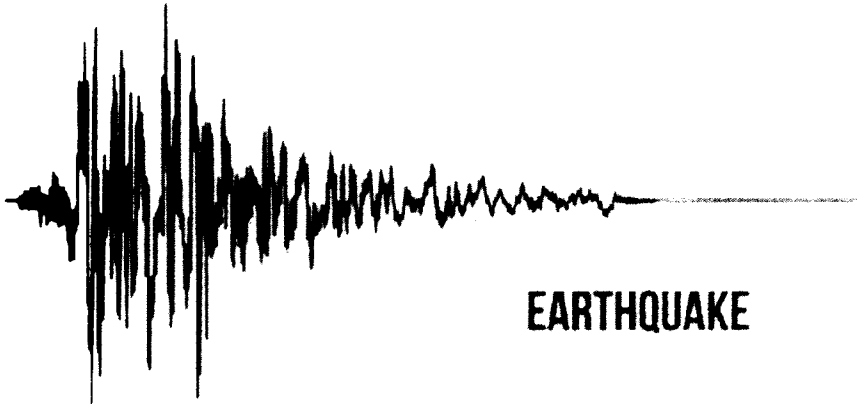


Миркен Абаканов

**ПРОЕКТИРОВАНИЕ СЕЙСМОСТОЙКИХ
КОНСТРУКЦИЙ по СП РК EN1998-1, идентичных
ЕВРОКОДАМ**



Алматы 2020

УДК 69.03
ББК 38.1
A12

РЕЦЕНЗЕНТЫ:

Нугужинов Ж.С. - директор института «КазМИИР» при «Карагандинском государственном техническом университете, (КарГТУ)», доктор технических наук, профессор.

Дюсембаев И.Н. - профессор «Казахской головной архитектурно-строительной академии, (КазГАСА)», доктор технических наук, профессор.

Лاپин В.А. - ученый секретарь АО «КазНИИСА», кандидат технических наук, член-корр. Международной инженерной Академии и Национальной инженерной Академии Республики Казахстан.

Абаканов М.С.

A12 Проектирование сейсмостойких конструкций по СП РК EN 1998-1, идентичных Еврокодам

ISBN 978-601-7381-90-5

Учебное пособие рекомендовано к изданию в открытой печати Ученым Советом АО «КазНИИСА», КДСиЖКХ, МИИР РК (протокол №2,15.07. 2020г.)

СОДЕРЖАНИЕ

Разделы	Стр.
СОДЕРЖАНИЕ	3
ПРЕДИСЛОВИЕ	6
1. КРАТКИЕ СВЕДЕНИЯ О ЗЕМЛЕТРЯСЕНИЯХ	7
2. СОВРЕМЕННЫЕ ПОДХОДЫ В ПРОЕКТИРОВАНИИ СЕЙСМОСТОЙКИХ КОНСТРУКЦИЙ	12
3. ПРОЕКТИРОВАНИЕ СЕЙСМОСТОЙКИХ КОНСТРУКЦИЙ ПО СВОДУ ПРАВИЛ «СП РК EN 1998-1:2004/2012»	16
3.1. Технические требования	17
3.2. Сейсмическая опасность	18
3.3. Грунтовые условия по сейсмическим свойствам	20
3.4. Класс ответственности зданий	23
3.5. Критерии регулярности зданий	25
3.6. Критерии соответствия предельным состояниям	27
4. СЕЙСМИЧЕСКИЕ ВОЗДЕЙСТВИЯ	30
4.1. Спектры упругих реакций сейсмических воздействий	30
4.2. Расчетные спектры для упругого анализа	36
4.3. Альтернативные модели сейсмического воздействия	38
4.4. Пространственная модель сейсмического воздействия	40
4.5. Комбинации сейсмических воздействий с другими воздействиями	41
5. РАСЧЕТ ЗДАНИЙ	43
5.1. Методы расчета	45
5.1.1. Линейно-упругие методы	45
5.1.1.1. Метод поперечной силы	45
5.1.1.2. Модально-спектральный метод	48
5.1.2. Нелинейные методы	50
5.1.2.1. Нелинейный статический расчет	50
5.1.2.2. Нелинейный динамический анализ во	56

временной области	
5.2. Комбинации эффектов от разных компонент сейсмического воздействия	57
5.3. Определение перемещений	58
5.4. Сейсмические нагрузки на неконструктивные элементы	59
5.5. Проверка безопасности зданий	62
5.5.1.. Критическое предельное состояние	62
5.5.2. Ограничение ущерба	66
6. ПРАВИЛА ПРОЕКТИРОВАНИЯ ЗДАНИЙ ИЗ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ	68
6.1. Способность к диссипации энергии и классы пластичности	68
6.2. Типы конструктивных систем и коэффициенты поведения	70
6.3. Коэффициенты поведения для расчетных горизонтальных сейсмических воздействий	72
6.4. Критерии проектирования	75
7. ПРОЕКТИРОВАНИЕ ЗДАНИЙ ИЗ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ СОГЛАСНО «СП РК EN 1992-1-1:2004/2011	78
7.1. Здания с низкой пластичностью DCL	78
7.2. Здания со средней пластичностью DCM	78
7.2.1. Геометрические размеры	79
7.2.2. Эффекты расчетных воздействий	80
7.2.3. Проверка и конструирование по несущей способности, ULS	87
7.2.3.1. Балки (ригели).	87
7.2.3.2. Колонны	89
7.2.3.3. Пластичные стены	92
7.2.3.4. Широкие слабоармированные стены	96
7.3 Здания с высокой пластичностью DCH	98
7.3.1. Требования к материалам и геометрические ограничения	98
7.3.2. Эффекты расчетных воздействий	99
7.3.3. Проверка и конструирование по несущей способности, ULS	101

7.3.3.1. Балки (ригели)	101
7.3.3.2. Колонны	102
7.3.3.3. Пластичные стены	105
7.4. Положения для анкеров и стыков	110
7.5. Расчет и конструирование вторичных элементов	113
7.6. Элементы железобетонного фундамента	113
7.7. Локальные эффекты, обусловленные каменной кладкой или бетонными заполнениями	116
7.8. Положения для железобетонных диафрагм	117
8. СБОРНЫЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ. ОБЩИЕ ТРЕБОВАНИЯ	118
8.1. Область применения и типы конструкций	118
8.2. Оценка сборных конструкций	118
8.3. Критерии проектирования	120
8.4. Соединения сборных элементов. Общие требования	121
8.5. Элементы	123
Термины и определения	127
Символы и условные обозначения	132
Литература	133
Приложения	134

ПРЕДИСЛОВИЕ

В Республике Казахстан с июля 2015 года действует гармонизированный свод правил СП РК EN 1998-1:2004/2012, идентичные Еврокодам, «ПРОЕКТИРОВАНИЕ СЕЙСМОСТОЙКИХ КОНСТРУКЦИЙ». Часть 1, «Общие правила, сейсмические воздействия и правила для зданий», с Национальным приложением и соответствующими Нормативно-техническими пособиями, наряду с другими 57 частями десяти пакетов гармонизированных Еврокодов. В этой связи, исходя из востребованности дополнительной литературы в качестве учебной, освещающей в доступной лаконичной форме изложения содержания нового нормативного документа по сейсмостойкому строительству, подготовлено настоящее учебное пособие для облегчения освоения широким кругом пользователей. В его структуру входит содержание пяти глав свода правил СП РК EN 1998-1, включающих четыре основные главы общие для всех применяемых конструктивных систем из разных строительных материалов и пятую главу специальных правил для монолитных и сборных железобетонных конструкций, без рассмотрения остальных глав - стальных, сталежелезобетонных, деревянных, каменных конструкций и сейсмоизолирующих фундаментов.

В учебном пособии приведены положения указанных норм, в основном, с редакцией автора с дополнительной информацией, но без их смыслового искажения, а также заимствованные напрямую, принятые на национальном уровне таблицы с параметрами, формулы, отдельные требования и правила без изменений со ссылками на соответствующие положения, термины и обозначения, поскольку они являются нормативными.

Такой подход был принят в целях облегчения освоения пользователями свода правил СП РК EN 1998-1:2004/2012 с интерпретацией некоторых его положений, придерживаясь структуры норматива, со ссылкой на Национальное приложение и соответствующие Нормативно-технические пособия, разработанные к данному нормативу, а также на положения других взаимосвязанных сводов правил.

При очередном совершенствовании норм некоторые положения (параметры, коэффициенты, значения и др.), принятые в Национальном приложении и Нормативно-технических пособиях к своду правил, разрешенные Еврокодом для определения на национальном уровне, могут уточняться, изменяться по мере накопления соответствующих данных из опыта проектирования и строительства зданий в нашей стране, как принято в мировой практике.

Учебное пособие предлагается для широкого круга специалистов - инженеров строительной специальности, студентов, магистрантов и других заинтересованных лиц.

1. КРАТКИЕ СВЕДЕНИЯ О ЗЕМЛЕТРЯСЕНИЯХ

Землетрясения относятся к частым природным явлениям, проявляющимся в виде подземных толчков и колебаний земной поверхности при высвобождении огромного количества энергии внутри земли, вследствие происходящих в основном тектонических процессов в земной коре, что приводит в ряде случаев к разрушениям зданий и сооружений, как следствие к многочисленным жертвам и огромному материальному ущербу. При сильных землетрясениях могут образовываться разломы, сбросы и сдвиги, выходящие на поверхность земли, цунами. Подавляющее количество землетрясений (около 90%) происходит на глубинах до 100 км, а максимальная глубина очагов может достигать до 700 км.

Основными характеристиками землетрясений являются магнитуда, интенсивность, гипоцентр и эпицентр. Магнитудой (от лат. *magnitudo*), являющейся безразмерной величиной, оценивается энергия, излучаемая из очага при землетрясении в виде сейсмических волн, которая определяется по колебаниям, регистрируемым сейсмографом, и ее величина принимается по шкале Рихтера. По его предложению сила землетрясения в эпицентре оценивается десятичным логарифмом перемещения «А» в микрометрах иглы стандартного сейсмографа Вуда-Андерсона, по выражению:

$$M_L = \lg A + f, \quad (1)$$

где f - корректирующая функция, определяемая в зависимости от расстояния измеряемой точки до эпицентра, в дальнейшем методика пересматривалась.

Энергия землетрясения примерно пропорциональна $A^{3/2}$, то есть увеличение магнитуды на 1.0 соответствует увеличению амплитуды колебаний в 10 раз, а энергии примерно в 32 раза. Максимальные зарегистрированные на земле землетрясения достигали магнитуды 8.9 баллов по шкале Рихтера, а минимальные, ощутимые без приборов, проявляются в пределах 2.0-3.0 баллов.

Интенсивность землетрясений оценивается по макросейсмическим эффектам в баллах по шкале MSK-64, основанных на различных признаках - величине вызванных разрушений наземных строений или деформаций земной поверхности, внешних проявлений (воздействие на людей, предметы, природные объекты), а также по ускорениям при их регистрации. Сначала устанавливается магнитуда, а затем его интенсивность, которая оценивается спустя некоторое время, после получения информации о последствиях по результатам обследования строений, топографических и других изменений на земной поверхности. Конкретное землетрясение оценивается одной магнитудой, но разной интенсивностью в различных пунктах земной поверхности в зависимости от эпицентрального расстояния, магнитуды, грунтовых условий и т.д.

Гипоцентр землетрясения, или очаг, область в толще земной коры или в верхней мантии, где высвобождается огромное количество энергии при внезапных геотектонических изменениях, вследствие чего происходит землетрясение, модель схем землетрясения и последствий приведены на рис.1. Проекция гипоцентра на поверхности Земли называется эпицентром землетрясения. На рис.2 приведены простые схемы внутреннего строения земли

и земной коры для общего представления в увязке с моделью схемы землетрясений.

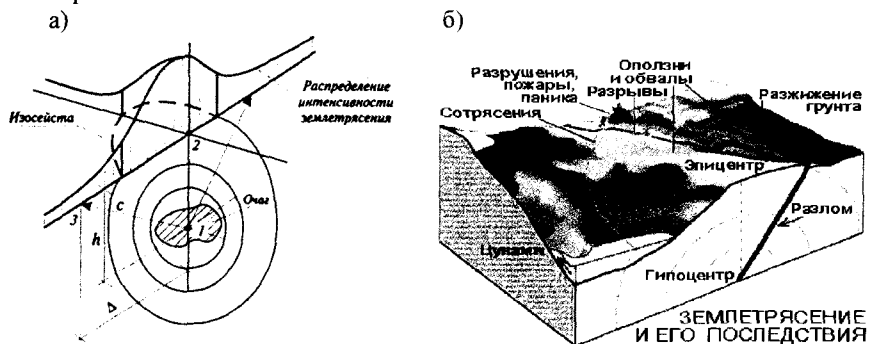
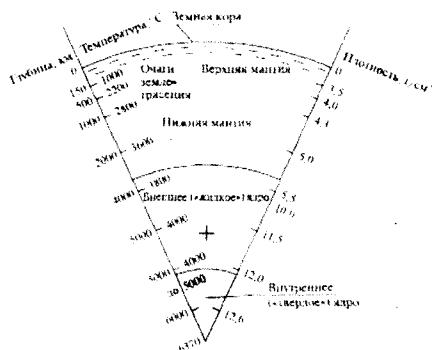
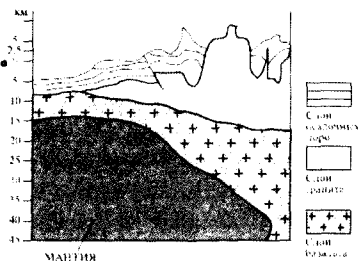


Рис.1 Модель схемы землетрясения

а) 1 –гипоцентр (фокус); 2 –эпицентр; h – глубина очага; Δ – эпицентральное расстояние; C – гипоцентральное расстояние $C = \sqrt{\Delta^2 + h^2}$, б) последствия землетрясения.



Внутреннее строение земли



Строение земной коры

Рис. 2

Верхняя твердая часть Земли делится на хрупкую литосферу и пластичную астеносферу. Литосфера делится на 8 крупных плит, описываемых как твердые тела, до десяти плит среднего размера и множество мелких. Главных плит восемь: Тихоокеанская, Американская (Северная и Южная), Индийская, Африканская, Евразийская, Австралийская, Антарктическая. Также имеется несколько более мелких плит: Кокос, Аравийская, Карибская, Филиппинская, Сомалийская и др., их общая схема приведена на рис.3.

Основной причиной их движения является конвекция в астеносфере с видами относительных перемещений плит, как расхождение, схождение, сдвиг, сброс, надвиг. На рис.4 схематично приведены некоторые их виды по линиям разломов.

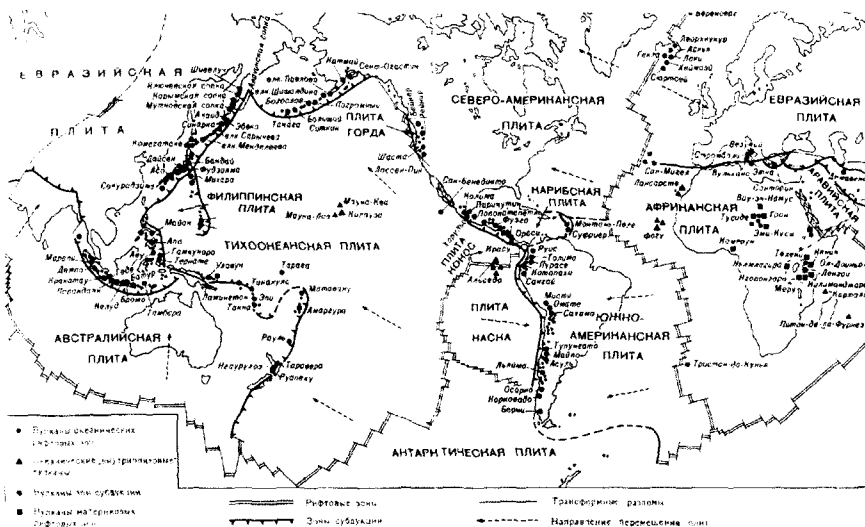


Рис.3

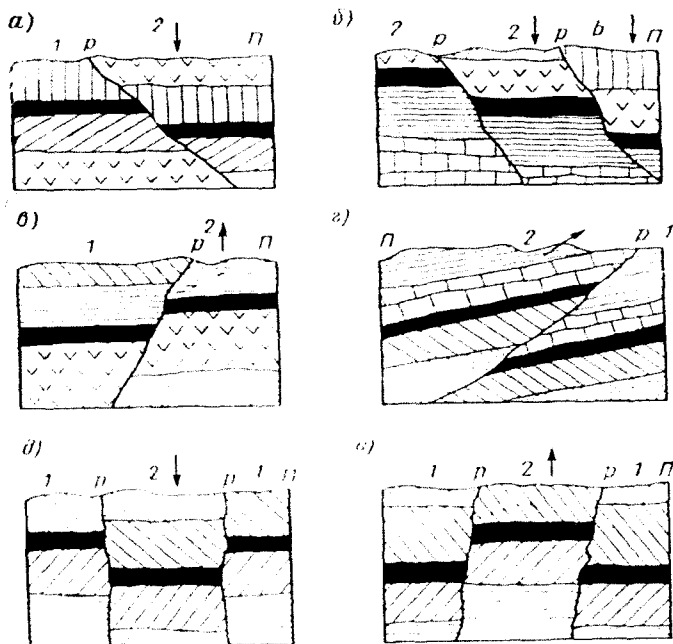


Рис.4 Основные виды разрывных со смещением (разломов): а и в-сбросы; б- ступчатый сброс; г-надвиг; д-гребень; е-горст. 1-неподвижная часть толщи. 2-смещенная часть толщи. П-поверхность земли. Р-разрыв земной коры.

Землетрясения в зависимости от глубины возникновения очагов делятся на три типа: 1) нормальные - с глубиной очага до 70 км; 2) промежуточные - от 70 до 300км; 3) глубокофокусные - более 300км. Максимальная глубина очага землетрясения может достигать до 700км.

Сейсмические волны распространяются во все стороны от очага землетрясения, затухая по мере удаления, при этом характер колебаний грунтов является хаотичным, а инерционные силы могут иметь любое направление. Ежегодно по данным сейсмологов на земле регистрируются землетрясения по интенсивности:

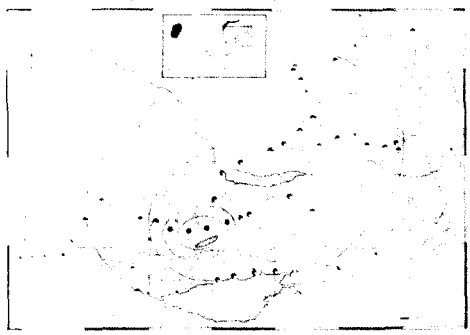
- катастрофические, планетарного масштаба, около 1-2, магнитудой >8.0;
- регионального масштаба, с обширными разрушениями, 10-15 магнитудой 7.0-8.0;
- разрушительные, 100-150 магнитудой 6.0-7.0;
- средней силы, с некоторыми повреждениями строений, до 1000 магнитудой 5.0-6.0;
- слабые, без особых повреждений, 7000-10000 магнитудой 4.0-5.0;
- регистрируемые инструментально, более 10000 магнитудой <4.0.

В среднеазиатском сейсмическом регионе территория юга и юго-востока Казахстана относится к высокой сейсмоактивной зоне, на которой за последние 130 лет произошло три сильных землетрясения [1]: Верненское - 1887 года, магнитудой 7.9, Чиликское - 1889 года, магнитудой 8.3, и Кеминское - 1911 года, магнитудой 8.2 планетарного масштаба, а количество произошедших средних и слабых землетрясений исчисляется сотнями.

При Верненском землетрясении 1887 года погибло около 800 человек, разрушилось 1799 каменных и 839 деревянных одно-, двух- и более этажных зданий глиняной обработки в центральной части города, а Чиликское землетрясение 1889 года унесло 24 жизни. Жертвами Кеминского землетрясения в 1911 году стали 245 человек [1]. На рис.5 приведены схема изосейст Верненского землетрясения с общим видом поврежденного здания, а также фрагмент разрыва земной поверхности и разрушенного здания при Кеминском землетрясении.

За последние 35 лет на территории Казахстана произошло несколько землетрясений с интенсивностью в эпицентре 7-8 баллов по шкале МСК- 64.

Землетрясение, год	Интенсивность в эпицентре
Жаланаш-Тюпское, 1978	8
Баканасское, 1979	7
Зайсанское, 1990	8
Байсорунское, 1990	8
Текелийское, 1993	7
Луговское, 2003	7
Сюмбинское, 2003	7
Чуйское, Алтай, 2003	8
Шалкарское, 2008	7
Текелийское, 2009	7



Верненское 1887



Кеминское 1911

Рис.5

Согласно новым картам «Общего сейсмического зонирования территории Республики Казахстан» (ОСЗ) к сейсмоопасным регионам относятся территории города Алматы, Алматинской, Южно-Казахстанской, Жамбылской, Восточно-Казахстанской, Кызылординской, Мангистауской областей (см. Приложение). По новым картам ОСЗ, разработанным институтом «Сейсмологии» Министерства образования и науки Республики Казахстан по методике Еврокодов, добавились отдельные территории Западно-Казахстанской, Актюбинской областей и небольшие территории Карагандинской и Павлодарской областей. На рис.6 приведена карта эпицентров слабых землетрясений, произошедших на территории Казахстана за 1995-2005 гг.

Представленная краткая информация дает общее представление о природе и основных характеристиках землетрясений, не вдаваясь в подробности по их сущности, поскольку имеется большое количество литературы по данному вопросу.

Последствия произошедших землетрясений и сейсмическая активность, проявляющаяся в последние годы на земном шаре и территории СНГ, вызывают

необходимость дальнейшего развития теории и практики сейсмостойкого строительства и сейсмологии, постоянного повышения уровня знаний специалистов, работающих в области сейсмостойкого строительства, освоения современных норм, достижений и технических новшеств в теории и практике сейсмостойкого строительства.

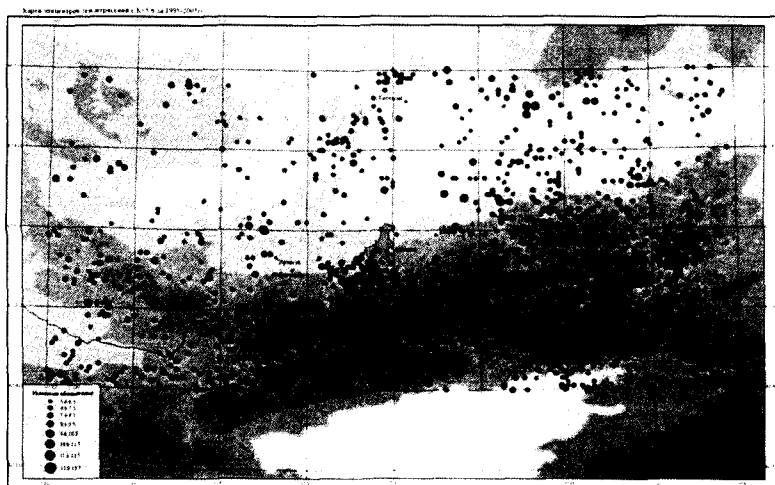


Рис.6

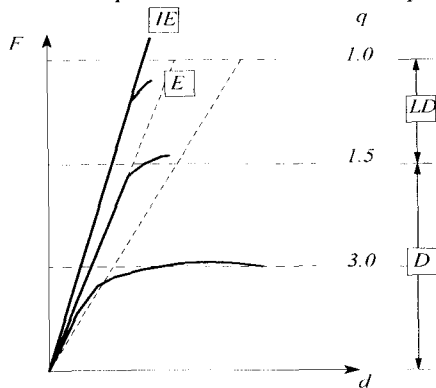
2. СОВРЕМЕННЫЕ ПОДХОДЫ В ПРЕКТИРОВАНИИ СЕЙСМОСТОЙКИХ КОНСТРУКЦИЙ

При проектировании нормативная сейсмостойкость зданий достигается выбором в совокупности благоприятной площадки строительства по сейсмологическим характеристикам грунтов, принятием рациональных конструктивных и объемно-планировочных решений, применением эффективных материалов и конструкций, грамотным выполнением расчетов и конструирования с обеспечением нормативной надежности конструктивных систем, качественным выполнением проектных и строительных работ, надлежащим их контролем.

В действительности поведение зданий при землетрясениях зависит от многих факторов, характера сейсмических воздействий и их интенсивностей, грунтовых условий, динамических и диссипативных характеристик строений и других параметров. Как показывают последствия сильных землетрясений, одни здания разрушаются или получают значительные повреждения, а другие удовлетворительно переносят сейсмические воздействия. Исходя из анализа последствий землетрясений в общем, можно сказать, что в большинстве случаев гибкие здания на жестких грунтах ведут себя лучше, чем на слабых грунтах, а жесткие - наоборот. Это связано главным образом с динамическими

характеристиками строений и грунтов оснований, т.е. зависит от сближения или отдаления их частотных параметров к резонансной зоне.

Если схематично рассмотреть поведение зданий при сейсмических воздействиях, то можно представить качественные диаграммы их деформирования в зависимости от упругопластических свойств несущих конструкций, как одного из главных факторов, в следующем виде по рис.7. Из рис.7 видно, что уровень сейсмической нагрузки зависит от податливости конструктивной системы, отклонения от упругого поведения, связанного со степенью проявления упругопластических свойств элементов, оцениваемого коэффициентом поведения в расчетах по линейно-спектральным методам.



Условные обозначения:

F - сейсмическая нагрузка;

d - перемещение;

q - коэффициент поведения (учет упругопластической работы конструкций);

IE - идеальное упругое поведение;

E - существенно упругое поведение;

LD - ограниченно упругопластическое поведение;

D - упругопластическое поведение.

Рис.7 Поведение зданий при сейсмических воздействиях

В современных нормах многих стран, в которых применяется методика линейно-упругого расчета конструкций на сейсмические воздействия, учет неупругой работы основан на применении коэффициента редукции или поведения как принято в Еврокодах, зависящего от пластических ресурсов сооружений, связанных с коэффициентом пластичности конструкций K_p . Естественно, коэффициент редукции в нормах разных стран принят разным, исходя из результатов теоретических и экспериментальных исследований работы конструкций, принятой методики по расчету различных конструктивных систем зданий на сейсмические воздействия, накопленного опыта по проектированию и анализу последствий землетрясений.

Например в свое время, в СНиП РК 2.03-30-2006 «Строительство в сейсмических районах» Республики Казахстан значение коэффициента

редукции K_2 было принято, изменяющимся в пределах 0.2-0.4, или в новых гармонизированных с Еврокодом своде правил СП РК 2.03-30-2017 значение коэффициента поведения q принято, изменяющимся в пределах 1-5 ($K_2 = 1/q$) в зависимости от конструктивных типов зданий. Аналогично в своде правил России СП 14.13330.2014 «Строительство в сейсмических районах» коэффициент K_1 , учитывающий допускаемые повреждения сооружений в зависимости от их типов принят в пределах 0.12-0.4. В нормах Украины коэффициент K_1 , учитывающий неупругие деформации и локальные повреждения элементов сооружений, принят дифференцированно по типам зданий в зависимости от сейсмичности площадки; для 6 баллов 0.2-0.25, для элементов (заполнение каркасов, перегородки) 0.4; для 7-8 баллов 0.2-0.4, для элементов 0.5; и для 9 баллов 0.3-0.45, для элементов 0.55. В Ерокоде 8 для конструктивных и неконструктивных элементов из разных материалов и типов зданий в зависимости от класса пластичности (средняя и высокая) для горизонтальных и вертикальных направлений принят соответствующий коэффициент поведения q , предназначенный для приближенного учета соотношений сейсмических нагрузок между упругой реакцией и неупругой. В принципе, всеми странами в инженерных расчетах, чтобы запроектировать сейсмостойкие здания с заданной нормативной надежностью и экономичностью по линейно-спектральной методике с учетом проявления неупругих деформаций конструкций применяется коэффициент редукции или поведения, значения которых могут уточняться.

Вместе с тем, принимая во внимание, что коэффициент редукции в основном зависит от пластических свойств, т.е. пределов проявления неупругих деформаций в критических участках элементов конструкций, следует отметить, что актуальным вопросом остается учет влияния малоциклового усталости на пластический ресурс, связанный с накоплением повреждений при сейсмических воздействиях высокой интенсивности. Данный фактор, в виде проявления гистерезисной диссипации энергии в элементах конструктивных систем, в явном виде еще не нашел отражения в современных нормах, который в реальности косвенно присутствует в коэффициенте редукции или поведения.

Важность учета малоциклового усталости конструкций при сейсмических воздействиях и необходимость в проведении целенаправленных экспериментальных исследований по этой проблеме отмечалась в работе [2]. В проведенных экспериментальных исследованиях [3] приводятся результаты о малоцикловой прочности и деформативности изгибаемых и сжатого-изогнутых железобетонных конструкций при действии нагрузок высокого уровня типа сейсмических с анализом имеющихся работ по этой проблеме, динамических испытаний натурных фрагментов одноэтажных зданий, а также некоторые материалы автора по обследованию последствий Спитакского землетрясения в г. Ленинанкане. В работе [4] предложена методика по определению коэффициента редукции сейсмических нагрузок с учетом малоциклового усталости на примере рассмотрения усталостных повреждений в стальных рамных конструкциях и многоэтажных зданиях с первым гибким этажом.

Таким образом, оценивая результаты немногих отдельных проведенных исследований, имея в виду некоторые предложения, сделанные в них, следует отметить, что вопрос об упругопластическом поведении, в частности железобетонных конструкций при разных режимах малоцикловых нагружений сейсмического характера, остается недостаточно изученным и нуждается в целенаправленных экспериментальных исследованиях. В качестве рекомендаций, в возможных предстоящих исследованиях целесообразно было бы принять единую методику испытаний конструкций, анализируя и используя результаты проведенных отдельных экспериментальных исследований на малоцикловую усталость. В этой связи, в целях получения картины о пластических ресурсах конструкций и пределах проявления неупругих деформаций с накоплением остаточных деформаций при разных режимах нагружения, в статических и динамических испытаниях необходимо максимально приближенно имитировать реальные сейсмические воздействия. Например, в виде последовательности сейсмических воздействий разной интенсивности или основного толчка и афтершоков, как это происходило, например при Спитакском в Армении 1988 года и других сильных землетрясениях, как главный фактор для достоверной оценки реальной малоцикловой прочности и деформативности несущих элементов конструктивных систем.

Из истории произошедших землетрясений и их анализа известно, что сильные землетрясения происходят относительно редко, повторяемость которых исчисляется сотнями лет, когда умеренные или более слабые землетрясения по интенсивности в сравнении с расчетной сейсмичностью района происходят чаще, вследствие чего здания и сооружения в период срока службы могут неоднократно подвергаться их воздействиям. В связи с чем, в конструкциях строений могут происходить образование и накопление повреждений разной степени, что следует учитывать с проведением инженерных обследований и оценкой их сейсмостойкости после произошедших умеренных землетрясений.

В целом эти предложения при их реализации будут способствовать дальнейшему развитию инженерных методов расчета и конструирования, совершенствованию норм по сейсмостойкому строительству с учетом анализа последствий сильных землетрясений и опыта в проектировании, в итоге для развития теории и практики сейсмостойкого строительства.

Если рассматривать современные нормы по сейсмостойкому строительству, то следует отметить, что к наиболее прогрессивным, универсальным и гибким нормативным документам, признанными и применяемыми многими странами в мире путем гармонизации с учетом национальных природно-климатических, сейсмологических, уровня технического развития и др. особенностей каждой страны, можно отнести Еврокоды. Казахстан относится к одной из стран, где введены в действие 10 комплектов гармонизированных Еврокодов, состоящих из 58 сводов правил СП РК EN, идентичных Еврокодам, с разработанными 57 Национальными приложениями и соответствующими Нормативно-

техническими пособиями, в том числе рассматриваемый ниже свод правил СП РК EN 1998-1:2004/2012 [6].

3. ПРОЕКТИРОВАНИЕ СЕЙСМОСТОЙКИХ КОНСТРУКЦИЙ ПО СВОДУ ПРАВИЛ «СП РК EN 1998-1:2004/2012»

Область применения

Свод правил **СП РК EN 1998-1**, с Национальным приложением и Нормативно-техническими пособиями, предназначен для применения при проектировании и строительстве зданий из разных материалов с разным классом ответственности конструктивных систем, гражданских инженерных сооружений в сейсмических зонах Казахстана с обеспечением требуемой степени надежности строений по сейсмостойкости в случае землетрясений, с основной целью:

- обеспечить защиту жизни людей;
- ограничить ущерб;
- сохранить эксплуатационные качества сооружений важных для гражданской защиты.

Ниже приводятся положения **СП РК EN 1998-1:2004/2012**, касающиеся проектирования зданий из железобетонных конструкций в сейсмических зонах, не затрагивая конструкции из других материалов и гражданских сооружений, охватываемых данным сводом правил, с применением дополнительных требований и правил, согласованных, в основном, с соответствующими положениями следующих используемых СП РК EN:

- СП РК EN 1990, Основы проектирования несущих конструкций;
- СП РК EN 1991-1, Воздействия на несущие конструкции;
- СП РК EN 1992-1-1, Проектирование железобетонных конструкций - Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий;
- СП РК EN 1998-5, Проектирование сейсмостойких конструкций. Часть 5: Фундаменты, подпорные стены и геотехнические аспекты.

Таким образом, по **СП РК EN 1998-1** (часть-1) [6] рассматриваются следующие 5 разделов из 10, применительно и касающихся проектирования только железобетонных конструкций, которые содержат:

1. Общие положения - *раздел 1*.
2. Основные требования к характеристикам зданий в сейсмических зонах, а также основные критерии, которым они должны соответствовать - *раздел 2*.
3. Общие сведения о грунтовых условиях и правила определения сейсмических воздействий и их комбинаций с другими воздействиями - *раздел 3*.
4. Общие правила проектирования, относящиеся к зданиям - *раздел 4*.
5. Специальные правила для железобетонных зданий - *раздел 5*.

Кроме того используются информационные приложения «А» и «В». В этих приложениях содержатся дополнительные сведения по отношению к спектрам

упругих реакций в перемещениях и определению целевого перемещения (target displacement) на основании результатов простого нелинейного статического расчета (pushover analysis).

3.1. Технические требования

Проектирование и строительство объектов в сейсмических зонах должно осуществляться с соблюдением требований, предусматривающих снижение риска разрушений при расчетных и сильных или ограничения повреждений при частых умеренных землетрясениях с обеспечением нормативной сейсмостойкости строений. В связи с этим в [6], принято двухуровневое проектирование конструкций зданий для строительства в сейсмических зонах, при соблюдении нормативных требований и выполнении целевых критериев соответствия требованиям, с заданной степенью надежности в зависимости от класса ответственности зданий.

Требование по отсутствию разрушения.

Здание должно переносить расчетные сейсмические воздействия без локального или глобального разрушения, сохраняя после землетрясения целостность конструктивной системы и остаточную несущую способность, получая при этом существенные повреждения и остаточные пластические деформации в элементах конструкций.

Для выполнения требования по отсутствию разрушения следует принимать такие характеристики прочности и пластичности несущих элементов конструкций здания, которые обеспечивали бы определенный запас несущей способности и устойчивости для восприятия последующих сейсмических воздействий меньшей силы, чтобы предотвратить недопустимое повреждение или разрушение несущих элементов конструктивной системы, приводящих здание к коллапсу.

Требование по ограничению ущерба

Здание должно переносить чаще повторяющиеся сейсмические воздействия меньшей интенсивности, чем расчетное сейсмическое воздействие, с возможным возникновением легких повреждений, не вызывающих эксплуатационные ограничения, с сохранением несущей способности и горизонтальной жесткости для восприятия последующих сейсмических воздействий.

Этот критерий достигается путем ограничения общей поперечной деформации конструкции здания в целом и поэтажных перекосов в частности до допустимого предельного уровня, не снижающих эксплуатационные характеристики всех несущих и ненесущих элементов конструкции без остаточных деформаций.

Современные нормы практически всех стран допускают возможность возникновения ограниченных повреждений в конструкциях строений при чаще повторяющихся относительно слабых или умеренных и существенные повреждения при расчетных или более сильных землетрясениях, не угрожающих безопасности людей и не наносящих зданиям и сооружениям неприемлемо высокий ущерб или не приводящих их к обрушению. В этой связи

нормами при расчетных и более сильных землетрясениях предусматривается использование неупругой работы несущих элементов конструкций, проявляющейся в способности к пластическому деформированию и гистерезисному рассеиванию энергии, что позволит достичь приемлемой экономичности и технической рациональности объектов строительства.

При проектировании зданий, руководствуясь вышензложенными требованиями, нормативная сейсмостойкость будет достигнута в основном от принятия:

- реалистичных значений пиковых ускорений грунтов для площадок строительства от прогнозируемых сейсмических воздействий;
- фактических грунтовых и топографических условий площадок строительства;
- соответствующего класса ответственности проектируемого здания;
- рациональных конструктивных и объемно-планировочных решений здания, связанных с регулярностью в плане и по высоте;
- расчетных значений сейсмических нагрузок максимально близких реальным, с грамотным определением эффектов от комбинационных сочетаний статических нагрузок и сейсмических воздействий;
- соответствующих классов конструктивных систем по способности к пластическому деформированию и гистерезисному рассеиванию энергии, подразделяемых на классы:

- низкой пластичности - **DCL** (Ductility Classes Low);
- средней пластичности - **DCM** (Ductility Classes Medium);
- высокой пластичности - **DCH** (Ductility Classes High).

Вместе с тем сейсмостойкость здания зависит также от качества использованных строительных материалов, контроля качества проектирования и строительства.

3.2. Сейсмическая опасность

Потенциальная сейсмическая опасность регионов Казахстана характеризуется картой сейсмогенерирующих зон, на которой приведены возможные очаги землетрясений с максимальными величинами магнитуд от ≥ 4.0 до > 8.0 , и комплектами карт общего сейсмического зонирования территории Республики Казахстан в ускорениях и баллах (далее ОСЗ), которые приведены в приложении, а список населенных пунктов приведен в [8]. Предполагается, что сейсмическая опасность в пределах каждой зоны является постоянной. Карты ОСЗ, характеризующие сейсмическую опасность соответствующих зон территории Казахстана, состоят из карт:

- ОСЗ-1₄₇₅ и ОСЗ-1₂₄₇₅ в пиковых ускорениях;
- ОСЗ-2₄₇₅ и ОСЗ-2₂₄₇₅ в целочисленных баллах по шкале MSK-64.

По картам ОСЗ-1₄₇₅ и ОСЗ-1₂₄₇₅ для каждой сейсмической зоны и площадки строительства определяется значение референтных пиковых ускорений грунтов $a_{gR(475)}$, $a_{gR(2475)}$, соответствующих двум периодам повторяемости землетрясений 475 и 2475 лет при возможном превышении сейсмической интенсивности в течение 50-летних интервалов времени, принятых в [7,8]:

на $P_{NCR}=10\%$ при периоде повторяемости $T_{NCR}=475$ лет;

на $P_{NCR}=2\%$ при периоде повторяемости $T_{NCR}=2475$ лет.

Периодом времени в 50 лет определен расчетный срок эксплуатации, в течение которого конструкция здания, или ее часть, при надлежащем техническом обслуживании должна эксплуатироваться в соответствии со своим функциональным назначением без капитального ремонта.

Референтный период повторяемости T_R в зависимости от вероятности превышения P_R за T_L лет конкретного уровня сейсмического воздействия определяется по формуле:

$$T_R = \frac{-T_L}{\ln(1 - P_R)}, \quad (2)$$

где

T_R - референтный период повторяемости сейсмического воздействия;

P_R - референтная вероятность превышения сейсмического воздействия;

T_L - расчетный срок эксплуатации сооружения.

Показатели сейсмической интенсивности в референтных пиковых ускорениях грунтов $a_{gR(475)}$, $a_{gR(2475)}$, приведенные на картах ОСЗ-1₄₇₅ и ОСЗ-1₂₄₇₅, относятся к скальным и скально-подобным геологическим формациям с грунтовыми условиями типа IА (см. табл.2).

Картами ОСЗ-2₄₇₅ и ОСЗ-2₂₄₇₅ характеризуются сейсмические зоны в целочисленных баллах по шкале сейсмической интенсивности MSK-64 с показателями, относящимися к «средним» грунтовым условиям типа II, которые предназначены для определения сейсмической опасности рассматриваемой зоны в масштабе страны или региона в целях:

- оценки возможных макросейсмических последствий по прогнозируемым землетрясениям;
- планирования укрупненных показателей затрат на проведение антисейсмических мероприятий;
- определения общей концепции проектирования конкретных строений;
- формирования бюджетных затрат для реализации государственных программ по строительству социально-инфраструктурных объектов в сейсмических зонах страны.

Сейсмичность площадки строительства в баллах, при отсутствии карты микросейсмозонирования, может быть определена по табл.1, исходя из сейсмичности зоны строительства и типа грунтовых условий.

Табл. 1 - Сейсмичность площадки строительства в зависимости от сейсмичности зоны строительства и типа грунтовых условий

Типы грунтовых условий	Сейсмичность площадки строительства при сейсмичности зоны в баллах			
	7	8	9	10
IА и IБ	7	8	9	10

II	7	8	9	10
III	8	9	10	по результатам исследований

В целях снижения риска и рационального проектирования жилые массивы, административные, общественные и производственные комплексы, как и отдельные здания, не рекомендуется размещать на неблагоприятных по сейсмологическим характеристикам площадках строительства [6,8]:

а) расположенных в зонах возможного проявления тектонических разломов на поверхности земли;

б) с расчетными ускорениями движений грунта более $0,6g$, определенными с учетом типа грунтовых условий;

с) с грунтовыми отложениями, содержащими поверхностный слой мощностью более 10м, в пределах которого скорости распространения поперечных волн составляют менее 100 м/с;

д) с грунтовыми отложениями, способными к разжижению;

е) с просадочностью грунтов, плавучими, карстами, горными выработками, сильной нарушенностью пород физико-геологическими процессами;

ф) расположенных в зонах возможного прохождения селевых потоков или оползней;

г) с крутизной склонов более 15° , сложенных рыхлыми водонасыщенными грунтами или породой с сильно нарушенной структурой.

3.3. Грунтовые условия по сейсмическим свойствам

Анализ последствий произошедших землетрясений показывает, что величины горизонтальных, вертикальных и вращательных перемещений, скоростей и ускорений грунта, при прочих равных условиях, зависят от структуры геологического разреза рассматриваемой местности, физико-механических, прочностных, деформационных и акустических свойств залегающих пластов. Грунтовые условия не только влияют на кинематические параметры сейсмического воздействия, но и на характер и степень повреждений зданий в зависимости от их собственных периодов колебаний. Для учета грунтовых условий при проектировании строений странами, имеющими сейсмоопасные территории, приняты соответствующие категории грунтов по сейсмическим свойствам, которые отличаются количеством и параметрами. Категории грунтов, как правило, устанавливаются на основе инженерно-геологических, гидрогеологических исследований и динамических испытаний.

Для сейсмических зон Казахстана классификации грунтовых условий, по сейсмическим свойствам в соответствии с [7,8], приняты следующих типов - IA, IB, II, III, приведенные в табл.2, которые оцениваются:

а) по значениям средних скоростей распространения поперечных волн в поверхностных грунтовых толщах;

б) по результатам динамического зондирования грунтов (испытаний на динамическую пенетрацию);

с) по результатам испытаний, характеризующих прочность грунтов на сдвиг в не дренированном состоянии.

Для площадки строительства тип грунтовых условий целесообразно определять по значениям средних скоростей распространения поперечных волн $v_{s,30}$ и $v_{s,10}$, устанавливаемых экспериментально в поверхностных 30 и 10 метровых толщах.

Табл.2 Типы грунтовых условий

Типы грунтовых условий	Грунты стратиграфического профиля (описательные данные)	Средние значения $v_{s,10}$ и $v_{s,30}$, м/с
IA	Скальные грунты всех видов, неветрелые и слабоветрелые с маломощным (до 5 м) покровом рыхлых отложений.	$v_{s,30} \geq 800$
IB	Скальные грунты, выветрелые (обломочная зона) с маломощным (до 5 м) покровом рыхлых отложений. Крупнообломочные грунты, преимущественно из магматических пород (более 70 %), плотные (плотность грунта $\rho \geq 2,2 \text{ т/м}^3$), содержание песчано-глинистого заполнителя до 30 %, перекрытые маломощным покровом (до 5,0 м) рыхлых отложений.	$v_{s,10} \geq 350$ $550 \leq v_{s,30} < 800$
II	Скальные сильноветрелые грунты; крупнообломочные грунты преимущественно из осадочных пород (более 70 %) независимо от содержания заполнителя. Крупнообломочные грунты всех видов с содержанием заполнителя более 30 %. Пески гравелистые, крупные и средней крупности, плотные независимо от степени водонасыщения. Пески крупные и средней крупности со средней плотностью с малой и средней степенью водонасыщения. Пески мелкие и пылеватые плотные со средней плотностью и малой степенью водонасыщения. Глинистые грунты с показателем текучести $\leq 0,5$ при коэффициенте пористости $e < 0,9$ - для глин и суглинков и $e < 0,7$ - для супесей.	$v_{s,10} \geq 250$ $270 \leq v_{s,30} < 550$
III	Пески рыхлые независимо от степени водонасыщения и крупности. Пески крупные и средней крупности средней плотности водонасыщенные. Пески мелкие и пылеватые плотные и средней плотности средней степени водонасыщения и водонасыщенные. Глинистые грунты с показателем текучести $> 0,5$ независимо от значения коэффициента пористости. Глинистые грунты с показателем текучести $\leq 0,5$ при значении коэффициента пористости $e \geq 0,9$ - для глин и суглинков, и $e \geq 0,7$ - для супесей.	$v_{s,10} < 250$ $v_{s,30} < 270$

ПРИМЕЧАНИЕ Типы грунтовых условий площадок строительства следует определять с учетом экспериментально установленных значений скоростей распространения поперечных волн - $v_{s,10}$ и $v_{s,30}$. Если один из показателей экспериментально установленных значений - $v_{s,10}$ или $v_{s,30}$ - окажется меньше значения, указанного в таблице, то грунтовые условия следует относить к более неблагоприятному типу по сейсмическим свойствам.

При использовании описательных данных для определения типа грунтовых условий:

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

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

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

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

Средние скорости распространения поперечных волн в 30 метровой толще $v_{s,30}$ определяются по формуле:

$$v_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{v_i}}, \quad (3)$$

где h_i и v_i - толщина в м, и скорость распространения поперечной волны в м/с, с уровнем деформаций сдвига 10^{-5} или меньше, для i -го слоя при общем количестве слоев N , составляющих верхнюю 30-метровую грунтовую толщу.

Наряду с установлением средней скорости распространения поперечных волн в 30-метровой поверхностной толще $v_{s,30}$, следует также учитывать среднюю скорость распространения поперечных волн в 10-метровой поверхностной толще $v_{s,10}$.

Средние скорости распространения поперечных волн $v_{s,10}$ определяются по формуле:

$$v_{s,10} = \frac{10}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{v_i}}, \quad (4)$$

где h_i и v_i - толщина в м, и скорость распространения поперечной волны, м/с, с уровнем деформаций сдвига 10^{-5} или меньше, для i -го слоя при общем количестве слоев N , составляющих верхнюю 10-метровую грунтовую толщу.

В случаях, если один из показателей средних скоростей распространения поперечных волн в поверхностных 30 и 10 метровых грунтовых толщах окажется меньше значений, чем указано в табл.2, то грунтовые условия

площадки строительства следует относить к более неблагоприятному типу по сейсмическим свойствам. При отсутствии инструментальных показателей о скоростях распространения поперечных волн в поверхностных грунтовых толщах допускается, тип грунтовых условий площадки строительства по сейсмическим свойствам, определять по описательным признакам, приведенным в табл.2.

Процесс измерения скорости распространения поперечных волн в поверхностных грунтовых толщах в зависимости от вида и состояния пород рекомендуется по возможности сопровождать испытаниями грунтов на пенетрацию и на сдвиг в не дренированном состоянии. При стандартных испытаниях на пенетрацию $N_{SPT,30}$, среднее значение количества ударов в 30-метровой толще следует определять по формуле:

$$N_{SPT,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{N_{SPT,i}}}, \quad (5)$$

где $N_{SPT,i}$ - количество N_{SPT} ударов в слое i .

Среднее значение прочности грунта $c_{u,30}$, находящегося в не дренированном состоянии, следует определять по формуле:

$$c_{u,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{c_{u,i}}}, \quad (6)$$

где $c_{u,i}$ - прочность грунта, находящегося в не дренированном состоянии в слое i .

3.4. Класс ответственности зданий

В зависимости от опасности последствий по степени повреждений или разрушений при землетрясениях разных конструктивных типов зданий принимаются разные уровни надежности для безопасности людей, выражая их классификацией с соответствующими значениями коэффициентов ответственности γ , которые могут соответствовать более высокому или низкому значению повторяемости сейсмического события. Классификацией зданий по ответственности учитываются социальные, экономические, экологические и иные последствия от возможных существенных повреждений или разрушений несущих элементов или отказов конструктивной системы в зависимости от функционального назначения. В соответствии с [7,9] приняты четыре класса ответственности зданий, которые приведены в табл.3.

Табл.3 – Классы ответственности

Классы ответственности	Характеристика класса ответственности	Типы зданий и сооружений
I	Здания второстепенной важности для	Здания, повреждения которых не представляют угрозы для безопасности людей, не сопровождаются порчей ценного оборудования.

	общественной безопасности	не вызывают прекращения непрерывных технологических процессов и/или загрязнения окружающей среды: - небольшие складские здания и сельскохозяйственные сооружения (теплицы, парники); - временные (мобильные) здания с ограниченными сроками службы; - легкие открытые павильоны и т.п.
II	Здания, не принадлежащие к категориям I, III и IV	Жилые и общественные здания, за исключением зданий, отнесенных к категориям III и IV.
III	Здания, сейсмостойкость которых важна с точки зрения социальных последствий их разрушения	Здания, эксплуатация которых связана с длительным скоплением большого количества людей: - здания дошкольных учреждений и школ, колледжей, училищ, высших учебных заведений и т.п.; - здания больниц (кроме, отнесенных к классу IV), домов престарелых, родильных домов и т.п.; - здания театров, кинотеатров, концертных залов и другие сооружения культурно-зрелищного и развлекательного назначения с общей вместимостью от 300 до 3000 человек.
IV	Здания и сооружения, функционирование которых после землетрясения жизненно важно для гражданской защиты	Здания, функционирование которых необходимо при ликвидации последствий землетрясений: - системы энерго- и водоснабжения (в том числе резервные системы энерго- и водоснабжения объектов категории ответственности IV); - пожарные депо и системы пожаротушения (в том числе, предназначенные для поддержания давления воды при пожаротушении); - сооружения связи; - административные здания органов внутренних дел и национальной безопасности; - здания и специальные сооружения организаций по ликвидации чрезвычайных ситуаций; - здания госпиталей и больниц с травматологическими и хирургическими отделениями; - большие и средние железнодорожные вокзалы и аэропорты, а также системы обеспечения их функционирования (в том числе управления движением); ангары для самолетов; - гаражи для автомобилей аварийных служб разного назначения; - здания, определенные как укрытия на случай землетрясения.

	Уникальные здания и сооружения	Здания с высоким уровнем ответственности: - крупные крытые стадионы, концертные залы и другие культурно-зрелищные сооружения с общей вместимостью более 3000 человек; - здания музеев и памятники, представляющие большую художественную и историческую ценность.
		Здания с хранилищами национальных и культурных ценностей.

ПРИМЕЧАНИЕ 1 Классы ответственности I, II и III или IV приблизительно отвечают последствиям классов СС1, СС2 и СС3 соответственно, определенным в СП РК EN 1990:2002+A1:2005/2011 (Приложение В).

Для зданий, содержащих опасное оборудование или материалы, коэффициент ответственности должен приниматься в соответствии с критериями, изложенными в СП РК EN 1998-4:2006/2013 [4.2.5(6)].

Значения коэффициента γ_i , соответствующие установленным классам ответственности, приведены в табл.4, в которой для зданий с классом ответственности II коэффициент принят равным 1.0. Коэффициенты ответственности зданий используются для определения расчетной величины ускорения основания a_g .

При определении расчетных сейсмических нагрузок на здания высотой более пяти этажей, кроме зданий с системами сейсмоизоляции, следует применять сочетание коэффициента ответственности γ_i и коэффициента γ_b , учитывающего высоту зданий, которые уточняются по мере накопления опыта в проектировании.

Табл.4 Значения коэффициентов ответственности для зданий

Классы ответственности	Значения коэффициентов γ_i
I	0,8
II	1
III	1,25
IV	1,5

3.5. Критерии регулярности зданий

Последствия землетрясений показывают, что регулярные здания при сейсмических воздействиях ведут себя гораздо лучше по сопротивляемости, чем нерегулярные, что оценивается характером динамических колебаний конструкций, повреждаемостью элементов, деформационными и другими факторами. Могут проектироваться и нерегулярные конструктивные системы, но в таких случаях стоимость проектов может возрастать в зависимости от объемно-планировочных и конструктивных решений, влияющих на степень

регулярности. В своде правил [6] концепцией регулярности, как и в других современных нормах проектирования сейсмостойких конструкций, рассматривается два вида регулярности зданий - в плане и вертикальном направлении. В отличие от регулярности в плане, принимаемой единой независимо от направлений, в вертикальном направлении регулярность рассматривается отдельно по двум ортогональным направлениям, по которым раздельно учитываются горизонтальные составляющие сейсмического воздействия. В этой связи конструктивная система может быть охарактеризована как регулярная только в одном из двух горизонтальных направлений. Вместе с тем следует иметь в виду, что регулярность в плане и по высоте конструктивной системы влияет на значение коэффициента поведения q , применяемого при линейном анализе по расчетному спектру сейсмического воздействия.

Регулярность зданий в плане

При проектировании зданий регулярность в плане достигается симметричным распределением жесткости и масс с максимальным приближением их центров относительно двух главных взаимно ортогональных осей, соответствующих направлению сейсмических воздействий. В противном случае, если указанные условия не будут соблюдаться, то возникнут крутильные колебания, степень которых будет зависеть от эксцентриситета между центрами жесткости и масс. В связи с чем, в процессе формирования объемно-планировочных решений зданий, целесообразно принимать регулярную или близкую к нему конструктивную систему, чтобы исключить или уменьшить до минимума возможность проявления крутильных колебаний. Регулярность в плане существенно влияет на выбор расчетной модели конструкции. На рис.8 в качестве примера приведены некоторые простые схемы благоприятных и неблагоприятных конфигураций зданий по регулярности в плане.

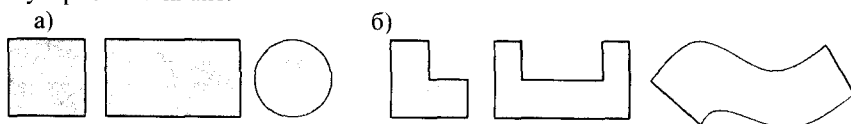


Рис.8 - Конфигурации зданий в плане:

а) благоприятные простые и б) неблагоприятные сложные

Рациональную регулярность в неблагоприятных конфигурациях зданий в плане можно достичь путем разделения антисейсмическими швами на отдельные динамически независимые простые отсеки.

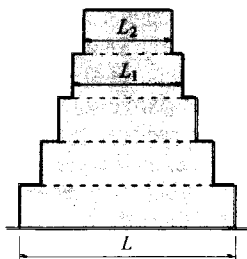
Регулярность зданий по высоте

Регулярность зданий по высоте достигается непрерывностью и постоянством или постепенным уменьшением без резких скачков горизонтальной поэтажной жесткости и масс в конструктивной системе снизу до верха, а также в основных несущих конструкциях, как в ядрах жесткости, несущих диафрагмах и рамах. В [9] приведена подробная методика

определения допускаемых пределов нерегулярностей, как в плане, так и по высоте зданий, принятых на национальном уровне. Примеры схем простых критериев регулярностей зданий по высоте, приведены на рис.9.

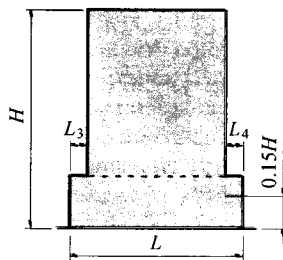
Если в здании имеются уступы, то отдельные отступы от красной линии каждой стороны здания не должны превышать 10% от размера параллельного этажа, расположенного ниже. Общий отступ с каждой стороны вверху относительно основания, если не предусмотрена симметрия по обеим сторонам здания, не должен превышать 30% от параллельных размеров в основании здания.

а)



Критерий для а): $\frac{L_1 - L_2}{L_1} \leq 0,2$

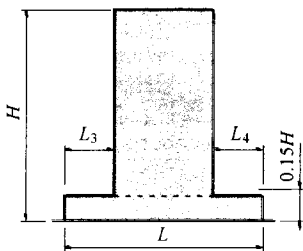
б) (имеющийся уступ более 0,15H)



Критерий для б): $\frac{L_3 + L_4}{L} \leq 0,2$

L_3 и $L_4 > 0$

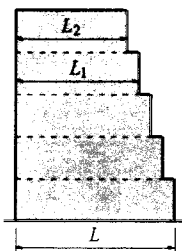
с) (имеющийся уступ менее 0,15H)



Критерий для с): $\frac{L_3 + L_4}{L} \leq 0,5$

L_3 и $L_4 > 0$

д)



Критерий для д): $\frac{L - L_2}{L} \leq 0,3$

$\frac{L_1 - L_2}{L_1} \leq 0,1$

Рис.9 – Критерии регулярности для зданий с уступами

3.6. Критерии соответствия предельным состояниям

При проектировании и строительстве зданий для соблюдения основных требований по критериям отсутствия разрушения и ограничения ущерба следует выполнять проверку следующих предельных состояний:

- критическое предельное состояние (**ULS** - ultimate limit states), по несущей способности;
- предельное состояние по ограничению ущерба (**DLS** - damage limitation states), эксплуатационной пригодности.

Критическое предельное состояние

Это такое состояние конструктивных систем, когда они могут оказаться близкой к разрушению при сохранении, в некоторой степени, структурной целостности и низкой остаточной несущей способности с возникновением угрозы для жизни людей, или подвергнутся локальному либо глобальному разрушению, или наступлению других форм отказа зданий после сейсмических событий.

Для определения критического предельного состояния зданий, с любой возможной формой отказа при сейсмическом воздействии, следует проверять:

- способность конструктивной системы к сопротивлению и диссипации энергии при колебаниях с использованием коэффициента поведения q , зависящим от способности строения к пластическому деформированию;
- устойчивость строения против опрокидывания и скольжения;
- способность фундамента и основания воспринимать воздействия, возникающие в результате реакции надфундаментного строения, без существенных остаточных деформаций;
- возможное влияние эффектов второго рода на величины воздействия;
- поведение неконструктивных элементов для безопасности людей, вызванных деформированием несущих конструктивных элементов строения.

Предельное состояние по ограничению ущерба

Это такое состояние конструктивных систем, когда они могут получить повреждения ненесущих и не высокой степени несущих элементов (легкие повреждения) без остаточных деформаций, не нарушающих целостность и не снижающих несущую способность при частых умеренных сейсмических воздействиях, но при которых могут быть нарушены некоторые эксплуатационные качества, не угрожающие безопасности людей.

Для определения предельного состояния зданий по ограничению ущерба следует проверять:

- предельные деформации элементов конструктивной системы и их соединений, предельные деформации основания с учетом ограничений;
- образование трещин или локальных повреждений в конструктивных и неконструктивных элементах;

Строения, предназначенные для защиты населения, должны обладать несущей способностью и эксплуатационными характеристиками, достаточно безопасными для выполнения функций по оказанию жизненно важных услуг населению после сейсмического события.

Предельные состояния условного строения можно представить схематично в общем виде, представленном на рис.10, диаграммой деформирования «нагрузка - перемещение» при сейсмическом воздействии, на которой точками **DLS** и **ULS** обозначены два предельных состояния конструктивной системы -

по ограничению ущерба и критическое предельное состояние. Сплошной линией показано нелинейное поведение, а пунктирной - линейно-упругое деформирование строения. Диаграммы нелинейного деформирования любого строения, как правило, получают по результатам расчетов с учетом упруго-пластических свойств несущих элементов конструктивной системы, а для типовых проектов и проектов массового применения, в дополнение к расчетам согласно требованиям норм, по результатам экспериментальных исследований, получая практически реальные диаграммы деформирования.

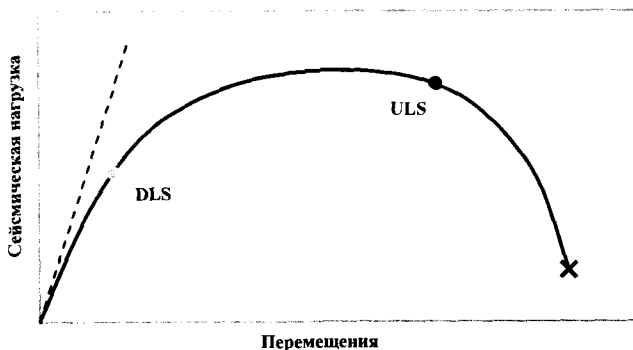


Рис.10 - Зависимость «сейсмическая нагрузка – перемещение»

Вместе с тем, при проектировании зданий в целях достижения сейсмостойкости при расчетных или более сильных сейсмических воздействиях следует соблюдать специальные мероприятия, которые заключаются в следующем:

- обеспечить регулярность конструктивной системы в плане и по высоте;
- применять многократно статически неопределимые конструктивные системы;
- предотвращать возможность хрупкого разрушения элементов;
- рационально использовать пластические свойства элементов, соблюдая последовательность образования пластических зон с учетом реализации перераспределения усилий.

В случаях низкой сейсмичности площадки строительства и для некоторых категорий зданий основные требования могут быть выполнены упрощенными расчетами. Критерием низкой сейсмичности при грунтах типа IА принято расчетное значение горизонтальных пиковых ускорений a_g не более $0.08g$ или с учетом типа грунтовых условий площадки строительства $a_g S$ не более $0.1g$, включающим в себя фактор ответственности здания. В случаях, очень низкой сейсмичности проектирование объектов может выполняться без соблюдения положений [6], как для площадок строительства в несейсмических районах. Критерием очень низкой сейсмичности принято значения a_g не более $0.04g$, либо $a_g S$ не более $0.05g$.

4. СЕЙСМИЧЕСКИЕ ВОЗДЕЙСТВИЯ

При землетрясении от очага распространяются сейсмические волны, имеющие широкий частотный диапазон, различный характер и скорость распространения. К основным глубинным типам волн относятся продольные волны P и поперечные волны сдвига S , которые существенно отличаются скоростями распространения, соответственно в пределах 7-8 км/с и 4-5 км/с. Продольные волны первыми достигают поверхности земной коры, что характеризует начальную стадию землетрясения, а затем подходят и поперечные волны. При прохождении этих волн через границы пластов земной коры и выходе на поверхность упругого полупространства, вследствие их отражения, преломления и наложения, образуются значимые поверхностные волны Рэлея и Лява, распространяющиеся вдоль поверхности земли со скоростями в пределах 0,2-5,6 км/с в зависимости от жесткости среды. Поперечные волны в сочетании с поверхностными волнами Рэлея и Лява могут вызывать самые сильные колебания поверхности грунтовых оснований строительных площадок, которые в основном влияют на сейсмостойкость наземных строений при землетрясениях.

Сейсмическое воздействие в виде колебаний поверхности грунтов при землетрясении представляется спектром упругих реакций в ускорениях в предположении линейно-упругого деформирования конструктивных систем с одной степенью свободы, далее «спектр упругих реакций». В спектре реакций поле ускорений принимается постоянной во времени, а форма одинаковой для двух уровней сейсмического воздействия, для требований по предотвращению разрушения и ограничению ущерба.

Горизонтальное сейсмическое воздействие представляется двумя независимыми ортогональными компонентами, но описанными одинаковыми спектрами реакций. При трех компонентах или значительно отличающихся источниках сейсмического воздействия может быть принята одна или большее количество альтернативных форм спектра реакций в зависимости от сейсмического источника и магнитуды землетрясения.

На величину интенсивности сейсмических воздействий, наряду с грунтовыми условиями площадки строительства, влияет и топография местности. В этой связи, при проектировании строений с классами ответственности II, III и IV, с коэффициентами ответственности $\gamma_1 \geq 1,0$, необходимо учитывать и топографические эффекты усиления сейсмических воздействий, умножением расчетного ускорения a_g на коэффициент S_T .

4.1. Спектры упругих реакций сейсмических воздействий

Спектр упругих реакций для горизонтальных компонент сейсмического воздействия

Горизонтальные компоненты колебаний грунта при сейсмических воздействиях, в основном, вызываются вторичными поперечными волнами сдвига S , обладающими большими длинами и низкими частотами, чем первичные продольные волны P . Эффекты сейсмических воздействий, как

отмечено выше, усиливаются при сочетании поперечных волн с поверхностными волнами Рэлея и Лява.

В теории сейсмостойкости задание сейсмического воздействия для расчета зданий относится к одной из основных задач, которое обычно представляется спектральной кривой, в необходимых случаях в виде расчетной акселерограммы. В целом спектр реакции может представляться графиком максимального значения ускорения (a), возможно скорости (v) или ответного смещения (d) для системы с одной степенью свободы с различными периодами собственных колебаний при воздействии сейсмического колебания грунта. В инженерной практике при определении сейсмического воздействия на строение, в основном, используется спектр упругих реакций в ускорениях $S_e(T)$. Спектр упругих реакций $S_e(T)$ для горизонтальных составляющих сейсмического воздействия определяется по зависимостям (7) - (9), принятым в [7,8]:

$$0 \leq T \leq T_B: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right], \quad (7)$$

$$T_B \leq T \leq T_C: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5, \quad (8)$$

$$T_C \leq T: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right], \quad (9)$$

где

$S_e(T)$ - значение спектра упругой реакции для периода T ;

T - период колебаний линейной системы с одной степенью свободы, в секундах «с»;

a_g - расчетное ускорение основания при грунтовых условиях типа IА;

T_B - минимальное значение периода на постоянном участке графика спектральных ускорений, «с»;

T_C - максимальное значение периода на постоянном участке графика спектральных ускорений, «с»;

η - коэффициент коррекции по демпфированию с референтным значением $\eta=1$ для коэффициента вязкого демпфирования $\xi = 5\%$;

S - коэффициент, учитывающий сейсмические свойства грунта - влияние грунтовых условий площадки строительства на интенсивность сейсмических воздействий.

Значение коэффициента коррекции по демпфированию η рекомендуется согласно [6,8] определять по зависимостям (10) и (11):

$$\text{при } T \leq 1,0 \text{ с: } \eta = \rho; \quad (10)$$

$$\text{при } T \geq 1,0 \text{ с: } \eta = \rho(1/T)^2. \quad (11)$$

При этом значения ρ и λ определяются следующим образом:

$$\rho = 1 + \frac{0,05 - 0,01\xi}{0,05 + 0,02\xi - 3(0,01\xi)^2}, \quad (12)$$

$$\lambda = \frac{0,05 - 0,01\xi}{0,33 + 0,09\xi} \quad (13)$$

где ξ – коэффициент вязкого демпфирования, выраженный в процентах.

Общий вид нормированного спектра упругих реакций для горизонтальных компонент сейсмического воздействия приведен на рис.11.

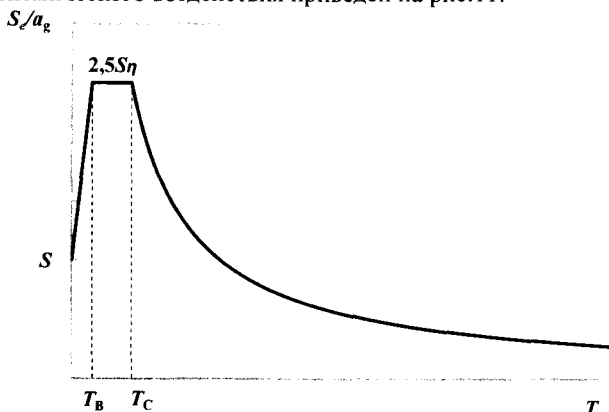


Рис.11 – Общая форма спектра упругих реакций для горизонтальных компонент сейсмических воздействий

На графике спектра показаны характерные участки T_B , T_C , связанные с определенными периодами колебаний зданий, их значения описывающие форму спектра упругих реакций в зависимости от типа грунтовых условий, принятые в [8] приведены в табл.5.

Следует отметить, что зависимости (10) - (13) позволяют достаточно реалистично оценивать значения коэффициента η при параметрах ξ в диапазоне от 1,0 % до 25 % и значениях T до 8 с., если для особых случаев необходимо использовать коэффициент вязкого демпфирования отличный от 5 %.

Табл. 5 – Значения T_B и T_C

Тип грунтовых условий по сейсмическим свойствам	T_B , с	T_C , с
IA	0,15	0,44
IB	0,15	0,44
II	0,25	0,64
III	0,375	0,96

Значения коэффициентов, учитывающих сейсмические свойства грунта, т.е. влияние грунтовых условий площадки строительства на интенсивность сейсмических воздействий, приведены в табл.6.

Табл. 6 - Значения коэффициентов $S(a_{gR(475)})$ и $S(a_{gR(2475)})$

Тип грунтовых условий по сейсмическим свойствам	Значения коэффициентов $S(a_{gR(475)})$ и $S(a_{gR(2475)})$ в зависимости от величин $a_{gR(475)}$ и $a_{gR(2475)}$ соответственно
IA	1,0
IB	$1,0 \leq (1,4 - a_{gR}/g) \leq 1,2$
II	$1,1 \leq (2,0 - 2,5 \cdot a_{gR}/g) \leq 1,6$
III	$1,3 \leq (2,5 - 3,0 \cdot a_{gR}/g) \leq 2,4$

При отсутствии карты сейсмомикроразонирования значение расчетного сейсмического горизонтального ускорения a_g для площадки строительства определяется по зависимостям:

$$a_{g(475)} = a_{gR(475)} \cdot \gamma_1 \cdot S(a_{gR(475)}) \cdot S_T \quad (14a)$$

$$a_{g(2475)} = a_{gR(2475)} \cdot \gamma_1 \cdot S(a_{gR(2475)}) \cdot S_T, \quad (14b)$$

в которых присутствуют следующие параметры:

а) значения референтных пиковых ускорений грунтов $a_{gR(475)}$, $a_{gR(2475)}$ в зависимости от:

- референтного сейсмического воздействия с референтной вероятностью превышения, $P_{NCR} = 10\%$ за 50 лет, или референтным периодом повторяемости, $T_{NCR} = 475$ лет;

- референтного сейсмического воздействия с референтной вероятностью превышения, $P_{NCR} = 2\%$ за 50 лет или референтным периодом повторяемости, $T_{NCR} = 2475$ лет;

- или списка населенных пунктов, расположенных в сейсмических зонах Казахстана, приведенных в [8];

б) значения коэффициентов $S(a_{gR(475)})$, $S(a_{gR(2475)})$, принимаемых в зависимости от грунтовых условий с учетом величин пиковых ускорений грунта $a_{gR(475)}$, $a_{gR(2475)}$ на площадках строительства;

с) значение коэффициента S_T , учитывающего топографические эффекты усиления сейсмических воздействий на площадках строительства (табл.7);

д) значение коэффициента ответственности γ_1 (табл.4), принимаемое в зависимости от типа проектируемого здания;

При определении расчетного значения ускорения a_g в соответствии с [7,8] следует принимать большее из двух величин:

а) значения, определенного по карте ОСЗ-1₄₇₅, и умноженного на коэффициент ответственности ($a_g = \gamma_1 \cdot a_{gR(475)}$);

б) значения, определенного по карте ОСЗ-1₂₄₇₅, и умноженного на коэффициент 0.667, и на коэффициент ответственности ($a_g = 0.667 \cdot \gamma_1 \cdot a_{gR(2475)}$).

Значения коэффициентов S_T для некоторых простых топографических случаев приведены в табл.7, таких как отдельно расположенные или протяженные в одном направлении (двумерные) возвышенности высотой более

30 м, со схемой конфигураций возвышенностей по рельефу, показанной на рис.12.

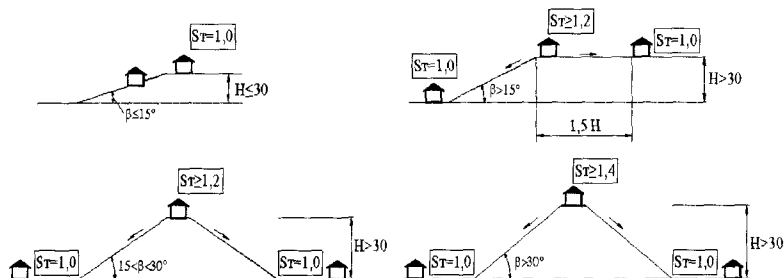


Рис.12 – К определению значений коэффициентов S_T

Табл.7 – Значения коэффициентов S_T

Категория рельефа	Характеристика рельефа	Расположение площадки	S_T
1	Плоские поверхности и возвышенности с крутизной склонов менее 15° ,	—	1.0
2	Одиночные возвышенности с крутизной склонов более 15°	вблизи верхнего края склона	≥ 1.2
3	Протяженные возвышенности с шириной гребня существенно меньшей, чем в основании и крутизной склонов от 15° до 30°	вблизи вершины возвышенности	≥ 1.2
4	Протяженные возвышенности с шириной гребня существенно меньшей, чем в основании и крутизной склона более 30°	вблизи вершины возвышенности	≥ 1.4

Примечание - Для площадок, расположенных между основанием и вершиной хребтов или склонов, значения коэффициентов усиления S_T допускается определять по линейной интерполяции, принимая значение S_T в основаниях возвышенностей равным 1.0.

Спектр упругих реакций в перемещениях

Спектр упругих реакций в перемещениях $S_{De}(T)$ при отсутствии инструментальных данных, может быть получен путем прямого преобразования спектра упругих реакций в ускорениях $S_e(T)$ по выражению:

$$S_{De}(T) = S_e(T) \left[\frac{T}{2\pi} \right]^2 \quad (15)$$

Эту зависимость следует применять для строений с периодами колебаний (T) не превышающими 4.0 секунды, а периодами более 4.0 секунды необходимо отдельно определять спектр упругих реакций в перемещениях, в частности, по рекомендуемой методике, приведенной в информационном приложении А [6].

Спектр упругих реакций для вертикальной компоненты сейсмического воздействия

Вертикальная составляющая сейсмического колебания грунта, вызываемая, в основном, продольными волнами P , по мере приближения к эпицентру землетрясения возрастает с потенциальным повышением разрушающего действия на строения. В нормах, ее воздействие определяется через вертикальный спектр упругой реакции, принимаемый каждой страной. В соответствии с [8], спектр упругих реакций $S_{ve}(T)$ вертикальной компоненты сейсмического воздействия определяется по зависимостям (16) – (19):

$$0 \leq T \leq T_{Bv} : S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_{Bv}} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right], \quad (16)$$

$$T_{Bv} \leq T \leq T_{Cv} : S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5, \quad (17)$$

$$T_{Cv} \leq T \leq T_{Dv} : S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[\frac{T_{Cv}}{T} \right]^k, \quad (18)$$

$$T \geq T_{Dv} : S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[\frac{T_{Cv} T_{Dv}}{T^2} \right]^k, \quad (19)$$

где

$S_{ve}(T)$ - спектр упругих реакций для вертикальной компоненты;

T - период колебаний линейной системы с одной степенью свободы в вертикальном направлении;

a_{vg} - расчетное ускорение грунта в вертикальном направлении определяется по табл. 8;

T_{Bv} - минимальное значение периода на постоянном участке графика спектральных ускорений для вертикальной компоненты;

T_{Cv} - максимальное значение периода на постоянном участке графика спектральных ускорений для вертикальной компоненты;

T_{Dv} - значение периода на ниспадающей ветви графика спектра упругих реакций для вертикальной компоненты;

S - коэффициент, учитывающий сейсмические свойства грунта, принимаемый по табл. 6;

η - коэффициент коррекции по демпфированию с референтным значением $\eta = 1$ для коэффициента вязкого демпфирования $\xi = 5\%$;

k - значение экспоненты по табл. 8.

Общий вид спектра упругих реакций для вертикальной компоненты сейсмического воздействия приведен на рис.13, а значения параметров, описывающих форму вертикальных спектров упругих реакций в зависимости от типа грунтовых условий, приведены в табл.8.

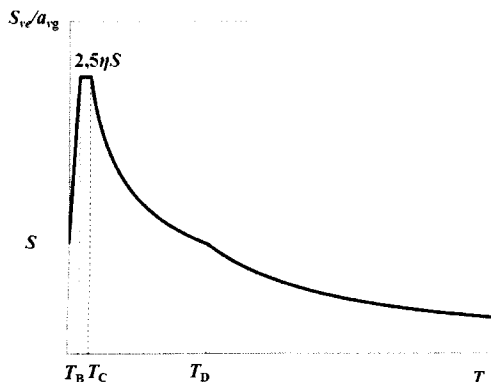


Рис.13 – Форма спектра упругих реакций для вертикальной компоненты сейсмических воздействий

Табл.8 – Значения параметров, описывающих спектры упругих реакций для вертикальных составляющих сейсмического воздействия

Тип грунтовых условий по сейсмическим свойствам	a_{vg}/a_g при			T_B, c	T_C, c	T_D, c	k
	$a_g \leq 0,12g$	$0,12g < a_g \leq 0,4g$	$a_g > 0,4g$				
IA	0,7	0,8	0,9	0,05	0,15	1,0	0,45
IB				0,10	0,20	1,3	0,50
II				0,10	0,20	2,0	0,40
III							

4.2. Расчетные спектры для упругого анализа

Строительные конструкции при землетрясениях ведут себя фактически не как упруго, а как динамически нелинейно деформируемые сооружения в разной степени, в зависимости от конструктивных особенностей. Происходит колебание зданий с рассеиванием энергии вследствие неупругого диссипативного поведения элементов конструкций и иных механизмов. Этот фактор в данных нормах учитывается, при определении расчетных сейсмических воздействий, уменьшением параметров спектра упругих реакций на определенную величину посредством применения коэффициента поведения q . Коэффициент поведения q является приближенным значением соотношения сейсмических нагрузок, которые воздействовали бы на здание при его упругой реакции и вязком демпфировании 5%, к расчетным сейсмическим нагрузкам. С помощью данного коэффициента, обоснованно применяемого при проектировании зданий по модели упругого расчета, упрощенно учитывается диссипация

энергии нелинейно деформируемой конструктивной системы. Такой подход позволяет обоснованно и оправданно не выполнять явно сложный и трудоемкий нелинейный анализ при проектировании, выполнив упругий расчет, основанный на спектре «расчетных реакций» с уменьшенным значением ординат относительно спектра «упругих реакций».

Значения коэффициента поведения q , учитывающие влияние вязкого демпфирования, отличающиеся от 5% затухания, приведены в Нормативно-технических пособиях и Национальных Приложениях к [6] для соответствующих классов пластичности, разных материалов и конструктивных систем. Вместе с тем, значение коэффициента поведения q может быть различным для разных горизонтальных направлений здания, но класс пластичности должен быть одинаковым во всех направлениях.

Расчетный горизонтальный спектр

Расчетный спектр $S_d(T)$ для горизонтальной компоненты сейсмического воздействия согласно [8], используемый при расчете зданий, определяется по следующим формулам:

$$0 \leq T \leq T_B: S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right], \text{ но не менее } a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q}; \quad (20)$$

$$T_B \leq T \leq T_C: S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q}; \quad (21)$$

$$T \geq T_C: S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right], \text{ но не менее } \beta \cdot a_g, \quad (22)$$

где

a_g , S , T_B и T_C - определены выше;

$S_d(T)$ - расчетный спектр для горизонтальной компоненты сейсмического воздействия;

q - коэффициент поведения;

β - показатель нижней границы расчетного спектра для горизонтальных компонент, принимаемый $0.2 \cdot S$.

Расчетный вертикальный спектр

Расчетный спектр $S_{dv}(T)$ для вертикальной компоненты сейсмических воздействий согласно [8], используемый при расчете зданий, определяется по следующим зависимостям:

$$0 \leq T \leq T_{Bv}: S_{dv}(T) = a_{vg} \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_{Bv}} \cdot \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right], \text{ но не менее } a_{vg} \cdot S \cdot \frac{2.5}{q}; \quad (23)$$

$$T_{Bv} \leq T \leq T_{Cv}: S_{dv}(T) = a_{vg} \cdot S \cdot \frac{2.5}{q}; \quad (24)$$

$$T_{Cv} \leq T \leq T_{Dv}: S_{dv}(T) = a_{vg} \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \left[\frac{T_{Cv}}{T} \right]^k, \text{ но не менее } \beta \cdot a_{vg}, \quad (25)$$

$$T_{Dv} \leq T: S_{dv}(T) = a_{vg} \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \left[\frac{T_{Cv} T_{Dv}}{T^2} \right]^k, \text{ но не менее } \beta \cdot a_{vg}, \quad (26)$$

где

a_{vg} , T_{Bv} , T_{Cv} и T_{Dv} - определены выше;

$S_{vd}(T)$ - расчетный спектр для вертикальной компоненты сейсмического воздействия;

q - коэффициент поведения;

β - показатель нижней границы расчетного спектра для вертикальной компоненты, принимаемый равным 0.2· S .

k - значение экспоненты по табл.8.

Расчетные перемещения и скорости грунта

Горизонтальное смещение грунта может устанавливаться экспериментально для конкретной строительной площадки, но обычно, при проектировании определяется упрощенным методом. Расчетное значение горизонтального перемещения грунта d_g , соответствующее расчетному значению ускорения грунта и принятой форме спектра упругих реакций для горизонтальных компонент сейсмического воздействия, может вычисляться по формуле:

$$d_g = 0.075 \cdot a_g \cdot S \cdot T_C \cdot T_E, \quad (27)$$

где

a_g - расчетное ускорение для типа грунтовых условий IА;

S - коэффициент, характеризующий сейсмические свойства грунта;

T_C - максимальное значение периода на постоянном участке стандартного графика спектральных ускорений, соответствующего рассматриваемому типу грунтовых условий;

T_E - период колебаний, значение которого условно принято равным 2 с.

Расчетное значение горизонтальной скорости грунта v_g , соответствующее расчетному значению ускорения грунта и принятой форме спектра упругих реакций для горизонтальных компонент сейсмического воздействия, может определяться по выражению:

$$v_g = 0.25 \cdot a_g \cdot S \cdot T_C. \quad (28)$$

Коэффициент поведения q для вертикальной компоненты сейсмического воздействия, как правило, следует принимать не более 1.5 для всех материалов и конструктивных систем, в случае необходимости принятия значения q более 1.5, они должны быть обоснованы соответствующим анализом.

Для проектирования зданий с сейсмоизолирующим фундаментом или со специальными системами диссипации энергии, представленные выше расчетные спектры, не могут быть достаточными.

4.3. Альтернативные модели сейсмического воздействия.

Общие сведения

При моделировании сейсмического воздействия, исходя из целей анализа и фактически имеющейся информации, может использоваться один из следующих видов акселерограмм - искусственных, инструментальных или синтезированных, характеризующих сейсмические движения грунтов во

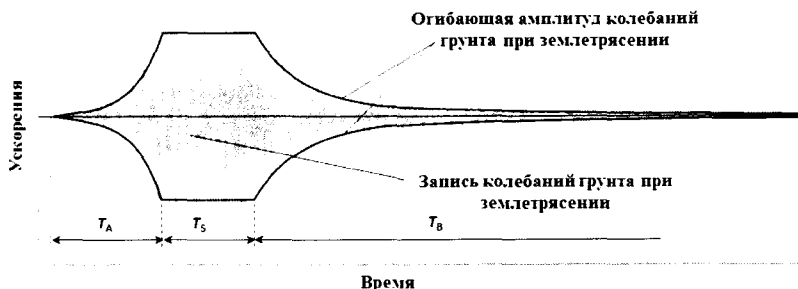
времени в ускорениях и связанных с ними параметрами скоростей и перемещений.

Для пространственной расчетной модели здания сейсмическое воздействие должно состоять из трех одновременно приложенных акселерограмм, двух горизонтальных и одной вертикальной, при этом разных для двух горизонтальных направлений с рассмотрением наиболее опасного направления. При расчете зданий по плоской конструктивной модели горизонтальные и вертикальные компоненты сейсмического воздействия должны приниматься действующими одновременно.

Искусственные акселерограммы

Искусственные акселерограммы могут быть смоделированы математически в виде стационарных или нестационарных случайных колебаний с продолжительностью стационарной установившейся средней части не более 10 секунд и общей длительностью записей не менее 25, принимаемой в соответствии с магнитудой и другими сейсмологическими особенностями, влияющими на значение a_g .

Общий вид огибающих амплитуд колебаний грунта в ускорениях приведен на рис.14, как в [8]. Интервалы времени, соответствующие участкам нарастания амплитуд (T_A), установившихся амплитуд (T_S) и спаду амплитуд (T_B) зависят от магнитуды землетрясения, грунтовых условий рассматриваемой площадки строительства и ее расположения по расстоянию относительно очага землетрясения. Вместе с тем при моделировании необходимо сгенерировать не менее трех акселерограмм. При этом они должны соответствовать спектру упругих реакций с 5% вязким затуханием, со средним значением спектрального ускорения каждой акселерограммы не менее значения $a_g \cdot S$ рассматриваемой площадки и не менее 90 % соответствующих значений заданного стандартного спектра реакций в диапазоне периодов $0.2T_1 - 2T_1$ основного тона возможных колебаний строений.



T_A - время нарастания амплитуд;
 T_S - время установившихся амплитуд;
 T_B - время спада амплитуд.

Рис.14

В случае расчета зданий по плоской расчетной модели сейсмическое воздействие может быть представлено акселерограммами, характеризующими одноподнаправленные движения основания.

Инструментальные акселерограммы

Инструментальные акселерограммы могут быть применены для расчетов зданий при условии, если они соответствующим образом нормированы по отношению к особенностям источника землетрясений - магнитуды, интенсивности и продолжительности, расстояниям до эпицентров, грунтовым условиям, характерным для площадки рассматриваемой зоны, и их параметры приведены к значениям $a_g S$.

В целом инструментальные записи сильных землетрясений описывают трехкомпонентные движения грунта во времени - двух горизонтальных и вертикального направлений, которые содержат наиболее достоверную информацию о количественных параметрах по амплитудам, частотному составу, продолжительности, фазовым характеристикам, соотношениям между горизонтальными и вертикальными компонентами и др.

Синтезированные акселерограммы

Акселерограммы, синтезированные с помощью моделирования механизма сейсмогенного источника и путей распространения сейсмических волн, могут быть применены для расчета зданий при условии, если эти акселерограммы также соответствующим образом нормированы по отношению к особенностям сейсмогенных источников и грунтовых условий, характерным для площадки рассматриваемой зоны, а параметры приведены к значениям $a_g S$. В ряде случаев, метод синтеза сейсмических воздействий является единственным способом получения информации о движениях грунтов на площадках, расположенных, например, вблизи очагов редких сильных землетрясений. Подходы к построению синтезированных акселерограмм основываются на данных о свойствах очагов землетрясений, физико-механических свойствах среды на пути распространения сейсмических волн и характеру стройплощадки. При этом важными параметрами являются:

- по очагу: магнитуда, механизм разрушения, направленность и глубина гипоцентра;
- пути: расстояние и азимут;
- стройплощадки: инженерная геология, топография и структура поверхности.

4.4. Пространственная модель сейсмического воздействия

Конструкции зданий и сооружений в зависимости от размеров в плане могут подвергаться неодинаковым смещениям в местах соприкосновения фундаментов с основанием, вызванные асинхронностью движения в силу пространственной изменчивости сейсмического воздействия и характеристик сейсмических волн. В этой связи для расчета особых сооружений (большие мосты, плотины, трубопроводы), а также некоторых зданий, если их размеры в плане превышают длины сейсмической волны, следует использовать пространственные модели сейсмического воздействия, согласованные со спектрами

упругих реакций, основанных на базовом представлении сейсмического воздействия.

4.5. Комбинации сейсмических воздействий с другими воздействиями

При проектировании сейсмостойких конструкций, с проверкой локальных участков и элементов, расчетное сейсмическое воздействие должно приниматься в сочетании с другими воздействиями. В этой связи расчетное значение E_d эффектов воздействий в сейсмической расчетной ситуации с установлением действующих нагрузок следует определять в соответствии с 6.4.3.4 СП РК EN 1990:2002+A1: 2005/ 2011 [5], которое может быть представлено в следующем общем виде:

$$E_d = E\{G_{k,j}; P; A_{Ed}; (\psi_{2,i} Q_{k,i})\} \quad j \geq 1; i > 1. \quad (29)$$

где E - эффект воздействий;

E_d - расчетное значение эффекта воздействий;

Комбинация воздействий, указанная в скобках $\{ \}$, может быть представлена в следующем виде:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} "+" P "+" A_{Ed} "+" \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (30)$$

где

"+" - «должен комбинироваться с ...»;

Σ - «комбинированный эффект от ...»;

$G_{k,j}$ - характеристическое значение постоянного воздействия j ;

P - определяющее репрезентативное значение усилия предварительного напряжения [11];

A_{Ed} - расчетное значение сейсмического воздействия ($= \gamma_1 \cdot A_{Ek}$);

$\psi_{2,i}$ - коэффициент к квазипостоянному значению переменного воздействия (i);

$Q_{k,i}$ - характеристическое значение сопутствующего переменного воздействия i (сопутствующего воздействия).

Инерционные эффекты расчетных сейсмических воздействий должны быть проанализированы с учетом наличия масс, связанных со всеми постоянными и переменными гравитационными нагрузками, входящими в следующие комбинации воздействий:

$$\sum_k \frac{G_{k,j}}{g} + \sum_i \left[\psi_{Ei} \cdot \frac{Q_{k,i}}{g} \right], \quad (31)$$

где

$G_{k,j}$ - характеристическое значение j -й постоянной нагрузки;

$Q_{k,i}$ - характеристическое значение i -й переменной нагрузки;

g - ускорение силы тяжести (9.81 м/с^2);

ψ_{Ei} - коэффициент комбинаций для переменного воздействия i , используемый при определении эффектов расчетного сейсмического воздействия (вычисления

масс здания, учитываемых при определении расчетных сейсмических нагрузок на здание).

Коэффициенты комбинирования $\psi_{E,i}$ учитывают вероятность того, что переменные нагрузки $Q_{k,i}$ могут не полностью присутствовать в сооружении во время землетрясения, в отличие от постоянных нагрузок $G_{k,i}$, которые учитываются полностью при определении масс. При этом, уменьшенное участие масс переменной нагрузки в колебаниях сооружения из-за нежестких связей с конструкцией определяется с использованием коэффициента ϕ по следующему выражению:

$$\psi_{E,i} = \phi \cdot \psi_{2,i}, \quad (32)$$

где ϕ – коэффициент, учитывающий отсутствие жесткой связи между конструкцией и действующей на нее переменной нагрузкой.

Основные понятия и рекомендуемые значения $\psi_{E,i}$ для зданий даны в Приложении А1 [5]. Величины коэффициента ϕ для вычисления $\psi_{E,i}$, принятые в [9] к [6], представлены в табл.9, а величины коэффициента $\psi_{2,i}$ (для квазипостоянного значения переменного воздействия q_i), принятые в Национальном приложении к [5] и [9] приведены в табл.10.

В комбинациях нагрузок, включающих сейсмическую нагрузку, температурные климатические и ветровые воздействия не учитываются. Снижение переменных нагрузок на перекрытия, предусмотренное пунктом 6.3.1.2(10) СП РК EN 1991-1-1-2002/2011, при определении масс здания и вычислении эффектов сейсмических воздействий не учитывается.

Табл.9 – Величины ϕ для вычисления $\psi_{E,i}$

Тип переменного воздействия	Этаж	ϕ
Категории А - С*	Крыша	1.0
	Этажи с взаимосвязанными заселениями (с коррелированной нагрузкой от людей)	0.8
	Независимо заселенные этажи	0.5
Категория D - F* и архивы		1.0
ПРИМЕЧАНИЕ Независимо заселенными этажами считаются этажи, занимаемые разными арендаторами.		
* Категории согласно определениям, приведенным в СП РК EN 1990:2002+A1:2005/2011.		

Табл.10 – Значения коэффициентов $\psi_{2,i}$

Воздействия	$\psi_{2,i}$
Приложенные нагрузки в зданиях, (категории см. СП РК EN 1991-1-1:2002/2011):	0.3
Категория А: жилые помещения (квартиры жилых зданий, спальные помещения детских дошкольных учреждений и школ-интернатов, жилые	

помещения домов отдыха и пансионатов, общежитий и гостиниц, палаты больницы и санаториев, террасы)	
Категория В: офисные, лабораторные и технические помещения (служебные помещения административного, инженерно-технического, научного персонала организаций и учреждений, бытовые помещения промышленных предприятий и общественных зданий и сооружений, помещения предприятий бытового обслуживания, технические этажи)	0.3
Категория С: помещения, в которых возможно скопление людей: - классные помещения учреждений просвещения, кабинеты и лаборатории учреждений здравоохранения, лаборатории учреждений просвещения, науки, помещения электронно-вычислительных машин, кухни общественных зданий; - залы: читальные, обеденные (в кафе, ресторанах, столовых), собраний, ожидания, зрительные, концертные, спортивные, выставочные, экспозиционные; - вестибюли, фойе, коридоры, лестницы (с относящимися к ним проходами), примыкающие к помещениям категорий А, В, С. балконы (лоджии); - сцены зрелищных сооружений и трибуны спортивных сооружений.	0.6
Категория D: торговые площади	0.6
Категория E: складские площади, книгохранилища, архивы	0.8
Категория F: транспортные проезды при: а) вес транспортного средства не более 30 кН б) то же, более 30 кН, но менее 160 кН	0.6 0.3
Категория H: крыши	0
Снеговые нагрузки на здания (см. СП РК EN 1991-1-3:2003/2011) для площадок, расположенных на высоте: – 1000 м и более над уровнем моря; – менее 1000 м над уровнем моря	0.2 0

5. РАСЧЕТ ЗДАНИЙ

Моделирование

В практике проектирования для анализа поведения зданий при сейсмических воздействиях могут применяться двух или трехмерные, т.е. плоские или пространственные расчетные модели в зависимости от характеристик рассматриваемой конструктивной системы, в основном от регулярности, класса ответственности и высоты зданий.

Плоская упрощенная расчетная модель по двум главным горизонтальным направлениям здания по отдельности может применяться в случае, если конструкция здания обладает регулярностью в плане и по высоте, жесткость диска перекрытия в своей плоскости велика по отношению к вертикальным несущим элементам и эксцентриситет между центрами масс и жесткостей минимален. При двухмерной плоской расчетной модели здание по каждому направлению рассматривается как система конструктивных элементов, условно расположенных в одной плоскости в направлении сейсмического воздействия, жесткость и сопротивляемость конструкций из плоскости не учитывается, а условия взаимодействия смежных в плане конструкций разного направления

игнорируются или описываются с помощью различного рода предпосылок и допущений.

Пространственная расчетная модель в **3D** не имеет ограничений для выполнения анализа конструкций на сейсмические воздействия и является приоритетным в практике проектирования.

В расчетной модели конструкции здания, в особенности пространственной, являющейся важнейшей частью расчета, следует принимать распределение жесткостей и масс максимально близким фактическим проектным, для того, чтобы все значимые формы деформирования и силы инерции учитывались при рассматриваемом сейсмическом воздействии. В случае нелинейного расчета должны быть достоверно отображены и распределение прочности в системе рассматриваемой конструкции здания.

В целом при построении расчетной модели конструкции здания следует учитывать:

1) объемно-планировочные и конструктивные решения здания с геометрическими характеристиками конструктивных элементов;

2) параметры вертикальных конструкций, объединяемых горизонтальными диафрагмами междуэтажных перекрытий и покрытий, совместно воспринимающих вертикальные и горизонтальные сочетания основных и сейсмических нагрузок, жесткость дисков перекрытий и покрытий в своей плоскости;

3) влияние зон стыковых соединений конструктивных элементов на их взаимодействие и деформативность здания в целом, например, концевых зон балок или колонн в конструктивных системах каркасного типа;

4) влияние неконструктивных элементов на реакцию конструктивной системы здания, например, стеновые заполнения каркасов, значительно увеличивающие горизонтальную жесткость и сопротивляемость зданий;

5) особенности взаимодействия конструкций зданий с грунтовым основанием и иные характеристики конструктивной системы, способные повлиять на эффекты сейсмического воздействия;

Эффекты случайного кручения

В реальности в конструктивных системах присутствуют неопределенности в расположении масс и жесткостей вертикальных несущих элементов, а также проявление пространственной вариации сейсмического движения в связи с чем, кроме определения горизонтальных сейсмических нагрузок, следует учитывать эффекты случайного кручения здания в плане. В целях приближенного учета этих факторов расчетные центры масс на каждом этаже i должны рассматриваться как смещенные относительно центра жесткости в каждом направлении на величину случайного эксцентриситета:

$$e_{ai} = \pm 0.05 \cdot L_i, \quad (33)$$

где

e_{ai} - случайный эксцентриситет массы этажа i от положения центра жесткости, принимаемый в одинаковом направлении на всех этажах;

L_i - размер перекрытия, перпендикулярный к направлению сейсмического воздействия.

5.1. Методы расчета

Общепринятый прочностной расчет основан на сопоставлении значений внешних сил, возникающих при сейсмических воздействиях в сочетании с гравитационными нагрузками, с внутренними силами сопротивления напряженных сечений элементов и в целом конструктивных систем. Для реализации такого подхода применяются методы, позволяющие производить расчеты чисто в линейно-упругой постановке или с приемами учета неупругой работы конструкций, а также нелинейные методы, учитывающие неупругое деформирование элементов конструктивных систем. Ниже приведены применяемые методы расчета зданий на сейсмические воздействия.

5.1.1. Линейно-упругие методы

Для расчета зданий на сейсмические воздействия в зависимости от конструктивных характеристик и принятой расчетной модели может быть использован один из следующих методов линейно-упругого анализа:

- линейный статический анализ, называемый обычно **«методом поперечной силы»**;
- модальный анализ спектра реакции, называемый **«модально-спектральным методом»** (линейно-динамический анализ, в котором применяется линейно-упругая модель конструкции и проектный расчетный спектр реакции), который применим для всех типов зданий без ограничений в качестве эталонного.

В этих методах расчета используют расчетный спектр реакции, являющийся, по сути, редуцированным упругим спектром реакции, получаемый путем деления на коэффициент поведения q с 5% демпфированием.

5.1.1.1. Метод поперечной силы

В методе поперечной силы линейный статический анализ конструкции проводится на воздействие поперечных сил, действующих по отдельности в двух горизонтальных взаимно ортогональных направлениях, X и Y , имитирующих пиковые сейсмические нагрузки. Такой упрощенный метод определения сейсмических эффектов, допускается, как было отмечено выше, для анализа простых регулярных конструктивных систем, описываемых двумя плоскими расчетными моделями с определением реакций на сейсмические воздействия в зависимости только от периода и формы собственных колебаний по основному тону без учета высших форм, и при условии, если периоды колебаний T_1 по основным формам в двух главных направлениях меньше, чем следующие значения:

$$T_1 \leq \begin{cases} 4 \cdot T_C \\ 2,0 \text{ с} \end{cases} \quad (34)$$

где T_c - максимальное значение периода на постоянном участке графика спектральных ускорений, «с»;

Вместе с тем, данный метод имеет существенные недостатки, заключающиеся в следующем:

- периоды колебаний здания по основному тону определяются по приближенным эмпирическим формулам с горизонтальными перемещениями, линейно увеличивающимися по высоте;

- не применим для расчета зданий, имеющих нерегулярности по высоте;

- влияние высших форм колебаний на сейсмические эффекты не учитывается;

- сейсмические нагрузки прикладываются только в уровнях междуэтажных перекрытий и покрытий;

- не учитывается деформативность перекрытий в своей плоскости и фактическое распределение масс в системе.

Поперечные силы в основании здания

Сейсмические поперечные силы в основании здания F_b для каждого горизонтального направления при двухмерной расчетной модели, по которым рассчитывается конструкция здания с учетом только первой поступательной формы колебаний, должны быть определены с использованием следующего выражения:

$$F_b = \lambda \cdot m \cdot S_d(T_1), \quad (35)$$

где, $S_d(T_1)$ - ордината расчетного спектра при периоде T_1 ;

T_1 - период основного тона горизонтальных колебаний здания в рассматриваемом направлении;

m - общая масса здания выше фундамента или выше верха жесткой подземной части;

λ - корректирующий коэффициент, значение которого равно: $\lambda = 0.85$, если $T_1 \leq 2 T_c$ и здание имеет более двух этажей, или $\lambda = 1.0$ в иных случаях.

Коэффициентом λ учитывается уменьшение эффективной модальной массы от его полной массы в среднем на 15 % по 1-ой основной форме колебаний здания с поступательными степенями свободы в каждом горизонтальном направлении в зданиях с тремя или более этажами.

Основные периоды колебаний T_1 (с) зданий могут быть определены методом динамики сооружений (например методом Рэлея), или в частности для строений высотой до 40 м [6] можно приближенно определить по следующему выражению:

$$T_1 = C_t \cdot H^{3/4}, \quad (36)$$

где

C_t - для пространственных стальных моментных рамных каркасов - 0.085; для пространственных железобетонных моментных рамных каркасов и для стальных каркасов с эксцентрическими связями - 0.075; для всех других сооружений - 0.05;

H - высота здания, в м, от фундамента или от верха жесткой подземной части.

Существуют другие альтернативные приближенные методы для определения основного периода колебаний зданий из разных конструктивных систем и материалов конструкций, приведенные в [6].

Распределение горизонтальных сейсмических сил

Эффекты от сейсмического воздействия на конструкции здания могут быть определены путем приложения к двум плоским моделям горизонтальных сил F_i по всем этажам:

$$F_i = F_b \cdot \frac{s_i \cdot m_i}{\sum s_j \cdot m_j}, \quad (37)$$

где, F_i - горизонтальная сила, действующая на i этаже;

F_b - суммарная поперечная сила в основании здания, определенная в соответствии с выражением (35);

s_i, s_j - перемещения масс m_i, m_j по основной форме колебаний;

m_i, m_j - массы этажей.

В случае, если основная форма колебаний аппроксимируется горизонтальными перемещениями, увеличивающимися линейно по высоте, то горизонтальные силы F_i могут быть определены следующим образом:

$$F_i = F_b \cdot \frac{z_i \cdot m_i}{\sum z_j \cdot m_j}, \quad (38)$$

где

z_i, z_j - высоты расположения масс m_i, m_j над уровнем приложения сейсмического воздействия (фундамента или верха жесткой подземной части).

При использовании метода поперечных сил, когда высшие формы колебаний для регулярных конструкций по высоте не учитываются, горизонтальные силы F_i , должны быть распределены между элементами конструктивной системы, сопротивляющейся горизонтальной нагрузке в предположении о жесткой диафрагме перекрытий в своей плоскости.

Эффекты кручения

При симметричном распределении массы и горизонтальной жесткости в плане здания и если эффект от случайного эксцентриситета, определяемый выше по пункту 5 не учтен посредством более точного метода, то случайные эффекты кручения можно учесть, умножив эффекты воздействия, определенные для отдельных элементов, сопротивляющихся горизонтальным нагрузкам на коэффициент δ , рассчитываемый следующим образом:

$$\delta = 1 + 0,6 \cdot \frac{x}{L_e}, \quad (39)$$

где

x - расстояние от рассматриваемого элемента до центра массы здания в плане, измеренное перпендикулярно к направлению рассматриваемого сейсмического воздействия;

L_c - расстояние между двумя самыми удаленными от центра элементами, сопротивляющимися горизонтальной нагрузке в направлении, перпендикулярном к направлению рассматриваемого сейсмического воздействия.

При расчете с использованием двух плоских моделей, по одной для каждого главного горизонтального направления, эффекты кручения можно определить путем удвоения случайного эксцентриситета e_{ai} , определяемого по выражению (33) с применением коэффициента 1.2 в формуле (39) вместо 0.6.

5.1.1.2. Модально-спектральный метод

Модально-спектральный метод, в отличие от метода поперечной силы, в которых используются плоские расчетные модели, не имеет ограничений для выполнения анализа конструкций на сейсмические воздействия с применением пространственной расчетной модели в 3D и является приоритетным в практике проектирования, который позволяет:

- учитывать периоды (частоты) и необходимые формы собственных колебаний, определенные с использованием методов динамики сооружений;
- определять эффекты сейсмического воздействия, исходя из значений расчетного спектра реакции на периодах, соответствующих периодам учтенных форм колебаний здания;
- прикладывать сейсмические нагрузки ко всем массам, сосредоточенным в узлах расчетной модели;
- распределять горизонтальные сейсмические нагрузки между элементами конструктивной системы, сопротивляющихся сейсмическим воздействиям соответственно своим жесткостям, с учетом податливости перекрытий и фактического распределения масс в системе.

Кроме того, допускается по модально-спектральному методу определять расчетные эффекты сейсмического воздействия на конструкции по результатам линейно-упругого анализа во временной области с использованием инструментальных и синтезированных акселерограмм.

Расчетная сейсмическая нагрузка F_{ik} в выбранном направлении определяется модально-спектральным методом по следующей формуле:

$$F_{ik} = \gamma_{rh} \cdot m_{ik} \cdot S_d(T_k), \quad (40)$$

где

F_{ik} - расчетная сейсмическая нагрузка в рассматриваемом направлении здания, приложенная к точке i и соответствующая k -й форме собственных колебаний здания;

γ_{rh} - коэффициент, учитывающий ответственность здания, определяемый по табл.3,4 в соответствии с положениями [7,9].

$S_d(T_k)$ - ордината расчетного спектра реакций на периоде T_k [8];

T_k - период колебаний здания по k -й форме;

m_{ik} - эффективная модальная масса, отнесенная к точке i , соответствующая k -й форме колебаний, определяемая по формуле:

$$m_{ik} = m_i \cdot \eta_{ik}, \quad (41)$$

η_{ik} - коэффициент, значения которого в рассматриваемой точке i зависят от формы деформирования здания при его собственных колебаниях по k -й форме и направления сейсмического воздействия.

Значения коэффициента η_{ik} могут быть определены с помощью выражения:

$$\eta_{ik} = \frac{X_k(x_i) \sum_{j=1}^n r_j \cdot m_j X_k(x_j)}{\sum_{j=1}^n m_j X_k^2(x_j)}, \quad (42)$$

где

$X_k(x_i)$ и $X_k(x_j)$ - смещения здания при собственных колебаниях по k -й форме в рассматриваемой точке i и во всех точках j , где в соответствии с расчетной моделью его масса принята сосредоточенной (рис.15);

m_j - масса здания отнесенная к точке j расчетной модели;

n - количество сосредоточенных масс;

r_j - коэффициент, принимаемый равным 1.0, если направление рассматриваемой компоненты сейсмического воздействия совпадает с направлением рассматриваемой степени свободы j -й массы и 0.0, если направление рассматриваемой компоненты сейсмического воздействия не совпадает с направлением рассматриваемой степени свободы j -й массы.

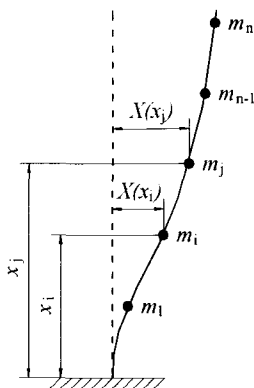


Рис.15 – К определению значений коэффициентов η_{ik}

При определении сейсмического эффекта модально-спектральным методом необходимо учитывать все формы колебаний существенно влияющие на общую реакцию здания с соблюдением любых следующих условий:

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

Если вышеназванные требования не выполняются, например, в зданиях со значительным вкладом крутильных форм колебаний, то при определении сейсмических эффектов необходимо учитывать все формы колебаний здания в рассматриваемом направлении с периодами более $0.15T_1$, где T_1 - период первой формы собственных колебаний здания в рассматриваемом направлении, и более $0.5T_B$, где T_B - минимальное значение периода на постоянном участке графика спектральных ускорений.

Эффекты кручения здания в плане

При применении пространственной модели расчета, крутящие эффекты в конструктивных системах, вызываемые случайными эксцентриситетами, могут быть определены как результирующие эффекты по соответствующему набору статических крутящих моментов M_{ai} , действующих относительно вертикальной оси каждого этажа i :

$$M_{ai} = e_{ai} \cdot F_i, \quad (43)$$

где

M_{ai} - крутящий момент, приложенный к i -му этажу относительно его вертикальной оси;

e_{ai} - случайный эксцентриситет массы i -го этажа согласно выражению (33) для всех значимых направлений;

F_i - горизонтальная сила, действующая на i -й этаж для всех значимых направлений.

5.1.2. Нелинейные методы

Как альтернатива линейно-спектральным методам определения сейсмических эффектов на конструкции здания могут применяться нелинейные методы:

- нелинейный статический анализ (расчет на предельную прочность, «Pushover Analysis»);
- нелинейный динамический анализ (анализ изменения реакций во времени).

Нелинейные методы анализа, как правило, используются при оценке сейсмостойкости новых конструктивных решений или реконструируемых зданий, в отдельных случаях для оценки результатов линейно-упругого анализа по нормам при достоверном обосновании исходной сейсмологической ситуации, используемой расчетной модели, метода интерпретации результатов расчетов и других необходимых условий.

5.1.2.1. Нелинейный статический метод

Нелинейный статический метод (Pushover Analysis), оставаясь упрощенным инженерным методом, позволяет в определенной степени учитывать неупругую работу конструкций не так, как принято в спектральном методе с применением

уменьшающего коэффициента поведения q к инерционным силам, а исходя из резервов здания, который позволяет оценить поведение конструкции при сейсмических воздействиях за пределом упругости. Данный метод анализа, являющийся по существу нелинейным, дополняет линейный статический анализ - «метод поперечной силы», в котором при действии постоянных гравитационных нагрузок рассматриваются только горизонтальные составляющие сейсмического воздействия без учета вертикальных.

При статическом нелинейном анализе рассматривается диаграмма несущей способности конструкции, описываемая зависимостью перемещение верха здания от силы сдвига в основании, наложенная на спектр реакции, с нахождением точки пересечения **кривой несущей способности** (график 1) и **расчетного спектра реакции** (график 2), которая является искомой характеристической точкой, показывающей резерв несущей способности конструкции. Схема наложения нелинейной диаграммы несущей способности на расчетный спектр воздействия с определением коэффициента поведения q приведено на рис.16.

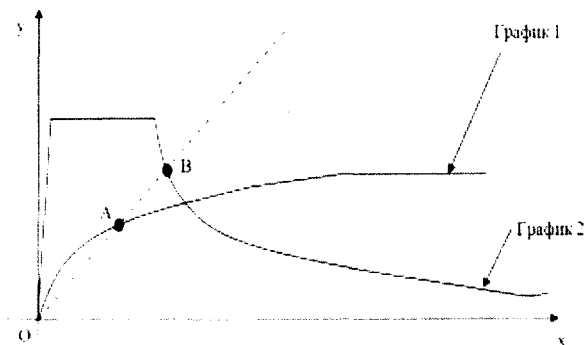


График 1: $Q^{нл}$ - диаграмма (кривая) несущей способности

График 2: $Spa(Spd)$ - расчетный спектр сейсмического воздействия

При этом определяется коэффициент поведения как: $q = OB/OA$.

Рис.16 Нелинейное поведение конструкции

Простой (pushover) нелинейный статический расчет конструктивной системы, при действии постоянных гравитационных и монотонно возрастающих горизонтальных нагрузок, применяется в целях:

- а) проверки или пересмотра значения коэффициента резерва прочности α_u/α_1 (см.6.3, табл.11);
- б) определения ожидаемых механизмов пластического деформирования и распределения повреждений;
- в) оценки характеристик конструктивных систем существующих или реконструируемых зданий в соответствии с правилами СП РК EN 1998-3;

д) как альтернатива расчету, основанному на линейном упругом анализе, в котором используется коэффициент поведения q . В этом случае в качестве основы для расчета должны применяться целевые перемещения.

Для расчета здания данным методом в зависимости от класса ответственности может быть применена плоская модель даже в случае, если регулярность в плане не будет соответствовать положениям 3.5, но следующие критерии а)-д) выполняются:

а) здание имеет хорошо распределенное и относительно жесткое заполнение по периметру и перегородки;

б) высота здания не превышает 10 м;

с) жесткость перекрытий, как горизонтальных диафрагм, в своей плоскости в конструктивной системе здания по отношению к горизонтальной жесткости вертикальных конструктивных элементов достаточно велика;

д) центры горизонтальных жесткостей и масс располагаются приблизительно на одной вертикальной оси.

Если конструктивная система отвечает критериям а)-д) или критерию регулярности, то расчет может быть выполнен с использованием двух плоских моделей, по одной для каждого главного горизонтального направления, но в таких случаях все эффекты сейсмического воздействия следует умножить на 1.25. В частности, при расчете малоэтажных каменных зданий, в которых поведение несущих стен определяется в основном сдвигом, каждый этаж может быть проанализирован независимо.

В расчетной модели здания при статическом нелинейном анализе горизонтальные силы должны быть приложены в местах расположения масс с учетом случайных эксцентриситетов, принимая при этом не менее двух схем распределения горизонтальных нагрузок по высоте сооружения:

- схему «равномерного» распределения, при которой значения горизонтальных сил пропорциональны массам и не зависят от высоты расположения масс (**равномерное распределение инерционных сил**);

- схему «модального» распределения, при которой, распределение горизонтальных сил в рассматриваемом направлении соответствует **линейно-упругому расчету**.

В процессе определения коэффициента резерва прочности (a_0/a_1) посредством простого нелинейного расчета, при вышеуказанных двух вариантах распределений горизонтальной нагрузки, следует использовать полученное меньшее значение коэффициента.

Механизм пластического деформирования конструктивной системы для двух применяемых распределений горизонтальной нагрузки по высоте здания необходимо определять в соответствии с механизмом, на которых основывается коэффициент поведения q , используемый при проектировании. В целом, зависимость между поперечной силой в основании сооружения и контролируемым перемещением (*«кривая несущей способности»*) при определении простым нелинейным статическим расчетом должен иметь значения в диапазоне изменения, начиная от нуля до 150 % от целевого

перемещения. Контролируемое перемещение допускается определять в центре масс в уровне покрытия здания.

Целевое перемещение, как отмечено выше, находится из совмещенных диаграмм спектра упругих реакций и кривой несущей способности в виде перемещения эквивалентной одномассовой системы с одной степенью свободы и должно рассматриваться как требование по обеспечению сейсмостойкости. В соответствии с приложением В[6] целевое перемещение определяется последовательно следующим образом.

При условии однонаправленности поступательного смещения конструктивной системы по основной форме колебаний принимается следующее соотношение между нормализованными поперечными силами $\bar{F}_i$ и нормализованными перемещениями Φ_i :

$$\bar{F}_i = m_i \Phi_i, \quad (44)$$

где m_i - масса i -го этажа.

Горизонтальные перемещения здания нормализуются таким образом, что $\Phi_n=1$, где n является контрольной точкой, обычно n принимается в уровне покрытия, следовательно $\bar{F}_n = m_n$.

Одним из главных результатов анализа на предельную прочность является получение диаграммы «кривая несущей способности», представляющая соотношение между поперечной силой в основании, F_b и характерным поперечным смещением конструкции в уровне контрольной точки, d_n , определяемой для эквивалентной системы с одной степенью свободы. С этой целью выполняется преобразование многомассовой системы в эквивалентную систему с одной степенью свободы (ОСС) следующим образом.

Масса эквивалентной системы ОСС m^* определяется по формуле:

$$m^* = \sum m_i \Phi_i = \sum \bar{F}_i, \quad (45)$$

а коэффициент преобразования Γ определяется выражением:

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \Phi_i^2} = \frac{\sum \bar{F}_i}{\sum \left(\frac{\bar{F}_i^2}{m_i} \right)}. \quad (46)$$

Сила F^* и перемещение d^* эквивалентной системы ОСС вычисляются следующим образом:

$$F^* = \frac{F_b}{\Gamma}, \quad (47)$$

$$d^* = \frac{d_n}{\Gamma}, \quad (48)$$

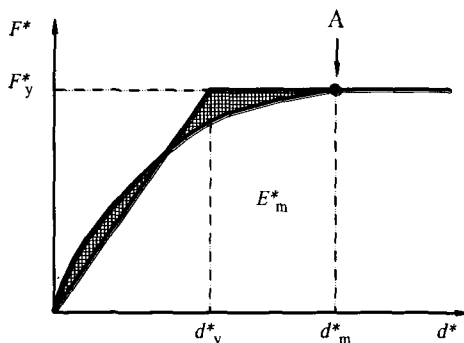
где F_b и d_n - являются, соответственно, поперечной силой в основании и перемещением контрольной точки системы со многими степенями свободы (МСС).

В анализе может применяться идеализированная идеально-упруго-пластическая диаграммы «сила-перемещение», представленная на рис.17, в которой сила F_y^* , характеризующая предельную прочность идеализированной

системы при пластическом деформировании, принималась бы равной поперечной силе в основании при формировании механизма пластичности. В этом случае первоначальная жесткость идеализированной системы должна определяться таким образом, чтобы площади действительной и идеализированной диаграмм «сила-перемещение» были равны между собой (рис.17). При таком допущении пластические перемещения d_y^* идеализированной системы ОСС могут определяться по формуле:

$$d_y^* = 2 \left(d_m^* - \frac{E_m^*}{F_y^*} \right), \quad (49)$$

где E_m^* - является фактической энергией деформации до формирования пластического механизма.



A – пластический механизм.

Рис.17 - Идеальнo-упругo-пластическая диаграмма «сила – перемещение»

Определение целевого перемещения для эквивалентной системы ОСС

В отличие от методов линейно-упругого анализа поперечной силы, модального анализа спектра реакции или нелинейного динамического анализа реакции во времени, нелинейный статический метод (Pushover Analysis) позволяет получить лишь нелинейную диаграмму несущей способности («кривая мощности») с возможностью определения максимального смещения конструктивной системы при сейсмическом воздействии, которое называется «целевым перемещением». Целевое перемещение здания с периодом колебаний T^* и неограниченным упругим поведением определяется из выражения по [6]:

$$d_{cl}^* = S_c(T^*) \left[\frac{T^*}{2\pi} \right]^2, \quad (50)$$

где $S_c(T^*)$ - является упругой реакцией в ускорениях, определенной по спектру реакций на периоде T^* .

Период T^* идеализированной эквивалентной системы ОСС определяется из выражения:

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* d_y^*}{F_y^*}}. \quad (51)$$

Оценка целевого перемещения основана на правиле равных перемещений, соответствующим образом модифицированных для конструкций с короткими периодами и определяется из спектра упругого ускорения с 5% демпфированием. При определении целевого перемещения d_t^* для зданий с короткими периодами колебаний и для зданий со средними и длинными периодами колебаний, должны применяться разные формулы, приведенные ниже. Граничное значение между короткими и средними периодами соответствует периоду T_c (рис.11 и табл.5, рис.18).

а) $T^* < T_c$ (диапазон коротких периодов)

Если $F_y^*/m^* \geq S_e(T^*)$, то реакция сооружения считается упругой и тогда:

$$d_t^* = d_{et}^*. \quad (52)$$

Если $F_y^*/m^* < S_e(T^*)$, то реакция сооружения является нелинейной и:

$$d_t^* = \frac{d_{et}^*}{q_u} \left(1 + (q_u - 1) \frac{T_c}{T^*} \right) \geq d_{et}^*, \quad (53)$$

где, q_u — есть соотношение между ускорением в сооружении с неограниченным упругим поведением $S_e(T^*)$ и в сооружении с ограниченным сопротивлением F_y^*/m^* :

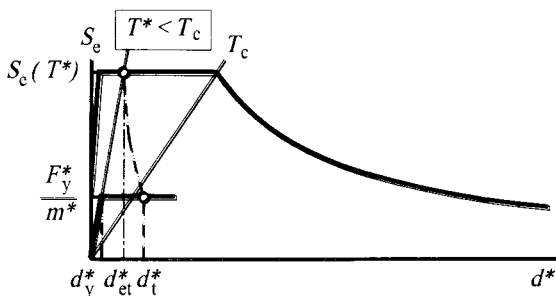
$$q_u = \frac{S_e(T^*) m^*}{F_y^*}. \quad (54)$$

d_t^* не должно превышать $3 d_{et}^*$.

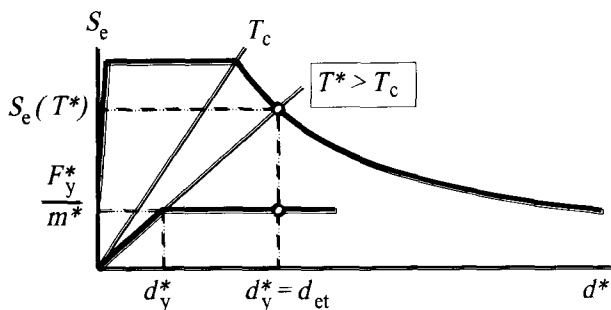
б) $T^* \geq T_c$ (диапазон средних и длинных периодов)

$$d_t^* = d_{et}^*. \quad (55)$$

Взаимосвязи между различными параметрами представлены на рис.18а и б, в форме графиков «ускорение–перемещение». Период T^* изображен радиальной линией из начала координатной системы к некоторой точке в спектре упругих реакций, определяемой координатами $d_{et}^* = S_e(T^*) (T^*/2\pi)^2$ и $S_e(T^*)$.



а) Диапазон коротких периодов



б) Диапазон средних и длинных периодов

Рис.18 – Определение целевых перемещений для эквивалентной системы ОСС

Для систем МСС целевые перемещения, соответствующие контрольной точке, определяются по формуле:

$$d_t = \Gamma d_t^* . \quad (56)$$

Вместе с тем, влияние крутильных эффектов на предельную прочность от сейсмических воздействий следует учитывать при расчетах конструкции в 3D с использованием модально-спектрального анализа, поскольку поперечные силы F_i будут воздействовать на узлы, а перемещения будут повторять форму основного тона колебаний.

Следует иметь в виду, что если первая или вторая форма в одном из ортогональных горизонтальных направлений преимущественно крутильная, то, как установлено, статический нелинейный поперечный анализ может завысить значения деформаций в направлении гибкой податливой стороны и занижить в противоположной жесткой стороне. Разница при прогнозировании величин деформаций для гибкой стороны, как правило, незначительная и ею можно игнорировать, но на жесткой стороне может быть опасной, что следует принимать во внимание.

5.1.2.2. Нелинейный динамический анализ во временной области

В отличие от нелинейного статического и модально-спектрального методов с определенными допущениями, нелинейный динамический анализ во временной области позволяет получить реалистичную картину по максимальным откликам в рамках надежности нелинейного моделирования конструкции. Реакцию здания во времени можно получить прямым численным интегрированием дифференциальных уравнений с использованием акселерограмм движения грунта. В нелинейном анализе для того, чтобы использовать изменения реакций во времени, модель элементов конструкций, основанную на принципе «сила-смещение», необходимо дополнить правилами гистерезисного деформирования, описывающими поступательное поведение с реалистичным отражением рассеивания энергии. В этой связи циклическое

деформирование элементов должно быть описано неупругими диаграммами в виде, как минимум, билинейных зависимостей «усилие-деформация». Допускается применение трилинейных зависимостей «усилие-деформация», позволяющая учитывать жесткость до и после трещинообразования, например в железобетонных элементах. Для пластичных элементов жесткость должна представлять собой секущую на диаграмме деформирования. Для хрупких элементов следует учитывать деградацию прочности в диаграмме «сила-деформация», например, в стенах из каменной кладки или в других хрупких элементах. При определении для конструктивных элементов зависимостей «сила-деформация» следует учитывать осевые силы от гравитационных нагрузок, если возникающие от них изгибающие моменты существенны.

Эти правила должны реалистично отражать диссипацию энергии в элементе в диапазоне амплитуд перемещений, ожидаемых при сейсмической расчетной ситуации. Если реакции здания получены по результатам не менее семи нелинейных расчетов во временной области, выполненных с применением записей движения грунта, то в качестве расчетного значения эффекта воздействия E_d следует принимать среднюю величину реакции, определенную по всем этим расчетам, или же самое неблагоприятное значение величины реакции.

5.2. Комбинации эффектов от разных компонент сейсмического воздействия

Считается, что две горизонтальные компоненты сейсмического воздействия и вертикальная составляющая при ее учете воздействуют одновременно на здания и эффекты от них могут быть получены анализом реакций во временной области, учитывающие вклад модальной массы по каждому направлению. Все другие методы анализа оценивают только пиковые значения эффектов от каждой компоненты сейсмического воздействия по отдельности, обозначая E_x и E_y по двум горизонтальным направлениям с учетом влияния случайных эксцентриситетов и E_z по вертикальному направлению. Поскольку фактическое максимальное значение каждого эффекта воздействия на здания из трех компонентов сейсмического воздействия не могут реализовываться одновременно, базовым правилом сочетания пиковых значений эффектов E_x , E_y и E_z , обусловленным независимыми воздействиями отдельных компонентов, принимается комбинация по правилу квадратного корня в следующем виде:

$$E_E = \sqrt{E_{E_x}^2 + E_{E_y}^2 + E_{E_z}^2} \quad (57)$$

Данное правило в целом дает надежную оценку вероятных эффектов других сейсмических воздействий, одновременных с максимальным воздействием.

В качестве альтернативы для вычисления эффектов воздействия могут быть использованы следующие линейные комбинации:

$$a) E_{Edx} " + " 0.30 E_{Edy} " + " 0.30 E_{Edz}; \quad (58)$$

$$b) 0.30 E_{Edx} " + " E_{Edy} " + " 0.30 E_{Edz}; \quad (59)$$

$$c) 0.30 E_{Edx} " + " 0.30 E_{Edy} " + " E_{Edz}; \quad (60)$$

где

“+”- подразумевает «комбинацию с...»;

E_{Edx} и E_{Edy} - эффекты воздействия, вызванные горизонтальными компонентами расчетного сейсмического воздействия, вдоль осей соответственно X и Y ;

E_{Edz} - эффект воздействия, вызванный вертикальной компонентой расчетного сейсмического воздействия, вдоль оси Z .

При выполнении простого нелинейного статического расчета вертикальной компонентой сейсмического воздействия можно пренебречь в зависимости от типа конструктивной системы. Если конструктивная система здания или классификация его регулярности по высоте различаются по разным горизонтальным направлениям, то значения коэффициента поведения q тоже могут быть различными. Знак каждой компоненты в вышеуказанной комбинации должен приниматься как наиболее неблагоприятный для рассматриваемого эффекта воздействия. При этом внутренние усилия, возникающие в конструкциях в результате такой комбинации, не должны превышать ее несущую способность.

Вместе с тем, в соответствии с положениями [6], если a_{vg} больше, чем $0.25g$ (2.5 м/с^2), то вертикальную компоненту сейсмического воздействия следует учитывать в следующих случаях:

- для горизонтальных или почти горизонтальных конструкций с пролетом 20 м и более;
- для горизонтальных или почти горизонтальных консольных частей конструкций длиной более 5 м;
- для горизонтальных или почти горизонтальных предварительно напряженных частей конструкций;
- для балок, поддерживающих колонны;
- для сооружений с сейсмоизолирующим фундаментом.

В дополнение к вышеизложенному вертикальную компоненту сейсмического воздействия при a_{vg} больше, чем $0.25g$ (2.5 м/с^2) следует учитывать в следующих случаях:

- при расчете зданий на устойчивость против опрокидывания и скольжения;
- при расчете каменных зданий;
- при расчете зданий высотой более 9 этажей;
- для вертикальных конструкций «гибких» каркасных этажей;
- для свайных конструкций с высоким ростверком;
- при расчете подвесных конструкций и их креплений.

5.3. Определение перемещений

При выполнении линейного расчета, перемещения, вызванные расчетным сейсмическим воздействием, могут быть определены на основе упругих деформаций конструктивной системы с помощью следующей упрощенной формулы:

$$d_s = q_d d_e, \quad (61)$$

где

d_s - перемещение точки конструктивной системы, вызванное расчетным сейсмическим воздействием;

q_a - коэффициент поведения при перемещениях, принимаемый равным q , если иное не определено;

d_e - перемещение в той же самой точке конструктивной системы, определенное по результатам линейного расчета, основанного на расчетном спектре реакции, принятом согласно [9].

Значение d_s не должно превышать значение, полученное из спектра упругой реакции. При определении перемещений d_e следует учитывать эффекты крутильных колебаний.

5.4. Сейсмические нагрузки на неконструктивные элементы

Определенное количество элементов в общей конструктивной системе здания относятся к так называемым неконструктивным элементам. Неконструктивные элементы зданий, например, парапеты, фронтоны, антенны, механические дополнительные элементы и оборудование, несущие стены, перегородки, ограждения, которые при отказе могут представлять опасность для людей, влиять на поведение несущей конструкции здания или на функционирование важного оборудования, должны быть проверены на сопротивляемость расчетному сейсмическому воздействию вместе с элементами их крепления. Расчет на сейсмические воздействия неконструктивных элементов особой ответственности или тех, разрушения которых представляют особую опасность, должен базироваться на реалистичной модели и на использовании спектров реакций, соответствующих реакциям элементов основной конструктивной системы в местах крепления к ней неконструктивных элементов [6,9]. Во всех остальных случаях допускаются обоснованные упрощенные методы расчета.

Проверка неконструктивных элементов

Неконструктивные элементы, их крепления, а также анкеровка креплений должны быть проверены по сопротивлению на действие сейсмической расчетной нагрузки. Эффекты сейсмического воздействия могут быть определены путем приложения к неконструктивным элементам горизонтальной силы F_a :

$$F_a = (S_a \cdot W_a \cdot \gamma_a) / q_a, \quad (62)$$

где

F_a - горизонтальная сейсмическая сила в рассматриваемом направлении неконструктивного элемента, принятая сосредоточенной в его центре массы;

W_a - вес неконструктивного элемента;

S_a - коэффициент сейсмичности, применяемый для неконструктивных элементов;

γ_a - коэффициент ответственности неконструктивного элемента, см. ниже;

q_a - коэффициент поведения неконструктивного элемента (табл.11).

При определении эффектов сейсмического воздействия с помощью выражения (62) следует соблюдать следующие ограничения:

$$1,5 \cdot a \cdot S \cdot \gamma_a \cdot W_a \leq F_a \leq 4,0 \cdot a \cdot S \cdot \gamma_a \cdot W_a. \quad (63)$$

где

a - отношение расчетного ускорения a_g грунта типа IА к ускорению силы тяжести g .

Коэффициент сейсмичности S_a может быть вычислен по следующей формуле:

$$S_a = a \cdot a_p \cdot S \cdot \left(1 + 2 \cdot \frac{z}{H} \right), \quad (64)$$

где

a_p - коэффициент динамичности, учитывающий усиление колебаний неконструктивного элемента, определяемый по табл.11;

S - коэффициент, характеризующий грунтовые условия площадки строительства;

z - высота расположения неконструктивного элемента над уровнем приложения сейсмического воздействия (от фундамента или от верха жесткой подземной части);

H - высота здания от фундамента или от верха жесткой подземной части.

Табл.11 – Значения коэффициентов a_p и q_a для неконструктивных элементов здания

Типы неконструктивных элементов	a_p	q_a
Консольные элементы, имеющие по сравнению со зданием незначительные сечения и массу		
Стены и перегородки консольного типа (например, парапеты, фронтоны или перегородки, закрепленные только в основании)	2.5	2.5
Декоративные элементы Табло и рекламные щиты Дымовые или вытяжные трубы, мачты и резервуары на стойках, работающие как безвантовые консоли на протяжении более половины их полной высоты	2.5	
Трубы, мачты и резервуары на стойках, работающие как безвантовые консоли на протяжении менее половины их полной высоты или закрепленные оттяжками в уровне центра масс конструкции или выше этого уровня	1.5	
Внешние неконструктивные элементы (кроме консольных элементов) и их соединения со зданием		
Навесные фасады и элементы облицовки Ограждающие стены из навесных панелей	1.2*/2.0**	2.5
Элементы крепления навесных фасадов, ограждающих стен и декоративных элементов		2.0
Самонесущие и ненесущие стены, декоративные элементы	1.2	2.5
Элементы крепления самонесущих и ненесущих стены		2.0
Внутренние перегородки		

Каменные и подобные им перегородки	1.5*/1.0**	2.5
Перегородки из других материалов	1.2*/1.0**	
Анкерные элементы для крепления		
Анкерные элементы для постоянных шкафов и книжных стеллажей, установленных на перекрытии	1.5	2.0
Анкерные элементы для подвесных потолков и крепежа осветительных приборов		
ПРИМЕЧАНИЕ 1 Значения коэффициента a_p не отмеченные звездочками допускается применять при определении сейсмических нагрузок, действующих на неконструктивный элемент в любом направлении. ПРИМЕЧАНИЕ 2 Значения коэффициентов a_p и q_a допускается уточнять по результатам экспериментальных и теоретических исследований. * - при определении нагрузок, действующих из плоскости неконструктивного элемента. ** - при определении нагрузок, действующих в плоскости неконструктивного элемента.		

Горизонтальная сейсмическая сила F_a , условно принятая в выражении (62) сосредоточенной в центре массы неконструктивного элемента, может быть приложена в соответствии с фактическим распределением его массы. Учет эффектов одновременного действия горизонтальных и вертикальных компонент сейсмического воздействия на неконструктивный элемент, а также комбинации эффектов сейсмических воздействий с эффектами других воздействий следует определять в соответствии с положениями [9].

При определении сейсмических нагрузок на неконструктивные элементы модально-спектральным методом:

- значение коэффициента поведения q для здания следует принимать равным 1.0;

- значения коэффициентов ответственности здания γ_1 и γ_h , учитывающего высоту здания следует принимать в соответствии с положениями [7,9];

- значения коэффициента поведения q_a для неконструктивных элементов следует принимать по табл.11;

- значения коэффициента ответственности γ_a для неконструктивных элементов следует принимать не менее 1.5 для следующих неконструктивных элементов:

- а) элементов анкеровки машин и оборудования, необходимых для функционирования систем жизнеобеспечения населения после землетрясения;

- б) резервуаров и сосудов, содержащих токсичные или взрывчатые вещества, рассматриваемые как опасные для населения.

В остальных случаях коэффициент ответственности γ_a для неконструктивных элементов может быть принят равным $\gamma_a = 1.0$.

5.5. Проверка безопасности зданий

Проверка безопасности зданий должна выполняться с рассмотрением требований критического предельного состояния по отсутствию разрушения и ограничению ущерба с учетом специальных мероприятий в соответствии с [6,9].

5.5.1. Критическое предельное состояние

Требование критического предельного состояния по отсутствию разрушения для всех элементов конструктивной системы в условиях сейсмической расчетной ситуации будет выполнено при соблюдении нижеприведенных условий, относящихся к сопротивляемости элементов и их соединений, пластичности, равновесию, а также устойчивости фундаментов.

Условие сопротивляемости

Условие сопротивляемости для всех конструктивных элементов здания, включая соединения и значимые неконструктивные элементы, будет выполнено при удовлетворении следующего неравенства [6,9]:

$$E_d \leq R_d, \quad (65)$$

где

E_d - расчетное значение эффекта воздействия, соответствующее сейсмической расчетной ситуации, включая, при необходимости, эффекты второго рода. Допускается перераспределение изгибающих моментов согласно [9].

R_d - расчетное сопротивление элемента, определенное в соответствии с моделями, относящимися к конкретному типу конструктивной системы, приведенными в [6] и в других соответствующих нормативных документах с учетом характеристических величин свойств используемого материала f_k и частного коэффициента γ_m .

Эффекты второго рода (P - Δ эффект) могут не учитываться, если для всех этажей здания выполняется следующее условие:

$$\theta = \frac{P_{\text{tot}} \cdot d_r}{V_{\text{tot}} \cdot h} \leq 0,10, \quad (66)$$

где

θ - коэффициент чувствительности к перекосу этажа, значение которого зависит от разности средних горизонтальных перемещений d_s верхнего и нижнего перекрытий рассматриваемого этажа;

P_{tot} - полная гравитационная нагрузка на рассматриваемом этаже и над ним в сейсмической расчетной ситуации;

d_r - разность средних горизонтальных перемещений d_s верхнего и нижнего перекрытий рассматриваемого этажа (рис.19); горизонтальные перемещения d_s перекрытий рассматриваемого этажа;

V_{tot} - суммарная сейсмическая поперечная сила в уровне этажа;

h - высота этажа.

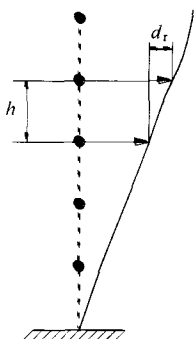


Рис.19 – К определению разности d_r средних горизонтальных перемещений d_s верхнего и нижнего перекрытий рассматриваемого этажа

Если $0.1 < \theta \leq 0.2$, то эффекты второго рода можно приближенно учесть, умножив значимые эффекты сейсмического воздействия на коэффициент, равный $1/(1 - \theta)$. Значение коэффициента θ не должно превышать 0.3 . При определении расчетного воздействия E_d с использованием нелинейного метода расчета условие сопротивляемости должно применяться в виде усилий только для хрупких элементов. Для диссипативных зон конструктивных элементов, которые рассчитаны и законструированы с учетом пластичности, условие сопротивляемости (65) должно применяться с позиций деформаций элемента, например, пластического шарнира или пластического поворота, с учетом частных коэффициентов по материалам, принятых в [6,9,10].

При сейсмической расчетной ситуации проверять усталостное сопротивление не требуется, но следовало бы учитывать малоцикловую усталость при пластической работе критических зон элементов, однако этот важный фактор современными нормами не учитывается, как было отмечено в пункте 2, поскольку отсутствуют обоснованные рекомендации за недостаточностью материалов по экспериментально-теоретическим исследованиям.

Условия общей и локальной пластичности

Критические зоны несущих элементов конструктивных систем необходимо проверять на пластичность, достаточную по деформационным характеристикам для предусматриваемого использования, в зависимости от выбранной конструкции по классу пластичности и коэффициента поведения. Для обеспечения требуемых параметров по прочности и деформативности пластических шарниров и предотвращения хрупкого разрушения элементов конструкций должны выполняться специальные требования на используемые материалы, указанные в [6,9,10], и расчеты на предельную несущую способность, позволяющие определить необходимую последовательность изменения сопротивляемости элементов в рассматриваемой конструктивной системе.

В многоэтажных зданиях не должно допускаться образование пластических шарниров в гибких этажах, поскольку такой механизм может вызвать в колоннах чрезмерные местные пластические деформации, которые могут привести здание к локальному разрушению или коллапсу. Для соблюдения этого требования, в каркасных и эквивалентных им зданиях высотой этажей два и более, во всех узловых соединениях первичных или вторичных балок с первичными колоннами, как определено в [6,9], необходимо соблюдать следующее условие:

$$\Sigma M_{Rc} \geq 1.3 \Sigma M_{Rb}, \quad (67)$$

где

ΣM_{Rc} - сумма расчетных значений моментов сопротивления колонн в узловых соединениях. В формуле (67) следует использовать минимальное значение моментов в диапазоне осевых сил, соответствующих сейсмической расчетной ситуации;

ΣM_{Rb} - сумма расчетных значений моментов сопротивления балок в зонах узловых соединений. При использовании узловых соединений с меньшей прочностью их моменты сопротивления также учитываются при определении ΣM_{Rb} .

Для более точной интерпретации условия (67) [6,9] требуется вычисление моментов в центрах узловых соединений, которые состоят из суммы расчетных значений моментов сопротивления изгибу колонн или балок, возникающих по наружным граням узловых соединений элементов и плюс соответствующих моментов, вызываемых сдвигающими силами по поверхностям узлов соединения элементов. Условие (67) должно соблюдаться в двух ортогональных вертикальных плоскостях изгиба для обоих направлений положительного и отрицательного действия моментов вокруг узла соединения балок, причем в узлах моменты колонн всегда противодействуют моментам балок. Если конструктивная система представляет собой каркас или эквивалент каркаса только в одном из двух главных горизонтальных направлений конструктивной системы, то условие (67) должно выполняться только в пределах вертикальной плоскости по этому направлению. Вышеуказанные правила могут не применяться для верхних этажей многоэтажных зданий.

В целом правила общей и локальной пластичности конструктивных систем считаются выполненными при соблюдении следующих условий:

а) обеспечиваются механизмы пластического деформирования, определенные путем простого нелинейного статического расчета;

б) потребности в общей, междуэтажной и местной пластичности, а также в деформативности, определенные простым нелинейным статическим расчетом с различными схемами горизонтальных нагрузок, не превышают соответствующих потенциалов;

с) хрупкие элементы работают в упругой области.

Условие равновесия

Конструктивные системы зданий при сейсмических расчетных ситуациях должны быть устойчивыми против опрокидывания и сдвига. При расчете на

опрокидывание конструктивные системы следует рассматривать условно как жесткое недеформируемое тело. Удерживающий момент от вертикальной нагрузки должен превышать опрокидывающий момент от горизонтальной расчетной сейсмической нагрузки не менее чем в 1.5 раза, а на сдвиг удерживающая горизонтальная сила должна превышать горизонтальную расчетную сейсмическую нагрузку, сдвигающую силу не менее чем в 1.2 раза.

Для определения эффектов сейсмического воздействия, учитываемых при проверке конструктивных систем на опрокидывание и сдвиг, следует применять комбинации эффектов от сейсмических воздействий по выражениям (58) - (60) и учитывать наиболее неблагоприятные направления горизонтальных и вертикальных сейсмических воздействий. В особых случаях равновесие при сейсмическом воздействии может быть проверено с помощью методов энергетического баланса или методами, учитывающими геометрическую нелинейность.

Сопrotивляемость горизонтальных диафрагм

Диафрагмы (перекрытия и покрытия) и связи жесткости в горизонтальных плоскостях с определенным резервом прочности должны передавать эффекты расчетного сейсмического воздействия вертикальным элементам конструктивной системы (колоннам, стенам), с которыми они соединены. Такое требование считается выполненным, если при соответствующих проверках сопротивляемости, эффекты сейсмического воздействия в горизонтальной диафрагме, полученные при расчете, умножаются на коэффициент запаса прочности γ_d со значением более 1.0. Значения коэффициента γ_d , принятые в [9,10]: 1.3 - для форм хрупкого разрушения, таких как сдвиг в бетонных диафрагмах, и 1.1 - для форм пластичного разрушения. Указания по проектированию горизонтальных железобетонных диафрагм (плит покрытий и перекрытий) приведены в подразделе 7.8.

Сопrotивляемость фундаментов

Проектирование конструкций фундаментов должно осуществляться в соответствии с положениями СП РК EN 1998-5:2004/2013 [12] и СП РК EN 1997-1:2004/2011 [13].

Эффекты воздействия на фундаменты должны определяться расчетом по предельной несущей способности с учетом имеющегося резерва прочности здания, при этом, они не должны превышать эффекты воздействия, соответствующие реакции здания в сейсмической расчетной ситуации при его упругом поведении ($q = 1.0$). В случаях определения эффектов воздействия на фундаменты, как для низкодиссипативных конструкций, расчеты по предельной несущей способности не требуются.

Расчетные значения эффектов воздействия E_{Fd} на фундаменты отдельных вертикальных элементов (стен или колонн) могут быть получены следующим образом:

$$E_{Fd} = E_{F,G} + \gamma_{Rd} \Omega E_{F,E}, \quad (68)$$

где

$E_{F,G}$ – эффект от несейсмических воздействий, входящих в комбинацию воздействий для сейсмической расчетной ситуации [5];

γ_{Rd} – коэффициент резерва прочности, принятый равным 1.0 при $q \leq 3$ или равным 1.2 в других случаях;

$E_{F,E}$ – эффект воздействия при сейсмической расчетной ситуации;

Ω – значение $(R_{di}/E_{di}) \leq q$ для диссипативной зоны или элемента i здания, которые имеют наибольшее влияние на рассматриваемый эффект E_F , где – R_{di} – расчетное сопротивление зоны или элемента i ; E_{di} – расчетное значение эффекта воздействия на зону или элемент i в сейсмической расчетной ситуации.

Для фундаментов несущих стен или колонн рамных каркасов, коэффициент Ω – это минимальное значение соотношения M_{Rd}/M_{Ed} в двух ортогональных главных направлениях в наименьшем поперечном сечении вертикального элемента, в котором возможно формирование пластического шарнира при сейсмической расчетной ситуации. Определение эффектов от других конструктивных решений на фундаменты приведены в [6,9,10].

Требование к антисейсмическим швам

Здания должны быть защищены устройством антисейсмических швов от соударений, вызываемых колебаниями смежных конструкций или независимых отсеков рассматриваемого здания при землетрясении. Антисейсмические швы целесообразно совмещать с температурными и осадочными швами и, как правило, они должны разделять здания по всей высоте и следует выполнять их путем возведения парных стен, парных рам или рамы и стены. Ширину антисейсмического шва следует принимать не менее значения суммарного горизонтального перемещения двух смежных отсеков, определяемого по расчету, или не менее 50 мм на первые 5 м высоты здания с увеличением на 30 мм на каждые последующие 5 м высоты здания.

5.5.2. Ограничение ущерба

Требование по ограничению ущерба для зданий считается выполненным, если достигается ограничение междуэтажных сдвигов верхним допускаемым пределом при частых сейсмических воздействиях, имеющих большую вероятность возникновения, чем расчетное сейсмическое воздействие, соответствующее требованию отсутствия разрушения. В случаях важности зданий для гражданской защиты или для зданий, содержащих чувствительное оборудование, могут потребоваться дополнительные проверки ограничения повреждений

Ограничение междуэтажного перекоса

Междуэтажный перекос, если иное не указано в [6,9], должен быть проверен на следующие ограничения в зданиях имеющих:

а) неконструктивные элементы из хрупкого материала, прикрепленные к конструкции:

$$d_{rs} v \leq 0.005h; \quad (69)$$

б) пластические неконструктивные элементы:

$$d_{rs} v \leq 0.0075h; \quad (70)$$

с) неконструктивные элементы, закрепленные таким образом, чтобы не оказывать влияние на деформации конструкции, или для зданий без неконструктивных элементов:

$$d_{rs} \leq 0,010h, \quad (71)$$

где

d_{rs} - расчетный перекося этажа;

h - высота этажа;

ν - коэффициент редуции, учитывающий более низкий период повторяемости сейсмических воздействий, соответствующих требованию ограничения повреждений.

Расчетные значения перекося этажа d_{rs} рекомендуется определять с учетом особенностей деформирования разных конструктивных систем в соответствии с [9]. Исходя из форм деформирования типов конструктивных систем, показанных на схемах, рис.20, значения d_{rs} могут быть определены в соответствии с формулами (72) - (74).

При сдвиговой форме деформирования (рис.20 а), типичной, например, для рамного каркаса с жесткими ригелями, расчетные значения перекося этажей могут быть определены по зависимости (72):

$$d_{rs} = d_r. \quad (72)$$

При изгибной или изгибно-сдвиговой форме деформирования, типичной для многоэтажных стеновых систем (рис.20б), расчетные значения перекося этажей могут быть определены по формуле (73):

$$d_{rs} = d_r - h \cdot \operatorname{tg} \alpha. \quad (73)$$

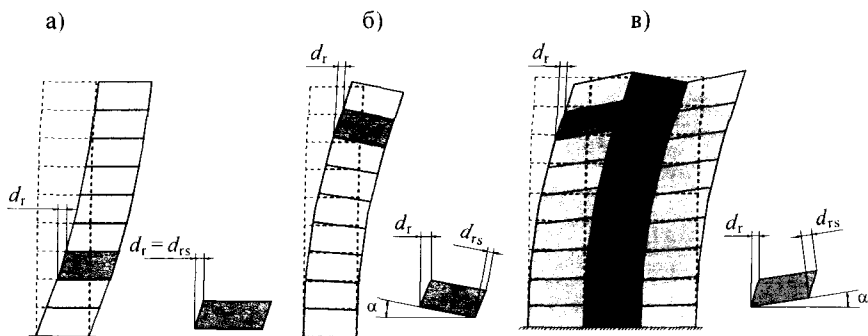


Рис.20 – К определению расчетных перекося этажей

При формах деформирования, типичных для конструктивных систем с вертикальными ядрами жесткости и каркасной обстройкой (рис.20в), расчетные значения перекося этажей могут быть определены по формуле (74):

$$d_{18} = d_1 + h \cdot \operatorname{tg} \alpha. \quad (74)$$

где

d_r - разность горизонтальных перемещений d_s верхнего и нижнего перекрытий рассматриваемого этажа; горизонтальные перемещения d_s перекрытий рассматриваемого этажа, определенная с учетом кручения здания в плане;

α - угол поворота рассматриваемого этажа в вертикальной плоскости как жесткого тела.

Значение коэффициента редукции γ принимается в зависимости от класса ответственности здания. При его использовании подразумевается, что спектр упругой реакции сейсмического воздействия, при котором требование ограничения ущерба должно быть удовлетворено, имеет ту же самую форму, что и спектр упругой реакции расчетного сейсмического воздействия, соответствующего требованию критического предельного состояния [6,8]. Значения γ следует принимать: 0,4 - для классов ответственности III и IV и 0,5 - для классов ответственности I и II.

Дополнительные требования для каркасов с заполнением из каменной кладки

Дополнительные требования применимы для каркасов и двойных железобетонных конструктивных систем, эквивалентных каркасным системам, стальных или сталежелезобетонных моментных каркасов классов DCH, отвечающие следующим требованиям [6,10]:

а) кладка выполнена после выполнения бетонного каркаса или после сборки стального каркаса;

б) кладка находится в контакте с каркасом (т.е. без специальных разделительных швов), но без конструктивного соединения с ним в плоскости, но не из плоскости заполнения (через связи, пояса, стойки или шпонки);

с) заполнения из кладки рассматриваются как неконструктивные элементы.

Если каменное заполнение является частью конструктивной системы, сопротивляющейся сейсмическим воздействиям, то расчет и проектирование каменной кладки следует выполнять в соответствии с критериями и правилами, приведенными в [6,10].

6. ПРАВИЛА ПРОЕКТИРОВАНИЯ ЗДАНИЙ ИЗ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Проектирование зданий в сейсмических зонах, как из монолитных, так и сборных железобетонных конструкций, за исключением безригельных каркасов с плоскими сплошными плитами перекрытий, следует выполнять в соответствии с положениями [6,7,9-11] с учетом нижеследующих правил.

6.1. Способность к диссипации энергии и классы пластичности

При проектировании сейсмостойких зданий из железобетонных конструкций следует предусматривать реализацию неупругого деформирования с диссипацией энергии без существенного снижения ее

общего сопротивления горизонтальным и вертикальным нагрузкам с обеспечением необходимого сопротивления всех элементов конструктивной системы расчетным сейсмическим нагрузкам. Чтобы обеспечить способность конструктивной системы к диссипации энергии и общему упругопластическому поведению, необходимо предусматривать критические зоны в определенных элементах с требованиями к нелинейным деформациям, согласованными с общей пластичностью, допускаемой в расчетах.

Для конструктивных систем, характеризующихся способностями к пластическому деформированию с гистерезисной диссипацией энергии, приняты три класса пластичности:

- DCL (Ductility Classes Low) - класс низкой пластичности;
- DCM (Ductility Classes Medium) - класс средней пластичности;
- DCH (Ductility Classes High) - класс высокой пластичности.

Указанным классам пластичности конструктивных систем соответствуют разные значения коэффициентов поведения q , а также разные расчетные и конструктивные требования. В низкодиссипативных конструктивных системах **DCL** способность сопротивляться сейсмическим воздействиям должна обеспечиваться, в основном, прочностью конструкций при низкой пластичности, в связи с чем, значения коэффициента поведения q принимаются не более 1.5. Концепция низкодиссипативного поведения, соответствующего классу пластичности **DCL**, может применяться только при проектировании зданий с классами ответственности I и II при значениях $a_g S$ не более 0.10 g. В остальных случаях конструктивные системы зданий могут разрабатываться на основании концепций, соответствующих классам пластичности **DCM** или **DCH** [6,9,10].

Конструктивные системы зданий из железобетонных конструкций с классами средней **DCM** и высокой **DCH** пластичностей следует проектировать таким образом, чтобы обеспечить их высокую способность к гистерезисной диссипации энергии и к общему упруго-пластическому поведению с вовлечением в пластическую работу возможно большего количества различных элементов, расположенных на всех этажах здания. С этой целью, пластические режимы повреждений или разрушений от изгиба с соответствующей надежностью должны предшествовать хрупким формам от сдвига. Оба класса пластичности **DCM** и **DCH** рассматриваемых конструктивных систем, для которых расчет, а также выбор размеров и проектирование конструктивных элементов должны осуществляться с соблюдением специальных требований, обеспечивающих условия, при которых:

- пластические формы деформирования конструкций должны предшествовать хрупким формам разрушения;
- сопротивляемость сейсмическим эффектам колонн рамных каркасов и стен должна быть выше сопротивляемости балок и перемычек;
- критические участки должны вести себя как пластические шарниры;
- местная потеря устойчивости сжатой арматуры не должна допускаться в зонах возможных пластических деформаций;

- напряжения сжатия в бетоне должны быть ограничены;
- эффекты второго рода (*P-A*) должны быть сведены к приемлемому минимуму.

Здания из железобетонных конструкций вне зависимости от принятой концепции проектирования должны соответствовать требованиям по отсутствию разрушения и ограничению ущерба.

6.2. Типы конструктивных систем и коэффициенты поведения

Конструктивные системы зданий из железобетона, исходя из их поведения при горизонтальных сейсмических воздействиях, следует классифицировать по одному из следующих типов:

- а) рамная система;
- б) двойная система (эквивалентная рамной или стеновой);
- с) система из пластичных стен (связанных или несвязанных);
- д) система из больших слабоармированных стен;
- е) система типа перевернутого маятника;
- ф) крутильно-податливая система.

Четыре первых типа систем «а - д» должны обладать минимальной жесткостью для сопротивления кручению в обоих горизонтальных направлениях, в противном случае должны классифицироваться как крутильно-податливые системы. Конструктивные системы, кроме крутильно-податливых, могут классифицироваться по одному типу конструктивной системы в одном горизонтальном направлении и по другому типу в другом направлении.

К рамным системам следует относить пространственные конструктивные системы [6,10], в которых рамы воспринимают большую часть вертикальных нагрузок и способны воспринимать не менее 65 % горизонтальных нагрузок, действующих на здание. Рамная конструктивная система (рис.21а) может включать в себя стены, воспринимающие до 35% горизонтальных нагрузок, действующих на здание.

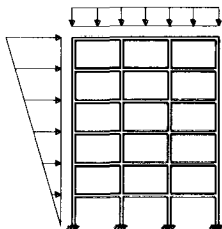
К двойным конструктивным системам эквивалентным рамным следует относить системы [6,10], в которых рамы воспринимают большую часть вертикальных нагрузок и более 50 % (но не более 65 %) горизонтальных нагрузок, действующих на здание. Двойная конструктивная система (рис.21б) эквивалентная рамной может включать в себя стены, воспринимающие менее 50 % (но не менее 35 %) горизонтальных нагрузок, действующих на здание.

К двойным конструктивным системам эквивалентным стеновым следует относить системы [6,10], в которых рамы воспринимают большую часть вертикальных нагрузок, а стены более 50 % горизонтальных нагрузок, действующих на здание. Двойная конструктивная система (рис.21в) эквивалентная стеновой может включать в себя рамы, воспринимающие менее 50 % горизонтальных нагрузок, действующих на здание.

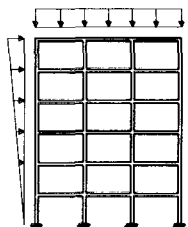
К стеновым конструктивным системам следует относить системы [6,10], в которых вертикальные и горизонтальные нагрузки воспринимаются главным образом вертикальными стенами, чье сопротивление сдвигу в основании превышает 65 % от общего сопротивления сдвигу конструктивной системы в

целом. Стеновая конструктивная система (рис.21г) может включать в себя рамы, способные воспринимать до 35 % горизонтальных нагрузок, действующих на здание.

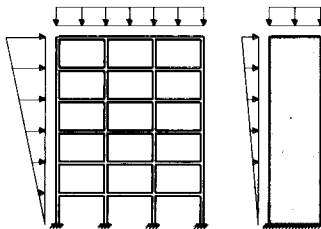
а)



в)



б)



г)

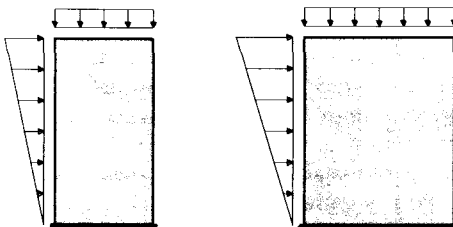


Рис.21 – Условные схемы конструктивных систем
(Междуэтажные перекрытия, объединяющие рамные каркасы и стены в единую конструктивную систему, условно не показаны)

Стеновую систему следует классифицировать как систему из больших слабоармированных стен [6,10], если в рассматриваемом горизонтальном направлении она включает в себя, по крайней мере, две стены с горизонтальным размером не меньше **4.0 м** или $2h_w/3$ (что меньше), которые совместно воспринимают практически более 20 % от общей гравитационной нагрузки в сейсмической расчетной ситуации, а также если эта система, при закреплении стен в основании против поворота, имеет период основного тона колебаний T_1 меньший или равный **0.5с**. Если конструктивная система не классифицируется, как система больших слабоармированных стен, то все ее стены должны быть запроектированы и детализированы как пластичные стены.

В зданиях стеновых и двойных конструктивных систем следует предусматривать, как правило, не менее двух стен в каждом горизонтальном направлении, которые должны располагаться симметрично или квазисимметрично в плане здания.

В зданиях стеновых конструктивных систем допускается иметь только одну широкую стену в одном из двух горизонтальных направлений, если:

- эта стена воспринимает не менее 20 % вертикальных нагрузок и не менее 65 % горизонтальных нагрузок;

- в ортогональном направлении конструктивная система имеет, по меньшей мере, две стены:

- соблюдается условие по принятию значения коэффициента k_s по пункту 6.3.

Стеновые, рамные и двойные системы могут быть запроектированы как системы со связанными или несвязанными стенами. Всю конструктивную систему допускается рассматривать как систему связанных стен, если в стеновой системе, образованной связанными и несвязанными стенами, большая часть общего сопротивления стен горизонтальным нагрузкам (более 50 %) приходится на связанные стены. Если это условие не соблюдается, то стеновую систему следует рассматривать как систему несвязанных стен.

6.3. Коэффициенты поведения для расчетных горизонтальных сейсмических воздействий

Конструктивные системы зданий из железобетона могут быть рассчитаны с обеспечением соответствующей прочности несущих элементов с меньшей или большей пластичностью, в зависимости от класса пластичности с использованием коэффициента поведения q [6,7,10]. Коэффициент q приближенно отражает отношения сейсмических нагрузок, которые воздействовали бы на конструктивную систему при его полностью упругой реакции и коэффициенте вязкого демпфирования 5%, к сейсмическим нагрузкам при неупругой реакции. Такая методика применяется современными нормами при проектировании зданий на основе обычной модели упругого расчета, обеспечивающей приемлемую удовлетворительную реакцию здания. Подробные сведения о расчетных и упругих спектрах реакций приведены в [8].

Коэффициентом поведения q учитывается способность конструктивных систем противостоять сейсмическим воздействиям за счет проявления резервов прочности конструкций с соответствующим упруго-пластическим деформированием, сопровождающимся проявлением таких взаимосвязанных эффектов, как:

- уменьшение частот колебаний конструктивных систем;
- увеличение диссипации энергии при колебаниях конструктивных систем.

Верхнее предельное значение коэффициента поведения q , в зависимости от способности здания к пластическому деформированию и диссипации энергии, для каждого расчетного направления следует определять по выражению:

$$q = q_0 k_s k_R \geq 1.5, \quad (75)$$

где:

q_0 - базовое значение коэффициента поведения, зависящее от типа конструктивной системы;

k_s - коэффициент, учитывающий особенности конструктивно-планировочных решений конструктивных систем со стенами;

k_R - коэффициент, учитывающий нерегулярность зданий по высоте.

Для зданий с различными типами регулярных по высоте конструктивных систем базовые значения q_0 приведены в табл.11 и [10].

Табл.11 – Базовые значения коэффициента поведения q_0 для конструктивных систем регулярных по высоте

Типы конструктивных систем	DCL (класс низкой пластичности)	DCM (класс средней пластичности)	DCH (класс высокой пластичности)
Рамная и двойная эквивалентная рамной	1,5	$3,0\alpha_w/\alpha_1$	$4,5\alpha_w/\alpha_1$
Стеновая со связанными стенами и двойная эквивалентная стеновой со связанными стенами		$3,5\alpha_w/\alpha_1$	—
Стеновая с несвязанными стенами и двойная эквивалентная стеновой с несвязанными		$3,0\alpha_w/\alpha_1$	—

Значения коэффициентов α_1 и α_w , приведенные в табл.11 с иллюстрацией диаграммы деформирования конструктивной системы на рис.22, определяются следующим образом:

α_1 - коэффициент, на который следует умножать горизонтальное расчетное сейсмическое воздействие, чтобы сначала достичь пластического сопротивления в любом элементе конструктивной системы, при этом все остальные расчетные положения остаются неизменными;

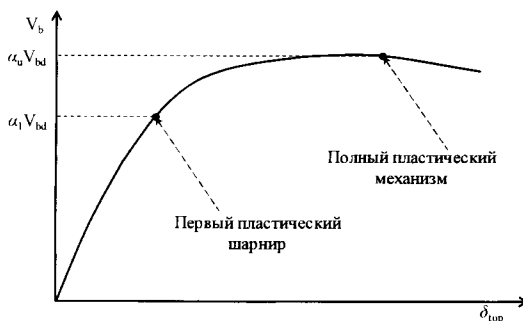


Рис.22 – Диаграмма деформирования конструктивной системы к определению значений коэффициентов α_1 и α_w по результатам простого нелинейного расчета

Обозначения:

V_b - поперечная сила в основании здания;

V_{bd} - поперечная сила в основании здания, соответствующая расчетному сейсмическому воздействию;

$\alpha_1 V_{bd}$ - поперечная сила в основании здания, соответствующая воздействию, при котором в одном из элементов конструктивной системы было достигнуто пластическое сопротивление;

$\alpha_u V_{bd}$ - поперечная сила в основании здания, соответствующая воздействию, при котором в конструктивной системе пластические шарниры сформировались в достаточном количестве сечений для создания общей конструктивной изменяемости;

δ_{top} - перемещение верха конструктивной системы.

Коэффициент α_u можно получить из простого нелинейного статического общего расчета, иллюстрирующего последовательность развития пластических деформаций в элементах конструктивной системы. При невозможности получения значения мультипликативного коэффициента α_u/α_1 из подробного нелинейного расчета, допускается для зданий регулярных в плане использовать следующие значения α_u/α_1 :

а) Рамные системы или двойные системы эквивалентные рамным:

- одноэтажные здания: $\alpha_u/\alpha_1=1.1$;
- многоэтажные однопролетные рамы: $\alpha_u/\alpha_1=1.2$;
- многоэтажные многопролетные рамы или многоэтажные двойные системы эквивалентные рамным: $\alpha_u/\alpha_1=1.3$.

б) Стеновые системы или двойные системы эквивалентные стеновым:

- стеновые системы только с двумя несвязанными стенами в рассматриваемом горизонтальном направлении: $\alpha_u/\alpha_1=1.0$;
- другие стеновые системы с несвязанными стенами: $\alpha_u/\alpha_1=1.1$;
- двойные системы эквивалентные стеновым или стеновые системы со связанными стенами: $\alpha_u/\alpha_1=1.2$.

Для зданий нерегулярных в плане [10] приближенное значение α_u/α_1 , если не выполнены вычисления для оценки этого значения, допускается принимать как среднее значение α_u/α_1 из (а) и (б). Значения α_u/α_1 , превышающие вышеприведенные значения допускается использовать при условии, что они подтверждаются простым нелинейным статическим (pushover) общим расчетом здания, но при максимальном значении α_u/α_1 не превышающем 1.5 даже, если анализ приводит к более высоким значениям. Значение q_0 для системы типа перевернутого маятника допускается увеличить при гарантированном обеспечении высокой диссипации энергии в критической зоне конструкции.

Значение коэффициента k_s следует принимать:

а) 0.8 - для рассматриваемой стены, стеновых и эквивалентных им двойных конструктивных систем с одной стеной в одном из двух горизонтальных направлений;

б) во всех остальных случаях - 1.0.

Значение коэффициента k_R следует принимать:

- а) для зданий регулярных по высоте - 1.0;
- б) для зданий умеренно нерегулярных по высоте - 0.8.

Значение коэффициента поведения q может быть различным для разных горизонтальных направлений здания, но класс пластичности должен быть одинаковым во всех направлениях.

Если конструктивная система здания или классификация ее регулярности по высоте различаются по разным горизонтальным направлениям, то значения

коэффициента поведения q тоже могут быть различными. Значения коэффициента поведения q для конструктивных систем разного типа в зависимости от их регулярности в плане и по высоте приведены в Приложении Б [10].

6.4. Критерии проектирования.

Условие локального сопротивления

Для всех критических зон конструктивных элементов здания, включая узловые и стыковые соединения и значимые неконструктивные элементы, должно выполняться следующее неравенство

$$E_d \leq R_d, \quad (76)$$

где:

E_d - расчетное значение воздействия, соответствующее сейсмической расчетной ситуации, включая, при необходимости, эффекты второго рода.

Допускается перераспределение изгибающих моментов согласно [11];

R_d - расчетная сопротивляемость элемента, вычисленная в соответствии с правилами, характерными для применяемого материала (на основании характеристических величин свойств материала f_k и частного коэффициента γ_m) и в соответствии с моделями, относящимися к конкретному типу конструктивной системы, приведенными в [6,10].

Правила расчета по несущей способности.

Хрупкие разрушения или другие нежелательные механизмы повреждений элементов конструктивной системы должны предотвращаться путем выявления эффектов от расчетного воздействия в отдельных зонах из условия равновесия и предельной деформативности, предполагая при этом, что, в соседних с ними зонах сформировались пластические шарниры с их возможными резервами прочности.

Первичные колонны, рамных или эквивалентных рамным железобетонных конструктивных систем, должны удовлетворять соответствующим требованиям проектирования пункта 5.5.1 по условиям общей и локальной пластичности с следующими исключениями:

а) в плоских рамах, имеющих, по крайней мере, четыре колонны с одинаковыми размерами поперечного сечения может удовлетворяться условие по выражению (67) не во всех колоннах, а только в трех из каждых четырех колонн;

б) в нижнем этаже двухэтажных зданий, если ни в одной колонне значение нормированного осевого усилия ν_d не превышает 0,3.

Арматура плиты, параллельная балке и находящаяся в пределах полок, определяемая ниже по 7.2.3.1 для конструирования локальной пластичности, может повышать прочность балки при изгибе и поэтому должна учитываться при вычислении ΣM_{Rb} по выражению (67), если она заанкерена по верхней грани за пределами поперечного сечения балки на внешней стороне узла соединения.

Условие локальной пластичности

Для достижения требуемой общей пластичности конструктивной системы следует предусматривать в элементах зоны возможного формирования пластических шарниров, которые должны обладать высокой способностью к пластическому повороту, что может быть достигнуто при выполнении нижеследующих условий, если:

а) обеспечивается достаточная пластичность по кривизне во всех критических зонах первичных элементов, включая концы колонн в зависимости от возможности формирования пластических шарниров в колоннах;

б) не допускается местная потеря устойчивости сжатой арматуры в зонах возможных пластических шарниров первичных элементов;

с) для достижения локальной пластичности принимаются соответствующие требования к бетону и арматуре:

- сталь, используемая в критических зонах первичных элементов, должна иметь высокое равномерное пластическое удлинение;

- соотношение временного сопротивления на растяжение к пределу текучести арматуры, используемой в критических зонах первичных элементов, должно быть значительно выше, чем единица;

- бетон, применяемый в первичных элементах, должен обладать достаточной прочностью на сжатие и предельными деформационными свойствами при разрушении, превышающими деформации при максимальной прочности на сжатие по диаграмме формирования с достаточным резервом.

При отсутствии более точных данных, за исключением случая применения в критических зонах стали, соответствующей классу **B**, вышеприведенный пункт (а) считается удовлетворенным, если коэффициент пластичности по кривизне μ_ϕ этих зон, определяемый как отношение кривизны постпредельного сопротивления при 85% - ном моменте сопротивления к кривизне при пластической деформации с условием не превышения предельных деформаций бетона и стали ε_{cu} и $\varepsilon_{su,k}$, как минимум равен следующим значениям:

$$\mu_\phi = 2q_0 - 1, \quad \text{если } T_1 \geq T_C \quad (77)$$

$$\mu_\phi = 1 + 2(q_0 - 1)T_C/T_1, \quad \text{если } T_1 < T_C \quad (78)$$

где q_0 - соответствующее базовое значение коэффициента поведения (табл.11), а T_1 период основного тона колебания здания, оба принятые для вертикальной плоскости, в которой происходит изгиб, а T_C - максимальное значение периода на постоянном участке графика спектральных ускорений.

В критических зонах первичных элементов с продольной арматурой из стали, соответствующей классу **B** по табл.С1[11] коэффициент пластичности по кривизне μ_ϕ должен превышать, по меньшей мере в 1.5 раза значение, определяемое по выражениям (77) или (78), в зависимости от того, какое из них применяется.

Статическая неопределимость конструктивной системы

Конструктивные системы следует проектировать с высокой степенью статической неопределимости и сопровождающей ее способностью к перераспределению усилий между элементами, позволяющей увеличить количество пластических зон и повысить гистерезисную диссипацию энергии. Требуемую способность к перераспределению усилий можно достичь посредством соблюдения правил локальной пластичности. В конструктивных системах с малой степенью статической неопределимости должны назначаться более низкие значения коэффициентов поведения (табл.11).

Неконструктивные элементы и их сопротивляемости

В конструктивных системах, не учтенные в расчетах эффекты сопротивляемости или стабилизирующие способности неконструктивных элементов, например, стеновых заполнений и перегородок из каменных кладок, могут увеличить несущую способность и диссипацию энергии в зависимости от характера стыковых соединений с несущими элементами, если они равномерно распределены в конструктивной системе. Для предотвращения случаев возможного проявления неблагоприятных локальных эффектов, которые могут возникнуть в результате взаимодействия между собой конструктивных и неконструктивных элементов, в том числе для каркасов с заполнением из каменной кладки, предусмотрены соответствующие мероприятия, приведенные ниже в пункте 7.7 и в [9,10].

Специальные дополнительные мероприятия

При проектировании железобетонных конструкций, в связи со случайным характером сейсмических воздействий и неопределенностями поступательного циклического поведения железобетонных конструкций [6,10], необходимо принимать специальные дополнительные мероприятия, позволяющие уменьшить неопределенности, связанные с конфигурацией конструктивной системы, с расчетом, с сопротивляемостью и пластичностью элементов. Значительные неопределенности по сопротивляемости железобетонных элементов могут быть вызваны геометрическими погрешностями, чтобы минимизировать их следует соблюдать следующие общие правила, основывающиеся на соответствующих положениях настоящего документа:

а) для уменьшения чувствительности к геометрическим погрешностям следует ограничивать минимальные размеры элементов конструктивной системы;

б) для минимизации риска возникновения горизонтальной неустойчивости, должны ограничиваться соотношения минимального и максимального размеров линейных элементов;

с) для ограничения эффектов второго рода (типа *P-Δ*) в колоннах перекосы этажей должны быть лимитированы;

д) определенная доля от армирования верхней части балки в ее концевых поперечных сечениях должна сохраняться вдоль всей длины балки в связи с неопределенностью в расположении точки перегиба кривой деформирования балки;

е) необходимо учитывать обратные моменты, не прогнозируемые расчетом, и предусматривать минимальное армирование соответствующих сторон балок. Для минимизации неопределенности, связанной с пластичным поведением элементов, должны соблюдаться следующие правила:

ф) для всех первичных элементов, независимо от класса пластичности, принятого в расчете, должна быть обеспечена минимальная локальная пластичность;

г) в элементах должно предусматриваться минимальное количество поперечной и продольной растянутой арматуры для исключения хрупкого разрушения после образования трещин.

Проверка прочности элементов

При проверке критических предельных состояний элементов конструктивных систем возможное снижение прочности материалов, вследствие циклического деформирования при сейсмических воздействиях, должно учитываться частными коэффициентами свойств материалов γ_c и γ_s со значениями, при отсутствии конкретных данных, принятыми для постоянных и переходных расчетных ситуаций. При этом предполагая, что из-за локальной пластичности, соотношение между остаточной прочностью после деградации и первоначальной прочностью примерно равно соотношению между величинами γ_M для аварийных и основных комбинаций нагрузок.

Значения коэффициентов безопасности по материалам γ_c и γ_s следует принимать соответственно для бетона 1.5, и для арматуры 1.15, а значение коэффициента α_{cc} допускается принимать 1.0. Если деградация прочности соответствующим образом учтена при оценке свойств материалов, то может использоваться значение γ_M , принятое для аварийной расчетной ситуации.

7. ПРОЕКТИРОВАНИЕ ЗДАНИЙ ИЗ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ СОГЛАСНО «СП РК EN 1992-1-1:2004/2011»

7.1 Здания с низкой пластичностью DCL

Проектирование железобетонных конструкций с низкой пластичностью **DCL** и соответственно низкой диссипативной способностью допускается только в случаях низкой сейсмичности площадки строительства в соответствии с положениями [11] без учета любых дополнительных требований при соблюдении следующих условий:

- в первичных конструктивных элементах следует использовать аналогичную арматуру соответствующим классам **B** или **C** по физико-механическим характеристикам, приведенным в табл. С.1, [11];

- значение коэффициента поведения q , используемого при определении сейсмических воздействий, вне зависимости от конструктивной системы и регулярности здания по высоте, не должно превышать 1.5.

7.2. Здания со средней пластичностью DCM

Проектирование железобетонных конструкций со средней пластичностью **DCM** следует производить с соблюдением следующих требований:

- в первичных элементах необходимо использовать бетон класса не ниже $C_{16/20}$;
- в критических зонах первичных элементов в качестве арматурной стали следует использовать только стержни периодического профиля соответствующие классам B и C по физико-механическим характеристикам, за исключением закрытых хомутов и поперечных шпилек;
- допускается использовать сварные проволочные сетки.

7.2.1. Геометрические размеры

Балки (ригели)

По геометрическим параметрам эксцентриситет оси балки относительно оси колонны каркаса должен быть ограничен, чтобы добиться эффективной передачи циклических моментов от первичной балки к колонне. Для ограничения эксцентриситета e , расстояние между центральными осями двух соединяемых элементов не должно превышать $b_c/4$, где b_c является наибольшим поперечным размером колонны перпендикулярным к продольной оси балки. Схема для определения допускаемого эксцентриситета между осями колонн и балок приведена на рис.23.

Для использования благоприятного эффекта от сжатия колонны на связь с горизонтальными стержнями арматуры, проходящими через узел соединения элементов, ширина b_w первичной балки, должна удовлетворять следующему выражению:

$$b_w \leq \min\{b_c + h_w; 2b_c\}, \quad (79)$$

где h_w - высота балки, а b_c поперечный размер колонны.

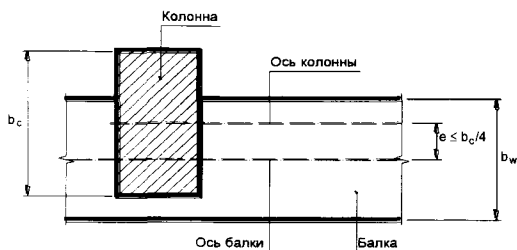


Рис.23

Колонны

Геометрические ограничения для колонн в соответствии с положениями [6]. При не выполнении условия по сопротивляемости $\theta \leq 0.1$ (5.5.1) размеры поперечного сечения первичных колонн должны быть не меньше, чем одна десятая большего расстояния между точкой обратного изгиба (перегиба) и концами колонн, при изгибе в плоскости параллельной рассматриваемому размеру колонны.

Пластичные стены

Геометрические ограничения. Толщины веб-стен b_{w0} (в метрах) должны удовлетворять следующему выражению:

$$b_{w0} \geq \max\{0.15, h_s/20\}, \quad (80)$$

где h_s - это высота этажа в свету, в метрах.

Дополнительные требования к толщинам периферийных элементов пластичных стен приведены ниже в соответствующих положениях п. 7.2.3.3 по конструированию для локальной пластичности. Указанные положения применяются также к большим слабоармированным стенам.

7.2.2. Эффекты расчетных воздействий

Расчетные значения эффектов от нагрузок и воздействий в элементах конструктивной системы, за исключением пластичных первичных стен для которых применяются специальные правила, должны быть получены из расчета здания при сейсмической расчетной ситуации в соответствии с EN 1990, с учетом эффектов второго рода и требований к предельной несущей способности. При этом допускается перераспределение изгибающих моментов в соответствии с [11].

В конструкциях каркасных зданий изгибающая прочность колонн должна превышать изгибающую прочность балок в узловых зонах их соединения, в целях создания механизмов для безопасного проявления упругопластического деформирования рам с соблюдением положений пункта 5.5.1 по условиям общей и локальной пластичности. Вместе с тем в колоннах одноэтажных и многоэтажных каркасных зданий не должны допускаться концентрация пластических шарниров, повреждение при сдвиге узлов соединений балок с колоннами и элементов конструкции, повреждение элементов предназначенных оставаться упругим и неустойчивость фундаментов, на основании определения эффектов расчетного воздействия в отдельных зонах из условия равновесия. Образование пластических шарниров следует предусматривать не в колоннах, а в балках на определенных участках каркаса, не допуская при этом превращения ее в изменяемую конструктивную систему с потерей устойчивости. На рис.24 показаны возможные механизмы отказа рамной конструктивной системы при горизонтальных сейсмических воздействиях.

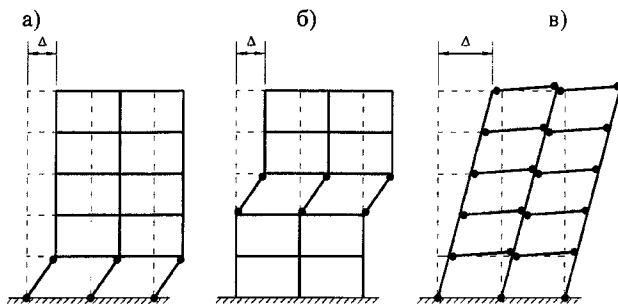


Рис.24 – Механизмы отказа рамных каркасов

Если в конструктивной системе образуются пластические шарниры в колоннах, как показано на рис.24а и б, то могут произойти недопустимые

горизонтальные перемещения конструктивной системы, угрожающие устойчивости здания при гравитационных нагрузках. Такой механизм отказа характерен для конструктивных систем, в которых изгибная прочность балок превышает изгибную прочность колонн. Механизм отказа связанный с развитием пластических шарниров в балках рамных конструктивных систем (рис.24в) и в основаниях колонн нижнего этажа является более благоприятным. Такой механизм отказа характерен для тех систем, у которых изгибная прочность колонн превышает изгибную прочность балок.

Вышеприведенные положения распространяются на первичные колонны в рамных и двойных системах эквивалентных рамным.

Балки (ригели)

В балках могут образовываться пластические шарниры на одном или двух концах по сечениям приузловых зон соединения балок с колоннами, если пластические шарниры не образуются в колоннах. В первичных балках, расчетные поперечные силы следует определять в соответствии с правилом расчета по предельной несущей способности [6] на основе равновесия балки при:

а) поперечной нагрузке действующей на нее в сейсмической расчетной ситуации;

б) моментах $M_{i,d}$ на концевых сечениях балки $i = 1, 2$, соответствующих образованию пластического шарнира при положительных и отрицательных направлениях сейсмической нагрузки. Пластические шарниры должны приниматься как формирующиеся на концах балки или в вертикальных элементах, в случаях образования в них первыми, с которыми связаны концы балки рамной конструкции, рис.25.

Усилия в концевых сечениях балки следует определять следующим образом:

а) в концевом сечении i необходимо вычислять два значения действующей поперечной силы, то есть максимум $V_{Ed,max,i}$ и минимум $V_{Ed,min,i}$, соответствующие максимальному положительному и максимальному отрицательному моментам $M_{i,d}$, которые могут возникать в балке на концах 1 и 2.

б) концевые моменты $M_{i,d}$ могут быть определены по выражению:

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} M_{Rb,i} \min\left(1, \frac{\sum M_{Rc}}{\sum M_{Rb}}\right), \quad (81)$$

где

γ_{Rd} - коэффициент, учитывающий возможный резерв прочности вследствие деформационного упрочнения стали, значение которого для балок с классом пластичности DCM можно принять равным 1.0;

$M_{Rb,i}$ - расчетное значение момента сопротивления балки на конце i в направлении сейсмического изгибающего момента для рассматриваемого направления сейсмического воздействия;

ΣM_{Rc} и ΣM_{Rb} - соответственно, сумма расчетных значений моментов сопротивления колонн и сумма расчетных значений моментов сопротивления балок в рамном соединении. Значение ΣM_{Rc} должно соответствовать осевой силе (силам) в колонне для рассматриваемого направления сейсмического воздействия в сейсмической расчетной ситуации;

с) на конце балки, где она поддерживается другой балкой, вместо рамного закрепления в вертикальном элементе, момент $M_{i,d}$ на конце балки можно приравнять моменту, действующему в концевом сечении балки при сейсмической расчетной ситуации.

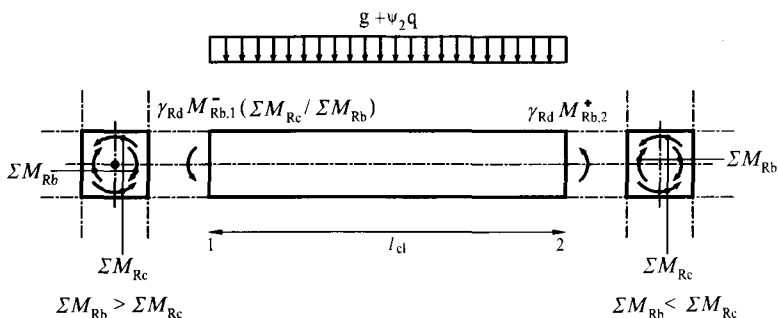


Рис.25 - Проектирование балок по предельной несущей способности при действии поперечных сил

Колонны

В колоннах могут также образовываться пластические шарниры по сечениям на концевых участках колонн в приузловых зонах соединения колонн с балками или с балками и фундаментами на нижних этажах, если прочность сечений колонн меньше чем балок, при расчетных сейсмических нагрузках. Расчетные поперечные силы в первичных колоннах следует определять по предельной несущей способности на основе равновесия при изгибающих моментах $M_{i,d}$ в ее концевых сечениях $i = 1$ и 2 , соответствующих образованию пластического шарнира для положительных и отрицательных направлений сейсмической нагрузки. Схема колонн для определения расчетной предельной несущей способности при действии поперечной силы приведена на рис.26.

Концевые изгибающие моменты $M_{i,d}$ могут быть определены по следующему выражению:

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} M_{Rc,i} \min(1, \frac{\Sigma M_{Rb}}{\Sigma M_{Rc}}), \quad (82)$$

где

γ_{Rd} - коэффициент, учитывающий резервы прочности, проявляющийся вследствие деформационного упрочнения стали и поперечного армирования сжатой зоны бетона, принимаемый равным 1.1;

$M_{Rc,i}$ - расчетное значение момента сопротивления колонны на конце i в направлении сейсмического изгибающего момента для рассматриваемого направления сейсмического воздействия;

ΣM_{Rc} и ΣM_{Rb} - принимаются как определено в формуле (81).

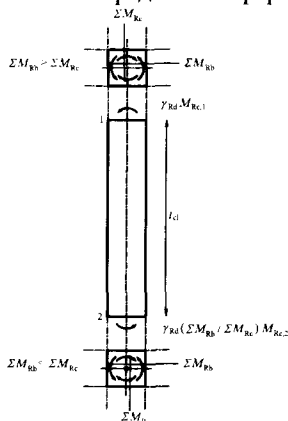


Рис.26

Значения $M_{Rc,i}$ и ΣM_{Rc} должны соответствовать осевой силе (силам) в колонне для рассматриваемого направления сейсмического воздействия при сейсмической расчетной ситуации.

Пластичные стены. Общие положения

Рассматриваются два типа пластичных стен, которые должны рассчитываться с условием возникновения пластического шарнира только в сечении у основания стены, и при этом, чтобы оставшая высота оставалась бы в упругой зоне работы.

Стены в зависимости от отношения высоты к длине подразделяются на два типа в соответствии с [10]. К первому типу стен относятся «узкие стены» (рис.27а), имеющие отношение высоты к длине h_w/l_w более 2.0 и деформирующиеся преимущественно по изгибной форме под действием горизонтальных нагрузок. Ко второму типу стен относятся «широкие стены» (рис.27б), имеющие отношение высоты к длине h_w/l_w не более 2.0 и деформирующиеся преимущественно по сдвиговой форме под действием горизонтальных нагрузок.

При проектировании монолитных железобетонных стен в соответствии с положениями [10] должны предусматриваться соответствующее армирование:

- периферийных участков (элементов) стен;
- полевых участков стен;
- участков сопряжения стен в плане здания;
- участков поэтажного сопряжения стен по высоте;
- участков сопряжения стен с перекрытиями;

- связующих балок-перемычек над проемами.

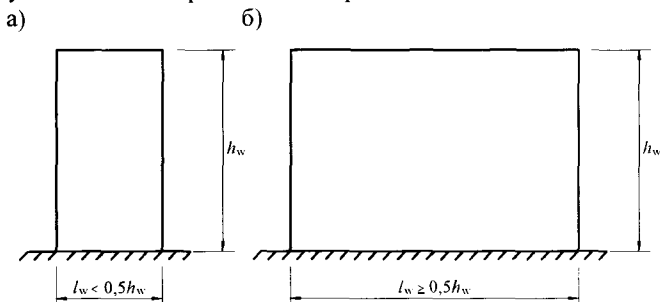


Рис.27 – Стены: а) узкие – $h_w/l_w > 2$ и б) широкие – $h_w/l_w \leq 2$

Периферийными участками (элементами) стен являются вертикальные зоны, расположенные у торцовых граней стен и у граней оконных и дверных проемов. Полевыми участками являются срединные зоны стен между вертикальными периферийными участками. Названные участки стен, как наиболее напряженные и, где проявляются пластические деформации, должны иметь специальное армирование, обеспечивающее необходимую пластичность железобетона и предотвращающее выпучивание продольных арматурных стержней при действии горизонтальных сейсмических нагрузок. Указанные положения относятся к проектированию одиночных первичных стен и отдельных составных частей связанных первичных стен, имеющих полное защемление основания в соответствующем фундаменте или жесткой подземной части, не допускающих раскачивание стен из-за отрыва или податливости опорных элементов при сейсмических воздействиях в их плоскости. В связи с этим, применение стен, опирающихся на плиты или балки, не допускается.

Специальные положения для пластичных стен

Пластичные стены следует конструировать по результатам расчетов таким образом, чтобы пластические шарниры образовывались только по сечению в основании, например на стыке соединения с фундаментами, а вся остальная часть стены по высоте оставалась упругой. При этом неопределенности в расчете и поступругие динамические эффекты должны быть приняты во внимание, по крайней мере, с помощью соответствующего упрощенного метода. Если нельзя применить более точный метод, допускается применение повышающих коэффициентов для поперечных сил, а также использовать правила расчетной огибающей кривой для изгибающих моментов, приведенные в нижеследующих пунктах.

Поперечные силы следует перераспределять вместе с изгибающими моментами таким образом, чтобы в отдельных стенах отношение изгибающих моментов к поперечным силам существенно не изменялось. Допускается, перераспределение эффектов сейсмических воздействий между первичными стенами до 30 % [6,10], если требования к общей прочности не снижаются.

В стенах, подверженных разным осевым усилиям, например, связанных стенах, изгибающие моменты и поперечные силы следует перераспределять от стен, которые находятся под действием невысокого сжатия или под действием чистого растяжения, к тем стенам, которые подвержены большому осевому сжатию. В связанных стенах допускается до 20 % перераспределять эффекты сейсмических воздействий между связующими балками различных этажей, при условии, что сейсмическая осевая сила в основании каждой отдельной стены остается неизменной. Должны учитываться неопределенности, относящиеся к распределению моментов по высоте узких первичных стен, имеющих отношение высоты к длине h_w/l_w более 2.0.

Эпюра расчетного изгибающего момента по высоте стены должна определяться из анализа огибающей эпюры моментов, изменяющейся по вертикали (изменение напряженного состояния). Огибающую эпюру моментов можно принять в виде линейной функции, если сооружение не имеет значительных различий в массах, жесткости или прочности по своей высоте (рис.28).

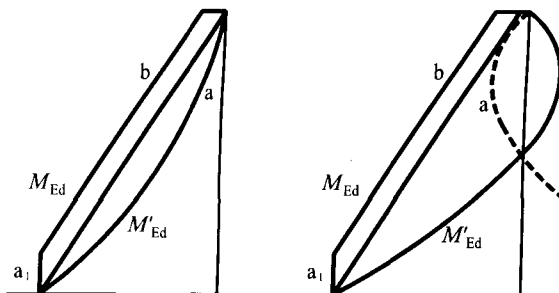


Рис.28 – Расчетная огибающая эпюра изгибающих моментов в узких стенах (слева: стеновая система; справа: двойная система)

Обозначения:

- a – эпюра моментов по результатам расчета; b – расчетная огибающая;
- a₁ – изменение напряженного состояния.

Следует учитывать, что после возникновения пластических деформаций в основании первичной стены поперечные силы могут увеличиться. Вышеизложенные правила могут быть удовлетворены, если расчетные поперечные силы принимаются на 50 % выше, чем поперечные силы, полученные по результатам расчета.

В двойных системах, содержащих пластичные стены, для учета неопределенности эффектов от высших форм, следует использовать расчетную огибающую поперечных сил, принимаемую согласно рис.29.

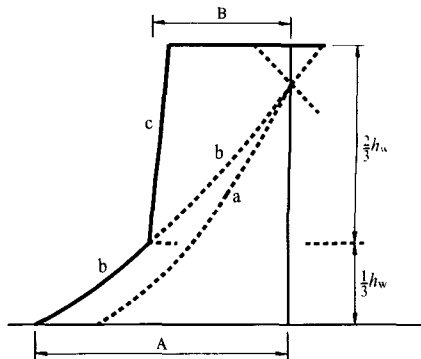


Рис.29 – Расчетная огибающая поперечных сил в стенах двойной системы
Обозначения:

- a – эпюра поперечной силы по результатам расчета;
- b – эпюра увеличенной поперечной силы;
- c – расчетная огибающая;
- A – V_{wall} ;
- B – $V_{wall, top} \geq V_{wall, base}/2$.

Специальные требования для широких слабоармированных стен

Широкие слабоармированные стены проектируются для восприятия преимущественно сдвиговых сил при сейсмической расчетной ситуации. Для обеспечения проявления изгибных пластических деформаций первым до достижения ULS от сдвига, поперечную силу V'_{Ed} , полученную в расчете, следует увеличивать. Такое требование считается выполненным, если расчетная поперечная сила V_{Ed} в стене каждого этажа будет соответствовать увеличенной поперечной силе V'_{Ed} , вычисленной согласно следующему выражению:

$$V_{Ed} = V'_{Ed} \frac{q+1}{2}. \quad (83)$$

Дополнительные динамические осевые силы, которые могут возникнуть в больших стенах в результате их отрыва от основания, или вследствие раскрытия и закрытия горизонтальных трещин, должны учитываться в ULS проверке стены в отношении изгиба с осевой силой. Если результаты более точных вычислений отсутствуют, динамическую составляющую осевой силы в стене можно принять равной 50 % от осевой силы в стене, обусловленной гравитационными нагрузками, присутствующими в сейсмической расчетной ситуации. Эта сила должна иметь знак плюс или минус, в зависимости от того, какой из них является наиболее неблагоприятным. Если значение коэффициента поведения q не превышает 2.0, то эффектом динамической осевой силы допускается пренебречь.

7.2.3. Проверка и конструирование по несущей способности, ULS

7.2.3.1. Балки (ригели).

Сопротивление при изгибе и сдвиге

В соответствии с требованиями критического предельного состояния по несущей способности **ULS** сопротивление железобетонных конструкций на действие изгибающих и сдвигающих усилий следует определять в соответствии с положениями [6,10,11]. При определении предельного изгибающего момента в сечениях железобетонных обычных и предварительно напряженных конструкций должны приниматься следующие допущения:

- плоские сечения остаются плоскими;
- относительные деформации арматуры или напрягающих элементов, имеющих сцепление с бетоном, как при сжатии, так и при растяжении до образования трещин в растянутом бетоне, имеют такие же значения, как и относительные деформации окружающего бетона;
- прочность бетона при растяжении не учитывается;
- напряжения сжатия в бетоне принимаются по расчетной диаграмме - напряжения и относительные деформации;
- напряжения в ненапрягаемой и предварительно напряженной арматурной стали принимаются по расчетным диаграммам;
- начальные относительные деформации напрягаемой арматуры учитываются при определении напряжений в ней.

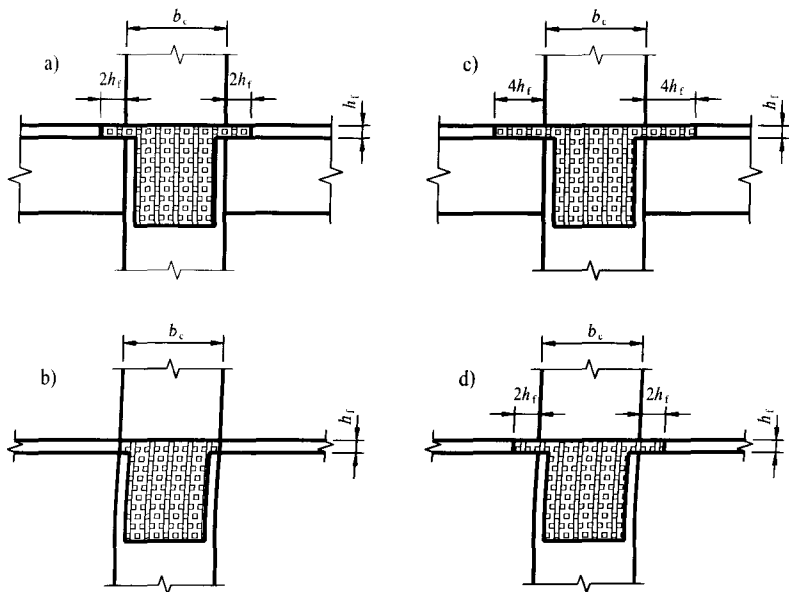


Рис.30 – Эффективная ширина полки b_{eff} для балок, жестко закрепленных в колоннах

При конструировании, армирование верхних зон в концевых поперечных сечениях первичных балок Т- или L- образного сечения должно осуществляться с расположением рабочей продольной арматуры, главным образом, в пределах ширины ребра. Часть арматуры рекомендуется размещать вне ширины ребра приблизительно до 25 % от требуемого общего армирования, но все в пределах эффективной ширины полки b_{eff} .

Эффективной шириной полки b_{eff} допускается считать следующее:

а) для первичных балок, жестко закрепленных во внешних колоннах, эффективная ширина полки b_{eff} при отсутствии поперечной балки принимается равной ширине b_c колонны (рис.30б), либо при наличии поперечной балки с подобной высотой сечения равной этой ширине, увеличенной на $2h_f$ в каждую сторону от балки (рис.30а);

б) для первичных балок, жестко закрепленных во внутренних колоннах, вышеуказанные значения ширины могут быть увеличены в 2 раза с каждой стороны балки, рис.30 с и d, в сравнении с а и b, т.е. на $4h$ и $2h_f$ соответственно.

Конструирование для локальной пластичности

Зоны пластичности первичной балки на расстоянии до $l_{cr} = h_w$ (h_w - высота балки), но не более $1/4$ пролета от концевого любого поперечного сечения рамной балки с одной или обеих сторон от узла соединения балка-колонна, следует рассматривать как критические зоны (рис.25), где предусматриваются пластические деформации в сейсмической расчетной ситуации. Для обеспечения требования локальной пластичности в критических зонах первичных балок, значение коэффициента пластичности по кривизне μ , должно быть, по меньшей мере, равным значению, указанному в 6.4. Данное требование считается выполненным, если удовлетворяются следующие условия:

а) площадь арматуры, располагающейся в сжатой зоне, составляет не менее половины площади арматуры в растянутой зоне, в дополнение к любой арматуре, работающей на сжатие, необходимой для ULS проверки балки в сейсмической расчетной ситуации.

б) коэффициент армирования ρ в растянутой зоне не превышает значение ρ_{max} равное:

$$\rho_{max} = \rho' + \frac{0,0018}{\mu_{\phi} \varepsilon_{sy,d}} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}, \text{ где} \quad (84)$$

f_{yd} - расчетное значение предела текучести стали;

f_{cd} - расчетное значение предела прочности бетона на сжатие;

$\varepsilon_{sy,d}$ - расчетное значение деформации стали при текучести, с коэффициентами армирования растянутой зоны и сжатой зоны, ρ и ρ' , нормализованными по bd , где b - ширина сжатой полки балки.

Если растянутая зона включает плиту, то количество арматуры в плите, расположенное параллельно балке в пределах эффективной ширины полки должно быть включено в ρ .

Вдоль всей длины первичной балки коэффициент армирования растянутой зоны, ρ , должен быть не меньше следующего минимального значения $\rho_{\min}$:

$$\rho_{\min} = 0,5 \left(\frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right). \quad (85)$$

где:

f_{ctm} - среднее значение прочности бетона на растяжение;

f_{yk} - характеристическое значение предела текучести арматуры.

В пределах критических зон первичных балок должны быть предусмотрены хомуты, удовлетворяющие следующим условиям:

а) диаметр, d_{bw} , хомутов (в миллиметрах) должен быть не меньше, чем 6 мм.

б) шаг, s , хомутов (в миллиметрах) не должен превышать:

$$s = \min\{h_w/4; 24d_{bw}; 225; 8d_{bL}\}, \quad (86)$$

где

d_{bL} - минимальный диаметр продольных стержней арматуры (в миллиметрах);

h_w - высота балки (в миллиметрах).

Первый хомут следует располагать на расстоянии не более 50 мм от концевого сечения балки, рис.31.

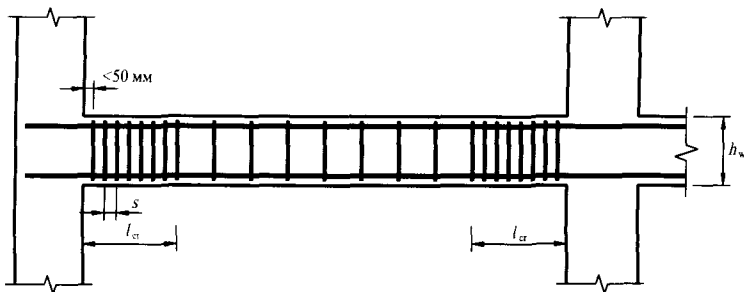


Рис.31 – Поперечное армирование в критических зонах балок

7.2.3.2. Колонны

Сопротивление

Сопротивление колонн изгибу и сдвигу следует определять согласно [11] с учетом величины осевой силы, возникающей при сейсмической расчетной ситуации. При этом в первичных колоннах значение нормализованной осевой силы ν_d не должно превышать **0.65**. В анализе проявление двухосного изгиба может быть учтено по упрощенной схеме посредством выполнения проверки отдельно в каждом направлении, как при одноосном моменте сопротивления, но уменьшенном на 30 %.

Конструирование первичных колонн для локальной пластичности

Для обеспечения локальной пластичности колонн коэффициент общего продольного армирования ρ_1 должен быть не меньше **0.01** и не больше **0.04**, а симметричное армирование поперечных сечений должно быть предусмотрено при условии $\rho = \rho'$. Вдоль каждой стороны колонны, для обеспечения эффективности соединений балка-колонна, между угловыми стержнями должен быть предусмотрен, по крайней мере, один промежуточный стержень. Приузловые участки по высоте первичной колонны в рамных конструкциях, на расстояниях до l_{cr} от обоих концевых сечений, следует рассматривать как критические зоны.

При отсутствии более точной методики, длину критической зоны l_{cr} (в метрах) следует вычислять по следующему выражению:

$$l_{cr} = \max\{h_c; l_{cl}/6; 0.45\}, \quad (87)$$

где

h_c - наибольший размер поперечного сечения колонны (в метрах); и

l_{cl} - свободная длина колонны (в метрах).

При $l_c/h_c < 3$ полная высота первичной колонны считается критической зоной и должна армироваться соответствующим образом. В критической зоне у основания первичных колонн значение коэффициента пластичности по кривизне μ_ϕ должно предусматриваться, по меньшей мере, равным значению, приведенному в 6.4 по условию локальной пластичности. Если при указанном значении μ_ϕ деформации сжатия бетона в любом поперечном сечении окажутся больше, чем $\varepsilon_{cu2} = 0.0035$, то необходима компенсация снижения сопротивления, вследствие возникновения трещин в бетоне, что должно достигаться посредством соответствующего усиления бетонного сжатого ядра в соответствии с пунктом 3.1.9[11]. Вышеназванные требования считаются выполненными, если:

$$\alpha\omega_{wd} \geq 30\mu_\phi v_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_o} - 0.035, \quad (88)$$

где

ω_{wd} - коэффициент объемного армирования ограничивающими хомутами в пределах критических зон:

$$\left[\omega_{wd} = \frac{\text{объем ограничивающих хомутов}}{\text{объем бетонного ядра}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \right];$$

μ_ϕ - требуемое значение коэффициента пластичности по кривизне;

v_d - нормализованная расчетная осевая сила ($v_d = N_{Ed}/A_c \cdot f_{cd}$);

$\varepsilon_{sy,d}$ - расчетное значение деформации растянутой арматуры при текучести;

h_c - высота поперечного сечения (параллельная горизонтальному направлению, в котором применяется значение μ_ϕ ;

h_o - высота ограниченного хомутами сжатого ядра (по осевой линии ветвей хомутов);

b_c - общая ширина поперечного сечения;

b_o - ширина ограниченного хомутами ядра (по осевой линии ветвей хомутов);

α - коэффициент эффективности ограничивающего, равный $\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s$, при:

а) для прямоугольных поперечных сечений:

$$\alpha_n = 1 - \sum_n b_i^2 / 6b_o h_o, \quad (89a)$$

$$\alpha_s = (1 - s/2b_o)(1 - s/2h_o), \quad (89a)$$

где

n - общее количество продольных стержней, закрепленных хомутами или поперечными связями (шпильками);

b_i - расстояние между закрепленными стержнями (рис.32, также для b_o , h_o , s).

б) для круглого поперечного сечения с кольцевыми хомутами и диаметром ограниченного сжатого ядра D_o (по осевой линии ветвей хомутов):

$$\alpha_n = 1, \quad (90b)$$

$$\alpha_s = (1 - s/2D_o)^2. \quad (90b)$$

с) для круглого поперечного сечения со спиральными хомутами:

$$\alpha_n = 1, \quad (91c)$$

$$\alpha_s = (1 - s/2D_o).$$

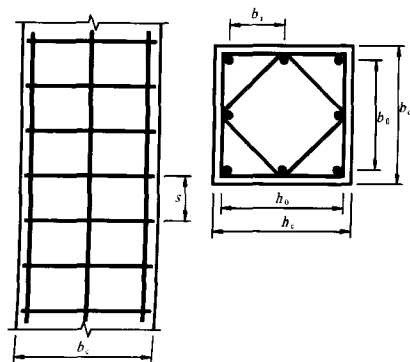


Рис.32 – Ограничение бетонного ядра поперечным армированием

В пределах критической зоны в основании первичных колонн должно приниматься минимальное значение коэффициента объемного армирования ω_{wd} равное 0.08. В пределах этой зоны первичных колонн хомуты и шпильки, диаметром не менее 6 мм, должны располагаться на таком расстоянии, чтобы

обеспечивалась минимальная пластичность и была исключена локальная потеря устойчивости продольных арматурных стержней. Расстояния между хомутами должны быть таковыми, чтобы они оказывали благоприятное влияние на объемное напряженное состояние поперечного сечения колонн.

Названные минимальные условия считаются выполненными, если будут соблюдены следующие условия:

а) расстояние s между хомутами (в миллиметрах) не превышает:

$$s = \min \{b_0/2; 175; 8d_{BL}\}, \quad (92)$$

где

b_0 - минимальный размер (в миллиметрах) бетонного ядра (по осевой линии ветвей хомутов); и

d_{BL} - минимальный диаметр продольных стержней арматуры (в миллиметрах).

б) расстояние между соседними продольными стержнями арматуры, закрепленными хомутами или шпильками, не превышает 200 мм и требований пункта 9.5.3(6) [11].

Соединения балка-колонна

Поперечное армирование в приузловых зонах соединения первичных балок с колоннами должно быть не меньше, чем указано в 7.2.3.2 по локальной пластичности для критических зон первичных колонн, за исключением следующих случаев.

Если с колонной по всем четырем сторонам соединяются балки шириной не менее трех четверти параллельного размера поперечного сечения колонны, то расстояние между хомутами поперечного армирования в приузловых зонах соединения допускается увеличивать в два раза по сравнению с указанным в 7.2.3.2, но не более 150 мм. С каждой стороны в сечениях соединения первичных балок с колонной должен быть предусмотрен, по крайней мере, один промежуточный вертикальный стержень арматуры, расположенный между угловыми арматурными стержнями колонн.

7.2.3.3. Пластичные стены

Сопротивление изгибу и сдвигу

Сопротивления стен изгибу и сдвигу в расчетной сейсмической ситуации должны определяться согласно [11] с использованием значения нормализованной осевой силы ν_d , не превышающей 0.4 в первичных стенах. В расчетах по определению сопротивления стен изгибу должно учитываться вертикальное поперечное армирование.

Стены со сложными сечениями L-, T-, U-, I-образные или им подобные должны рассматриваться как единые элементы, состоящие из веб-стен, параллельных или приблизительно параллельных направлению действия сейсмических поперечных сил, а так же фланц-стен, расположенных перпендикулярно или приблизительно перпендикулярно к веб-стенам [6]. При определении сопротивления стен изгибу эффективную ширину фланц-стены, с

каждой стороны веб-стены, следует принимать выступающей за поверхность веб-стены минимум на:

- а) фактическую ширину фланц-стены;
- б) половину расстояния между веб-стенами; и
- с) 25 % от общей высоты стены выше рассматриваемого сечения.

Конструирование для локальной пластичности

Конструктивные мероприятия, приведенные ниже, предназначены для обеспечения способности узких стен к пластическому деформированию с выполнением соответствующих расчетов и конструирования:

- критических зон, расположенных выше основания стен;
- периферийных элементов (участков) стен;
- полевых участков стен;
- участков стен, примыкающих к горизонтальным технологическим швам бетонирования в уровнях перекрытий;
- участков сопряжения стен в плане.

В этих целях высоту критической зоны, h_{cr} , выше основания стены допускается определять как:

$$h_{cr} = \max [l_w, h_w/6] , \quad (93a)$$

но

$$h_{cr} \leq \begin{cases} 2 \cdot l_w & \text{для } n \leq 6 \text{ этажей} \\ h_s & \text{для } n \leq 6 \text{ этажей} \\ 2 \cdot h_s & \text{для } n \geq 7 \text{ этажей} \end{cases} , \quad (93b)$$

где h_s - высота этажа в чистоте; l_w - длина стены в плане; h_w - высота стены от верха фундамента или подвальных этажей с жесткими диафрагмами и стенами по периметру; основание узкой стены определяется как уровень фундамента или верха подвальных этажей с жесткими диафрагмами и стенами по периметру.

В критических зонах стен значение коэффициента пластичности по кривизне μ_ϕ должно быть равно, по крайней мере, значению, вычисленному по выражениям (77), (78) с заменой в этих выражениях базового значения коэффициента поведения q_0 , на результат произведения q_0 и максимального значения отношения M_{Ed}/M_{Rd} в основании стены в сейсмической расчетной ситуации, где M_{Ed} расчетный изгибающий момент из расчета и M_{Rd} расчетное сопротивление изгибу. Если не используется более точный метод, то значение μ_ϕ , указанное выше может быть определено применением ограничивающего армирования в пределах краевых зон поперечного сечения, называемых периферийными. Размер периферийных зон и количество ограничивающего армирования принимаются по нижеследующим условиям.

Для стен с прямоугольным поперечным сечением коэффициент ограничивающего объемного армирования ω_{wd} в периферийных зонах со значением μ_ϕ , вычисленным по формулам (77) и (78), должен удовлетворять следующему выражению:

$$\alpha \omega_{wd} \geq 30 \mu_{\phi} (\nu_d + \omega_v) \varepsilon_{sy,d} \frac{b_c}{b_o} - 0,035, \quad (94)$$

где параметры формулы (94), кроме ω_v , определены в 7.2.3.2;

ω_v - коэффициент вертикального поперечного армирования ($\omega_v = \rho_v f_{y,d,v} / f_{cd}$).

Для стен с уширениями или полками, или с сечением, которое может состоять из нескольких прямоугольных частей, с Т-, L-, I-, U- образными формами сечения и др., коэффициенты ограничивающие объемное армирование в периферийных элементах критических зон могут быть определены следующим образом:

а) осевая сила N_{Ed} и общая площадь вертикального армирования A_{sv} в веб-стене должны быть нормализованы по $h_c b_c f_{cd}$, где ширина уширения или полки на сжатие принимается как ширина поперечного сечения b_c ($\nu_d = N_{Ed} / h_c b_c f_{cd}$, $\omega_v = (A_{sv} / h_c b_c) f_{y,d} / f_{cd}$). Глубина расположения нейтральной оси x_u при предельной кривизне после отслоения бетона с внешней стороны ограниченного ядра периферийных элементов, может быть определена как:

$$x_u = (\nu_d + \omega_v) \frac{l_w b_c}{b_o}, \quad (95)$$

где b_o - ширина ядра, ограниченного хомутами в уширениях или полках.

Если значение x_u из выражения (95) не превышает толщину уширения или полки, после того как образовались трещины в защитном слое бетона ядра, то отношение ограничивающего объемного армирования уширения или полки определяется по выражению (94), с учетом ν_d , ω_v , b_c , b_o , относящимся к ширине уширения или полки.

б) если значение x_u превышает толщину уширения или полки, после того как образовались трещины в защитном слое бетона ядра, то можно использовать общий метод, который основан на:

- 1) определении коэффициента пластичности по кривизне как $\mu_{\phi} = \phi_u / \phi_y$;
- 2) вычислении ϕ_u как $\varepsilon_{cu2,c} / x_u$ и ϕ_y как $\varepsilon_{sy} / (d - x_y)$;
- 3) равновесии сечения для определения глубины нейтральной оси x_u и x_y ; и
- 4) значений прочности и предельной деформации ограниченного бетона $f_{ck,c}$ и $\varepsilon_{cu2,c}$, приведенных в пункте 3.1.9[11], как функции эффективного поперечного ограничивающего напряжения. Требуемое ограничивающее армирование, в случае необходимости, и длины ограниченных участков стены, должны быть рассчитаны соответствующим образом.

Вышеприведенные положения должны соблюдаться:

- в вертикальном направлении на высоту h_{cr} критической зоны, как определено выше;
- в горизонтальном направлении вдоль длины l_c , измеренной от наиболее сжатого волокна стены по направлению к точке, где неограниченный бетон может растрескиваться при значительных сжимающих напряжениях.

При отсутствии более точных данных предельную деформацию сжатия бетона в наиболее напряженном краевом сечении элемента, при котором начнут образовываться микротрещины, допускается принимать равной $\varepsilon_{cu2} =$

0.0035. Ограниченные периферийные сжатые участки стен могут быть лимитированы расстоянием $x_u(1 - \varepsilon_{cu2}/\varepsilon_{cu2,c})$ с началом от осевой линии хомута у торца элемента. Высота ограниченной сжатой зоны x_u при предельной кривизне, определяется из условия равновесия по формуле (95) для постоянной ширины b_o стен. Предельная деформация ограниченного бетона $\varepsilon_{cu2,c}$ определяется в соответствии с [11] в виде $\varepsilon_{cu2,c} \approx 0.0035 + 0.1\alpha\omega_{wd}$. Длина l_c ограниченного периферийного участка должна быть не менее, чем $0.15l_w$ или $1.5b_w$, рис.33.

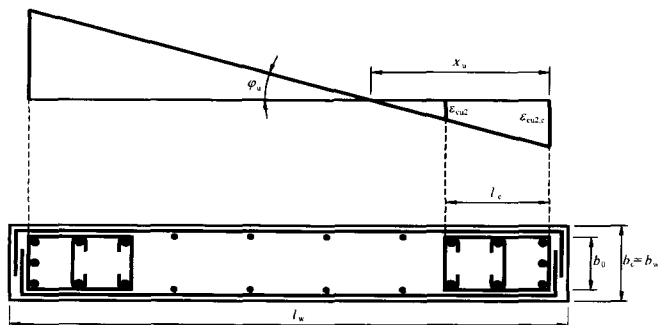


Рис.33 – Ограниченные периферийные зоны со свободными границами в торце стены (вверху: деформации при предельной кривизне; внизу: поперечное сечение стены)

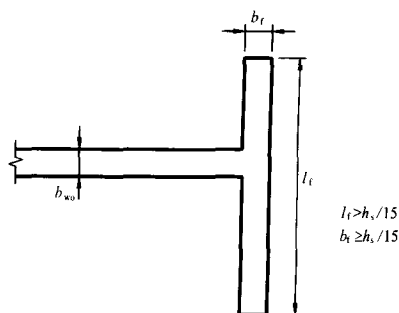


Рис.34 – Ограниченный периферийный участок не требуется на конце стены с большой поперечной полкой

В стене с полками (фланцами) толщиной $b_f \geq h_o/15$ и шириной $l_i \geq h_o/5$, где h_o обозначает высоту этажа в чистоте, ограниченный периферийный участок не, требуется рис.34.

Вместе с тем, ограниченные периферийные участки могут потребоваться на торцах таких полок, вследствие изгиба веб-стены из плоскости или фланц-стены в плоскости. При этом коэффициент продольного армирования в периферийных зонах должен быть не меньше **0.005** и должны применяться отдельные положения 7.2.3.2. В периферийных зонах хомуты следует

устанавливать так, чтобы каждый второй продольный стержень арматуры охватывался хомутом или шпилькой.

Толщины b_w ограниченных участков сечений стен периферийных участков должна составлять не менее 200 мм. Более того, если длина ограниченной части не превышает $2b_w$ и $0,2l_w$, то b_w не должно быть меньше, чем $h_s/15$, где h_s обозначает высоту этажа. Если длина ограниченной части превышает $2b_w$ и $0,2l_w$, то b_w не должно быть меньше, чем $h_s/10$, рис.35. По высоте стены выше критической зоны для вертикального, горизонтального и поперечного армирования применяются только соответствующие правила [11].

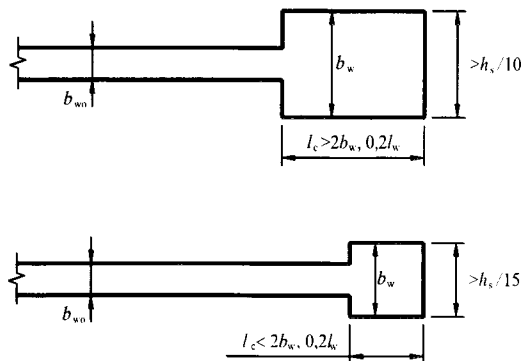


Рис.35 – Минимальные толщины ограниченных периферийных элементов

Однако, если в отдельных частях сечения в сейсмической расчетной ситуации деформации сжатия ϵ_c будут превышать значения **0.002**, то в таких случаях следует коэффициент вертикального армирования принимать не менее **0.005**. Поперечное армирование периферийных элементов может быть определено в соответствии с [11], если выполняется одно из следующих условий:

- а) значение нормализованной расчетной осевой силы ν_d не превышает 0.15; или
- б) значение ν_d не превышает 0.20 и коэффициент q , используемый в расчете, уменьшается на 15 %.

7.2.3.4. Широкие слабоармированные стены

Сопротивление изгибу

Предельное состояние по несущей способности ULS широких слабоармированных стен при изгибе с осевой силой должно быть проверено в предположении горизонтального трещинообразования в соответствии с обоснованными положениями [11], включая гипотезу плоских сечений. Вместе с тем, для предотвращения неустойчивости стен из плоскости необходимо ограничение нормальных напряжений в бетоне согласно правилам [11] для

эффектов второго рода, при необходимости дополненных другими правилами для определения нормальных напряжений в бетоне.

При возникновении в широких стенах дополнительной динамической осевой силы, в результате отрыва от основания, или вследствие раскрытия и закрытия горизонтальных трещин при сейсмических воздействиях, учитываемых в проверке ULS на изгиб с осевой силой, предельную деформацию ε_{cu2} для неограниченного бетона допускается увеличить до **0.005**. Более высокое значение может быть учтено для ограниченного бетона в соответствии с [11], если в проверке учитывается образование трещин в защитном слое бетона.

Сопротивление сдвигу

При гарантированном резерве прочности широких стен путем увеличения расчетных поперечных сил и контролирования ответной реакции через деформации, включая возможное образование наклонных трещин в соответствии с требованиями 7.3.2, не требуется обеспечивать минимальный коэффициент армирования веб-стены на сдвиг $\rho_{w,min}$, при любых значениях V_{Ed} , меньших, чем расчетные значения сопротивления сдвигу $V_{Rd,c}$. Если условие $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$ не выполняется, то армирование веб-стены против сдвига должно определяться в соответствии с [11] на основе модели «распорок и тяжей» или «ферменной» модели, в зависимости от того, что более соответствует геометрическим особенностям стены. В случае использования модели «распорок и тяжей» шириной распорок или сжатых связей должна учитываться наличие проемов, при этом распорки не должны превышать размеры по ширине **0.25 l_w** или **4 b_w** , принимая меньшее из них. Проверка ULS [6] на скользящий сдвиг в горизонтальных соединениях конструкций должна выполняться по [11] с увеличением на 50 % длины анкеровки стержней арматуры, пересекающих поверхности взаимодействия, в сравнении с требуемой.

Конструирование для локальной пластичности

В армировании стен, определяемых по результатам проверки ULS при изгибе с осевой силой, вертикальные стержни арматуры, включая минимальное армирование, должны быть охвачены хомутами или шпильками диаметром не менее 6 мм или равным одной трети диаметра вертикального стержня арматуры d_{BL} . Шаг хомутов и шпилек по вертикали должен быть не более 100 мм или **8 d_{BL}** , в зависимости от того, какое значение меньше. Диаметр вертикальных арматурных стержней должен быть не менее 12 мм в нижнем этаже здания или в любом этаже, где длина стены l_w , по отношению к длине стены этажом ниже, уменьшается больше, чем на одну треть высоты этажа h_s . В остальных этажах, диаметр вертикальных арматурных стержней должен приниматься не менее 10 мм.

Вертикальные арматурные стержни должны быть сосредоточены в периферийных зонах поперечного сечения. Размеры периферийных зон в направлении длины стены l_w не должны быть меньше, чем b_w или **3 $b_w \sigma_{cm} / f_{cd}$** , в зависимости от того, какое значение больше, где σ_{cm} - среднее значение напряжения в бетоне сжатой зоны в ULS при изгибе с осевой силой.

Горизонтальное и вертикальное армирования должны быть приняты непрерывными:

- (а) вдоль всех пересечений стен или их соединений с полками;
- (б) в уровнях всех перекрытий;
- (с) вокруг отверстий в стене. Как минимум, это армирование должно удовлетворять требованиям [11].

Для того, чтобы исключить изменения форм поведения стены в виде перехода от изгибного управляемого состояния к другому состоянию, вызванному сдвигом, количество вертикального армирования в сечении стены, для исключения повреждаемости бетона, не должно излишне превышать количество вертикального армирования, полученного при проверке ULS на изгиб с осевым усилием.

7.3. Здания с высокой пластичностью DCH

7.3.1. Требования к материалам и геометрические ограничения

В первичных элементах конструктивной системы с классом пластичности DCH не должен применяться бетон класса ниже, чем C20/25. В критических зонах должна применяться арматурная сталь, соответствующая классу C (аналогичная применяемая сталь) периодического профиля с верхним характеристическим (квантиль 95 %) значением фактического предела текучести $f_{yk,0,95}$ не превышающим номинальное значение более, чем на 25 %, за исключением закрытых хомутов и шпилек.

Балки (ригели)

Ширина первичных балок должна приниматься размером не менее 200 мм при соблюдении соотношения ширины к высоте стенки первичных балок, определяемых в соответствии с [11] по выражению:

$$\frac{l_{0t}}{b} \leq \frac{70}{(h/b)^3} \text{ и } h/b \leq 3, 5; \text{ где:} \quad (96)$$

l_{0t} - расстояние между раскреплениями от кручения;

h - общая высота балки в центральной части пролета l_{0t} ;

b - ширина сжатой полки.

При расчете поддерживающей конструкции необходимо учитывать кручение, связанное с боковой неустойчивостью. Другие необходимые параметры должны быть приняты в соответствии с пунктом 7.2.1, рис.23.

Колонны

В первичных колоннах минимальный размер поперечного сечения должен быть не менее 250 мм. Другие параметры принимаются в соответствии с пунктом 7.2.1.

7.3.2. Эффекты расчетных воздействий

Балки (ригели)

Для определения расчетных значений изгибающих моментов и осевых сил должны применяться положения пункта 7.2.2 (рис.25) со значением $\gamma_{Rd} = 1.2$ в выражении (81).

Колонны

Для определения расчетных значений изгибающего момента и осевых сил также должны использоваться положения пункта 7.2.2, которые имеют отношение к требованиям предельной несущей способности, приведенным в пункте 5.5.1 по условиям общей и локальной пластичности, и приниматься значение $\gamma_{Rd} = 1.3$ в выражении (82) для определения эффектов расчетных воздействий.

Соединения балка-колонна

При проектировании узлов соединений элементов рамных конструкций по предельной несущей способности и, в условиях наиболее неблагоприятных влияний поперечных сил на них, горизонтальную поперечную силу, действующую на ядро узла соединения первичных балок с колоннами, следует определять с учетом наиболее неблагоприятных условий при сейсмических воздействиях. Для определения горизонтальных поперечных сил сдвига, действующих на бетонное ядро узлов соединений балок с колоннами рамного каркаса, допускается применять упрощенные выражения:

а) для узлов соединений балок с колоннами внутренних рядов:

$$V_{jhd} = \gamma_{Rd} (A_{s1} + A_{s2}) f_{yd} - V_C. \quad (97)$$

б) для узлов соединений балок с колоннами внешних рядов:

$$V_{jhd} = \gamma_{Rd} \cdot A_{s1} \cdot f_{yd} - V_C, \quad (98)$$

где

A_{s1} - площадь верхней арматуры балки;

A_{s2} - площадь нижней арматуры балки;

V_C - поперечная сила в колонне выше соединения, из расчета в сейсмической расчетной ситуации;

γ_{Rd} - коэффициент резерва прочности вследствие деформационного упрочнения стали, принимаемый не менее 1.2.

Поперечные силы, действующие на узлы соединения элементов рамных каркасов, должны соответствовать наиболее неблагоприятному направлению сейсмического воздействия, влияющему на значения A_{s1} , A_{s2} и V_C , которые будут использоваться в выражениях (97) и (98).

Пластичные стены

Специальные требования для узких стен

Специальные требования для узких стен выполняются при использовании соответствующих положений пункта 7.2.2 для пластичных стен. При этом, требование о возможном увеличении поперечных сил после возникновения пластических деформаций в основании первичной стены считается

удовлетворенным, если применяется нижеследующая упрощенная процедура, включающая в себя правило проектирования по предельной несущей способности:

Расчетные поперечные силы V_{Ed} должны быть получены в соответствии с выражением:

$$V_{Ed} = \varepsilon \cdot V'_{Ed}, \quad (99)$$

где

V'_{Ed} - расчетная поперечная сила, из анализа;

ε - коэффициент увеличения, вычисленный по выражению (100), но принимаемый не менее 1.5:

$$\varepsilon = q \cdot \sqrt{\left(\frac{\gamma_{Rd}}{q} \cdot \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}} \right)^2 + 0,1 \left(\frac{S_e(T_C)}{S_e(T_1)} \right)^2} \leq q, \quad (100)$$

где

q - коэффициент поведения, используемый в проекте;

M_{Ed} - расчетный изгибающий момент в основании стены;

M_{Rd} - расчетное сопротивление изгибу в основании стены;

γ_{Rd} - коэффициент резерва прочности вследствие проявления деформационного упрочнения стали; при отсутствии более точных данных γ_{Rd} допускается принимать равным 1.2;

T_1 - период основного тона колебаний здания в направлении поперечных сил V_{Ed} ;

T_C - конечное значение диапазона периодов, в пределах которого максимальные ординаты спектра упругих реакций в ускорениях постоянны; (рис.11);

$S_e(T)$ - ордината спектра упругих реакций (рис.11).

В двойных системах, содержащих узкие пластичные стены, для учета неопределенностей эффектов от высших форм, следует использовать расчетную огибающую поперечных сил, принимаемую по схеме согласно рис.29.

Специальные требования для широких стен

В первичных стенах с соотношением высоты к длине h_w/l_w не более 2.0 нет необходимости в корректировке изгибающих моментов, полученных по результатам расчета [6], также может быть игнорировано ожидаемое увеличение поперечной силы, обусловленное динамическими эффектами.

Поперечная сила V'_{Ed} , полученная по результатам расчета, должна быть увеличена следующим образом:

$$V_{Ed} = \gamma_{Rd} \cdot \left(\frac{M_{Rd}}{M_{Ed}} \right) \cdot V'_{Ed} \leq q \cdot V'_{Ed}, \quad (101)$$

где определения и значения переменных приведены в п.7.3.2 для пластичных узких стен.

7.3.3. Проверка и конструирование по несущей способности, ULS

7.3.3.1. Балки (ригели)

Сопротивление при изгибе

Сопротивление изгибу балок конструктивных систем с классом пластичности **ДСН** должно определяться в соответствии с указаниями [11] по расчету и конструированию с применением положений пункта 7.2.3.1.

Сопротивление при сдвиге

Расчеты при проверке сопротивления сдвигу должны выполняться в соответствии с [11], если иное не указано в нижеследующих пунктах.

В критических зонах первичных балок, моделируемых как ферма, угол наклона подкоса θ должен быть равным 45° .

При армировании по расчету на сдвиг критических зон на концевых участках первичных балок, примыкающих к узлам соединений с колоннами, следует учитывать нижеперечисленные случаи, зависящие от соотношения $\zeta = V_{Ed,min}/V_{Ed,max}$ между минимальными и максимальными действующими поперечными силами, полученными в соответствии с 7.3.2 для балок:

а) если $\zeta \geq -0.5$, то сопротивление сдвигу, предусматриваемое армированием, должно быть определено в соответствии с [11];

б) если $\zeta < -0.5$, т.е. когда ожидается почти полное изменение знака поперечной силы, то:

$$1) |V_E|_{\max} \leq (2 + \zeta) \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d, \quad (102)$$

где

f_{ctd} - расчетное значение прочности бетона на растяжение по [9]; применяется то же самое правило, что и в а) этого пункта;

2) если $|V_E|_{\max}$ превышает предельное значение по выражению (102), то должна быть обеспечена установка наклонной арматуры в двух направлениях: под углом $\pm 45^\circ$ к оси балки или вдоль двух диагоналей балки по высоте; половина $|V_E|_{\max}$ должна восприниматься хомутами и половина - наклонной арматурой;

В таком случае проверка осуществляется в соответствии с условием:

$$0.5V_{E\max} \leq 2A_s \cdot f_{yd} \cdot \sin \alpha, \quad (103)$$

где

A_s - площадь наклонной арматуры в одном направлении, пересекающая потенциальную наклонную плоскость скольжения (т.е. сечение конца балки);

α - угол между наклонной арматурой и осью балки (обычно $\alpha = 45^\circ$ или $\tan \alpha \approx (d-d'')/l_b$).

Конструирование для локальной пластичности

При конструировании зон локальной пластичности балок должны применяться положения пункта 7.3.3.1. Зоны пластичности первичной балки на

длине $l_{cr} = 1.5h_w$ (h_w - высота балки) от концевого поперечного сечения, где балка соединяется с колонной в узле, а также по обе стороны любого другого поперечного сечения с возможной пластической деформацией в сейсмической расчетной ситуации, считаются критическими. Для выполнения требуемых условий пластичности критических зон первичные балки вдоль всей длины должны быть армированы с соблюдением следующих требований:

а) должно соблюдаться соответствующее положение пункта 7.3.3.1 с применением формулы (85);

б) по меньшей мере, необходимо располагать по два стержня арматуры периодического профиля с $d_b = 14$ мм сверху и внизу балки, которые должны проходить вдоль всей длины балки;

с) одна четверть максимального верхнего армирования в опорной части должна проходить вдоль по всей длине балки.

Должно применяться соответствующее положение пункта 7.3.3.1 с заменой выражения (86) на следующее:

$$s = \min\{h_w/4; 24d_{bw}; 175; 6d_{bL}\}. \quad (104)$$

7.3.3.2. Колонны

Сопротивления

При определении сопротивления колонны изгибу и сдвигу должно применяться положение пункта 7.2.3.2 с учетом того, что в первичных колоннах значение нормализованной осевой силы v_d не должно превышать 0.55.

Конструирование для локальной пластичности

При конструировании зон локальной пластичности колонн должны применяться положения пункта 7.2.3.2. При отсутствии более точной методики, длина критической зоны, l_{cr} , может быть рассчитана следующим образом (в метрах):

$$l_{cr} = \max\{1.5h_c; l_{cl}/6; 0.6\}, \quad (105)$$

где

h_c - наибольший поперечный размер колонны (в метрах); и

l_{cl} - длина в чистоте (в метрах).

При $l_{cl}/h_c < 3$ полная высота первичной колонны считается критической зоной и должна армироваться соответствующим образом. В критической зоне у основания первичных колонн значение коэффициента пластичности по кривизне μ_ϕ должно приниматься, по меньшей мере, равным значению, приведенному в 6.4 по локальной пластичности.

Конструирование критических зон выше основания колонны должно основываться на минимальном значении коэффициента пластичности по кривизне μ_ϕ согласно 6.4. Повсюду, где в колоннах не предусматривается формирование пластических шарниров и применяется процедура проектирования по предельной несущей способности (т. е. там, где выражение (67) выполняется), значение q_0 в выражениях (77) и (78) можно заменить на 2/3

от значения q_0 , которое используется в направлении, параллельном высоте поперечного сечения колонны h_c . Для обеспечения локальной пластичности колонн применяется пункт 7.2.3.2 совместно с требованиями этого подраздела в частности касающихся определения μ_ϕ и схемы расположения хомутов. Минимальное значение механического объемного коэффициента ограничивающего армирования ω_{wd} должно составлять 0.12 в пределах критической зоны в основании колонны и 0.08 во всех критических зонах колонны выше ее основания. Минимальные условия настоящего подраздела считаются удовлетворенными, если выполняются все следующие требования:

а) диаметр, d_{bw} , хомутов, по меньшей мере, равен:

$$d_{bw} \geq 0,4 \cdot d_{bl, \max} \cdot \sqrt{f_{ydL} / f_{ydw}}, \quad (106)$$

б) шаг, s , хомутов (в миллиметрах) не превышает:

$$s = \min \{b_o/3; 125; 6d_{bl}\}, \quad (107)$$

где

b_o - минимальный размер (в миллиметрах) бетонного ядра (от внутренней поверхности хомутов); и

d_{bl} - минимальный диаметр продольных стержней арматуры (в миллиметрах);

с) расстояние между смежными продольными стержнями арматуры, охваченными хомутами или шпильками, не превышает 150 мм.

На нижних двух этажах зданий хомуты должны быть установлены вне критических зон на дополнительную длину, равную половине длины этих зон. Продольное армирование по количеству арматуры, которое предусмотрено в основании колонны в нижней части этажа на участке соединения с фундаментом, должно быть не меньше предусмотренного в верхней части этажа.

Соединения балка-колонна

При конструировании узлов соединения балок с колоннами необходимо предусмотреть, чтобы напряжение при диагональном сжатии, вызываемое в узле механизмом диагональной распорки, не превышало прочность бетона на сжатие при наличии поперечных деформаций растяжения. При отсутствии более точной модели это требование может быть удовлетворено посредством соблюдения следующих правил:

а) для внутренних узлов соединений балка-колонна должно выполняться следующее условие:

$$I_{jhd} \leq \eta f_{cd} \sqrt{1 - \frac{v_d}{\eta}} b_j h_{jc}, \quad (108)$$

где

$$\eta = 0,6(1 - f_{ck}/250);$$

h_{jc} - расстояние между крайними противоположными слоями армирования колонны;

b_j - величина, определяемая выражением (109);

v_d - нормализованная осевая сила в колонне над узлом соединения;

f_{ck} - задается в МПа.

б) для внешних узлов соединений балка-колонна:

V_{jhd} должно быть менее 80 % от значения, определенного в правой части выражения (109), где:

V_{jhd} - задается выражениями (97) и (98), соответственно;

и эффективная ширина соединения b_j составляет:

$$а) \text{ если } b_c > b_w: b_j = \min \{b_c; (b_w + 0,5 \cdot h_c)\}; \quad (109a)$$

$$б) \text{ если } b_c < b_w: b_j = \min \{b_w; (b_c + 0,5 \cdot h_c)\}. \quad (109b)$$

Для лимитирования величины максимального диагонального растягивающего напряжения в бетоне $\max \sigma_{ct}$ до f_{ctd} , в узле должно быть предусмотрено достаточное, как горизонтальное, так и вертикальное ограничение. В отсутствие наиболее точной модели, это требование может быть удовлетворено путем устройства горизонтальных хомутов диаметром не менее 6 мм внутри соединения, так, чтобы:

$$\frac{A_{sh} \cdot f_{ywd}}{b_j \cdot h_{jw}} \geq \frac{\left(\frac{V_{jhd}}{b_j \cdot h_{jc}} \right)^2}{f_{ctd} + v_d \cdot f_{cd}} - f_{ctd}, \quad (110)$$

где

A_{sh} - суммарная площадь горизонтальных хомутов;

V_{jhd} - как определено в выражениях (97) и (98);

h_{jw} - расстояние между верхней и нижней арматурой балки;

h_{jc} - расстояние между крайними противоположными слоями армирования колонны;

b_j - как определено в выражении (109);

v_d - нормализованная расчетная осевая сила в колонне выше соединения ($v_d = N_{Ed}/A_c \cdot f_{cd}$);

f_{ctd} - расчетное значение прочности бетона на растяжение, в соответствии с [11].

Как альтернатива вышеизложенному правилу целостность узла, после диагонального трещинообразования, может быть обеспечена армированием горизонтальными хомутами. С этой целью, в узле соединения должна быть обеспечена следующая полная площадь горизонтальных хомутов:

а) для внутренних узлов соединений:

$$A_{sh} f_{ywd} \geq \gamma_{Rd} (A_{s1} + A_{s2}) f_{yd} (1 - 0.8 v_d). \quad (111a)$$

б) для внешних узлов соединений:

$$A_{sh} f_{ywd} \geq \gamma_{Rd} A_{s2} f_{yd} (1 - 0.8 v_d), \quad (111b)$$

где γ_{Rd} - равно 1,2 (7.3.2), а нормализованная осевая сила ν_d относится в выражении (111a) к колонне выше соединения, а в выражении (111b) к колонне ниже соединения.

Горизонтальные хомуты должны равномерно распределяться в пределах высоты h_{jw} между верхними и нижними стержнями арматуры балки. Во внешних узловых соединениях они должны охватывать концы стержней арматуры балки, изогнутых по направлению к узлу.

Адекватное вертикальное армирование колонны, проходящее через соединение должно обеспечиваться так, чтобы:

$$A_{sv,i} \geq (2/3) \cdot A_{sh} \cdot (h_{jc} / h_{jw}), \quad (112)$$

где A_{sh} - требуемая суммарная площадь горизонтальных хомутов и $A_{sv,i}$ обозначает суммарную площадь промежуточных стержней арматуры, размещенных в соответствующих гранях колонны между угловыми стержнями (включая распределительные стержни продольного армирования).

При конструировании узлов соединения балка-колонна с учетом локальной пластичности должны применяться положения 7.2.3.1.

7.3.3.3. Пластичные стены

Сопротивление изгибу

Сопротивление изгибу пластичных стен должно оцениваться и проверяться так же как для колонн, при наиболее неблагоприятной осевой силе в сейсмической расчетной ситуации. При этом в первичных стенах значение нормализованной осевой силы ν_d не должно превышать 0,35.

Разрушение веб-стены при диагональном сжатии при сдвиге

Чтобы не допустить разрушения веб-стены при действии сдвиговых сил V_{Ed} в сейсмической расчетной ситуации необходимо принять соответствующее сопротивление V_{Rd} . Значение расчетного сопротивления $V_{Rd,max}$ допускается определять следующим образом:

а) за пределами критической зоны:

- как в [11], с размером внутреннего плеча z в сечении, равным $0,8l_w$ и наклоном сжатого элемента к вертикали, $\tan \theta$ равным 1,0;

б) в критической зоне:

- 40 % от значения за пределами критической зоны.

Разрушение веб-стены при диагональном растяжении при сдвиге

При проверке ULS на сдвиг веб-стены и определении армирования расчетом следует учитывать значение коэффициента сдвига $\alpha_s = M_{Ed}/(V_{Ed}l_w)$, и использовать максимальное значение α_s при проверке этажа на сдвиг.

Если соотношение $\alpha_s \geq 2,0$, то применяются требования [11] со значениями z и $\tan \theta$, принятыми как в 7.3.3.3а - при диагональном растяжении.

Если коэффициент $\alpha_s < 2,0$, то применяются следующие положения:

а) поперечное армирование веб-стены горизонтальными стержнями должно удовлетворять следующему выражению [11]:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c} + 0,75 \rho_h f_{yd,h} b_{wo} a_s l_w, \quad (113)$$

где

ρ_h - коэффициент поперечного армирования веб-стены горизонтальными стержнями $\rho_h = A_h / (b_{wo} \cdot s_h)$;

$f_{yd,h}$ - расчетное значение предела текучести горизонтальной арматуры веб-стены;

$V_{Rd,c}$ - расчетное значение сопротивления сдвигу элементов без поперечного армирования на сдвиг, определяемое в соответствии с [11]. В критической зоне стены $V_{Rd,c}$ должно равняться 0, если осевая сила N_{Ed} является растягивающей.

б) поперечное армирование веб-стены вертикальными стержнями, закрепленными и соединенными по всей высоте стены в соответствии с [11], должно обеспечивать выполнение условия:

$$\rho_h f_{yd,h} b_{wo} z \leq \rho_v f_{yd,v} b_{wo} z + \min N_{Ed}, \quad (114)$$

где

ρ_v - коэффициент поперечного армирования веб-стены вертикальными стержнями ($\rho_v = A_v / b_{wo} \cdot s_v$);

$f_{yd,v}$ - расчетное значение предела текучести вертикальной арматуры веб-стены;

и где N_{Ed} - осевая сила является положительной при сжатии.

Горизонтальные стержни арматуры веб-стены должны быть полностью заанкерены на концах сечения веб-стены, например, посредством крюков под 90° или 135° , шайбами на концах стержней и др. Анкеровка горизонтальных арматурных стержней веб-стен в виде замкнутых или полностью заанкеренных арматурных хомутов в полной мере способствуют ограничению бетона периферийных элементов стены.

Разрушение при скользящем сдвиге

К потенциально опасным участкам в конструктивной системе при действии сейсмических сдвигающих усилий относятся соединения элементов, например стен с перекрытиями, в которых может происходить скользящий сдвиг, срез по плоскостям их соединений. Для их предотвращения в пределах критических зон должно соблюдаться следующее условие:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,S}, \quad (115)$$

где $V_{Rd,S}$ - расчетное значение сопротивления против скользящего сдвига.

Значение $V_{Rd,S}$ может быть следующим:

$$V_{Rd,S} = V_{dd} + V_{id} + V_{fd}, \quad (116)$$

с:

$$V_{dd} = \min \left\{ 1,3 \cdot \Sigma A_{sj} \cdot \sqrt{f_{cd} \cdot f_{yd}}, 0,25 \cdot f_{yd} \cdot \Sigma A_{sj} \right\}, \quad (117)$$

$$V_{id} = \Sigma A_{si} \cdot f_{yd} \cdot \cos \varphi, \quad (118)$$

$$V_{id} = \min \left\{ \mu_f \cdot \left[(\Sigma A_{sj} \cdot f_{yd} + N_{Ed}) \cdot \xi + M_{Ed} / z \right]; 0,5\eta \cdot f_{cd} \cdot \xi \cdot l_w \cdot b_{wo} \right\}, \quad (119)$$

где

V_{dd} - нагельное сопротивление вертикальных стержней арматуры;

V_{id} - сопротивление сдвигу наклонных стержней арматуры (расположенных под углом φ к потенциальной плоскости скольжения, например, в соединениях конструкций);

V_{fd} - сопротивление трению;

μ_f - коэффициент трения бетона по бетону при циклических воздействиях, который, как определено в [11], допускается принимать до **0.6** для гладких поверхностей области взаимодействия (контакта) и до **0.7** для шероховатых;

z - длина плеча внутренней пары сил;

ξ - нормализованная высота нейтральной оси;

ΣA_{sj} - сумма площадей вертикальных арматурных стержней в веб-стене и дополнительных стержней арматуры, установленных в периферийных элементах специально для сопротивления против скольжения;

ΣA_{si} - сумма площадей всех наклонных стержней арматуры в обоих направлениях; для этих целей рекомендуются применять стержни большого диаметра.

$$\eta = 0,6 (1 - f_{ck}(\text{МПа})/250); \quad (120)$$

N_{Ed} - считается положительным при сжатии.

Для широких стен должны выполняться следующие условия:

а) в основании стены V_{id} должно быть больше, чем $V_{Ed} / 2$;

б) на верхних уровнях V_{id} должно быть больше, чем $V_{Ed} / 4$.

Следует учитывать, что наклонные стержни увеличивают сопротивление изгибу в основании стены, если действующая поперечная сила V_{Ed} вычисляется в соответствии с правилом проектирования по предельной несущей способности (7.3.2 требования для узких стен и 7.3.2 для широких стен). Наклонные стержни должны быть полностью заанкерены по обеим сторонам потенциальных поверхностей скольжения и должны пересекать все сечения стены в пределах расстояния $0.5 \cdot l_w$ или $0.5 \cdot h_w$, в зависимости от того, какое меньше, над критическим сечением в основании стены. Допускается применять два альтернативных метода:

а) увеличение сопротивления изгибу ΔM_{Rd} , используемое для расчета V_{Ed} , допускается оценивать как:

$$\Delta M_{Rd} = \frac{1}{2} \cdot \Sigma A_{si} \cdot f_{yd} \cdot \sin \varphi \cdot l_i, \quad (121)$$

где

l_1 - расстояние между центральными осями двух групп наклонных стержней, расположенных под углом $\pm\phi$ к потенциальной плоскости скольжения, измеренное в сечении основания;
и другие обозначения как представлено в выражении (118).

б) действующую поперечную силу V_{Ed} допускается определять без учета влияния наклонных стержней арматуры. В выражении (118) V_{id} представляет чистое сопротивление сдвигу наклонных стержней арматуры, т.е. фактическое сопротивление сдвигу, уменьшенное за счет увеличения действующего сдвига. Такое чистое сопротивление сдвигу наклонных стержней арматуры против скольжения допускается оценивать как:

$$V_{id} = \Sigma A_{si} \cdot f_{yd} \cdot [\cos \varphi - 0,5 \cdot l_1 \cdot \sin \varphi / (\alpha_s \cdot l_w)] \quad (122)$$

Конструирование для локальной пластичности

Конструирование локальной пластичности стен осуществляется с применением положений пункта 7.2.3.3. В пределах периферийных элементов стен применяются требования, указанные в 7.3.3.2, а минимальное значение ω_{wd} должно составлять **0.12**. Многосрезные хомуты должны быть установлены так, чтобы каждый второй продольный стержень охватывался хомутом или шпилькой. Выше периферийных элементов критической зоны необходимо предусматривать еще один этаж с ограничивающим армированием в количестве не менее половины от требуемого армирования в критической зоне. Вертикальное, горизонтальное и поперечное армирование стен по высоте выше критической зоны должно осуществляться только по соответствующим правилам [11]. Однако, если в тех частях сечения при сейсмической расчетной ситуации деформации сжатия бетона ε_c будут превышать **0.002**, следует обеспечивать минимальный коэффициент вертикального армирования **0.005**. Преждевременное образование сдвиговых трещин в веб-стене должно быть предотвращено путем обеспечения минимального количества армирования в веб-стене: $\rho_{h,min} = \rho_{v,min} = \mathbf{0.002}$.

Армирование веб-стен по сечению должно быть двойным, принятым в виде двух сеток из арматурных стержней с одинаковыми свойствами на сцепление, устанавливаемых по одной у каждой наружной поверхности стены. Сетки должны соединяться шпильками с шагом в среднем 500 мм. Армирование веб-стены должно выполняться стержнями диаметром не менее 8 мм и не более одной восьмой ширины b_{wo} веб-стены. Оно должно располагаться с шагом не более 250 мм или 25 диаметров стержня арматуры, в зависимости от того, что меньше. Минимальный коэффициент армирования, ρ_{min} , необходимого для обеспечения сопротивления сдвигу бетона без трещин, составляет:

$$\rho_{min} \geq \left\{ \left(1,3 \cdot f_{ctd} - \frac{N_{Ed}}{A_w} \right) / \left(f_{yd} \cdot \left(1 + 1,5 \sqrt{f_{cd} / f_{yd}} \right) \right), \right. \\ \left. 0,0025 \right. \quad (123)$$

где A_w - общая площадь горизонтального поперечного сечения стены и N_{Ed} должно быть положительным при сжатии.

Связующие балки для связанных стен

При проектировании связующих балок роль плит перекрытий, как горизонтальной диафрагмы, в объединении стен в конструктивную систему должно быть принято во внимание. Положения пункта 7.3.3.1 могут применяться только к связующим балкам, если выполняется любое из следующих условий:

а) образование трещин в обоих диагональных направлениях маловероятно. Допускается правило:

$$V_{Ed} \leq f_{ctd} b_w d, \quad (124)$$

где:

f_{ctd} - расчетное значение прочности бетона на растяжение по [11];

б) обеспечивается преобладающая изгибная форма повреждения. Допускается правило $l/h \geq 3$.

Если ни одно из указанных условий не соблюдается, сопротивление сейсмическим воздействиям следует обеспечивать армированием, расположенным вдоль обеих диагоналей балки, в соответствии со следующими положениями (рис.36):

а) необходимо обеспечивать выполнение следующего условия:

$$V_{Ed} \leq 2 \cdot A_{si} \cdot f_{yd} \cdot \sin \alpha, \quad (125)$$

где

V_{Ed} - расчетная поперечная сила в связующем элементе ($V_{Ed} = 2 \cdot M_{Ed} / l$);

A_{si} - суммарная площадь арматурных стержней в каждом диагональном направлении;

α - угол между диагональными стержнями арматуры и осью балки.

б) диагональное армирование должно быть выполнено в виде пространственных каркасов с высотой боковой поверхности (стороны) не менее $0.5b_w$; длина анкеровки должна быть на 50 % больше требуемой по [11];

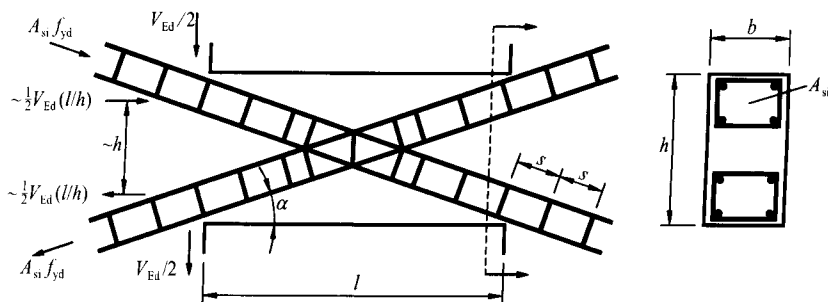


Рис.36 – Связующие балки с диагональным армированием

с) пространственные каркасы должны иметь хомуты, предотвращающие потерю устойчивости продольных стержней. Хомуты должны соответствовать положению пункта 7.3.3.2 по конструированию для локальной пластичности;

д) на обоих боковых гранях балки должна быть установлена продольная и поперечная арматура, отвечающая минимальным требованиям, указанным в [11] для высоких балок.

Продольная арматура должна заводиться на 150мм в связанные стены без анкеровки.

7.4. Положения для анкеров и стыков

Общие сведения

При конструировании армирования элементов конструктивной системы и их соединений следует применять правила и способы анкеровки арматурных стержней и их стыкования между собой в соответствии с разделом 8 [11] и дополнительные правила нижеследующих подразделов.

Для хомутов, применяемых в качестве поперечного армирования в балках, колоннах или стенах, должны использоваться закрытые хомуты с крюками под углом 135° и концами длиной $10d_{bw}$.

В конструктивных системах с пластичностью **DCH** длина анкеровки арматурных стержней балок или колонн, заанкеренных в пределах узлов соединений балки с колонной, с учетом глубины проникновения пластических деформаций, обусловленных циклическими поступругими деформациями, должна приниматься от точки, расположенной на расстоянии $5d_{bL}$ от наружной поверхности соединения (для балки, например, рис.37а).

Анкеровка арматуры

Колонны

При определении расчетом длины анкеровки или нахлеста арматурных стержней колонн, влияющих на прочность элементов в критических зонах при изгибе, отношение требуемой площади арматуры к общей фактической площади арматуры $A_{s,req}/A_{s,prov}$, принимается равным 1. В сейсмической расчетной ситуации, если осевая сила в колонне окажется растягивающей, то длину анкеровки следует увеличить на 50 %, по сравнению с указанной в [11].

Балки (ригели)

В узловых соединениях балок с колоннами часть продольных арматурных стержней балки, загнутых для анкеровки, всегда должна располагаться внутри хомутов соответствующей колонны. Для предотвращения потери сцепления арматуры с бетоном, диаметр продольных стержней балки, проходящих через узел соединения балки с колонной, d_{bL} , должен быть ограничен в соответствии со следующими выражениями:

а) для внутренних узлов соединений балка-колонна:

$$\frac{d_{bL}}{h_c} \leq \frac{7,5 \cdot f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \cdot f_{yd}} \cdot \frac{1 + 0,8 \cdot \nu_d}{1 + 0,75k_D \cdot \rho' / \rho_{max}}; \quad (126a)$$

б) для внешних узлов соединений балка-колонна:

$$\frac{d_{bL}}{h_c} \leq \frac{7,5 \cdot f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \cdot f_{yd}} \cdot (1 + 0,8 \cdot v_d), \quad (126b)$$

где

h_c - ширина колонны в направлении, параллельном расположению стержней арматуры;

f_{ctm} - среднее значение прочности бетона на растяжение;

f_{yd} - расчетное значение предела текучести стали;

v_d - нормализованная расчетная осевая сила в колонне, принятая с минимальным значением для сейсмической расчетной ситуации ($v_d = N_{Ed} / f_{cd} \cdot A_c$);

k_D - коэффициент, характеризующий класс пластичности, для **ДСН** равный **1** и для **ДСМ** равный **2/3**;

ρ' - коэффициент армирования балки сжатыми стержнями, проходящими через соединение;

ρ_{max} - максимально допустимый коэффициент растянутого армирования (см. соответствующее положение 7.2.3.1 для локальной пластичности первичных балок);

γ_{Rd} - коэффициент неопределенности модели по расчетному значению сопротивлений, принятый равным **1.2** или **1.0** соответственно для **ДСН** или **ДСМ**. Эти коэффициенты связаны с резервом прочности, обусловленным деформационным упрочнением при растяжении продольной арматурной стали в балке.

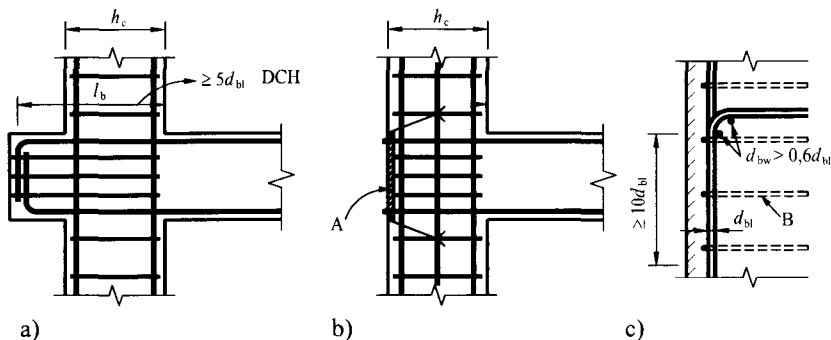
Вышеуказанные ограничения по выражению (126) не применяются к диагональным стержням арматуры, пересекающим узлы соединения. Если указанное требование для внешних узлов соединений балка-колонна невозможно удовлетворить, вследствие недостаточности высоты поперечного сечения колонны h_c параллельного расположению стержней арматуры для обеспечения сцепления, то допускается принимать нижеследующие дополнительные мероприятия, чтобы обеспечить анкеровку продольного армирования балок, рис.37:

а) балка или плита могут быть продлены в горизонтальном направлении в форме наружных выступов (рис.37 а).

б) могут быть применены стержни арматуры с оголовками или стержни арматуры с анкерными пластинами, приваренными к концам (рис.37 б).

с) можно применить загиб стержней с минимальной длиной $10d_{bL}$ и установку поперечного армирования, располагая ее плотно внутри загиба стержней (рис.37 с).

Верхние или нижние арматурные стержни, проходящие через внутренние узлы соединения элементов должны заводиться в элементы рамного узла соединения на расстояние не менее, чем l_{cr} - длину критической зоны элемента от наружной поверхности узла соединения, см. 7.2.3.1 и 7.3.3.1.



Обозначения: А – анкерная пластина; В – хомуты вокруг стержней арматуры колонны.

Рис.37 – Дополнительные мероприятия для анкеровки во внешних узловых соединениях балка-колонна

Соединения стержней арматуры

В пределах критических зон элементов конструктивной системы не должны применяться соединения арматуры внахлестку на сварке. В колоннах и стенах допускается применение механических соединений арматуры на муфтах, если эти соединения были подтверждены соответствующими испытаниями для выбранного класса пластичности. Поперечное армирование, используемое в пределах длины нахлестки, должно быть рассчитано в соответствии с [11]. Вместе с тем, должны удовлетворяться нижеследующие требования:

а) если заанкеренные и непрерывные стержни располагаются в плоскости, параллельной поперечной арматуре, то при расчете поперечной арматуры должна учитываться суммарная площадь всех стыкуемых стержней, ΣA_{stL} .

б) если заанкеренные и непрерывные стержни располагаются в плоскости, нормальной к поперечной арматуре, то площадь поперечной арматуры определяется на основании площади наибольшего соединяемого внахлест продольного стержня, A_{stL} ;

с) шаг, s , поперечной арматуры в зоне нахлеста (мм) не должен превышать:

$$s = \min\{h/4; 100\}, \quad (127)$$

где h – минимальный размер поперечного сечения (в миллиметрах).

Требуемая площадь поперечного армирования A_{st} в пределах зоны нахлеста продольной арматуры колонн в любом месте или продольного армирования периферийных элементов в стенах, может быть определена следующим образом:

$$A_{st} = s (d_{bl}/50)(f_{yld}/f_{ywd}), \quad (128)$$

где

A_{st} – площадь одной ветви поперечного армирования;

d_{bl} – диаметр соединяемого стержня;

s – шаг поперечного армирования;

f_{yld} – расчетное значение предела текучести продольной арматуры;

f_{ywd} - расчетное значение предела текучести поперечной арматуры.

7.5. Расчет и конструирование вторичных элементов

Данный подраздел применяется при проектировании элементов, определенных как вторичные, которые подвергаются значительным деформациям в сейсмической расчетной ситуации, поэтому их следует конструировать так, чтобы они могли выдерживать гравитационные нагрузки при максимальных деформациях. Максимальные деформации в сейсмической расчетной ситуации должны определяться расчетом конструктивной системы согласно положениям 5.4 и должны учитывать эффекты типа *P-Δ*, рассчитываемых в соответствии с 5.5.1 по условиям сопротивляемости. При этом влияние вторичных элементов на поперечную жесткость сооружения не учитывается, а первичные элементы моделируются в соответствии с их жесткостью на изгиб и сдвиг с учетом образования трещин.

Во вторичных элементах изгибающие моменты и поперечные силы следует определять на основании:

- а) деформаций в соответствии с правилами данного подраздела 7.5 и;
- б) их жесткости на изгиб и сдвиг с учетом трещинообразования, которые не должны превышать их расчетные сопротивления изгибу и сдвигу M_{Rd} и V_{Rd} , определенных согласно [11].

7.6. Элементы железобетонного фундамента

Область применения

Проектирование фундамента должно выполняться по правилам EN 1998-5:2004, п.5.4. Элементы фундаментов обычно изготавливаются из бетона для всех видов конструкций, возводимых независимо от используемых строительных материалов. При проектировании элементов железобетонного фундамента, таких как подошвы, связевые балки, фундаментные балки, фундаментные плиты, фундаментные стены, свайные ростверки и сваи, а также соединений между этими элементами или между ними и вертикальными бетонными элементами, применяются указания приведенные ниже.

В фундаментных элементах диссипацию энергии в сейсмической расчетной ситуации можно не предусматривать, если эффекты расчетных воздействий при проектировании элементов фундаментов диссипативных конструктивных систем определяются из условий расчетной несущей способности в соответствии с 5.5.1 по сопротивляемости фундаментов.

Элементы фундаментов диссипативных конструкций должны проектироваться по правилам для элементов надфундаментного строения для выбранного класса пластичности, если эффекты воздействий определяются расчетом на действие сейсмических нагрузок, без учета условий проектирования по предельной несущей способности в соответствии с 5.5.1. Расчетные поперечные силы для связевых и фундаментных балок необходимо определять из условий проектирования по предельной несущей способности в соответствии с 7.2.2 в зданиях **DCM** или с 7.3.2 в зданиях **DCH** по эффектам расчетных воздействий.

Проектирование элементов фундаментов может выполняться по правилам 5.5.1 по условиям сопротивляемости и 7.1, если эффекты расчетного воздействия определяются с использованием значения коэффициента поведения q меньшим или равным верхнему пределу q для низкодиссипативного поведения, т.е. 1.5 для железобетонных и 1.5-2.0 стальных, сталежелезобетонных конструкций.

Подземные части коробчатого типа диссипативных зданий могут быть запроектированы в соответствии с 7.1, если включают в себя:

- а) железобетонную плиту, являющуюся в качестве жесткой диафрагмы в уровне перекрытия над подвалом;
- б) фундаментную плиту или, перекрестную систему связевых балок или фундаментные балки в уровне фундамента; и
- с) периферийные и/или внутренние фундаментные стены, колонны и балки, включая перекрытие над подвалом, запроектированные в соответствии с этим подразделом, предусматривая их упругое поведение в сейсмической расчетной ситуации.

Стены-диафрагмы следует проектировать с учетом развития пластического шарнира в критической зоне на уровне плиты перекрытия над подвалом. С этой целью критические зоны должны продлеваться на глубину по высоте h_{cr} в стенах ниже уровня перекрытия над подвалом с таким же поперечным сечением стен выше перекрытия над подвалом, (см. 7.2.3.3 и 7.3.3.3 конструирование для локальной пластичности). Вместе с тем, полная свободная высота таких стен в подвале должна определяться расчетом на сдвиг, предполагая, что стеной проявляются резервы прочности при изгибе $\gamma_{Rd} \cdot M_{Rd}$ ($\gamma_{Rd} = 1.1$ для DCM и $\gamma_{Rd} = 1.2$ для DCH) в уровне перекрытия над подвалом, а в уровне фундамента имеет нулевой момент.

Связевые и фундаментные балки

В связевых балках или в зонах соединения фундаментных плит при сейсмической расчетной ситуации в соответствии с положениями (7) EN 1998-5 действуют осевые силы совместно с эффектами воздействия, полученными согласно 5.5.1 по сопротивляемости фундаментов, с учетом эффектов второго рода, что следует учитывать при проверке.

При проектировании связевых и фундаментных балок должны принимать ширину поперечного сечения не менее $b_{w,min}$ и высоту поперечного сечения не менее $h_{w,min}$. Рекомендуемые значения: $b_{w,min} = 0.25$ м и $h_{w,min} = 0.4$ м для зданий вплоть до трех этажей, либо $h_{w,min} = 0,5$ м для зданий высотой более трех этажей выше подвала.

Фундаментные плиты для обеспечения горизонтальной связности отдельных опор или оголовков свай в верхнем и нижнем слоях должны иметь толщину не менее t_{min} и коэффициент армирования не менее $\rho_{s,min}$, запроектированные в соответствии с EN 1998-5:2004. Рекомендуемые значения: $t_{min} = 0.2$ м и $\rho_{s,min} = 0.2$ %.

В связевых и фундаментных балках коэффициент продольного армирования вдоль всей длины должны приниматься не менее $\rho_{b,min}$, как в верхнем, так и в нижнем слоях. Рекомендуемое значение $\rho_{b,min} = 0.4 \%$.

Соединение вертикальных элементов с фундаментными балками или стенами

Следует избегать использования коротких колонн между верхом подошвы или свайного ростверка и нижней поверхностью связевых балок или фундаментных плит. Нижняя поверхность связевых балок или фундаментных плит должна находиться в уровне верха подошвы или свайного ростверка.

Узлы соединения фундаментной балки или фундаментной стены с вертикальным элементом должны соответствовать правилам 7.2.3.2 или 7.3.3.2, как область соединения балки с колонной.

При проектировании фундаментной балки или фундаментной стены конструктивной системы с классом пластичности **DCN** по предельной несущей способности конструкции в соответствии с 5.5.1 для восприятия эффектов воздействия, горизонтальная поперечная сила V_{jhd} в узлах соединения должна также определяться на основе результатов расчета по соответствующим положениям 5.5.1. Если фундаментная балка или фундаментная стена конструктивной системы с классом пластичности **DCN** проектируется не по правилам предельной несущей способности 5.5.1 (см.7.6), то горизонтальная поперечная сила V_{jhd} в области соединения определяется в соответствии с 7.3.2, по выражениям (97), (98) как для соединения балки с колонной. В сооружении **DCM** соединения фундаментных балок или фундаментных стен с вертикальными элементами могут соответствовать правилам 7.2.3.2 по соединению балок с колоннами.

Монолитные железобетонные сваи и свайные ростверки

При проектировании свайных ростверков следует проводить подробный анализ работы узлов соединения свай с ростверком, рассматривая их как потенциальные зоны образования пластических шарниров. К таким зонам относится - верх сваи на расстоянии удвоенного размера поперечного сечения сваи до нижней поверхности свайного ростверка d , а также область на расстоянии до $2d$ с каждой стороны поверхности раздела между двумя слоями грунта с заметной разницей жесткостей на сдвиг, с соотношением модулей сдвига более 6. С этой целью в оголовках свай должно предусматриваться поперечное косвенное армирование, аналогично правилам армирования критических зон колонн соответствующего класса пластичности или, по крайней мере для **DCM**. Сваи должны рассчитываться и конструироваться с учетом образования потенциального пластического шарнира в оголовках свай, если при проектировании свай для диссипативных конструкций применяется требование, указанное в 7.6. В этой связи длина зоны, выше которой предусмотрено поперечное ограничивающее армирование бетона, требуемое в оголовке сваи, увеличивается на 50 %. Кроме того, при проверке **ULS** сваи на сдвиг, должна использоваться расчетная поперечная сила, по меньшей мере, равная рассчитываемой на основе 5.5.1 по сопротивляемости фундаментов.

Сваи, подвергающиеся растягивающим силам или изгибающим моментам в оголовке, должны быть заанкерены в свайном ростверке, чтобы противостоять расчетным растягивающим усилиям, определенным по выдергиванию свай из грунта или растяжению по прочности сечения свай, принимая меньшее из них. Если часть таких свай, заделанных в свайный ростверк, бетонируются на месте перед устройством свайного ростверка, то они должны иметь шпонки на поверхности их взаимодействия в узле их соединения.

7.7. Локальные эффекты, обусловленные каменной кладкой или бетонными заполнениями

При сейсмических воздействиях в стеновых заполнениях нижних этажей, как наиболее уязвимых, могут возникать повреждения, приводящие к нерегулярности конструктивной системы, в связи с чем, следует предусматривать соответствующие мероприятия.

Если не используется более точный метод для определения взаимодействия колонн каркаса со стеновым заполнением, то всю высоту колонн нижнего этажа следует рассматривать как критическую зону и соответствующим образом армировать хомутами.

Если высота стенового заполнения меньше, чем высота смежных колонн в чистоте, то должны быть приняты следующие меры:

а) полная длина колонн считается критической зоной и должна быть армирована хомутами в количестве и по схеме, требуемой для критических зон;

б) такие колонны должны быть соответствующим образом защищены от последствий уменьшения пропорции пролета сдвига. Значения действующих поперечных сил должны определяться в зависимости от класса пластичности сооружения в соответствии с 7.2.2 и 7.3.2 по эффектам расчетных воздействий на колонны. При этом чистую длину колонны, l_{cl} , следует принимать равной высоте колонны, не контактирующей с заполнениями, а момент $M_{i,d}$ в сечении колонны у верха стенового заполнения следует принимать равным $\gamma_{Rd} \cdot M_{Rc,i}$, где $\gamma_{Rd} = 1.1$ для DCM и $\gamma_{Rd} = 1.3$ для DCH, а $M_{Rc,i}$ - расчетное значение момента сопротивления колонны;

с) поперечное армирование, противодействующее поперечным силам, должно распределяться по всей высоте колонны, не находящейся в контакте со стеновыми заполнениями и продлеваться вдоль ее высоты на расстояние h_c (размер поперечного сечения колонны в плоскости заполнения) в часть колонны, находящуюся в контакте с заполнениями;

д) если длина колонны вне контакта со стеновым заполнением менее $1.5 h_c$, то поперечным силам должно противодействовать диагональное армирование.

Если заполнения распространяются на всю высоту в чистоте смежных колонн и имеются стены из каменной кладки только с одной стороны колонны (например, колонны крайние, угловые), то полную длину колонны следует рассматривать как критическую зону и армировать хомутами в количестве и по схеме, требуемой для критических зон.

Колонны высотой l_c , к которым приложены диагональные распорные силы от стенового заполнения, должны быть проверены на сдвиг при действии меньшей из двух следующих поперечных сил:

а) горизонтальной компоненты диагональной распорной силы от стенового заполнения, которая считается равной горизонтальной прочности на сдвиг панели заполнения, определенной на основании прочности на сдвиг постельных швов; или

б) поперечной силы, определенной в соответствии с 7.2.2 или 7.3.2 в зависимости от класса пластичности конструктивной системы, предполагая, что резерв прочности при изгибе колонны, $\gamma_{Rd} \cdot M_{Rci}$, возникает на двух концах длины контакта l_c . Длину контакта следует принять равной полной вертикальной ширине диагональной распорки заполнения. Ширину распорки можно принять равной фиксированной доле длины диагонали панели, за исключением случаев, когда выполняется более точное вычисление этой ширины с учетом упругих свойств и геометрии заполнения и колонны.

7.8. Положения для железобетонных диафрагм

Монолитная железобетонная плита перекрытия, или покрытия может рассматриваться в качестве горизонтальной диафрагмы, если имеет толщину не менее 70 мм и армирование в обоих горизонтальных направлениях, не менее, чем определяется по [11].

Монолитная плита, выполненная по верху сборного настила перекрытия, или покрытия может также рассматриваться как диафрагма, если она:

- а) отвечает требованиям первого абзаца этого подраздела;
- б) рассчитана как самостоятельная диафрагма с требуемой жесткостью и сопротивлением; и
- в) забетонирована по чистой шероховатой поверхности или соединена с ней связями сдвига.

При проектировании железобетонных диафрагм в конструкциях с классом пластичности **DCH** должна выполняться проверка **ULS** с учетом возможного присутствия нижеследующих характеристик:

- нерегулярная геометрия или разделенные формы в плане, диафрагмы с углублениями и повторными вхождениями;
- нерегулярные и большие отверстия в диафрагме;
- нерегулярное распределение масс и/или жесткостей (как например, в случае выступов или смещений);
- подземные (цокольные) этажи со стенами, расположенными только в части периметра или только в части площади нижнего этажа.

В железобетонных диафрагмах эффекты воздействий могут быть оценены моделированием диафрагмы как высокой балки, либо как плоской фермы, или как модели со сжато-растянутыми элементами на упругих опорах.

Расчетные значения эффектов воздействий должны быть получены с учетом 5.5.1 по сопротивляемости диафрагм и в соответствии с [11]. В случаях конструктивных систем с классом пластичности **DCH** с ядрами или стенами, необходимо проверять передачу горизонтальных сил от диафрагм (перекрытий,

покрытий) к ядрам или стенам. В связи с этим применяются нижеследующие требования:

а) расчетное напряжение сдвига, в области взаимодействия горизонтальной диафрагмы с ядром или стеной, для ограничения трещинообразования должно быть лимитировано значением не более $1.5f_{ctd}$;

б) должна быть обеспечена достаточная прочность диафрагм в своей плоскости, чтобы предотвратить разрушение при скользящем сдвиге, предполагая, что наклон сжатого элемента составляет 45° . В местах взаимодействия горизонтальных диафрагм с ядрами или стенами должны быть установлены дополнительные арматурные стержни, увеличивающие сопротивление против сдвига. Анкеровка этих стержней должна соответствовать положениям 7.4.

8. СБОРНЫЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ. ОБЩИЕ ТРЕБОВАНИЯ

8.1. Область применения и типы конструкций

Данный раздел применяется при проектировании железобетонных сборных или сборно-монолитных конструктивных систем с использованием соответствующих специальных правил и положений, приведенных выше в предыдущих разделах для железобетонных конструкций, как для монолитных так и сборных, совместно с разделом 10 [11], если не указано иное.

В 8 разделе рассматриваются следующие типы конструктивных систем, определенные в 6.2:

- рамные системы;
- стеновые системы;
- двойные системы (включающие сборные рамы и сборные или монолитные стены).

Кроме того рассматриваются нижеперечисленные системы:

- панельные стеновые конструктивные системы (перекрестные стеновые конструктивные системы);
- конструктивные системы с ячеистой планировкой (сборно-монолитные с ячеистыми системами помещений).

8.2. Оценка сборных конструкций

При проектировании сборных железобетонных конструкций моделирование элементов и всей конструктивной системы должно выполняться со следующими оценками:

а) идентификации элементов конструктивной системы по одной из следующих функций:

- элементы, воспринимающие только гравитационные нагрузки, например, шарнирные колонны вокруг железобетонного ядра;
- элементы, воспринимающие как гравитационные, так и сейсмические нагрузки, например, рамы или стены;

- элементы, обеспечивающие надежное соединение вертикальных конструктивных элементов горизонтальными диафрагмами, например, в виде перекрытий или покрытий соединенные с колоннами и стенами.

б) характеристик конструктивной системы о соответствии положениям 6.0 - 7.8 в части сейсмостойкости следующим образом:

- сборная система, соответствующая всем этим положениям;
- сборно-монолитные системы, в которых сборные элементы, скомбинированные с бетонируемыми на месте колоннами или стенами, соответствующие всем этим положениям;

- сборные системы, имеющие отступления от этих положений и нуждающиеся в дополнительных критериях проектирования, для которых следует назначать более низкие значения коэффициентов поведения;

с) идентификации неконструктивных элементов, которые могут быть:

- полностью отделенными от конструктивной системы; или
- частично противодействующих деформациям несущих конструктивных элементов.

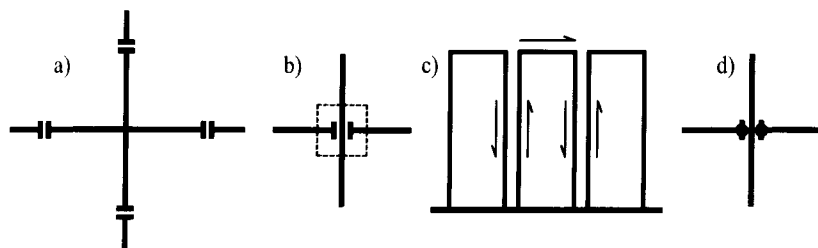


Рис.38 - а) соединение, расположенное вне критических зон; б) соединение, запроектированное с запасом, с пластическими шарнирами, вынесенными за пределы соединения; в) пластические соединения крупных панелей, расположенные в пределах критических зон (например, на нижнем этаже) и работающие на сдвиг; г) пластические непрерывные соединения, расположенные в пределах критических зон рамных каркасов

д) идентификации влияния узлов соединений на способность конструкции к диссипации энергии:

- соединения, расположенные вне критических зон и не влияющие на способность конструкции к диссипации энергии, например, рис.38а;

- соединения, расположенные в пределах критических зон, но запроектированные с достаточным резервом прочности относительно остальной конструкции, чтобы в сейсмической расчетной ситуации они оставались упругими, когда в других критических зонах возникает неупругая реакция, например, рис.38б;

- соединения с существенной пластичностью, расположенные в пределах критических зон, например рис.38с и рис.38д.

8.3. Критерии проектирования

Локальное сопротивление

При проектировании сборных элементов и их соединений конструктивных систем для строительства в сейсмических зонах должна учитываться возможная деградация их жесткости вследствие снижения прочности материалов при циклических пластических деформациях. Такое снижение прочности учитывается частными коэффициентами для стали и бетона согласно положениям п. 6.4 по проверке безопасности, также должно быть уменьшено соответственно расчетное сопротивление сборных соединений для проверок в сейсмической расчетной ситуации.

Диссипация энергии

В сборных железобетонных конструкциях при сейсмических воздействиях преобладающая гистерезисная диссипация энергии проявляется в пластических шарнирах, образующихся в пределах критических зон элементов, в сечениях которых происходят пластические повороты. Кроме диссипации энергии в пластических шарнирах критических зон элементов сборных конструкций, диссипация энергии может происходить вследствие проявления пластического сдвига вдоль соединений при удовлетворении двух следующих условий:

- а) восстанавливающая сила не должна существенно снижаться во время сейсмического воздействия;
- б) возможные потери устойчивости должны быть соответствующим образом исключены.

Для сборных конструктивных систем также применяются три класса пластичности, предусмотренные для зданий из монолитного железобетона, с учетом того, что проектирование конструкций из сборного железобетона класса пластичности **DCL** рекомендуется для случаев низкой сейсмичности. Для сборных стеновых систем рекомендуется класс пластичности **DCM**, в которых способность здания к диссипации энергии при сдвиге может быть учтена посредством коэффициентов локальной пластичности скольжения, μ_s , при выборе общего коэффициента поведения q .

Специальные дополнительные мероприятия

В данном разделе 8 рассматриваются только регулярные здания из сборных железобетонных элементов, но его положения могут применяться и при проверке сборных элементов нерегулярных конструктивных систем. В таких случаях все основные положения по дополнительным мероприятиям для зданий из монолитного железобетона распространяются и на сборные железобетонные конструктивные системы, например неопределенности, связанные с конфигурацией конструктивной системы, с расчетом, сопротивлением и пластичностью, вертикальные элементы также, должны продолжаться от фундамента до верха без прерывания и т.д.

Коэффициенты поведения

Для сборных железобетонных конструкций, соответствующих положениям настоящего раздела, значение коэффициента поведения q_p , если отсутствуют

результаты специальных исследований, может быть определено по следующему выражению:

$$q_p = k_p \cdot q, \quad (129)$$

где

q - коэффициент поведения в соответствии с выражением (75);

k_p - коэффициент редукции, значения которого зависят от способности сборной конструкции к диссипации энергии. Рекомендуются следующие значения:

k_p { 1.00 - для структур с соединениями в соответствии с 8.4;

{ 0.5 - для структур с другими типами соединений.

Для сборных сооружений, не соответствующих положениям раздела 8, коэффициент поведения q_p должен быть принят в пределах до 1.5.

Расчет для переходной ситуации

В период строительства зданий, в течение которого должно быть обеспечено временное крепление, сейсмические воздействия не должны приниматься как расчетная ситуация, но временные крепления должны быть специально разработаны для восприятия соответствующего пониженного возможного сейсмического воздействия, чтобы не допустить разрушения частей строения при землетрясении и не подвергнуть опасности человеческие жизни. Величины таких воздействий, при отсутствии других методов для их определения, обоснованных специальными исследованиями, рекомендуется принимать, равным 0.3 от значения расчетного сейсмического воздействия A_p .

8.4. Соединения сборных элементов. Общие требования.

Соединения, расположенные за пределами критических зон

Узлы соединения сборных железобетонных элементов должны располагаться вне критических зон на расстоянии, по меньшей мере, равном наибольшему размеру поперечного сечения элемента, от крайнего сечения ближайшей критической зоны до рассматриваемого узла соединения.

Узлы соединения такого типа должны рассчитываться на действие:

а) поперечной силы, определенной по предельной несущей способности в соответствии с 7.2.2 для балок и колонн по эффектам расчетных воздействий, при коэффициенте учета резерва прочности, проявляющегося вследствие деформационного упрочнения стали, γ_{Rd} , равном 1.1 для **DCM** или 1.2 для **DCN**; и

б) изгибающего момента, значение которого не должно быть меньше, чем значение момента, полученного по результатам расчета, и не менее 50 % значения момента сопротивления, M_{Rd} , в крайнем сечении ближайшей критической зоны до рассматриваемого соединения, умноженного на коэффициент γ_{Rd} .

Соединения, запроектированные с запасом

Эффекты расчетного воздействия на узлы соединения, запроектированные с запасом, должны быть получены исходя из правил проектирования по

предельной несущей способности балок и колонн в соответствии с 7.2.2, на основании сопротивлений изгибу с резервом прочности в концевых наиболее напряженных сечениях критических зон, равных $\gamma_{Rd} M_{Rd}$, при коэффициенте γ_{Rd} , равном 1.20 для DCM и 1.35 для DCH.

При армировании критической зоны рабочую арматуру следует надежно анкеровать за пределами узла соединения, запроектированного с запасом. Прерывающиеся арматурные стержни в соединениях, проектируемых с запасом, должны быть полностью заанкерены перед концевым сечением (концевыми сечениями) в критической зоне.

Соединения, диссипирующие энергию

Узлы соединения элементов железобетонных конструкций и стыки стеновых панелей должны соответствовать критериям локальной пластичности соответствующим разделу 6.4 и положениям 7.2.3, 7.3.3.

В качестве альтернативы следует подтверждать, что узлы (стыки) соединения сборных железобетонных элементов обладают устойчивой циклической деформацией и способностью к диссипации энергии, не меньшей, чем монолитное соединение, имеющее такое же сопротивление на действие аналогичных усилий и отвечающее положениям локальной пластичности 7.2.3 и 7.3.3, результатами циклических неупругих испытаний репрезентативных образцов узлов. Испытания узлов должны проводиться на циклические нагрузки, имитирующие реальные воздействия на прототипы соединений, с количеством полных циклов по смещениям не менее трех, при амплитуде соответствующей q_p согласно 6.4 с получением диаграммы «нагрузка-перемещение».

Оценка сопротивления соединений

Расчетное сопротивление узлов сборных железобетонных элементов или стыковых соединений стеновых панелей должно определяться в соответствии с положениями пункта 6.2.5 и раздела 10 [11], с использованием частных коэффициентов по материалу из 6.4. Если эти положения неадекватно описывают рассматриваемое соединение, то его сопротивление должно оцениваться на основании результатов соответствующих экспериментальных исследований.

При оценке сопротивления узлов железобетонных элементов или стыковых соединений стеновых панелей на скользящий сдвиг, сопротивлением трения следует пренебречь, обусловленным внешними сжимающими нагрузками, в отличие от внутренних усилий, обусловленных эффектом защемления стержней арматуры пересекающих соединение. Сварка стержней арматуры в соединениях с диссипацией энергии может быть разрешена при выполнении нижеследующих условий, если:

- а) используются только стали, пригодные для сварки;
- б) сварочные материалы, технология и персонал, гарантируют потерю локальной пластичности менее 10 % от пластичности, достигаемой в соединении без сварки.

Необходимо аналитически и экспериментально подтверждать несущую способность и сейсмостойкость стальных элементов (профили или стержни), закрепленных в железобетонных элементах, при циклических деформациях, соответствующих контрольному уровню пластичности, указанному в 8.4 по соединениям диссипирующих энергию.

8.5. Элементы

Балки (ригели)

Соответствующие положения раздела 10 [11] совместно с подразделами 7.2.2, 7.2.3.1, 7.3.2, 7.3.3.1 должны применяться в дополнение к правилам, изложенным в разделе 8 касательно балок. Сборные балки в опорных участках на колонны или стены должны быть конструктивно надежно соединены, чтобы обеспечить передачу горизонтальных усилий в сейсмической расчетной ситуации без учета факторов трения.

В дополнение к соответствующим положениям раздела 10 [11] допуски на отклонения опорных поверхностей элементов в узлах соединений или степень их повреждений не должны превышать параметров, допускаемых для реализации ожидаемых перемещений опорных элементов, определяемых согласно положениям 5.3.

Колонны

При проектировании колонн применяются соответствующие положения 7.2.3.2 и 7.3.3.2 в дополнение к правилам, описанным в разделе 8.

Для сборных рамных каркасных систем с шарнирными соединениями колонна-балка, колонны должны быть защемленными в фундаментах, запроектированных в соответствии с 8.4. Узлы соединения колонна-колонна в пределах критических зон допускаются только для конструктивных систем с классом пластичности **DCM**.

Соединения балка-колонна

Узлы соединения балок с колоннами (рис.38a) должны отвечать соответствующим положениям 7.2.3.2 и 7.3.3.2. Узлы соединения концов балок с колоннами (рис.38b и d), должны быть специально проверены на прочность и пластичность, как указано в 8.4.

Сборные крупнопанельные стены

Для сборных крупнопанельных стен раздел 10 [11] применяется со следующими изменениями:

а) коэффициент минимального вертикального армирования относится к фактической площади бетонного поперечного сечения и должен учитывать вертикальные арматурные стержни веб-стены и периферийных элементов;

б) армирование одинарной сеткой не допускается;

с) краевые зоны всех сборных стеновых панелей должны иметь минимальное поперечное армирование, ограничивающие деформации бетона, как указано в 7.2.3.3 или 7.3.3.3 по локальной пластичности для колонн; поперечное армирование должно располагаться в пределах квадратного сечения с длиной стороны b_w , где b_w обозначает толщину панели.

Определение размеров и конструирование части стеновой панели между стыковым вертикальным соединением и проемом, расположенным к соединению ближе, чем $2,5b_w$, должны выполняться в соответствии с 7.2.3.3 или 7.3.3.3 в зависимости от класса пластичности, как для колонн.

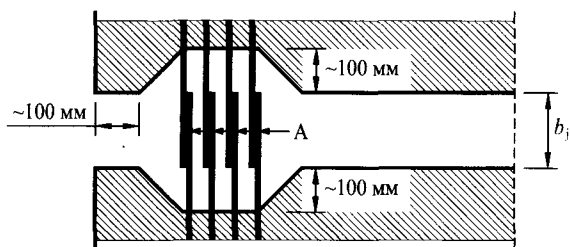
Следует избегать деградации сопротивления стыковых соединений. С этой целью все вертикальные стыковые соединения должны иметь рифления или шпонки, работающие на сдвиг, и должны быть проверены на сдвиг. Горизонтальные соединения, работающие на сжатие, по всей их длине могут быть выполнены без шпонок, работающих на сдвиг, а если работают частично на сжатие и частично на растяжение, то должны иметь шпонки, работающие на сдвиг, вдоль всей длины соединения.

Для проверки горизонтальных соединений стен из сборных крупноразмерных панелей применяются следующие дополнительные правила:

а) общее усилие растяжения в стене, создаваемое осевыми эффектами воздействия, должно восприниматься вертикальной арматурой, расположенной вдоль растянутой зоны панели и полностью заанкеренной в теле верхней и нижней панелей. Непрерывность этой арматуры должна быть обеспечена сваркой в пределах горизонтального соединения или, что предпочтительно, в пределах специальных шпонок, предусмотренных для этой цели (рис.39);

б) в горизонтальных соединениях, которые работают частично на сжатие и частично на растяжение в сейсмической расчетной ситуации проверка сопротивления сдвигу согласно 8.4 должна выполняться только вдоль зоны, работающей на сжатие. В таком случае значение осевой силы N_{Ed} следует заменить значением полной силы F_c , действующей в зоне сжатия.

е) в пределах вдоль вертикальных соединений, заполненных монолитным бетоном, должна устанавливаться продольная арматура с минимальным коэффициентом $\rho_{c,min}$ (рис.40), рекомендуемое значение $\rho_{c,min} = 1 \%$.



Обозначения:

А – соединение стержней арматуры сваркой внахлест.

Рис.39 – Арматура, возможно работающая на растяжение, необходимая на краю стен

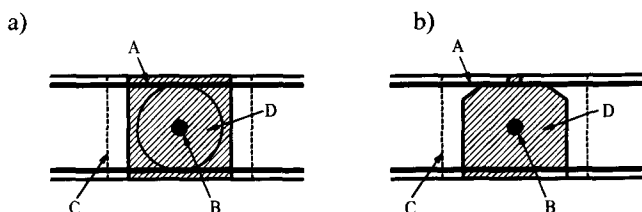
Для повышения локальной пластичности вдоль вертикальных стыковых соединений крупноразмерных панелей следует соблюдать следующие дополнительные правила проектирования:

а) в соединениях, которые являются полностью сжатыми, минимальный процент поперечного армирования следует принимать равным 0.10 %, и равным 0.25 % в соединениях, которые находятся в частично сжатом и частично растянутом состоянии;

б) в соединениях поперечное армирование не должно превышать 2 % при отсутствии дополнительных специальных обоснований;

с) такое армирование должно быть распределено поперек всей длины стыкового соединения. В ДСМ это армирование может быть сосредоточено в трех полосах (верхней, средней и нижней);

д) необходимо обеспечивать непрерывность арматуры, проходящей поперек стыковых соединений панель-панель. С этой целью, горизонтальные арматурные выпуски из панелей, заанкериваемые в вертикальных соединениях, следует выполнять в форме петель, либо в случае соединений выпусков стержней соединять сваркой (рис.40);



Обозначения:

A – горизонтальные арматурные выпуски из панелей в виде петель;

B – армирование вдоль соединения;

C – шпонки сдвига (работающие на сдвиг);

D – замоноличивание стыка между панелями.

Рис.40 – Поперечное сечение вертикальных стыковых соединений сборных крупных панелей, а) стык с петлевыми выпусками; б) стык со стержневыми выпусками.

На стены, возведенные из сборных крупноразмерных панелей, не распространяются требования в 7.2.3.3 или 7.3.3.3 по ограничению периферийных элементов, если предусматривается диссипация энергии вдоль вертикальных и частично горизонтальных соединений.

Диафрагмы

В дополнение к положениям раздела 10 [11], относящимся к плитам, и положениям 7.8 для перекрытий в качестве горизонтальных диафрагм, изготовленных из сборных элементов, применяются нижеследующие правила проектирования.

Если условие жесткости, предъявляемое к перекрытию в своей плоскости, как к диафрагме, и расположению масс и моментов инерции в центре перекрытий не выполняется, то податливость перекрытия в плоскости, а также

податливость его соединений с вертикальными элементами, должны учитываться в расчетной модели.

Для повышения жесткости горизонтальной диафрагмы из сборных плит перекрытий в своей плоскости может применяться армированный слой из монолитного железобетона, устраиваемый по верху перекрытия из сборных плит. При этом, толщина слоя монолитного бетона должна быть не менее 40 мм, если расстояние между опорами перекрытия не превышает 8м, если больше, то не менее 50мм. Для армирования монолитного слоя должны использоваться сетки, соединенные с вертикальными несущими элементами, расположенными выше и ниже горизонтальных диафрагм. Дополнительно могут предусматриваться армированные связи по периметру диафрагмы, а также вдоль некоторых соединений сборных плит, с расположением дополнительной арматуры в монолитном верхнем слое. Во всех случаях эти связи должны образовывать непрерывную систему армирования вдоль и поперек всей диафрагмы и должны быть надлежащим образом соединены с каждым элементом, воспринимающим горизонтальные нагрузки.

Значения поперечных сил, действующих в плоскости вдоль соединений плита-плита или плита-балка, следует определять с коэффициентом запаса 1.30, а расчетное сопротивление стыковых соединений в соответствии с 8.4. Первичные элементы, расположенные как выше, так и ниже диафрагмы, должны быть надежно соединены с диафрагмой. С этой целью все горизонтальные соединения должны быть должным образом заармированы без учета влияния сил трения, обусловленными внешними сжимающими силами.

1.ТЕРМИНЫ И ОПРЕДЕЛЕНИЯ

В учебном пособии применяются основные термины и определения, приведенные в [6,8-10].

1.1 Общие термины

1.1.1 Строение (construction works): Все, что строится или является результатом строительных работ.

1.1.2 Тип здания или инженерного сооружения (type of building or civil engineering works): Определяется исходя из функционального назначения здания или сооружения, например, жилой дом, подпорная стена, промышленное здание, дорожный мост.

1.1.3 Тип конструкции (type of construction): Определяется исходя из вида материалов, применяемых для изготовления конструкции, например, железобетонная конструкция, стальная конструкция, деревянная конструкция, каменная конструкция, сталежелезобетонная конструкция.

1.1.4 Конструкция (structure): Предусмотренная комбинация взаимосвязанных конструктивных элементов, предназначенных для восприятия нагрузок и обеспечения адекватной жесткости.

1.1.5 Конструктивный элемент (structural member): Физически различимая часть конструкции, например, колонна, балка, плита, фундаментная свая.

1.1.6 Конструктивная система (structural system): Несущие элементы здания или инженерного сооружения, объединенные определенным способом для совместной работы.

1.1.7 Модель здания (structural model): Идеализированная схема здания, применяемая при расчетах и расчетных проверках.

1.1.8 Расчетные ситуации (design situations): Совокупность физических условий, моделирующих реальные условия, встречающиеся в определенном интервале времени, для которого расчеты должны показать, что соответствующие предельные состояния не превышены.

1.1.9 Переходная расчетная ситуация (transient design situation): Ситуация, реализующаяся в течение интервала времени, существенно меньшего по продолжительности, чем период эксплуатации здания и имеющая высокую вероятность проявления (например, во время строительства или во время проведения ремонта).

1.1.10 Постоянная расчетная ситуация (persistent design situation): Ситуация, являющаяся определяющей в течение всего периода эксплуатации здания.

1.1.11 Сейсмическая расчетная ситуация (seismic design situation): Расчетная ситуация, учитывающая особые условия для здания при сейсмических воздействиях.

1.1.12 Расчетный срок эксплуатации (design working life): Период времени, в течение которого здание или его часть, при соответствующем техническом обслуживании, но без капитального ремонта, должны сохранять свои эксплуатационные качества в соответствии с функциональным назначением.

1.1.13 Предельные состояния (limit states): Состояния, при превышении которых строительные конструкции не отвечают требованиям норм проектирования.

1.1.14 Критические предельные состояния (ultimate limit states): Состояния, связанные с разрушением или другими формами отказа конструкции (здания).

1.1.15 Предельные состояния по эксплуатационной пригодности (serviceability limit states): Состояния, при превышении которых не выполняются установленные требования к эксплуатационной пригодности конструкции (здания) или ее элементов.

1.1.16 Сопротивление (resistance): Способность конструктивного элемента или его поперечного сечения противостоять воздействиям без механического разрушения, например, сопротивление изгибу, сопротивление потере устойчивости, сопротивление растяжению.

1.1.17 Прочность (strength): Механическое свойство материала, характеризующее его способность сопротивляться воздействиям и, обычно, выражаемое в единицах механического напряжения.

1.1.18 Надежность (reliability): Способность здания или его конструктивного элемента соответствовать установленным требованиям в течение расчетного срока эксплуатации. Надежность выражается, как правило, в вероятностных величинах.

1.1.19 Критическая зона (critical region): Зона первичного элемента с наибольшими результирующими значениями усилий (M , N , V , T) при расчетных комбинациях воздействий и зона возможного формирования пластических шарниров.

1.1.20 Балка (beam): Элемент конструктивной системы, который главным образом воспринимает поперечные нагрузки, и в котором нормализованное осевое усилие $v_d = N_{Ed}/A_c f_{cd}$ не должно превышать 0,1 (положительное сжатие).

1.1.21 Колонна (column): Элемент конструктивной системы, воспринимающий усилия осевого сжатия или подверженный действию нормализованного расчетного осевого усилия $v_d = N_{Ed}/A_c f_{cd}$ более 0,1.

1.1.22 Стена (wall): Элемент конструктивной системы, поддерживающий другие элементы и имеющий удлиненное в плане поперечное сечение с соотношением длины к толщине l_w/b_w более 4.

1.1.23 Пластичная стена (ductile wall): Стена, закрепленная в своем основании таким образом, чтобы это основание не имело возможности относительных поворотов по отношению к остальной части конструктивной системы и, которая запроектирована и детализирована таким образом, чтобы обеспечить диссипацию энергии в изгибном пластическом шарнире, образующемся несколько выше основания в зоне свободной от проемов или больш их отверстий.

1.1.24 Большая слабоармированная стена (large lightly reinforced wall): Стена с большим размером поперечного сечения, а именно – горизонтальный размер l_w равен, как минимум, 4 м, либо двум третям от высоты стены h_w ;

предполагается, что в этой стене будет развиваться небольшое количество трещин и ее способность к пластическому деформированию при расчетных сейсмических воздействиях будет ограничена.

1.1.25 Связанная стена (coupled wall): Элемент конструктивной системы, который состоит из двух или нескольких стен, объединенных в единую систему в достаточной мере пластичными балками («связующими балками»), способными уменьшить, по крайней мере, на 25 % суммарный изгибающий момент в основании, возникающий при раздельной работе этих стен.

1.2 Термины, связанные с воздействиями

1.2.1 Воздействие (F) (action (F)):

- а) Группа сил (нагрузок), действующих на здание (прямое воздействие);
- б) Группа приложенных деформаций или колебаний, вызванных изменением температуры или влажности, неравномерной осадкой оснований или землетрясением (косвенное воздействие).

1.2.2 Динамическое воздействие (dynamic action): Воздействие, вызывающее существенные колебания конструкции или конструктивного элемента.

1.2.3 Сейсмическое воздействие (A_E) (seismic action (A_E)): Воздействие, вызванное движениями грунта во время землетрясения.

1.2.4 Статическое воздействие (static action): Воздействие, не вызывающее существенных колебаний конструкции или конструктивного элемента.

1.2.5 Квазистатическое воздействие (quasi-static action): Динамическое воздействие, принятое в расчете как эквивалентное статическое воздействие.

1.2.6 Эффект воздействий (E) (effect of action (E)): Результат воздействия на элементы конструкции (например, внутренние силы, моменты, напряжения, деформации) или реакция всего здания например, прогибы, повороты.

1.2.7 Характеристическое значение воздействия (F_k) (characteristic value of an action (F_k)): Определяющее репрезентативное значение воздействия, соответствующее заданной статистической обеспеченности.

1.2.8 Репрезентативное значение воздействия (F_{rep}) (representative value of an action (F_{rep})): Значение, применяемое при расчете по предельным состояниям. В качестве репрезентативного значения могут быть приняты характеристическое значение (F_k) или сопутствующее значение (ψF_k).

1.2.9 Расчетное значение воздействия (F_d) (design value of an action (F_d)): Значение воздействия, полученное умножением репрезентативного значения на частный коэффициент γ .

1.2.10 Комбинации воздействий (combination of actions): Совокупность расчетных значений воздействий, используемых при проверке надежности сооружения по некоторым предельным состояниям при одновременном учете различных воздействий.

1.3 Термины, связанные с расчетом строительных конструкций

1.3.1 Расчет конструкций (structural analysis): Процедура или алгоритм определения эффектов воздействий (сил, моментов, напряжений, деформаций) в любой точке конструкции.

ПРИМЕЧАНИЕ Расчет можно проводить на трех уровнях, используя различные модели: общий расчет, расчет отдельных конструктивных элементов, локальный (местный) расчет.

1.3.2 Общий расчет (global analysis): Определение в конструкции согласованных между собой величин сил, моментов и усилий, находящихся в равновесии с воздействиями на несущую конструкцию и зависящих от геометрических размеров, конструктивных решений и свойств материалов.

1.4 Дополнительные термины

1.4.1 Диссипативное сооружение (dissipative structure): Здание, способное к диссипации энергии в результате пластического гистерезисного поведения и/или с помощью других механизмов.

1.4.2 Диссипативные зоны (dissipative zones): Предварительно определенные локальные участки диссипативной конструкции, в которых главным образом реализуется их способность к диссипации энергии.

1.4.3 Недиссипативное сооружение (non-dissipative structure): Здание, запроектированное для определенной сейсмической расчетной ситуации без учета нелинейного поведения материала.

1.4.4 Коэффициент ответственности (importance factor): Коэффициент, учитывающий последствия отказа здания.

1.4.5 Коэффициент поведения (behaviour factor): коэффициент, используемый при проектировании для уменьшения сил, полученных в результате линейного расчета, с целью учета нелинейной реакции здания, обусловленной особенностями материала, конструктивной системы и принятой методики проектирования.

1.4.6 Метод проектирования по предельной несущей способности (capacity design method): Метод проектирования, при котором в конструктивной системе выбирают и соответствующим образом конструируют элементы, предназначенные для диссипации энергии при больших деформациях, в то время как другие конструктивные элементы должны обладать прочностью, достаточной для поддержания выбранных элементов, диссипирующих энергию, чтобы они могли оставаться в работоспособном состоянии.

1.4.7 Неконструктивный (ненесущий) элемент (non-structural element): Архитектурный, механический или электрический элемент, система или компонент, который из-за своей недостаточной прочности или принятого способа соединения с зданием, не рассматривается при проектировании в качестве элемента, воспринимающего сейсмическую нагрузку, приходящуюся на конструктивную систему.

1.5 Дополнительные термины

1.5.1 Акселерограмма: Зависимость (в виде графика или оцифровки), характеризующая ускорения движений грунта или строения во времени.

1.5.2 Акселерограмма инструментальная: Акселерограмма, инструментально зарегистрированная при реальном землетрясении.

1.5.3 Акселерограмма искусственная: Искусственно созданная зависимость, характеризующая процесс изменения ускорений движений во

времени, согласующаяся с заданным спектром реакций в ускорениях и/или некоторыми другими характеристиками сейсмического процесса, в качестве которых рассматриваются его длительность, форма огибающей и частотный состав.

1.5.4 Акселерограмма синтезированная: Акселерограмма, полученная аналитическим путем посредством моделирования механизма сейсмогенного источника и путей распространения сейсмических волн.

1.5.5 Амплитуда: Наибольшее отклонение переменной величины (ускорения, скорости, смещения) от «нулевого» положения в рассматриваемом цикле колебаний.

1.5.6 Афтершок: Сейсмический толчок после основного землетрясения в его очаговой области.

1.5.7 Динамическое зондирование грунта: Исследование грунта ударным погружением конуса (зонда) в грунт, сопровождающееся измерением по глубине показателей, характеризующих динамическое сопротивление грунта внедрению зонда. При динамическом зондировании измеряют глубину погружения зонда при определенном числе ударов молота. По данным измерений определяют условное динамическое сопротивление грунта погружению зонда.

1.5.8 Диссипация энергии: Рассеяние энергии сейсмических колебаний.

1.5.9 Магнитуда землетрясения: Условная логарифмическая величина, определенная по инструментальным данным сейсмометрических станций и характеризующая общую энергию сейсмических движений, вызванных землетрясением.

1.5.10 Модальный анализ: Определение расчетных сейсмических нагрузок по результатам теоретического анализа, выполняемого с учетом нескольких форм собственных колебаний здания.

1.5.11 Основание: Часть массива грунта, взаимодействующего со зданием.

1.5.12 Пенетрация: Мера проникновения в грунт конического тела.

1.5.13 Пластичность: Способность к неупругому деформированию без разрушения. Пластично деформирующиеся конструкции в процессе неупругих деформаций рассеивают энергию сейсмических колебаний.

1.5.14 Референтное значение: Значение, которое рассматривается как наиболее близкое к истинному значению.

1.5.15 Сейсмическая интенсивность: Показатель, характеризующий интенсивность проявления землетрясения на поверхности Земли. Сейсмическая интенсивность оценивается в баллах по шкале сейсмической интенсивности и/или в кинематических параметрах движения грунта (ускорениях, скоростях, смещениях).

1.5.16 Сейсмическая опасность: Максимальные сейсмические воздействия, возникающие с определенной вероятностью на рассматриваемой территории в заданном интервале времени и связанные с повторяемостью землетрясений.

1.5.17 Сейсмические нагрузки: Инерционные силы, воздействующие на здание при сейсмическом воздействии;

1.5.18 Сейсмостойкость зданий и сооружений: Под сейсмостойкостью зданий понимается способность зданий переносить сейсмические воздействия, сохраняя свою прочность и эксплуатационные качества в соответствии с требованиями СП РК EN 1998.

1.5.19 Спектр реакций (ответа): График, представляющий собой совокупность абсолютных значений максимальных реакций (в ускорениях, скоростях или смещениях) колебательной системы линейно-упругих осцилляторов при заданном акселерограммой воздействии, построенный как функция собственных периодов (частот) и параметра демпфирования осцилляторов.

1.5.20 Эффекты второго рода: Под эффектами второго рода понимаются неблагоприятные эффекты, вызванные чрезмерными перемещениями конструктивной системы при сейсмических воздействиях (например, дополнительные вертикальные гравитационные нагрузки на колонны).

1.6 Символы и условные обозначения

1.6.1 Дополнительные символы

A_{Ed} - расчетное значение сейсмического воздействия ($A_{Ed} = \gamma_1 A_{Ek}$);

A_{Ek} - характеристическое значение сейсмического воздействия для референтного периода повторяемости;

E_d - расчетное значение эффектов воздействий;

N_{SPT} - общее количество ударных импульсов при стандартном испытании на погружение;

P_{NCR} - референтная вероятность превышения за 50 лет референтного сейсмического воздействия для условия отсутствия обрушения;

G - постоянное воздействие;

G_k - характеристическое значение постоянного воздействия;

G_d - расчетное значение постоянного воздействия;

Q - переменное воздействие;

$Q_{k,i}$ - характеристическое значение сопутствующего переменного воздействия i ;

S - коэффициент, характеризующий влияние типа грунтовых условий;

$S_d(T)$ - спектр упругих реакций в ускорениях горизонтальных движений грунта, называемый также «спектр упругих реакций». При $T=0$ спектральное ускорение, соответствующее этому спектру, равно расчетному ускорению грунта для грунтовых условий типа IA, умноженному на коэффициент S , характеризующий влияние типа грунтовых условий и на коэффициент γ_1 , характеризующий ответственность сооружения;

$S_{ve}(T)$ - спектр упругих реакций в ускорениях вертикальных движений грунта;

$S_{De}(T)$ - спектр упругих реакций в перемещениях;

$S_d(T)$ - расчетный спектр реакций (для упругого расчета);

S_T - коэффициент, характеризующий топографические эффекты усиления сейсмических воздействий.

T - период колебаний линейной системы с одной степенью свободы;

T_s - продолжительность установившейся части сейсмического движения;

T_{NCR} - референтный период повторяемости референтного сейсмического воздействия для условия отсутствия разрушения;

a_g - расчетное ускорение для грунтовых условий типа IA;

a_{vg} - расчетное ускорение грунта в вертикальном направлении;

$a_{gR(475)}$ - пиковое ускорение для грунтовых условий типа IA, соответствующее референтному периоду повторяемости 475 лет;

$a_{gR(2475)}$ - пиковое ускорение для грунтовых условий типа IA, соответствующее референтному периоду повторяемости 2475 лет;

c_u - прочность на сдвиг недренированного грунта;

d_g - расчетное перемещение грунта;

g - ускорение свободного падения;

q - коэффициент поведения;

$v_{s,30}$ - среднее значение скорости распространения S-волн в верхней 30-метровой толще вертикального профиля грунта при деформации сдвига 10^{-5} или менее;

γ_I - коэффициент ответственности;

η - коэффициент коррекции по демпфированию;

ξ - коэффициент вязкого демпфирования (в процентах);

$\psi_{2,i}$ - коэффициент комбинирования для квазипостоянного значения переменного воздействия i ;

$\psi_{E,i}$ - коэффициент комбинирования для переменного воздействия i , используемый, при определении эффектов расчетного сейсмического воздействия.

1.7 Международная система единиц СИ

1.7.1 Должны использоваться единицы СИ согласно ISO 1000.

1.7.2 При вычислениях рекомендуется применять следующие единицы измерений:

- силы и нагрузки: кН, кН/м, кН/м²;
- удельная масса (плотность): кг/м³, т/м³;
- масса: кг, т;
- удельный вес: кН/м³;
- напряжения и прочность: Н/мм² (= МН/м² или МПа), кН/м² (= кПа);
- моменты (изгибающие, и т.д.): кНм;
- ускорение: м/с², g (= 9,81 м/с²)

ЛИТЕРАТУРА

1. А.Нурмагамбетов «Сейсмическая история Алматы», Алматы, 2015. - 69с.
2. Дж.Ф.Борджес. А.Равара «Проектирование железобетонных конструкций для сейсмических районов». Москва, Стройиздат 1978.

3. М.С.Абаканов «Малоцикловая прочность железобетонных конструкций каркасных зданий при действии нагрузок типа сейсмических». Монография, С.132, г.Алматы.

4. Симборт Э. Методика выбора коэффициента редукции сейсмических нагрузок K_1 при заданном уровне коэффициента пластичности μ . Инженерно-строительный журнал, №1,2012.ВПО Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет.

5. Свод правил СП РК EN 1990:2002+A1:2005/2011. ОСНОВЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ НЕСУЩИХ КОНСТРУКЦИЙ.

6. Свод правил СП РК EN 1998-1:2004/2012:2016. ПРОЕКТИРОВАНИЕ СЕЙСМОСТОЙКИХ КОНСТРУКЦИЙ. Часть 1. Общие правила, сейсмические воздействия и правила для зданий.

7. НАЦИОНАЛЬНОЕ ПРИЛОЖЕНИЕ НП к СП РК EN1998-1:2004/2012:2016, ПРОЕКТИРОВАНИЕ СЕЙСМОСТОЙКИХ КОНСТРУКЦИЙ, ЧАСТЬ 1: ОБЩИЕ ПРАВИЛА, СЕЙСМИЧЕСКИЕ ВОЗДЕЙСТВИЯ И ПРАВИЛА ДЛЯ ЗДАНИЙ.

8. НОРМАТИВНО-ТЕХНИЧЕСКОЕ ПОСОБИЕ РЕСПУБЛИКИ КАЗАХСТАН, НТП РК 8-01.1-2017, (к СП РК EN 1998-1:2004/2012), ПРОЕКТИРОВАНИЕ СЕЙСМОСТОЙКИХ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ, Часть. Общие положения. Сейсмические воздействия.

9. НОРМАТИВНО-ТЕХНИЧЕСКОЕ ПОСОБИЕ РЕСПУБЛИКИ КАЗАХСТАН, НТП РК 08-01.2-2012, ПРОЕКТИРОВАНИЕ СЕЙСМОСТОЙКИХ ЗДАНИЙ. Часть. Проектирование гражданских зданий. Общие требования.

10. НОРМАТИВНО-ТЕХНИЧЕСКОЕ ПОСОБИЕ РЕСПУБЛИКИ КАЗАХСТАН, НТП РК 08-01.3-2012, ПРОЕКТИРОВАНИЕ СЕЙСМОСТОЙКИХ ЗДАНИЙ. Часть. Здания из монолитного железобетона.

11. Свод правил СП РК EN 1992-1-1:2004/2011. ПРОЕКТИРОВАНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий.

12. Свод правил СП РК EN 1998-5:2004/2013. ПРОЕКТИРОВАНИЕ СЕЙСМОСТОЙКИХ КОНСТРУКЦИЙ. Часть 5: Фундаменты, подпорные стенки и геотехнические аспекты.

13. Свод правил СП РК EN 1997-1:2004/2011. ГЕОТЕХНИЧЕСКОЕ ПРОЕКТИРОВАНИЕ. Часть 1. Общие правила.

ПРИЛОЖЕНИЕ в соответствии с[6]

(Карта сейсмогенерирующих зон и общего сейсмического зонирования территории Казахстана ОСЗ-1 в пиковых ускорениях и ОСЗ-2 в баллах макросейсмической шкалы интенсивности MSK-64 (K))

ТОО "ИНСТИТУТ СЕЙСМОЛОГИИ" **СЕЙСМОГЕНЕРИРУЮЩИЕ ЗОНЫ ТЕРРИТОРИИ КАЗАХСТАНА** (СЕЙСМОТЕКТОНИЧЕСКАЯ МОДЕЛЬ)

Составлено на основании сейсмологических, тектонических, исторических данных по материалам Куронова А.Х., Сыдыкова А.В., Шайтенова В.Г., Тарасовской Т.И. и др. 2015 г.

Сейсмогенерующие зоны и их M_{max}



Учебное пособие

Абаканов Миркен Сейткасымович,

доктор технических наук, старший научный сотрудник (ученое звание), член-корреспондент Международной инженерной Академии и Национальной инженерной Академии Республики Казахстан, почетный строитель Казахстана, эксперт Европейского комитета по стандартизации (CEN) ТК340 и ТК250.

**ПРОЕКТИРОВАНИЕ СЕЙСМОСТОЙКИХ КОНСТРУКЦИЙ по
СП РК EN1998-1, идентичных ЕВРОКОДАМ, 2020г.**