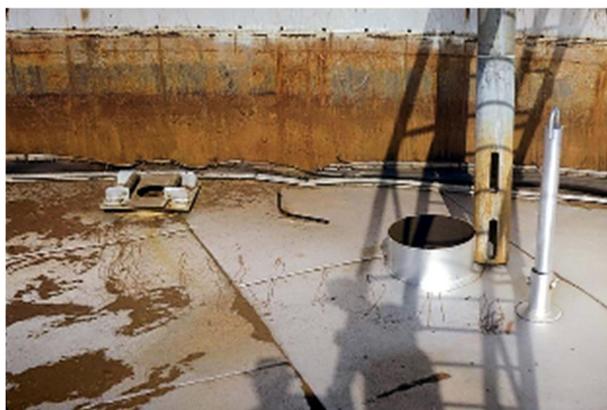


Рисунок 7.74 – Повреждение стенки и плавающей крыши резервуара образовавшейся волной

- при проектировании свайных фундаментов предпочтение следует отдавать конструкциям с меньшим числом свай большего диаметра;
- применение материалов на битумной основе (в том числе асфальтобетонов) для устройства горизонтальной гидроизоляции следует обосновывать расчетом;
- территория вокруг емкостей должна иметь, как правило, железобетонное ограждение, рассчитанное на 1,5 емкости резервуаров (для исключения волнового перелива вещества);
- для емкостей, предназначенных для хранения горючих, взрывчатых или токсичных веществ:
 - применение грунтового обвалования не допускается (возможно распространение пожара по травяному покрову);
 - следует предусматривать надежную систему гидроизоляции ограждающего бассейна из материала, который не разрушается в результате утечек хранимого вещества, возможных сейсмических подвижек поверхности земли и отвечает противопожарным нормам;
 - ограждение следует проектировать с учетом возможности залпового выброса хранимого вещества через прорыв в стенке резервуара.



Рисунок 7.76 – Повреждение резервуара по типу «слоновой ступни»



Рисунок 7.75 – Отрыв анкерного крепления и разрыв жесткого соединения резервуара с трубопроводом



Рисунок 7.77 – Отрыв РВС, прикрепленного к фундаменту специальным «слабым» швом



Рисунок 7.78 – Пожар и разрушение резервуаров оползнем вследствие землетрясения

7.3.2 насыпи

Сейсмичность площадок строительства насыпей и выемок, как правило, следует определять на основании данных общих ИГИ в пределах верхних 10м толщи основания по таблице СП и принимать на 1 балл ниже сейсмичности площадки строительства.

При **выборе площадки и устройстве основания** следует соблюдать следующие требования:

- обходить особо неблагоприятные в геологическом отношении участки местности (оползни, обвалы и т. д.);
- при устройстве насыпей под железную или автомобильную дорогу 1 категории на насыщенных водой грунтах, основание насыпей следует, как правило, осушать;
- при устройстве земляного полотна на косогорах основную площадку, как правило, следует размещать или полностью на полке, врезанной в склон, или целиком на насыпи.

При выборе **заложения откосов** насыпей и выемок следует соблюдать следующие требования:

- трассирование дорог по нескальным косогорам при крутизне откоса более 1:1,5 допускается только на основании специальных ИГИ;
- трассирование дорог по нескальным косогорам при крутизне откоса 1:1 и более не допускается;
- при расчетной сейсмичности 9 баллов и высоте насыпей (глубине выемок) более 4 м откосы земляного полотна из нескальных грунтов следует принимать на 1:0,25 положе откосов, проектируемых для несейсмических районов;

– откосы крутизной 1:2,25 и менее крутые допускается проектировать по нормам для несейсмических районов;

– при расчетной сейсмичности 8 и 9 баллов низовой откос железнодорожной насыпи, расположенной на косогоре круче 1:2, следует укреплять подпорными стенами.

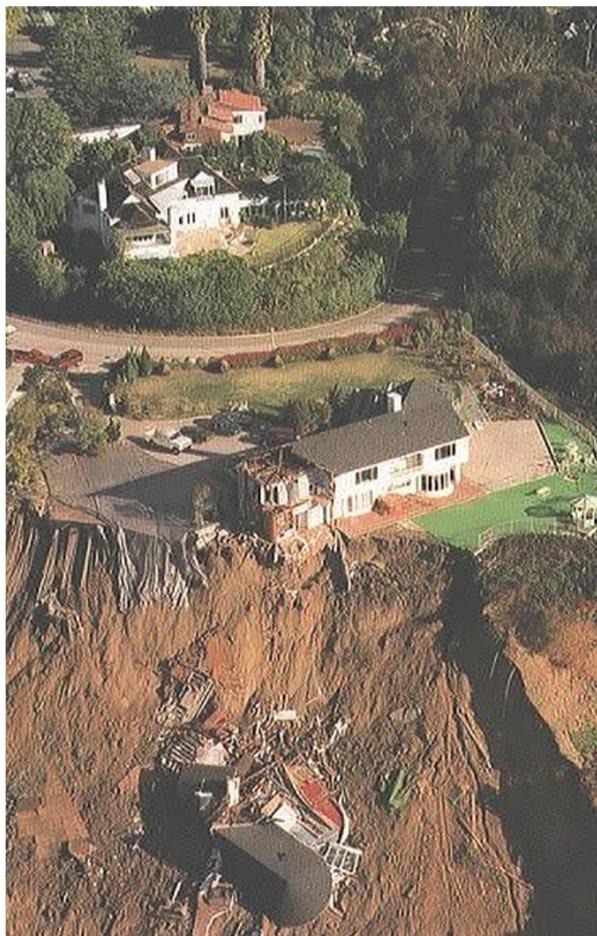


Рисунок 7.79 – Потеря устойчивости склона под жилыми зданиями

При устройстве **тела насыпи** в случае применения разных грунтов отсыпку следует производить с постепенным переходом от тяжелых грунтов в основании к более легким сверху насыпи.

7.3.3 Подпорные стены и противооползневые сооружения

Оползни и склоны

Влияние сейсмичности на формирование обвално-оползневых процессов состоит в следующем:

- при землетрясениях происходит раздробление массивов горных пород, особенно в существующих зонах ослабления, поэтому повторяющиеся толчки даже малой силы являются существенным фактором подготовки горных склонов к обрушению;
- в некоторых типах глин проявляются тиксотропные свойства, что способствует образованию оползней;
- происходит мгновенное перераспределение сложившихся полей напряжений, при этом в ослабленных зонах может быть превышена прочность пород;

– проявляются силы инерции, которые могут существенно увеличить сдвигающие силы.

При расчетах устойчивости склонов в инженерной практике, ввиду значительности масс, сейсмические силы считают приложенными статически, а полное ускорение сейсмической волны принимают направленным горизонтально в сторону склона. Роль вертикальной составляющей сейсмического воздействия сравнительно не велика и может не учитываться при оценке устойчивости. Действие землетрясения как бы заменяют кратковременным увеличением наклона склона на угол β , величина которого, соответствующая интенсивности землетрясения, приведена в таблице 7.7.

Таблица 7.7 – Влияние расчетной сейсмичности на устойчивость склона

Расчетная сейсмичность, балл	Коэффициент сейсмичности, m	Увеличение угла наклона склона, $\Delta\beta$
5	0,005	15'
6	0,01	30'
7	0,02	1° 10'
8	0,05	3°
9	0,10	6°
10	0,25	15°
11	0,50	30°
12	> 0,50	> 30°

Следует иметь в виду, что вследствие кратковременности землетрясения деформации ползучести не успевают развиться и возникающие при землетрясениях напряжения могут преодолеть динамическую (соответствующую времени нагружения), а не длительную (статическую) прочность $C_{дл}$.

Это означает, что в породах, где возможно крупное разрушение или резкое падение структурной прочности, землетрясения могут существенно снизить устойчивость склона.

В плотных глинах, где многое определяется ползучестью, землетрясение практически не изменяет прочностные показатели грунта.

Устойчивость покровных образований на природных склонах определяется их минимальной сезонной прочностью C_{min} и максимальным сезонным индексом обводненности $I_{w\ max}$, а их устойчивость в момент землетрясения, – прочностью C_s и индексом обводненности $I_{w\ s}$ в момент землетрясения.

Таким образом, устойчивость покровных отложений во многом зависит от времени (сезона), когда происходит землетрясение.

При наличии грунтовых вод на глубине менее 4 м от поверхности расчетную сейсмичность для откосов (уступов), сложенных глинистыми породами и песками, следует увеличивать на 1 балл против указанной в СП.

При статических расчетах длительность воздействия максимального сейсмического толчка, а также интенсивность и длительность последующих сотрясений не учитываются. Между тем, в некоторых случаях разрушение склона происходит в результате суммирования деформаций от всей серии сотрясений. Амплитуда перемещения оползня также определяется не только интенсивным толчком, но всей аксе-

лерограммой землетрясения. Влияет, также, ориентировка толчка относительно склона.

Опыт показал, что наиболее устойчивы при землетрясениях плотные глины, а наименее – лёсс и слабо уплотненные пески.

Большие амплитуды горизонтальных перемещений при относительно малых амплитудах вертикального смещения характерны для оползней, возникших при землетрясениях.

Влияние землетрясений на возникновение оползней зависит от целого ряда факторов, основными из которых являются:

- интенсивность толчков;
- обводненность склона (уровень грунтовых вод и сезон года);
- количество афтершоков;
- время, прошедшее с момента предыдущего землетрясения;
- интенсивность процессов выветривания и изменения рельефа.

Натурные наблюдения показывают, что с увеличением высоты склона на 200 м происходит возрастание амплитуд скоростей в покровных отложениях (по сравнению с коренным основанием) в 2–3 раза и характерных периодов в 1,5–2 раза, т. е. увеличение интенсивности и длительности колебаний.

Подпорные стены

При проектировании подпорных стен необходимо соблюдать требования п. 7.1.11, а также учитывать следующие основные положения:

- а) высота гравитационных и уголковых подпорных стен не должна превышать:
 - для стен из бетона при расчетной сейсмичности:
 - 8 баллов – 12 м;
 - 9 баллов – 10 м;
 - для стен из бутобетона и каменной кладки на растворе (п. 7.2.1) при расчетной сейсмичности:
 - 8 баллов – 12 м;
 - 9 баллов:
 - на железных дорогах – 8 м;
 - на автомобильных дорогах – 10 м;
- б) применение каменной кладки насухо допускается при:
 - высоте подпорной стенки не более 3 м;
 - длине подпорной стенки не более 50 м;
 - расчетной сейсмичности не более:
 - 7 баллов – для железных дорог;
 - 8 баллов – для автомобильных дорог;
- в) в подпорных стенах высотой 5 м и более, выполняемых из камней неправильной формы, следует через каждые 2 м по высоте устраивать прокладные ряды из камней правильной формы;
- г) подпорные стены следует разделять по длине сквозными вертикальными швами на секции длиной не более 15 м с учетом размещения подошвы каждой секции на однородных грунтах;
- д) при расположении оснований смежных секций подпорной стены в разных уровнях, переход от одной отметки основания к другой должен производиться уступами с отношением высоты уступа к его длине 1:2;
- е) применение подпорных стен в виде обратных сводов не допускается;

- ж) при расчете подпорных стен необходимо учитывать сейсмическое давление грунта;
- з) проверка подпорных стен на устойчивость против плоского и глубинного сдвига, а также против опрокидывания с учетом сейсмических нагрузок является обязательной, при этом постоянную равномерно распределенную нагрузку на поверхности грунта за подпорной стенкой при сейсмичности более 8 баллов необходимо, как правило, располагать вне тела обрушения грунта.

7.3.4 Порты и причалы

Расчетная сейсмичность площадки строительства должна определяться по карте сейсмического районирования с учетом следующих требований:

- при оценке результатов ИГИ не следует учитывать примечания к таблице 1 СП;
- при расчетной сейсмичности 9 баллов строительство на грунтах III категории допускается только при специальном обосновании.

Основания портовых сооружений следует проектировать с учетом следующих требований:

- при наличии в основании сооружения слабых грунтов (илов, мягкопластичных глин и т. д.) следует удалять эти грунты либо предусматривать специальные меры по их уплотнению или закреплению;
- при наличии в основании сооружения скальных грунтов следует предусматривать мероприятия по укреплению грунта и улучшению контакта сооружения с основанием;
- при наличии в основании или теле сооружения водонасыщенных несвязных грунтов следует производить оценку возможности их разжижения при сейсмическом воздействии и, при необходимости, предусматривать мероприятия по улучшению грунтов;

Портовые **оградительные** сооружения (молы, волноломы) при сейсмичности площадки 8 и 9 баллов должны отвечать следующим требованиям:

- их следует возводить из наброски камня, обыкновенных и фасонных массивов или из массивов-гигантов;
- углы наклона откосов следует уменьшать, соответственно, на 10 и 20 % против допускаемых в несейсмических районах.

Причальные сооружения в сейсмических районах:

- следует, как правило, возводить в виде конструкций, не подверженных одностороннему давлению грунта;
- при нескальных основаниях заанкеренные стальные шпунтовые стенки допускается применять, если невозможно использовать конструкцию не подверженную одностороннему давлению грунта;
- при скальных основаниях массивы-гиганты допускается применять, если невозможно использовать конструкцию не подверженную одностороннему давлению грунта;
- при 7 и 8 баллах допускается применение сборных конструкций из кладки обыкновенных массивов с выполнением специальных конструктивных мероприятий по усилению монолитности сооружения.



Рисунок 7.80 – Сейсмическое повреждение портового крана

7.4 РЕКОНСТРУКЦИЯ И УСИЛЕНИЕ СУЩЕСТВУЮЩИХ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

При решении вопроса о целесообразности реконструкции и усиления существующих зданий и сооружений следует исходить из комплексной оценки о допустимости соответствующего риска с учетом возможных экономических, социальных и экологических последствий разрушения объекта.

Первоочередной реконструкции и усилению подлежат здания и сооружения:

- разрушение которых при землетрясении может вызвать крупные социальные и экологические бедствия (атомные электростанции и объекты, плотины, хранилища токсичных веществ и т. д.);
- нормальное функционирование которых позволяет ускорить ликвидацию последствий землетрясений (мосты, тоннели, системы энерго-, водо-, газоснабжения и связи, больницы, вокзалы, банки и т. д.).



Рисунок 7.81 – Усиление здания диагональными связями

При разработке проектов реконструкции и усиления существующих зданий и сооружений следует руководствоваться действующими СП а также следующими рекомендациями:

- новые узлы и конструкции разрабатываются в соответствии с требованиями действующих СП;
- вносимые дополнения и изменения не должны приводить к увеличению расчетных сейсмических нагрузок в любом элементе здания (сооружения) более чем на 5 %, даже если несущая способность этих элементов останется не превышенной;
- вносимые дополнения и изменения не должны приводить к снижению сейсмостойкости любого элемента здания (сооружения), даже если эта пониженная сейсмостойкость будет отвечать требованиям СП.



Рисунок 7.82 – Устройство диафрагмы жесткости в цехе

7.5 ВЫСОТНЫЕ ЗДАНИЯ



Рисунок 7.83 – Высотное и малоэтажное здание после землетрясения

7.5.1 Особенности высотных зданий

К высоким относят здания с числом этажей более 16. В дополнение к выше перечисленным, к ним предъявляются следующие требования:

- в качестве несущих конструкций высоких зданий следует принимать каркасы с диафрагмами, связями или ядрами жесткости;

- через каждые два перекрытия по высоте такого здания следует предусматривать перекрытия повышенной жесткости – тип 3 согласно п. 7.1.7;
- строительство высоких зданий на грунтах III категории по сейсмическим свойствам не допускается;
- если высота здания более чем в 6 раз превышает наименьшую ширину, то необходимо выполнять дополнительную проверку на устойчивость против опрокидывания, при этом следует учитывать глубину заложения фундаментов или число подземных этажей, а также эксцентриситет приложения вертикальной нагрузки, связанный с изгибом здания и перекосом верхних этажей;
- фундаменты таких зданий на не скальных грунтах следует, как правило, принимать свайными или в виде сплошной фундаментной плиты.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

В настоящем учебном пособии авторы постарались систематизировать и в доступной форме изложить столь обширный и разнообразный материал, имеющийся в разных источниках.

Наука о сейсмостойкости на сегодняшний день продолжает активно развиваться благодаря непрерывно накапливаемому и анализу данных о последствиях сильных землетрясений, совершенствованию и усложнению расчетных моделей, а также широкому применению в математическом моделировании ЭВМ и специализированных программных комплексов. Поэтому возникает необходимость в непрерывной переработке и дополнении имеющегося материала. Пособие содержит краткий обзор последствий наиболее изученных сильных землетрясений, основы расчета зданий и сооружений на сейсмические воздействия, а также основные нормативные требования к проектированию как зданий и сооружений в целом, так и их отдельных элементов. Кроме того, в состав входит графический материал (фотографии), демонстрирующий последствия землетрясений и анализ примененных при этом проектных решений. Поэтому данное пособие может служить общим введением в тематику. Для более глубокой проработки и изучения отдельных вопросов авторы отсылают читателя к специализированным источникам.

Авторы надеются, что данное пособие будет полезным для студентов, научных сотрудников и инженеров, стремящихся овладеть знаниями в области сейсмостойкого строительства.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Градостроительный кодекс Российской Федерации : федер. закон от 29.12.2004 № 190-ФЗ // СЗ РФ. – 2005. – №1. – Ст. 16.
2. О промышленной безопасности опасных производственных объектов : федер. закон от 21.07.1997 № 116-ФЗ // СЗ РФ. – 1997. – №30. – Ст. 3588.
3. ГОСТ Р 57546-2017. Землетрясения. Шкала сейсмической интенсивности. – Введ. 2017-09-01. – М. : Стандартинформ, 2017.
4. СП 14.13330.2018. СНиП II-7-81* Строительство в сейсмических районах. – Введ. 2018-11-25. – М. : Стандартинформ, 2018.
5. СП 20.13330.2016. СНиП 2.01.07-85* Нагрузки и воздействия. – Введ. 2017-06-04. – М. : Стандартинформ, 2017.
6. СП 22.13330.2016. СНиП 2.02.01-83* Основания зданий и сооружений. – Введ. 2017-07-01. – М. : Стандартинформ, 2017.
7. СП 35.13330.2011. СНиП 2.05.03-84* Мосты и трубы. – Введ. 2011-05-20. – М. : ОАО «ЦПП», 2011.
8. СП 268.1325800.2016. Транспортные сооружения в сейсмических районах. Правила проектирования. – Введ. 2017-06-17. – М. : Стандартинформ, 2017.
9. СП 368.1325800.2017. Здания жилые. Правила проектирования капитального ремонта. – Введ. 2018-05-26. – М. : Стандартинформ, 2018.
10. СП 381.1325800.2018. Сооружения подпорные. Правила проектирования. . – Введ. 2019-01-24. – М. : Стандартинформ, 2019.
11. Айзенберг Я. М. Сейсмостойкость сооружений и поселений, инновационные решения / Я. М. Айзенберг, В. И. Смирнов // Градостроительство. – 2013. – №1(23). – С. 57–64.
12. Альбом технических решений на восстановление строительных объектов после аварий и землетрясений. – М. : ВНИИПКтехоргнефтегазстрой, 1990. – 82 с.
13. Амосов А. А. Основы теории сейсмостойкости сооружений / А. А. Амосов, С. Б. Сеницын. – М. : Изд-во АСВ, 2010. – 134 с.
14. Арнольд К. Архитектурное проектирование сейсмостойких зданий: пер. с англ. / К. Арнольд, Р. Рейтерман. – М. : Стройиздат. 1987. – 196 с.
15. Бирбраер А. Н. Расчет конструкций на сейсмостойкость / А. Н. Бирбраер. – СПб. : Наука, 1998. – 255 с.
16. Волосухин В. А. Сейсмостойкость строительных объектов и гидротехнических сооружений : учеб. пособие / В. А. Волосухин, В. П. Дыба, В. Н. Моргунов. – Новочеркасск : ЮРГТУ, 2007. – 166 с.
17. Анализ основных положений СП 14.13330.2011 «СНиП II-7-81* Строительство в сейсмических районах» / Г. А. Джинчвелашвили, О. В. Мкртычев, А. В. Колесников, А. В. Соснин // Промышленное и гражданское строительство. – 2011. – № 9. – С. 17–21.
18. Пузырев Н. Н. Методы и объекты сейсмических исследований. Введение в общую сейсмологию / Н. Н. Пузырев. – Новосибирск : Изд-во СО РАН, НИЦ ОИГГМ, 1997.

19. Руководство для проектировщиков к Еврокоду 8: Проектирование сейсмостойких конструкций : руководство для проектировщиков 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.]. – М. : МГСУ, 2013. – 484 с.

20. Тяпин А. Г. Учет взаимодействия сооружений с основанием при расчетах на сейсмические воздействия / А. Г. Тяпин. – М. : Изд-во АСВ, 2014. – 136 с.

21. Шаблинский Г. Э. Натуральные динамические исследования строительных конструкций жилых и общественных зданий / Г. Э. Шаблинский, Д. А. Зубков. – М. : Изд-во АСВ, 2009. – 216 с.

ВОПРОСЫ ДЛЯ САМОКОНТРОЛЯ

В скобках указан правильный вариант ответа: (2)

1. При расчетной сейсмичности 7 баллов должны окаймляться железобетонными рамами проемы в стенах каменных зданий шириной:	1 – более 2 м.	2 – более 3,5 м.	3 – более 4 м.	(2)
2. При расчетной сейсмичности площадки 7 баллов высота крупнопанельных зданий не должна превышать:	1 – 9 этажей	2 – 12 этажей	3 – 14 этажей	(3)
3. Временные разрывы в возводимой кладке следует оканчивать:	1 – наклонной штрабой	2 – вертикальной штрабой		(1)
4. Кладочные растворы необходимо применять с водоудерживающей способностью (водоотделение)	1 – больше 2 %	2 – больше 3 %	3 – меньше 2 %	(3)
5. Контроль прочности нормального сцепления раствора кладки следует производить в возрасте	1 – 7 суток	2 – 21 суток	3 – 14 суток	(1)
6. Антисейсмические швы при необходимости закрываются	1 – раствором	2 – пиломатериалом	3 – гибким фартуком	(3)
7. Авторский надзор проектных организаций за строительством в сейсмике	1 – по решению заказчика	2 – по решению проектной орг.	3 – обязателен	(3)
8. Заделка проходов труб в стенах и фундаментах должна быть	1 – жесткая	2 – эластичная		(2)
9. Трубопроводы водопровода внутри здания выше уровня пола прокладываются	1 – открытой прокладкой	2 – замоноличенными		(1)
10. Укладку труб под фундаменты следует предусматривать	1 – ниже подошвы на 1 м.	2 – ниже подошвы на 0,5 м	3 – в футлярах	(3)
11. Стыки соединений стальных труб следует осуществлять на сварке	1 – электросварке	2 – ручной газовой		(1)
12. Качество сварки соединений стальных трубопроводов и фасонных частей проверяется физическими методами контроля в объеме	1 – 50 %	2 – 70 %	3 – 100 %	(3)
13. Для свайных фундаментов в сейсмических районах следует применять сваи всех видов, кроме	1 – пирамидальных	2 – буронабивных	3 – без поперечного армирования	(3)
14. Устройство безростверковых свайных фундаментов зданий и сооружений	1 – не допускается	2 – допускается		(1)
15. В фундаментах и стенах подвалов из крупных блоков должна быть обеспечена перевязка кладки в каждом ряду, во всех углах и пересечениях глубиной	1 – 1/5 их высоты	2 – 1/2 их высоты	3 – 1/3 их высоты	(3)
16. Гидроизоляционные слои в стенах следует выполнять из	1 – пергамина	2 – рубероида	3 – цементного раствора	(3)
17. Разворот квадратных и прямоугольных свай в плане относительно продольных и поперечных осей здания	1 – не допускается	2 – допускается		(1)
18. При расчетной сейсмичности 7 баллов допускается не устраивать антисейсмические швы в одноэтажных зданиях высотой до	1 – 5 м	2 – 15 м	3 – 10 м	(3)
19. Ширина антисейсмического шва должна быть не менее	1 – 30 мм	2 – 20 мм	3 – 40 мм	(1)
20. В районах с повышенной сейсмичностью высота зданий и сооружений определяется по требованиям для не сейсмичных районов если несущими конструкциями являются:	1 – кирпичные стены	2 – крупнопанельные стены	3 – металлический каркас	(3)
21. Боковые грани плит перекрытий и покрытий должны	1 – иметь шпонки	2 – быть гладкими		(1)
22. Опираие плит перекрытий на кирпичные и каменные стены должно быть не менее	1 – 120 мм	2 – 100 мм	3 – 90 мм	(1)
23. В зданиях выше пяти этажей применение перегородок из кирпичной кладки, выполненной вручную	1 – допускается	2 – не допускается		(2)
24. Вынос балконов в зданиях с каменными стенами не должен превышать	1 – 1,5 м	2 – 1,75 м	3 – 2,0 м	(1)
25. При расчетной сейсмичности 8 баллов должны окаймляться железобетонными рамами проемы в стенах каменных зданий шириной:	1 – более 3,5 м	2 – более 3 м	3 – более 2,5 м	(2)

26. Допускается возведение несущих стен зданий из кладки на растворах с пластификаторами без спецдобавок, повышающих сцепление при расчетной сейсмичности	1 – 9 баллов	2 – 8 баллов	3 – 7 баллов	(3)
27. Штучная кладка стен должна выполняться летом на смешанных цементных растворах марки не ниже :	1 – 25	2 – 35	3 – 50	(1)
28. Для кладки блоков и панелей следует применять раствор марки не ниже	1 – 50	2 – 75	3 – 100	(1)
29. Кладки по их сопротивляемости сейсмическим воздействиям подразделяются на категории в зависимости от	1 – сопротивления срезу	2 – сопротивления сжатию	3 – нормального сцепления	(3)
30. Временное сопротивление осевому растяжению по неперевязанным швам для кладки 1 категории должно быть	1 – больше 1,5 кг/см ²	2 – больше 1,8 кг/см ²		(2)
31. Применение кирпичной или каменной кладки не допускается при невозможности получения нормального сцепления больше или равного	1 – 1,8 кг/см ²	2 – 1,5 кг/см ²	3 – 1,2 кг/см ²	(3)
32. Отношение высоты этажа к толщине стены из кирпичной или каменной кладки должно быть не более	1 – 10	2 – 12	3 – 15	(2)
33. В уровне перекрытий и покрытий должны устраиваться антисейсмические пояса по	1 – продольным стенам	2 – поперечным стенам	3 – всем стенам	(3)
34. Высота железобетонного антисейсмического пояса должна быть не менее	1 – 120 мм	2 – 150 мм	3 – 200 мм	(2)
35. При расчетной сейсмичности площадки 8 баллов высота крупнопанельных зданий не должна превышать:	1 – 9 этажей	2 – 14 этажей	3 – 12 этажей	(3)
36. При расчетной сейсмичности 7 – 8 баллов антисейсмические пояса должны иметь продольную арматуру не менее	1 – 4 диаметра 12 мм	2 – 4 диаметра 10 мм		(2)
37. Вынос карнизов из материала стен должен быть не более	1 – 0,2 м	2 – 0,3 м	3 – 0,5 м	(1)
38. Вынос карнизов из железобетонных элементов, связанных с антисейсмическими поясами может быть не более	1 – 0,3 м	2 – 0,5 м	3 – 0,4 м	(3)
39. Глубина заделки перемычек в кладку должна быть не менее	1 – 250 мм	2 – 350 мм	3 – 450 мм	(2)
40. Устройство балконов в кирпичных зданиях	1 – допускается	2 – не допускается		(1)
41. Указанная в приложениях 1* и 2* СНиП II-7-81* сейсмичность относится к участкам с категорией грунтов по сейсмическим свойствам	1 – 1	2 – 2	3 – 3	(2)
42. Антисейсмические швы должны разделять здания и сооружения	1 – по фундаменту	2 – от фундамента до карниза	3 – по всей высоте	(3)
43. При выполнении кладки на полимерцементных растворах кирпич перед укладкой следует	1 – очищать от пыли, грязи	2 – увлажнять	3 – грунтовать	(1)
44. Применение кирпича и керамических камней с выступающими на их поверхности следами содержания солей	1 – допускается	2 – не допускается		(2)
45. При расчетной сейсмичности 9 баллов антисейсмические пояса должны иметь продольную арматуру не менее	1 – 4 диаметра 10 мм	2 – 4 диаметра 12 мм	3 – 4 диаметра 14 мм	(2)
46. Зимой штучная кладка стен должна выполняться на смешанных цементных растворах марки не ниже	1 – 35	2 – 50	3 – 75	(2)
47. Временное сопротивление осевому растяжению по неперевязанным швам для кладки 2 категории	1 – больше 1,2 кг/см ²	2 – больше 1,0 кг/см ²	3 – меньше 1,2 кг/см ²	(1)
48. Отношение длины буронабивной сваи к ее диаметру должно быть не более	1 – 15	2 – 25	3 – 30	(2)
49. Наступление зимних условий строительства характеризуется среднесуточной температурой воздуха	1 – – 5 °С и ниже	2 – +5 °С и ниже	3 – 0 °С и ниже	(2)
50. В зданиях ниже пяти этажей применение перегородок из кирпичной кладки выполненной вручную	1 – допускается	2 – не допускается		(1)
51. Добавление воды в полимерцементные растворы для повышения их подвижности	1 – допускается	2 – не допускается		(2)

52. Наиболее вероятными опасными геологическими процессами зарегистрированными на территории Краснодарского края являются	1 – оползни, обвалы, карст	2 – сели, лавины, подтопление	3 – все перечисленные	(3)
53. Для проведения контрольных испытаний сцепления кладки из кирпича на здании следует выбирать участки стен в количестве	1 – 4 на этаж	2 – 2 на этаж	3 – 1 на этаж	(3)
54. Контрольные испытания кладки на сцепление должны производиться с отрывом на каждом участке кирпичей в количестве	1 – 3 шт.	2 – 5 шт.	3 – 7 шт.	(2)
55. При расчетной сейсмичности площадки 9 баллов допускается возводить крупнопанельные здания высотой не более:	1 – 9 этажей	2 – 12 этажей	3 – 14 этажей	(1)
56. Жесткое присоединение трубопроводов к стенам зданий, сооружений и оборудованию	1 – допускается	2 – не допускается		(2)
57. Внутри зданий в местах пересечения деформационных швов на трубопроводах следует предусматривать установку	1 – гильз	2 – компенсаторов		(2)
58. В местах присоединения трубопроводов к насосам, бакам, измерительным приборам необходимо предусматривать	1 – гибкие соединения	2 – жесткие соединения		(1)
59. Вводы водопровода, внутренние сети, стояки водопровода допускается выполнять из труб	1 – чугунных	2 – стальных	3 – асбестоцементных	(2)
60. В сейсмоопасных районах при строительстве зданий и сооружений устройство лестничных маршей по металлическим косоурам	1 – допускается	2 – не допускается		(1)
61. Применение буронабивных свай в сейсмических районах строительства допускается только в устойчивых грунтах, не требующих закрепления стенок скважин, при этом диаметр свай должен быть не менее	1 – 400 мм	2 – 500 мм	3 – 700 мм	(1)
62. Максимальная этажность школ и больниц при сейсмичности площадки 8 – 9 баллов ограничивается:	1 – двумя этажами	2 – тремя этажами	3 – пятью этажами	(2)
63. Воздействие сейсмических усилий на здание может иметь следующие направления в пространстве:	1 – горизонтальные	2 – вертикальные	3 – любые	(3)
64. Повреждения зданий во время перемещения грунта вызываются:	1 – динамикой удара	2 – внешней нагрузкой	3 – инерцией массы здания	(3)
65. При сейсмичности 7 – 8 баллов в сопряжениях стен должны укладываться арматурные сетки длиной 1,5 м с шагом по высоте кладки:	1 – 300 мм	2 – 500 мм	3 – 700 мм	(3)
66. Меньшее значение для динамики здания или сооружения имеет его симметрия относительно	1 – вертикальной оси	2 – осей в плане		(1)
67. В наибольшей степени отвечают требованиям сейсмостойкого строительства здания, имеющие в плане форму:	1 – квадрата	2 – круга	3 – прямоугольника	(2)
68. Действие СП 14.13330.2018 «Строительство в сейсмических районах» распространяется на строительство в районах с сейсмичностью:	1 – от 6 до 9 баллов	2 – от 7 до 9 баллов	3 – от 8 до 9 баллов	(2)
69. Перегородки из кирпича следует армировать на всю длину, а по высоте не реже чем через:	1 – 300 мм	2 – 500 мм	3 – 700 мм	(3)
70. Для заполнения швов между блоками стен подвалов применение раствора ниже марки 50	1 – допускается	2 – не допускается		(1)
71. В каркасных зданиях применение самонесущих стен из каменной кладки допускается при шаге пристенных колонн каркаса не более:	1 – 3 метра	2 – 6 м	3 – 9 м	(2)
72. Применение самонесущих стен из каменной кладки в каркасных зданиях допускается при высоте стен здания, возводимого на площадке сейсмичностью 7 баллов не более:	1 – 18 м	2 – 20 м	3 – 25 м	(1)
73. В каркасных зданиях, возводимых на площадках сейсмичностью 8 баллов применение самонесущих стен из каменной кладки допускается при высоте стен не более:	1 – 10 м	2 – 16 м	3 – 20 м	(2)
74. В каркасных зданиях, возводимых на площадках сейсмичностью 9 баллов применение самонесущих стен из каменной кладки допускается при высоте стен не более	1 – 6 м	2 – 15 м	3 – 9 м	(3)

75. При расчетной сейсмичности 9 баллов в сопряжениях стен должны укладываться арматурные сетки, площадь сечения продольной арматуры более 1 см^2 , с шагом по высоте кладки:			
Ответ:	1 – 350 мм	2 – 500 мм	3 – 700 мм (2)
76. Строительство зданий с каркасными нижними этажами и вышележащими несущими стенами не допускается на площадках, сложенных грунтами:			
Ответ:	1 – 1 категории по сейсмическим свойствам	2 – 2 категории по сейсмическим свойствам	3 – 3 категории по сейсмическим свойствам (3)
77. Толщина внутреннего несущего бетонного слоя 3-х слойных наружных стеновых панелей крупнопанельных зданий должна быть не менее:			
Ответ:	1 – 90 мм	2 – 100 мм	3 – 120 мм (2)
78. Устройство эркеров в крупнопанельных зданиях -			
Ответ:	1 – не допускается	2 – допускается	(1)
79. Допускается выполнение зимней кладки вручную с обязательным включением в раствор противоморозных добавок при расчетной сейсмичности площадки строительства:			
Ответ:	1 – 7 и менее баллов	2 – 8 и менее баллов	3 – 9 и менее баллов (2)
80. Выполнение кирпичной и каменной кладки вручную при отрицательной температуре для несущих и самонесущих стен запрещается при расчетной сейсмичности площадки строительства			
Ответ:	1 – 7 и более баллов	2 – 8 и более баллов	3 – 9 и более баллов (3)
81. Для кладки несущих и самонесущих стен или заполнения каркаса допускается применять пустотелый кирпич с отверстиями размером до:			
Ответ:	1 – 10 мм	2 – 14 мм	3 – 20 мм (2)
82. Для кладки несущих и самонесущих стен или заполнения каркаса допускается применять бетонные камни сплошные и пустотелые блоками плотностью больше 1200 кг/м^3 марки			
Ответ:	1 – 100 и выше	2 – 75 и выше	3 – 50 и выше (3)
83. Для кладки несущих и самонесущих стен или заполнения каркаса допускается применять кирпич керамический полнотелый марки не ниже			
Ответ:	1 – 50	2 – 75	3 – 100 (2)
84. Высота этажа зданий с несущими стенами из кирпичной или каменной кладки, не усиленной армированием при расчетной сейсмичности 9 баллов не должна превышать:			
Ответ:	1 – 3,5 м	2 – 4,0 м	3 – 2,5 м (1)
85. Высота этажа зданий с несущими стенами из кирпичной или каменной кладки, не усиленной армированием при расчетной сейсмичности 8 баллов не должна превышать:			
Ответ:	1 – 3,5 м	2 – 4,0 м	3 – 5,0 м (2)
86. Высота этажа зданий с несущими стенами из кирпичной или каменной кладки, не усиленной армированием при расчетной сейсмичности 7 баллов не должна превышать			
Ответ:	1 – 3,5 м	2 – 4,0 м	3 – 5,0 м (3)
87. Вынос деревянных нештукатуренных карнизов должен быть не более:			
Ответ:	1 – 1,5 м	2 – 1,0 м	3 – 0,75 м (2)
88. С применением какой перевязки должна выполняться кладка стен при строительстве в сейсмике			
Ответ:	1 – цепной	2 – многорядной	3 – липецкой (1)
89. Для заполнения швов между блоками стен подвалов следует применять раствор не ниже марки			
Ответ:	1 – 25	2 – 50	3 – 75 (1)
90. При приемке каменных конструкций, выполняемых в сейсмике дополнительно составляются акты на скрытые работы по			
Ответ:	1 – устройству вентканалов	2 – вертикальности углов	3 – нормальному сцеплению (3)
91. Конструктивная симметрия здания означает совпадение местоположения центра тяжести и			
Ответ:	1 – центра жесткости	2 – осей симметрии	(1)
92. Между поверхностью стен и колонн каркасных зданий должен устраиваться зазор не менее			
Ответ:	1 – 20 мм	2 – 30 мм	3 – 50 мм (1)
93. Устройство кирпичных столбов в зданиях и сооружениях допускается при расчетной сейсмичности площадки не более:			
Ответ:	1 – 6 баллов	2 – 7 баллов	3 – 8 баллов (2)
94. В сейсмоопасных районах при строительстве зданий и сооружений допускается устройство кирпичных столбов высотой не более:			
Ответ:	1 – 4 м	2 – 4,5 м	3 – 5 м (1)
95. При строительстве зданий и сооружений в сейсмоопасных районах устройство консольных ступеней, заделанных в кладку:			
Ответ:	1 – допускается	2 – не допускается	(2)
96. При кладке из кирпича и камней следует полностью заполнять раствором швы:			
Ответ:	1 – горизонтальные	2 – вертикальные	3 – все (3)
97. Марка бетона железобетонного антисейсмического пояса должна быть не ниже			
Ответ:	1 – 100	2 – 150	3 – 200 (2)

98. Ввод трубопровода в здание следует осуществлять через проем, размеры которого должны превышать диаметр трубопровода не менее чем на	Ответ: 1 – 100 мм	2 – 200 мм	3 – 300 мм	(2)
99. В районах с повышенной сейсмичностью высота зданий и сооружений определяется по требованиям для не сейсмичных районов если несущими конструкциями являются:	Ответ: 1 – крупнопанельные стены	2 – кирпичные стены	3 – монолитные ж/б стены	(3)
100. Сборные железобетонные перекрытия и покрытия зданий должны быть	Ответ: 1 – замоноличенными	2 – не замоноличенными		(1)
101. Балки лестничных площадок следует заанкеривать в кладку и заделывать на глубину не меньше	Ответ: 1 – 250 мм	2 – 380 мм	3 – 400 мм	(1)
102. При приготовлении строительных полимерцементных растворов растворомешалку загружают в следующей последовательности	Ответ: 1 – полимер, вода, цемент/пес	2 – цемент/пес, вода, полимер	3 – цемент/пес, полимер, вода	(1)
103. Пересечение канализационными трубопроводами конструкций деформационных швов	Ответ: 1 – не допускается	2 – допускается		(1)
104. В углах и пересечениях стен подвалов должна предусматриваться укладка в горизонтальные швы арматурных сеток длиной 2 м с продольной арматурой общей площадью не менее 1 см ² при расчетной сейсмичности:	Ответ: 1 – 7 баллов	2 – 8 баллов	3 – 9 баллов	(3)
105. Высота зданий со стенами из кирпичной кладки 1 категории, выполняемой вручную, без железобетонных включений при расчетной сейсмичности 7 баллов не должна превышать	Ответ: 1 – 3 этажа	2 – 4 этажа	3 – 5 этажей	(3)
106. Высота зданий со стенами из кирпичной кладки 2 категории, выполняемой вручную, без железобетонных включений при расчетной сейсмичности 8 баллов не должна превышать	Ответ: 1 – 3 этажа	2 – 4 этажа	3 – 5 этажей	(1)
107. Возведение зданий без антисейсмического пояса с монолитными железобетонными перекрытиями, заделанными по контуру в стены в уровне этих перекрытий	Ответ: 1 – допускается	2 – не допускается		(1)
108. Высота зданий со стенами из кирпичной кладки 2 категории, выполняемой вручную, без железобетонных включений при расчетной сейсмичности 7 баллов не должна превышать	Ответ: 1 – 3 этажа	2 – 4 этажа	3 – 5 этажей	(2)
109. При сейсмичности района строительства 8 баллов и рыхлых песках в основании здания расчетная сейсмичность площадки составит	Ответ: 1 – 7 баллов	2 – 8 баллов	3 – 9 баллов	(3)
110. Для зданий и сооружений высотой 10м ширина антисейсмического шва должна быть не менее	Ответ: 1 – 20 мм	2 – 30 мм	3 – 50 мм	(3)
111. При сейсмичности района строительства 8 баллов и скальных грунтах в основании здания расчетная сейсмичность площадки составит	Ответ: 1 – 7 баллов	2 – 8 баллов	3 – 9 баллов	(1)

СПИСОК ОСНОВНЫХ ТЕРМИНОВ

Акселерограмма – зависимость ускорения колебания от времени.

Акселерограмма землетрясения – запись процесса изменения во времени ускорения колебаний грунта (основания) для определенного направления.

Акселерограмма синтезированной – акселерограмма, полученная аналитическим путем на основе статистической обработки и анализа ряда акселерограмм и (или) спектров реальных землетрясений с учетом местных сейсмических условий.

Антисейсмические мероприятия – в строительстве – совокупность конструктивных и планировочных решений, основанных на выполнении указанных норм, обеспечивающая определенный, регламентированный нормами уровень сейсмостойкости сооружений.

Антисейсмические мероприятия предпринимаются с целью повышения безопасности людей и снижение экономического ущерба при сильных землетрясениях путем обеспечения сейсмостойкости сооружений и инженерных сетей застраиваемых территорий.

Антисейсмический пояс – непрерывная замкнутая по контуру здания или его отсека линейная конструкция, воспринимающая растягивающие усилия в стенах.

Антисейсмический шов – конструктивный разрыв несущих конструкций здания или сооружения.

Афтершоки – подземные толчки, следующие за главным толчком из одной с ним очаговой области. Число афтершоков возрастает с ростом энергии землетрясения, уменьшением глубины его очага и может достигать нескольких тысяч. Магнитуда афтершоков в среднем на 1,2 меньше магнитуды землетрясения. Гипоцентры афтершоков очерчивают область очага землетрясения.

Воздействие сейсмическое – движение грунта, вызванное природными или техногенными факторами (землетрясения, взрывы, движение транспорта, работа промышленного оборудования), обуславливающее движение, деформации, иногда разрушение сооружений и других объектов.

Время возникновения землетрясений – момент начала разрывообразования в очаге землетрясения. Обычно время возникновения землетрясения определяется по гринвическому времени.

Геофизика – комплекс наук о Земле, изучающих внутреннее строение, физические свойства и процессы, происходящие в ее геосферах. Соответственно в составе геофизики выделяют физику твердой Земли, физику атмосферы, гидрофизику.

Гипоцентр – центральная точка очага землетрясения. В случае протяженного очага под гипоцентром понимают точку начала вспарывания разрыва.

Гипоцентральное расстояние – расстояние от гипоцентра землетрясения до точки наблюдения.

Главный толчок – сильнейшее землетрясение в группе.

В общем случае группа состоит из форшоков, главного толчка и афтершоков.

Глобальная сейсмичность – распределение землетрясений по времени и в пространстве в пределах земного шара.

Глубина очага – расстояние от гипоцентра до его проекции на земную поверхность (эпицентра).

Детальное сейсмическое районирование – исследования по оценке сейсмической опасности, основными задачами которых является выделение сейсмогенерирующих зон и оценка параметров очагов.

Динамический метод анализа – метод расчета на воздействие в форме акселерограмм колебаний грунта в основании сооружения путем численного интегрирования уравнений движения.

Длина сейсмической волны – расстояние между соседними гребнями или впадинами волны. Обычно длины сейсмических волн, излучаемых очагами землетрясений, составляют несколько километров.

Закон повторяемости землетрясений – фундаментальный закон сейсмического режима, отражающий зависимость частоты возникновения землетрясений от их энергии (магнитуды).

Землетрясение – подземные удары и колебания земной поверхности, вызванные прохождением сейсмических волн, излученных очагом землетрясения.

Землетрясения происходят тогда, когда долго накапливавшиеся упругие напряжения в литосфере превышают предел упругости и происходит быстрое, почти мгновенное смещение больших масс литосферы относительно друг друга, обычно с образованием разрывов. Ежегодно на Земле регистрируются десятки тысяч землетрясений, но только немногие приносят разрушения.

Инструментальные сейсмологические исследования – сейсмологических исследования, позволяющие получить на материалах сети сейсмических наблюдений данные о движениях грунта при землетрясениях. Эти данные используются для решения задач, стоящих перед сейсмологией.

Интенсивность землетрясения – оценка воздействия землетрясения по 12-балльной шкале, определяемая по микросейсмическим описаниям разрушений и повреждений природных объектов, грунта, зданий и сооружений, движений тел, а также по наблюдениям и ощущениям людей.

Каркасные здания – здания с несущими рамами (каркасом), полностью воспринимающими вертикальные и горизонтальные нагрузки. Взаимодействующие элементы рам (колонны, стойки и ригели) сопротивляются осевым нагрузкам, перерезывающим силам, изгибающим и крутящим моментам.

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.

Каркас с заполнением – несущая система, состоящая из рам, заполненных целиком или частично кладкой с применением естественных и искусственных камней, воспринимающая вертикальные нагрузки совместно с элементами каркаса. Распределение усилий между рамами и заполнением осуществляется в зависимости от конкретных конструктивных решений с использованием методов теории сооружений строительной механики и сопротивления материалов.

Карстовое землетрясение – землетрясение от подземных обвалов и провалов сводов пещер. Карстовые землетрясения имеют локальное проявление и невысокую энергию.

Карты сейсмического микрорайонирования – карты в масштабе 1:25000 – 1:2000, разрабатываемые для территорий городов, населенных пунктов или отдельных жилых микрорайонов, а также промышленных объектов. Для линейных сооружений допускается масштаб 1:50000. Карты

сейсмического микрорайонирования утверждают в установленном порядке и являются составной частью градостроительной документации.

Каталог землетрясений – сводка расположенных в хронологическом порядке сведений об очагах землетрясений, включающая:

- время возникновения землетрясения;
- координаты гипоцентра;
- магнитуду;
- энергию.

Обычно каталог землетрясений составляется для определенного сейсмоактивного региона.

Категория грунта по сейсмическим свойствам – группа грунтов, одинаково реагирующих на сейсмические воздействия.

Комплексная конструкция – стеновая конструкция из кладки, выполненной с применением кирпича, бетонных блоков, пильного известняка или других естественных или искусственных камней и усиленная железобетонными включениями, не образующими рамы (каркас).

Линейно-спектральный метод анализа (ЛСМ) – метод расчета на сейсмостойкость, в котором значения сейсмических нагрузок определяются по коэффициентам динамичности в зависимости от частот и форм собственных колебаний конструкции.

Локальная сейсмичность – сейсмичность в пределах сейсмоактивной зоны на определенном участке.

Магнитуда землетрясения – по Ч. Рихтеру – условная безразмерная величина, характеризующая общую энергию упругих колебаний, вызванных землетрясением. Увеличение магнитуды на единицу означает увеличение энергии в 30 раз.

Теоретически магнитуда не имеет верхнего предела, энергия землетрясения может быть сколь угодно велика. Фактически наблюдавшиеся землетрясения имели магнитуду не более 8,9.

Прямой связи между магнитудой и силой землетрясения нет. Землетрясения с одинаковой магнитудой могут вызывать разные разрушения на поверхности в зависимости от глубины очага.

Макросейсмические исследования – сейсмологические исследования, основанные на изучении проявления землетрясений на поверхности Земли. Макросейсмические исследования позволяют оценивать конфигурацию зон той или иной балльности, давать информацию о сейсмическом режиме, судить о параметрах очага и строении среды.

Микросейсмы – слабые, почти непрерывные, квазистационарные возмущения, регистрируемые сейсмографом. Микросейсмы вызваны внешними и внутренними причинами: штормы в морях, прибой, ветры, ливни, деятельность людей и т. д.

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.

Моретрясение – землетрясение с эпицентром на дне моря или океана. Моретрясение сопровождается образованием на поверхности моря гравитационных волн (цунами).

Наведенная сейсмичность – усиление сейсмической активности, связанной с инженерной деятельностью человека.

Нарушение нормальной эксплуатации – нарушение в работе строительного объекта, при котором произошло отклонение от установленных эксплуатационных пределов и условий.

Нормальная эксплуатация – эксплуатация объекта строительства в определенных проектом эксплуатационных пределах и условиях.

Общее сейсмическое районирование – исследования по оценке сейсмической опасности обширной территории путем выделения крупных сейсмогенерирующих зон, определяющих сейсмичность районов. В результате общего сейсмического районирования составляются карты масштаба 1:2500000, позволяющие рационально планировать развитие различных районов, производить оценку общих затрат, необходимых для проведения антисейсмических мероприятий в масштабе страны.

Осцилятор – одномассовая линейно-упругая динамическая система, состоящая из массы, пружины и демпфера.

Очаг землетрясения – область в литосфере, где происходит быстрое перемещение масс вдоль образующегося или развивающегося тектонического разрыва, возникают упругие колебания и высвобождение накопленной энергии. Очаги землетрясения могут быть расположены на разной глубине, обычно в пределах земной коры до глубины 60 км, но иногда возникают и в верхней мантии на глубине 500–700 км.

Очаг тектонического землетрясения – замкнутый объем земного вещества, в котором в течение достаточно короткого времени (до 1–3 минут) произошли разрушения, вызвавшие землетрясение и выделение сейсмической энергии.

Период сейсмической волны – интервал времени между двумя соседними гребнями или впадинами; величина, обратная частоте волны. Обычно период сейсмических волн составляет 0,1–10 с.

Поверхностные сейсмические волны – сейсмические волны, распространяющиеся только вдоль поверхности Земли. Скорость поверхностных волн меньше скорости поперечных волн. Различают два типа поверхностных волн: волны Лява и Релея.

Поперечные сейсмические волны S-волны – сейсмические волны, распространяющиеся медленнее, чем продольные P-волны и состоящие из упругих колебаний, поперечных по отношению к направлению распространения волны. Поперечные волны не проходят через жидкость.

Последствия землетрясения – явления, обусловленные распространением сейсмических волн, вызванных землетрясением. Различают:

– природно-индустриальные последствия: повреждение и обрушение зданий, пожары, трещины, наводнения, цунами;

– социально-экономические последствия: эпидемии, сокращение производства, нарушение жизненно важных служб и др.

Предвестники землетрясения – аномалии вариаций параметров геофизических полей, вызванные локальным процессом подготовки землетрясения.

Предвестниками землетрясений служат улавливаемые приборами первые подземные толчки (форшоки), деформации земной поверхности, изменение режима и состава подземных вод, газов и т. д.

Видимым признаком приближения землетрясения является изменение поведения животных.

Прогноз землетрясений – предсказание времени, места и силы будущего сильного сейсмического события. В зависимости от продолжительности тревожного интервала различают оперативный (часы), краткосрочный (дни), среднесрочный (месяцы) и долгосрочный (годы) прогнозы.

Предсказание землетрясений в пространстве (разделение земной поверхности по сейсмичности), фактически выполнено на основании данных об уже случившихся землетрясениях.

Предсказание землетрясений во времени гораздо сложнее. Надежной научно-обоснованной методики предсказания землетрясений пока нет, и основная опасность землетрясений заключается в их внезапности.

Продольные сейсмические волны Р-волны – наиболее быстрые волны, распространяющиеся от источника сейсмических колебаний и представляющие собой последовательное сжатие и разряжение материала. Продольные волны проходят через все среды. Их скорость в 1,7 раза больше, чем скорость поперечных S-волн.

Прямой динамический метод расчета сейсмостойкости (ПДМ) – 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 и ядер жесткости и воспринимающая горизонтальные и вертикальные нагрузки. При этом горизонтальную и вертикальную нагрузки распределяют между рамами (каркасами) и вертикальными диафрагмами (и другими элементами) в зависимости от соотношения жесткостей этих элементов.

Расчетная сейсмическая интенсивность – величина расчетного сейсмического воздействия, выраженная в баллах макросейсмической шкалы или в кинематических параметрах движения грунта (ускорения, скорости, смещения).

Расчетное землетрясение – землетрясение, на действие которого проектируются сечения и элементы здания и сооружения. Интенсивность РЗ, принимается с учетом положений настоящего свода правил по картам общего сейсмического районирования ОСР -2015, в необходимых случаях – с учетом сейсмического микрорайонирования. Расчет на действие РЗ 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.

Региональная сейсмичность – сейсмическая обстановка обширной территории в пределах сейсмоактивного региона.

Регистрация землетрясений – запись колебаний земной поверхности, обусловленных прохождением сейсмических волн, вызванных землетрясением. Различают четыре способа регистрации: механический, оптический, гальванометрический и цифровой.

Рой землетрясений – группа сильных и слабых толчков без главного толчка, локализованных в небольшом пространственно-временном объеме.

Связевая система – система, состоящая из рам (каркаса) и вертикальных диафрагм, стен и (или) ядер жесткости. При этом расчетная горизонтальная нагрузка полностью воспринимается диафрагмами, стенами и (или) ядрами жесткости.

Сейсмическая активность – количественная мера сейсмического режима, определяемая средним числом очагов землетрясений в некотором диапазоне энергетической величины, которые возникают в окрестности рассматриваемой точки в единице пространства и в единицу времени.

Сейсмическая опасность – величина воздействий, ожидаемых в данном пункте и вероятность их появления за определенное время ожидания.

Сейсмическая станция – комплекс аппаратуры для записи колебаний земной поверхности при прохождении сейсмических волн, вызванных землетрясением, сильными взрывами или иными мощными источниками возмущения.

Сейсмическая энергия землетрясений – часть энергии землетрясения, которая идет на образование сейсмических волн.

Сейсмические волны – упругие колебания, распространяющиеся в Земле от очагов землетрясений, взрывов и других источников. Регистрация сейсмических волн позволяет исследовать внутреннее строение земной коры и «твердой» Земли в целом. Различают объемные и поверхностные сейсмические волны; в свою очередь объемные волны различаются на продольные и поперечные.

Сейсмические карты – карты, отображающие различные проявления землетрясений: силу подземных толчков, эпицентры землетрясений, глубину очагов и др.

Сейсмический пояс – глобальные протяженные зоны концентрации очагов землетрясений. На земном шаре основными сейсмоактивными поясами являются: Тихоокеанский, Средиземноморско-Азиатский и Монголо-Байкальский.

Сейсмический режим – совокупность очагов землетрясений конкретного региона, рассматриваемая во времени, пространстве и по энергии.

Сейсмический риск:

– вероятность непревышения или превышения заданного уровня сейсмического воздействия в данный промежуток времени; либо

– вероятность социально-экономических и других потерь, связанных с этими воздействиями.

Сейсмический риск складывается из:

– техногенного риска, зависящего от сейсмостойкости зданий и сооружений;

– социального риска, зависящего от подготовки людей к возможному сильному землетрясению.

Сейсмический цикл – по С. А. Федотову – отрезок времени между двумя сильнейшими землетрясениями в одном месте.

Сейсмическое затишье – пространственно-временная область недостатка слабых толчков или землетрясений средней силы по сравнению со средним фоном. Нередко сейсмическое затишье встречается перед сильным землетрясением.

Сейсмическое микрорайонирование (СМР) – комплекс инженерно-геологических и сейсмометрических работ по прогнозированию влияния особенностей строения приповерхностной части разреза (строение и свойства, состояние пород, характер их обводненности, рельеф и т. п.) на сейсмический эффект и параметры колебаний грунта на площадке.

Сейсмическое районирование – направление сейсмологии, задача которого состоит в оценке потенциальной сейсмической опасности, выраженной в максимальной возможной интенсивности землетрясений в баллах. Оценка интенсивности землетрясений:

– основывается на результатах совместного анализа сейсмических данных о землетрясениях прошлых лет и особенностях геологического строения;

– учитывается при строительстве в сейсмических областях.

Различают общее сейсмическое районирование, детальное сейсмическое районирование и сейсмическое микрорайонирование.

Сейсмичность – подверженность Земли или отдельных территорий землетрясениям. Сейсмичность характеризуется территориальным распределением очагов, интенсивностью и другими характеристиками землетрясений.

Сейсмичность площадки строительства – интенсивность расчетных сейсмических воздействий на площадке строительства с соответствующими категориями повторяемости за нормативный срок. Сейсмичность устанавливается в соответствии с картами сейсмического районирования и сейсмомикрорайонирования площадки строительства и измеряется в баллах по шкале MSK-64.

Сейсмоактивная зона – зона в пределах сейсмоактивного региона, выделяемая по комплексу сейсмологических и геолого-геофизических признаков.

Сейсмогенерирующая зона – зона активизированного разлома или нескольких сближенных активных разломов в земной коре, подвижки по которым приводят к разрядке внутрикоровых напряжений и возникновению сейсмических волн.

Сейсмограмма – развернутая во времени запись колебаний поверхности Земли, получаемая сейсмографами. Обычно запись ведется в трех взаимно перпендикулярных измерениях: север-юг, восток-запад, вверх-вниз.

Сейсмограф – прибор, предназначенный для записи колебаний земной поверхности, вызываемых сейсмическими волнами.

Сейсмоизоляция – снижение сейсмических нагрузок на сооружение за счет использования специальных конструктивных элементов:

– повышающих гибкость и периоды собственных колебаний сооружения (гибкие стойки; качающиеся опоры; резинометаллические опоры);

– увеличивающих поглощение (диссипацию) энергии сейсмических колебаний (демпферы сухого трения; скользящие пояса; гистерезисные; вязкие демпферы);

– резервных, выключающихся элементов.

Примечание – В зависимости от конкретного проекта используются все или некоторые из перечисленных элементов.

Сейсмология – раздел геофизики, изучающий землетрясения и связанные с ними явления. Сейсмология систематизирует и анализирует данные сейсмометрических наблюдений; выясняет причины землетрясений, их связь с тектоническими процессами и возможность их предсказания; решает задачи сейсмического районирования.

Методы сейсмологии используются для изучения внутреннего строения «твердой» Земли и определения положения важнейших границ раздела между ее оболочками путем регистрации сейсмических волн.

Сейсмометр – прибор, предназначенный для измерения параметров сейсмоколебаний.

Сейсмостойкое строительство – возведение зданий и сооружений, способных перенести сейсмические воздействия при заданном уровне повреждений, не представляющих угрозу жизни людей и обеспечивающих сохранность ценного оборудования.

Сейсмостойкость сооружения – 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; продолжение эксплуатации сооружения после восстановления или ремонта.

Сила землетрясения – степень проявления землетрясения на земной поверхности; оценивается в баллах. В большинстве стран принята международная 12-балльная шкала, в Японии – 7-балльная.

Обычно, сила землетрясения уменьшается по мере удаления от эпицентра. Сила землетрясения зависит также от свойств горных пород, наличия подземных вод и т. д.

Тектонические землетрясения – землетрясения, обусловленные тектоническими процессами и возникающие в результате внезапного высвобождения энергии, накопившейся в недрах Земли при деформации больших объемов горных пород.

Удаленное землетрясение – землетрясение, эпицентральное расстояние которого составляет более 1000 км.

Уточнение общего сейсмического районирования (УОСР) – более детальные, по сравнению с картами ОСР-97, исследования сейсмоактивных территорий, результатом которых должно быть уточнение сейсмической опасности (УСО) как отдельных пунктов (УСО-1), так и ограниченных территорий (УСО-2), т. е. аналог детального сейсмического районирования (ДСР), основанное на уточнении модели исходной сейсмичности (УИС). При этом обязательным является выполнение тех же нормативных требований, которые заложены в вероятностные оценки карт ОСР-97 (вероятности 10, 5 и 1 % возможного превышения номиналов карт в течение 50-летних интервалов времени).

Форшоки – предваряющие толчки; слабые подземные толчки, иногда возникающие в одной очаговой области с последующим главным толчком.

Цунами – морские гравитационные волны большой длины (150–300 км), возникающие главным образом в результате сдвига вверх или вниз протяженных участков морского дна при подводных и прибрежных землетрясениях. Скорость распространения цунами составляет от 50 до 1000 км/ч и

прямо зависит от глубины океана. Высота волны в области возникновения составляет 0,1–5 м, у побережья – 10–50 м. При выходе на мелководье, гравитационные волны стремительно снижают скорость при одновременном наборе высоты. Цунами производят опустошительные разрушения на суше.

Энергия землетрясений – потенциальная энергия среды, которая при землетрясении идет на разрушение материала среды, трение при подвижке и образование сейсмических волн.

Энергетический класс – количественная мера величины землетрясений; десятичный логарифм высвободившейся сейсмической энергии, измеренной в Джоулях.

Эпицентр – место на земной поверхности, расположенное непосредственно над фокусом (гипоцентром) землетрясения. В эпицентре и вокруг него наблюдаются наибольшие разрушения. Эпицентр определяется по записям сейсмических станций.

Эпицентральная зона – зона вблизи эпицентра сильного землетрясения, подвергающаяся существенному воздействию; зона наиболее интенсивных колебаний грунта.

Эффективная модальная масса – доля массы сооружения, участвующая в динамической реакции по определенной форме колебаний при заданном направлении сейсмического воздействия в виде смещения основания как абсолютно жесткого тела.

ПРИЛОЖЕНИЕ А

СПИСОК НАСЕЛЕННЫХ ПУНКТОВ

Краснодарского края, расположенных в сейсмических районах, с указанием расчетной сейсмической интенсивности в баллах шкалы MSK-64 для средних грунтовых условий и трех степеней опасности – А (10 %), В (5 %), С (1 %) в течение 50 лет

Названия населенных пунктов Краснодарского края		Карты ОСР-97		
		А	В	С
1.	Абинск	8	8	9
2.	Абрау-Дюрсо	8	9	9
3.	+ Адлер	8	8	9
4.	Анапа	8	9	9
5.	Апшеронск	8	8	9
6.	Армавир	7	7	8
7.	+ Архангельская	6	7	7
8.	Архипо-Осиповка	8	9	9
9.	Афипский	8	8	9
10.	Ахтырский	8	8	9
11.	Ачуево	7	7	8
12.	Белая Глина	6	6	7
13.	Белореченск	7	8	9
14.	+ Благодарное	7	8	8
15.	+ Большой Утриш	8	9	9
16.	+ Братковское	7	7	8
17.	Брюховецкая	7	7	7
18.	+ Ванновское	6	7	7
19.	+ Васюринская	7	7	8
20.	+ Великовечное	7	8	8
21.	Верхнебаканский	8	9	9
22.	Витязево	8	9	9
23.	Владимирская	7	8	8
24.	+ Вознесенская	7	7	8
25.	Выселки	6	7	8
26.	Гайдук	8	9	9
27.	+ Галицын	7	8	8
28.	Геленджик	8	9	9
29.	Гирей	6	7	7
30.	Горячий Ключ	8	8	9
31.	+ Гостагаевская	8	9	9
32.	+ Головинка	8	9	9
33.	+ Гришковское	7	7	8
34.	+ Губская	7	8	9
35.	Гулькевичи	6	7	7
36.	+ Дагомыс	8	9	9
37.	+ Джанхот	8	9	9
38.	Джубга	8	9	9
39.	+ Дивноморское	8	9	9
40.	Динская	7	7	8
41.	+ Дмитриевская	6	6	7

Названия населенных пунктов Краснодарского края		Карты ОСР-97		
		А	В	С
42.	+ Должанская	6	6	7
43.	Ейск	6	6	7
44.	+ Елизаветинская	8	8	9
45.	+ Ивановская	7	8	8
46.	Ильский	8	8	9
47.	+ Иркилевская	6	6	7
48.	Кабардинка	8	9	9
49.	Кавказская	6	7	7
50.	Калинино	7	8	8
51.	+ Калининская	7	7	8
52.	+ Камышеватская	6	7	7
53.	+ Камышеваха	7	7	8
54.	Каневская	6	6	7
55.	Коноково	7	7	8
56.	Кореновск	7	7	8
57.	Красная Поляна	8	9	10
58.	КРАСНОДАР	7	8	9
59.	Красносельский	6	7	7
60.	+ Криница	8	9	9
61.	Кропоткин	6	7	7
62.	+ Крупская	6	7	7
63.	Крыловская	6	6	7
64.	Крымск	8	8	9
65.	Курганинск	7	7	8
66.	Курчанская	8	8	9
67.	Кутаис	8	8	9
68.	Куцевская	6	6	7
69.	Лабинск	7	8	8
70.	+ Ладожская	7	7	8
71.	+ Лазаревское	8	9	9
72.	Ленинградская	6	6	7
73.	+ Лоо	8	9	9
74.	+ Магри	8	9	9
75.	+ Марьянская	8	8	9
76.	+ Мацеста	8	9	9
77.	+ Мезмай	8	8	9
78.	+ Молдовка	8	8	9
79.	Мостовской	7	8	9
80.	+ Незаймановский	6	7	7
81.	Нефтегорск	8	8	9
82.	Нижнебаканский	8	9	9

Названия населенных пунктов Краснодарского края		Карты ОСР-97		
		А	В	С
83.	+ Никитино	8	9	9
84.	+ Николенское	6	7	7
85.	+ Новоджерелиевская	7	7	8
86.	Новокубанск	7	7	7
87.	Новоминская	6	6	7
88.	Новомихайловский	8	9	9
89.	+ Новомышастовская	7	8	9
90.	Новопокровская	6	6	7
91.	Новороссийск	8	9	9
92.	Октябрьская	6	6	7
93.	+ Ольгинская	7	7	7
94.	Отрадная	7	8	8
95.	Павловская	6	6	7
96.	Пашковский	7	8	9
97.	+ Передовая	7	8	9
98.	+ Петропавловская	7	7	8
99.	+ Подгорная Синюха	7	8	8
100.	Полтавская	7	8	8
101.	+ Попутная	7	7	8
102.	+ Приазовская	7	7	8

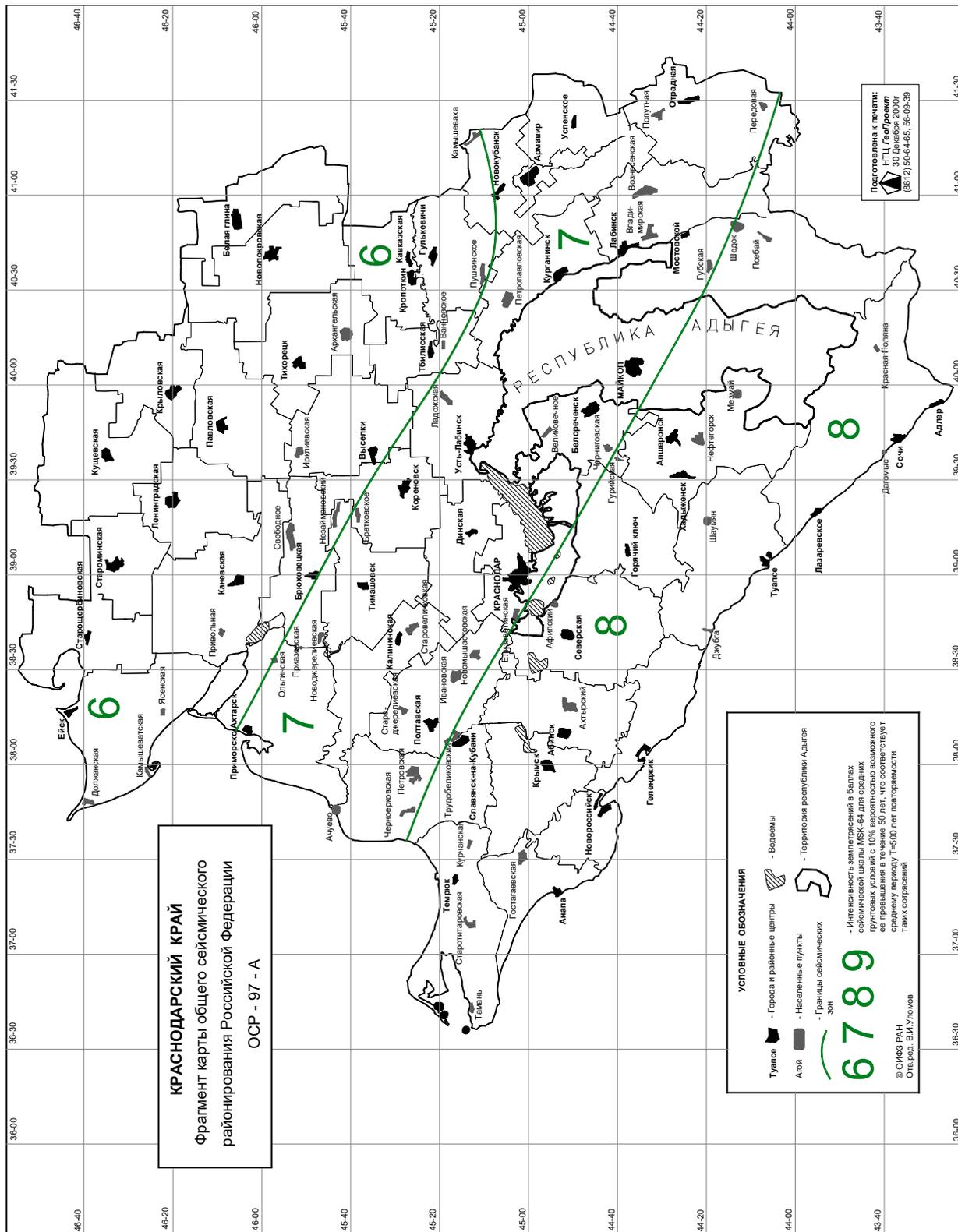
Названия населенных пунктов Краснодарского края		Карты ОСР-97		
		А	В	С
103.	+ Привольная	6	6	7
104.	Приморско-Ахтарск	7	7	8
105.	Псебай	8	8	9
106.	+ Пушкинское	6	7	7
107.	+ Рудь	7	8	8
108.	+ Свободное	6	7	7
109.	Северская	8	8	9
110.	Славянск-на-Кубани	8	8	9
111.	+ Солохаул	8	9	9
112.	Сочи (центр)	8	9	9
113.	+ Староджерелиевская	7	7	8
114.	Староминская	6	6	7
115.	+ Старотитаровская	8	8	9
116.	Староцербиновская	6	6	7
117.	Тамань	8	9	9
118.	Тбилисская	6	7	7
119.	Темрюк	8	8	9
120.	Тимашевск	7	7	8
121.	Тихорецк	6	6	7
122.	Троицкая	8	8	9
123.	+ Трудобеликовский	8	8	9
124.	Туапсе	8	9	9
125.	Успенское	7	7	8
126.	Усть-Лабинск	7	7	8
127.	Хадыженск	8	8	9
128.	Холмская	8	8	9
129.	+ Хоста	8	9	9
130.	+ Чебурголь	7	7	8
131.	+ Черниговская	8	8	9
132.	+ Черниговское	8	8	9
133.	+ Черноерковская	7	8	9
134.	Черноморский	8	8	9
135.	+ Шабановское	8	9	9
136.	+ Шаумян	8	9	9
137.	+ Шедок	8	8	9
138.	+ Ясенская	6	6	7

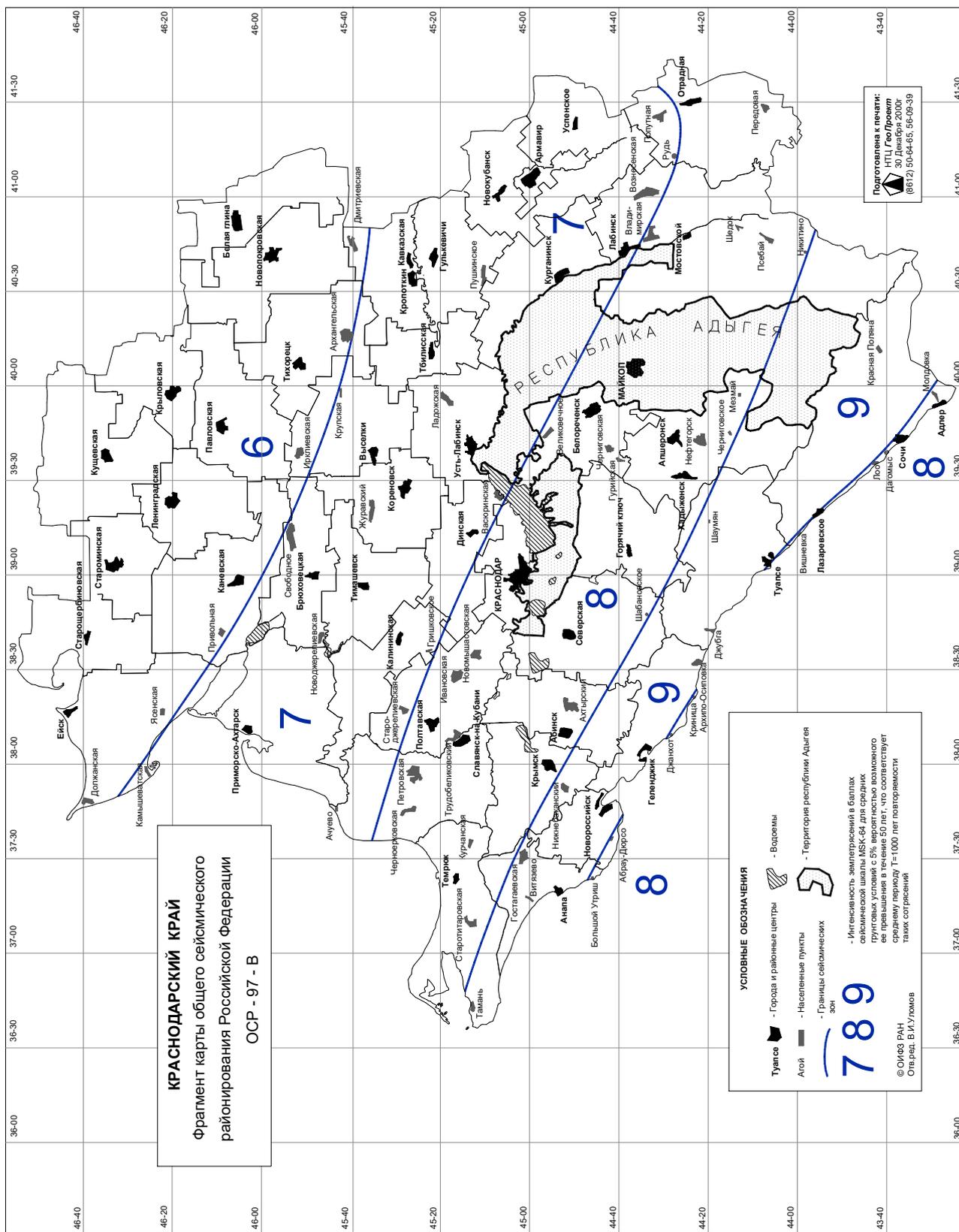
Примечания:

1. Оценка сейсмической опасности всех населенных пунктов, не указанных в настоящем перечне и расположенных вдоль границ между зонами балльности, должна уточняться тем или иным способом (ДСР и т. п.), либо они должны быть отнесены к более сейсмоопасной зоне.
2. Жирным шрифтом выделены города и районные центры.
3. Знаком «+» обозначены населенные пункты, дополняющие основной список СП.

Приложение Б

Карты общего сейсмического районирования территории Краснодарского края и республики Адыгея





КРАСНОДАРСКИЙ КРАЙ
 Фрагмент карты общего сейсмического районирования Российской Федерации
 ОСР - 97 - В

УСЛОВНЫЕ ОБОЗНАЧЕНИЯ

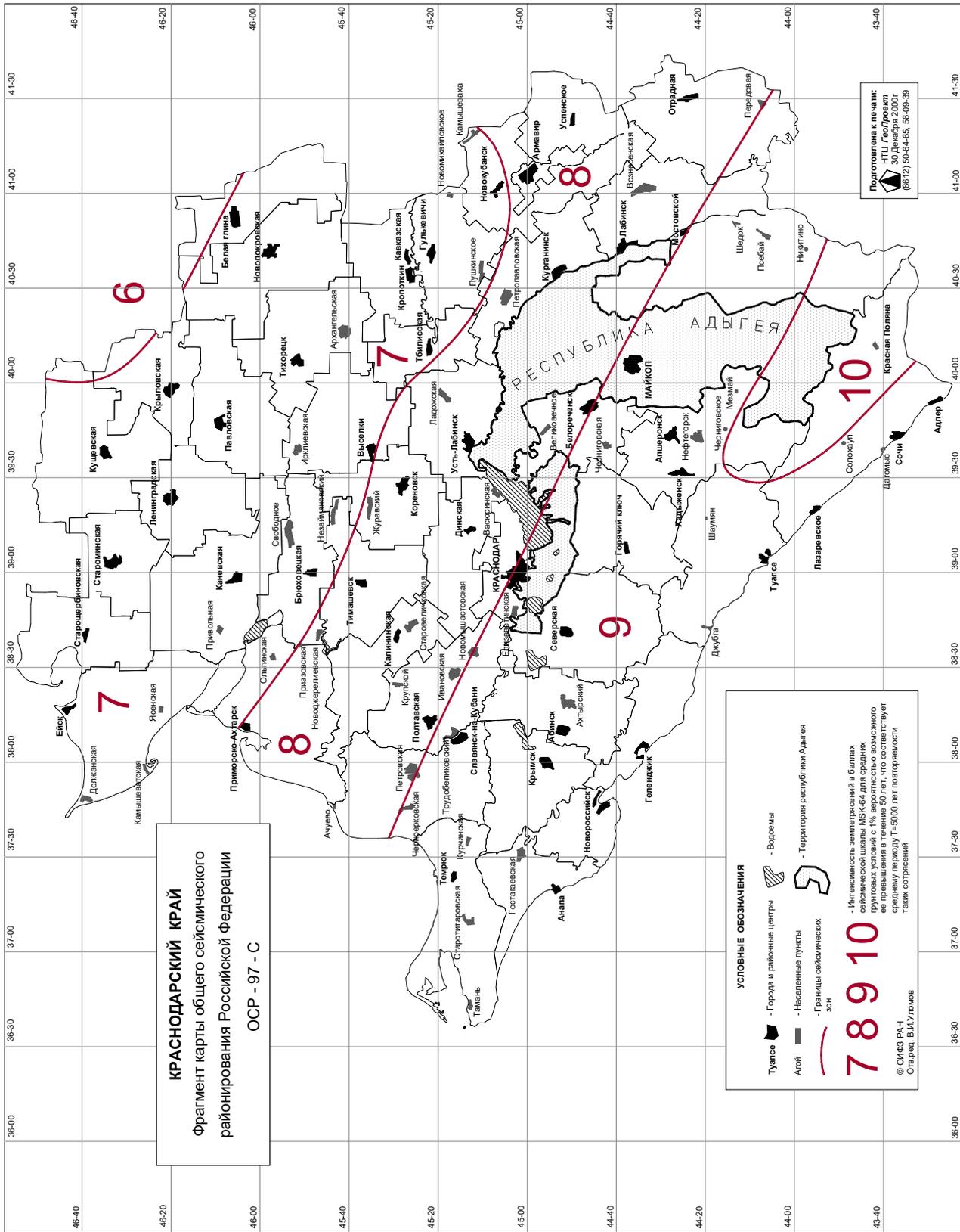
- Туапсе
- Города и районные центры
- Населенные пункты
- Границы сейсмических зон
- Водорезы
- Атолы
- Территории республик Адыгея

789

- Интенсивность землетрясений в баллах сейсмической шкалы MSK-64 для средних грунтовых условий с 5% вероятностью возможного ее превышения в течение 50 лет, что соответствует среднему периоду T=1000 лет повторяемости таких сотрясений

© СИФЗ РАН
 Отв. ред. В.И. Улюмов

Подготовлена к печати:
 ИТЦ "ГеоПроект"
 30 декабря 2000г.
 (8612) 50-64-65, 56-09-39



Учебное издание

Ещенко Олег Юрьевич
Демченко Владимир Анатольевич

ОЦЕНКА СЕЙСМОСТОЙКОСТИ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

Учебное пособие

В авторской редакции

Подписано _____
Усл. печ. л. – 10,6.

Кубанский государственный аграрный университет.
350044, г. Краснодар, ул. Калинина, 13