



ОТЧЕТ

ФЕДЕРАЛЬНОЕ АГЕНТСТВО ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНОГО ТРАНСПОРТА
МОСКОВСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ УНИВЕРСИТЕТ ПУТЕЙ СООБЩЕНИЯ (МИИТ)

ОЦЕНКА МАКСИМАЛЬНЫХ ПРОДОЛЬНЫХ И ПОПЕРЕЧНЫХ СМЕЩЕНИЙ ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЙ МОСТОВ ПРИ СЕЙСМИЧЕСКИХ ВОЗДЕЙСТВИЯХ

*Авторы:
Курбацкий Е.Н., Баев Л.В.*

г. Москва
2013

Содержание

Введение	5
1 Анализ опыта российских и зарубежных исследователей	7
1.1 Сброс пролётных строений при землетрясениях	7
1.2 Причины сброса пролётных строений при землетрясениях	13
1.3 Особенности расчёта многоопорных систем на сейсмические воздействия. Анализ зарубежного опыта	14
1.3.1 Динамический метод расчёта во времени.....	14
1.3.2 Методы спектров ответов.....	15
1.3.3 Метод огибающего спектра	15
1.3.4 Многоспекторный метод	16
1.3.5 Суммирование инерционных и статических составляющих, вызванных смещением опор	18
2 Исходная сейсмическая информация.....	19
2.1 Вводные замечания.....	19
2.2 Общие требования к исходной сейсмической информации	19
2.3 Спектр упругой реакции для горизонтальных компонент сейсмического воздействия.....	21
2.4 Представление воздействия во временном виде.....	26
2.4.1 Искусственные акселерограммы	27
2.4.2 Инструментальные или синтезированные акселерограммы	28
2.4.3 Изменение сейсмических воздействий в пространстве.....	28
3 Пространственные модели сейсмических колебаний грунта	30
3.1 Описание модели	30
3.2 Методика построения акселерограмм для различных опор.....	32
4 Модели мостов для расчёта на сейсмические воздействия	33
4.1 Общие положения.....	33
4.1.1 Динамические степени свободы	33

4.1.2	Массы	33
4.1.3	Демпфирование конструкции	34
4.1.4	Моделирование грунта	34
4.1.5	Вертикальная составляющая сейсмического воздействия.....	35
5	Методы расчёта систем с конечным числом степеней свободы на сейсмические воздействия	36
5.1	Модель моста при одинаковом поступательном движении всех опор	36
5.1.1	Разложения по собственным формам колебаний (метод модальной суперпозиции)	37
5.2	Модели для многоопорных систем с различными параметрами движения опор.....	39
5.2.1	Метод расчёта во временной области	39
5.2.2	Метод спектров ответов	41
6	Реакция многоопорного сооружения при заданном движении опор в виде спектров	42
7	Приложение концепции спектров реакций для оценки максимальных смещений пролетных строений мостов при сейсмических воздействиях.....	44
7.1	Относительные спектры максимальных перемещений пролетных строений мостов	44
7.2	Относительные спектры максимальных перемещений пролетных строений мостов с учетом соударения.....	50
8	Спектры ответов для неупругих систем	55
8.1	Общие положения.....	55
8.2	Основные концепции и модели для описания нелинейного поведения систем.....	57
8.3	Концепция эквивалентных энергий	61
9	Учёт нелинейного поведения элементов мостов в нормативном документе EN 1998-2:2005+A1:2009 «Проектирование сейсмостойких конструкций». Часть 2: Мосты.	66
9.1	Общие положения.....	66

9.2 Коэффициенты поведения, используемые при линейном анализе	67
9.3 Податливое поведение и ограниченно податливое поведение моста ...	68
Заключение	71
Список литературы	72
Приложение А Примеры расчёта мостов спектральным методом с использованием основной формы колебаний.....	75

Введение

Работа выполнена сотрудниками кафедры «Подземные сооружения» МГУПС (МИИТ) в рамках научного гранта благотворительного фонда «Основание»: заведующим кафедрой, д.т.н., профессором Курбацким Е.Н. и аспирантом Баевым Л.В.

Данная работа является окончательным отчетом по исследуемой теме «Оценка максимальных продольных и поперечных смещений пролетных строений мостов при сейсмических воздействиях» за период с 01.09.2012 по 15.08.2013.

Результаты отчета соответствует заявленному плану работ, указанному в заявке «План научной работы» пункта 3:

Срок выполнения												Наименование работ
2012 год				2013 год								
Сентябрь	Октябрь	Ноябрь	Декабрь	Январь	Февраль	Март	Апрель	Май	Июнь	Июль	Август	
												Изучение и анализ опыта российских и зарубежных исследователей
												Разработка механико-математических моделей
												Разработка программ и компьютерное моделирование
												Проверка и корректировка разработанных моделей
												Анализ полученных результатов и сравнение с результатами аналогичных исследований
												Изучение вариантов оптимизации и возможного пути дальнейшего развития метода

Срок выполнения											Наименование работ	
2012 год				2013 год								
Сентябрь	Октябрь	Ноябрь	Декабрь	Январь	Февраль	Март	Апрель	Май	Июнь	Июль		Август
												Подготовка отчета о проделанной работе

Описание достигнутых результатов представлены ниже.

1. Анализ опыта российских и зарубежных исследователей

1.1 Сброс пролётных строений при землетрясениях

Во время произошедших ранее землетрясений, много пролётных строений мостов было сброшено с опор и устоев. Анализу таких разрушений посвящено большое количество исследований [1], [2] и др. Примеры таких разрушений приведены на рисунках 1.1-1.4.



Рисунок 1.1 – Фотография сброшенных береговых пролётных строений моста Nishinomiya Bridge во время землетрясения 1995 Kobe



Рисунок 1.2 – Фотография сброшенных пролётных строений путепровода Agiye (Турция)



Рисунок 1.3 – Вид разрушенного моста Wu-Shi Bridge при землетрясении Chi Chi (Тайвань)

Одной из причин таких разрушений является разница динамических свойств соседних (смежных) пролетных строений.

Соседние пролётные строения мостов часто имеют различные геометрические и физико-механические параметры – длину, массу, жесткости – а также могут опираться на опоры и устои с различными характеристиками конструкций и грунтов. Всё это приводит к тому, что собственные частоты колебаний пролетных строений будут отличаться. В таком случае параметры колебаний пролётных строений даже при одинаковых сейсмических воздействиях на основания опор могут существенно отличаться.

Другой причиной сброса пролётных строений являются отличающиеся во времени сейсмические воздействия на отдельные опоры, если опоры расположены на достаточно больших расстояниях друг от друга. Это связано с тем, что скорости распространения волн в грунте имеют конечную величину.

Пролётные строения при сейсмических воздействиях могут колебаться в противофазах. Поэтому возможны ситуации, когда произойдет соударение смежных пролетных строений или сброс пролетных строений. Для предотвращения подобного рода разрушений необходимо: во-первых, обеспечить достаточную ширину опорных поверхностей, чтобы обеспечить достаточные смещения пролётных строений, и снабдить специальными демпфирующими и удерживающими устройствами.



Рисунок 1.4 – Фотографии сброшенных пролётных строений моста Showa при землетрясении Niigata в 1964 году

При сейсмических воздействиях могут быть повреждены демпфирующие и удерживающие устройства. Пример таких повреждений демпферов представлен на рисунке 1.5. Для предотвращения сбросов пролётных

строений и повреждений демпферов и удерживающих устройств необходимо иметь методику, позволяющую оценивать относительные перемещения смежных пролётных строений.



Рисунок 1.5 – Фотография поврежденных демпферов и вязкостных ограничителей

Смещения пролётных строений при землетрясениях могут быть и вдоль и поперек моста. На рисунке 1.6 представлена фотография пролётного строения, смещённого в поперечном направлении относительно опорной части.



Рисунок 1.6 – Вид фрагмента пролётного строения, смещённого относительно опорной части

Фотографии сброшенных при землетрясении пролётных строений можно найти в работе [3]

На рисунке 1.7 представлены примеры разрушенных мостов, опирающихся на высокие гибкие опоры.



а) повреждённые мосты на гибких опорах



б) повреждение моста, расположенного в горной местности
Рисунок 1.7 – Примеры повреждённых мостов на гибких опорах

Пролётные строения балочных разрезных мостов более часто сбрасываются при землетрясениях, по сравнению с неразрезными пролётными строениями.

Сброс пролётных строений мостов пересекающих зоны активных разломов может так же происходить из-за подвижек грунта. Эти случаи в настоящей работе не рассматриваются.

1.2. Причины сброса пролётных строений при землетрясениях

Пролётные строения мостов с опорами, расположенными на достаточно больших расстояниях друг от друга, а так же на опорах различной высоты, будут подвержены воздействиям с различными параметрами. Эти воздействия могут быть сильно или слабо коррелированными в зависимости от расстояния между опорами. В целях точного расчёта реакций таких сооружений на сейсмические воздействия важно учитывать корреляцию между различными входными параметрами воздействий на опоры; в

противном случае результаты расчёта реакций могут оказаться неконсервативными (заниженными).

1.3. Особенности расчёта многоопорных систем на сейсмические воздействия. Анализ зарубежного опыта

Многоопорные системы с опорами, расположенными в различных местах (например, на различных конструкциях или на различных высотах одной и той же конструкции), будут подвержены воздействиям с различными параметрами для каждой из опор.

Анализ многоопорных систем может быть выполнен с использованием как динамического метода во времени, так и метода спектров ответа.

1.3.1. Динамический метод расчёта во времени

Динамический метод расчёта во времени многоопорных систем применяется в большинстве практических расчётов [4],[5],[6] и [7]. В этом методе сохраняется информация о фазовых и амплитудных соотношениях при возбуждении колебаний опор. Преобразование уравнения движения к перемещениям относительно произвольной опоры, как рекомендовано в работе [5], может упростить метод решения.

В тех случаях, когда исходные воздействия на опоры состоят из более чем одной компоненты, анализ может быть осуществлен отдельно для каждого направления, а максимальная коллинеарная реакция, полученная в результате каждого расчёта может быть просуммирована по правилу ККСК (Корень квадратный из суммы квадратов), так как мало вероятно, что максимальная отклики конструкции реакция на каждую компоненту совпадут по времени.

Псевдостатические составляющие реакции зависят от относительных перемещений опор. Для того, чтобы статическая составляющая реакции не

была искажена неправильным учётом перемещений и скоростей движения опор, необходим тщательный анализ движений опор и зависимостей реакций от времени. При необходимости производится корректировка движений опор и величин определяемых реакции.

1.3.2. Методы спектров ответов

Для получения инерционной (первичной) компоненты реакции с помощью метода спектра ответов для многоопорных систем, с различающимися входными параметрами для каждой опоры, прежде всего, необходимо решить использовать ли метод огибающего спектра или многоспекторный метод. Оба эти метода описываются ниже.

1.3.3. Метод огибающего спектра

При использовании метода огибающего спектра разрабатывается единственный спектр ответов, который является огибающим входных спектров ответов всех опор опоры и компонент всех направлений.

В этом методе влиянием фазовых характеристик спектров ответов, отражающими неодновременное возбуждение, пренебрегают; таким образом, проблема анализа многоопорной системы, заменяется проблемой анализа многоопорной, системы, подверженной однородному возбуждению, что ведёт в некоторых случаях к консервативным результатам [4], [8]. Однако, возможны и такие условия, при которых результаты расчёта с использованием метода огибающего спектра, могут дать заниженные оценки элементов конструкций при некоторых конкретных условиях [9].

1.3.4. Многоспекторный метод

Многоспекторный метод был разработан для получения более разумных и реалистичных результатов. При использовании этого метода один спектр ответов применяется к целой группе опор, но для различных групп опор применяется различные спектры. В идеале, для каждой опоры необходимо иметь индивидуальный исходный спектр ответов. При использовании многоспекторного метода одной из основных проблем является учёт фазовых сдвигов различных входных данных [11].

Национальная лаборатория Brookhaven (BNL) провела ряд экстенсивных исследований [10] многоспекторного метода. Одним из основных вопросов исследований была проблема комбинирования сгруппированных реакций.¹ В BNL исследовались методы суммирования сгруппированных реакций: абсолютное суммирование (ABS), алгебраическое суммирование и корень квадратный из суммы квадратов (SRSS).

Предварительные результаты BNL ясно показали, что многоспекторный метод с использованием абсолютного суммирования ABS является более консервативным по сравнению с результатами метода динамического расчёта во времени. Иногда метод является чрезмерно консервативным. Многоспекторный метод с использованием абсолютного суммирования ABS иногда является более консервативным, чем метод огибающего спектра. Следовательно, при применении абсолютного суммирования сгруппированных реакций ABS, многоспекторный метод зачастую не приводит к значительному преимуществу над методом огибающего спектра.

Алгебраическое суммирование сгруппированных реакций предполагает, что реакции всех опор являются по существу синфазными. Во многих случаях данное предположение является разумным. Однако, в

¹ Сгруппированные реакции – это реакции, рассчитанные на основе примененных входных параметров к определённой группе опор в многоспекторном методе. Заметим, что вклад каждой опоры внутри группы является алгебраически суммируемым, что безоговорочно предполагает, что они являются фазо-зависимыми. Для получения реакций, от воздействий, приложенных ко всем опорам, индивидуальные сгруппированные реакции должны быть определённым образом просуммированы.

некоторых случаях данное предположение может быть неверным и консервативным в значительной степени. Изучения BNL показывают, что многоспекторный метод с алгебраическим суммированием является обычно консервативным, но иногда может быть и неконсервативным.

При суммировании сгруппированных реакций по правилу ККСК (SRSS) предполагается, что каждый независимый спектр реакции является некоррелированным (случайный относительный фазовый сдвиг на каждой частоте). Основная система (конструкция) ведет к значительной фазовой корреляции между данным независимым спектром реакции. Следовательно, суммирование сгруппированных реакций по правилу ККСК (SRSS) не может быть теоретически обоснована.

Исследования BNL показывают, что многоспекторный метод с суммированием по правилу ККСК (SRSS) обычно является консервативным, но иногда может быть и неконсервативным. Вследствие того, что правило суммирования ККСК (SRSS) обычно теоретически не обосновывается на суммирование реакций групп от индивидуальных входных параметров, а также в результате ограниченности доступных данных, суммирование по правилу ККСК (SRSS) не следует применять, если нет возможности определить, что сгруппированные реакции в значительной степени не коррелированы.

Наиболее подходящий способ суммирования независимых групповых реакций это способ, позволяющий учесть относительные фазовые сдвиги, обусловленные основной системой. Предложены методики, сохраняющие и использующие эту информацию. Один из разработанных подходов базируется, в основном, на использовании алгебраического суммирования и правила ККСК (SRSS) при подсчете реакции многоопорных систем. На основании информации и выводов о фазах, реакции комбинируются путём группировки опор в соответствии с фазовыми соотношениями (т.е. синфазно или с учётом случайного распределения фаз). Путём группирования реакций

опор проектировщик может разработать реалистичные реакции многоопорных систем [12], [13], [13] и [14].

Если расчётчик не имеет возможности получить информацию об относительных фазовых сдвигах, то будет разумным суммировать реакции групп по правилу абсолютного суммирования (ABS), даже несмотря на то, что подобная комбинация часто может быть чрезмерно консервативной.

1.3.5. Суммирование инерционных и статических составляющих, вызванных смещением опор

Реакции, вызываемые смещением (вторичные), и реакции, вызываемые инерцией (основные) являются некоррелированными по фазе. Фактически, они часто имеют негативную фазовую корреляцию. Следовательно, суммирование по правилу KKCK (SRSS) основной и вторичной реакций не может теоретически обосновано. Однако, максимальные основные реакции и максимальные вторичные реакции вряд ли могут возникать одновременно. Следовательно, абсолютное (ABS) суммирование будет, в целом, чрезмерно консервативным. Суммирование по правилу KKCK (SRSS) является предпочтительным даже без теоретических обоснований. Ибрагим [15] продемонстрировал, что суммирование основных и вторичных реакций по правилу KKCK (SRSS) имеет вероятность не превышения в 96.4%.

2. Исходная сейсмическая информация

2.1. Вводные замечания

В настоящем разделе рассматриваются колебания, передаваемые грунтом на фундаменты опор сейсмическом воздействии. Однако землетрясения могут вызывать так же постоянные смещения грунта, разрушения грунта или разрывы. Такие смещения могут привести к образованию серьезных деформаций с тяжелыми последствиями для мостов. Этому типу опасности следует посвятить специальное исследование. Как уже отмечалось выше, такие воздействия в настоящей работе не рассматриваются.

2.2. Общие требования к исходной сейсмической информации

Существуют общие требования, которые необходимо выполнять для задания исходной сейсмической информации. Эти требования применимы как для расчёта зданий, транспортных сооружений, а так же для расчёта таких ответственных и опасных сооружений как атомные станции.

На основании анализа нормативных документов различных стран можно сформулировать основные требования к исходной сейсмической информации.

(1) Исходная сейсмическая информация может быть как специальной (зависящей от условий конкретной площадки), так и стандартной (независящей от расположения площадки строительства).

(2) Исходная сейсмическая информация должна быть задана сглаженными спектрами ответов достаточно консервативными для учёта неопределенностей возможных будущих сейсмических воздействий.

(3) При расчётах может быть использована одна акселерограмма или набор акселерограмм, совместимых с расчётным спектром ответов.

(4) В расчёт должны быть приняты две ортогональные горизонтальные и одна вертикальная компоненты движения.

(5) Исходная сейсмическая информация должна соответствовать геологическим и сейсмологическим условиям места строительства. При определении исходной сейсмической информации должны быть учтены локальные особенности строения грунтового массива.

(6) Исходное сейсмическое воздействие должно быть задано в виде движения «свободного поля» достаточно жёсткого грунта или в виде движения поверхности глубокой выемки мягкого грунта. При наличии относительно тонких мягких слоёв грунта, находящихся на подстилающих достаточно жёстких породах, уравнения движения поверхности определяются, как результат выходящих на поверхность колебаний, возникающих вследствие движений подстилающих жёстких пород. Определённые исходные сейсмические воздействия должны быть совместимыми с установленными для данного района параметрами движения грунта.

(7) В дополнение к спектрам ответов определяются расчётные уравнения движений грунта с использованием таких параметров, как пиковое значение ускорения грунта (PGA) и пиковое значение скорости грунта (PGV). При необходимости в исходную сейсмическую информацию должны включаться и другие, представляющие интерес параметры движения грунта, такие как пиковые значения перемещений грунта (PGD) и продолжительность сейсмического движения. Эти дополнительные параметры необходимы для анализа нелинейных эффектов в грунтовых основаниях (например, при учёте эффекта разжижения и влияния порового давления), для расчёта тоннелей, сейсмически изолированных систем.

(8) Исходная сейсмическая информация должна соответствовать магнитудам и расстояниям от эпицентров расчётных землетрясений, учитывающих наибольший сейсмический риск для данной площадки строительства. Для оценки сейсмического риска площадки строительства при

определении магнитуд землетрясений и расстояний (от эпицентров), которые в основном определяют спектры сейсмических воздействий, используются вероятностные оценки.

(9) Спектры двух горизонтальных компонент можно принимать одинаковыми.

(10) Для расчёта сооружений, опирающихся на большое количество опор необходимо учитывать пространственную изменчивость сейсмических воздействий, особенно в тех случаях, когда опоры расположены на больших расстояниях друг от друга.

2.3. Спектр упругой реакции для горизонтальных компонент сейсмического воздействия

В качестве исходного спектра воспользуемся спектром горизонтальных компонент, рекомендуемых в Европейских нормах [20] EN 1998: «движение поверхности грунта при землетрясении описывается спектром реакции в ускорениях, построенным в предположении линейно-упругого деформирования систем с одной степенью свободы – далее «спектр упругой реакции».

Для горизонтальных компонент сейсмического воздействия спектр упругой реакции $S_e(T)$ определяется следующими выражениями (см. Рисунок 2.1):

$$0 \leq T \leq T_B: S_e T = a_g \cdot S \cdot 1 + T T_B \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1), \quad (2.1)$$

$$T_B \leq T \leq T_C: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5, \quad (2.2)$$

$$T_C \leq T \leq T_D: S_e T = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 T_C T, \quad (2.3)$$

$$T_D \leq T \leq 4 \text{ с}: S_e T = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 T_C T D T^2, \quad (2.4)$$

где

$S_e(T)$ – спектр упругой реакции;

T – период колебаний линейной системы с одной степенью свободы;

a_g – расчетное ускорение грунта типа А ($a_g = \gamma_1 a_{gR}$);

T_B – минимальное значение периода на постоянном участке графика спектральных ускорений;

T_C – максимальное значение периода на постоянном участке графика спектральных ускорений;

T_D – значение периода, определяющее начало диапазона постоянных перемещений на спектре реакции в перемещениях;

S – коэффициент характеризующий сейсмические свойства грунта;

η – коэффициент коррекции, учитывающий демпфирование с референтным значением $\eta = 1$ для 5%-го вязкого демпфирования;

Значение коэффициента коррекции, учитывающее демпфирование η может быть определено из выражения:

$$\eta = \sqrt{10 / (5 + \xi)} \geq 0,55, \quad (2.5)$$

где ξ – коэффициент вязкого демпфирования, выраженный в процентах.

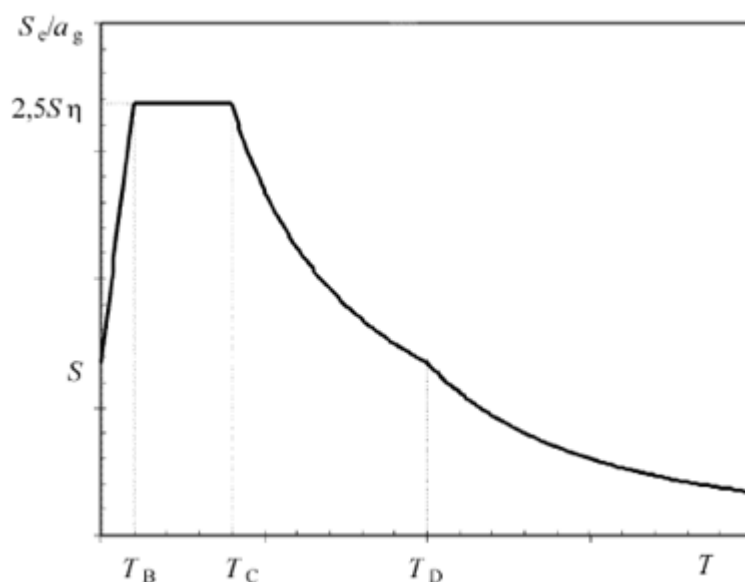


Рисунок 2.1 – Форма спектра упругой реакции грунта

Значения периодов T_B , T_C и T_D и коэффициент грунтовых условий S , описывающие форму спектра упругой реакции, зависят от типа грунтовых условий.

ПРИМЕЧАНИЕ 1 Значения T_B , T_C и T_D и S для каждого типа грунтовых условий и типа спектра могут быть найдены в Национальном Приложении конкретной страны. Если глубинная геология не принята во внимание, то рекомендуется использовать два типа спектра: Тип 1 и Тип 2. Если землетрясения, создающие наибольшую сейсмическую опасность, определенные для площадки в целях вероятностной оценки опасности, имеют магнитуду поверхностных волн M_s не больше чем 5,5, то рекомендуется принять спектр Типа 2. Для пяти типов грунта А, В, С, D и Е рекомендованные значения параметров S , T_B , T_C и T_D даны в Таблице 2.1 для спектра Типа 1 и в Таблице 2.2 для спектра Типа 2. Рисунок 2.2 и Рисунок 2.3 иллюстрируют формы рекомендованных спектров Типа 1 и Типа 2 соответственно, нормализованных по a_g для 5% демпфирования. Отличающийся от рекомендованного спектр может быть найден в Национальном Приложении, если принята во внимания глубинная геология.

Отметим, что в соответствии с требованиями Европейских норм во всех странах, использующих Еврокоды, разрабатываются Национальные приложения, учитывающие особенности использования норм в каждой конкретной стране.

Таблица 2.1 – Значения параметров, описывающих рекомендованный спектра упругой реакции

Тип 1

Типы грунтовых условий	S	T_B , с	T_C , с	T_D , с
A	1,	0,	0,	2,
B	1,	0,	0,	2,
C	1,	0,	0,	2,
D	1,	0,	0,	2,
E	1,	0,	0,	2,

Таблица 2.2 – Значения параметров, описывающих рекомендованный спектра упругой реакции

Тип 2

Типы грунтовых условий	S	T_B , с	T_C , с	T_D , с
A	1,	0,	0,	1,
B	1,	0,	0,	1,
C	1,	0,	0,	1,
D	1,	0,	0,	1,
E	1,	0,	0,	1,

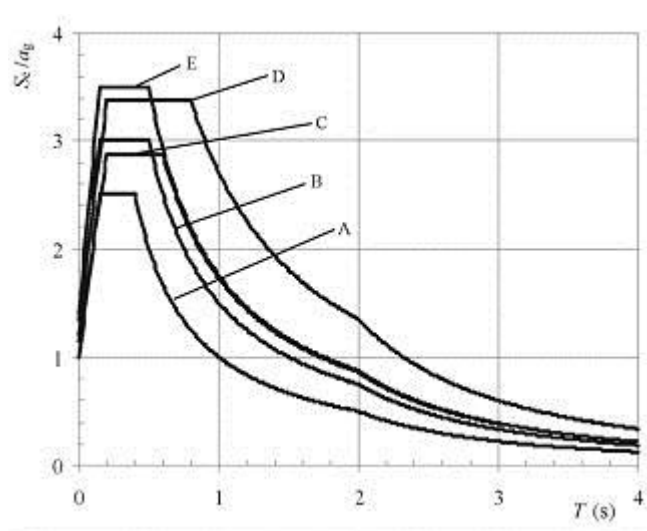


Рисунок 2.2 – Рекомендуемый Тип 1 спектра упругой реакции для грунтовых условий типа А – Е (демпфирование 5%)

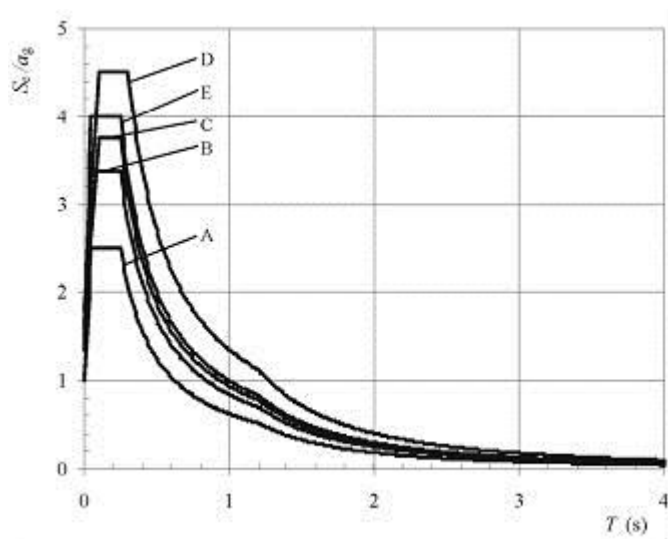


Рисунок 2.3 – Рекомендованный Типа 2 спектра упругой реакции для грунтовых условий типа А – Е (демпфирование 5%)

Ввиду того, что при построении спектров реакций в Еврокодах используется классификация грунтов отличная от классификации, используемой в РФ, представим европейскую классификацию.

Таблица 2.3 – Типы грунтовых условий

Тип	Описание стратиграфического профиля	Параметры		
		$\nu_{s,30}$, м/с	N_{SPT} , ударов/30см	c_u , кПа
А	Скальные и другие скальноподобные геологические формации, включающие не более 5 м ослабленных материалов на поверхности.	> 800	—	—
В	Отложения очень плотного песка, гравия или очень жесткой глины, мощностью до нескольких десятков метров толщиной, характеризующихся постепенным увеличением механических свойств по глубине.	360 – 800	> 50	> 250
С	Глубокие отложения плотного или средней плотности песка, гравия или жесткой глины с толщиной от нескольких десятков до сотен метров.	180 – 360	15 – 50	70 – 250
Д	Отложения несвязного и среднесвязного грунта (с некоторыми мягкими связными слоями или без них) или преимущественно мягких устойчивых связных грунтов.	< 180	< 15	< 70

E	Грунтовый профиль, состоящий из поверхностного аллювиального слоя с величинами скоростей v_s из типа С или D и мощностью от 5 м и до 20 м, с подстилающим более жесткой породой с $v_s > 800$ м/с.			
S1	Отложения, состоящие или содержащие слой мощностью не менее 10 м из мягких глин/илов с высоким индексом пластичности ($PI > 40$) и водонасыщенные.	< 100 (ориентировочно)	—	10 – 20
S2	Отложения способных к разжижению грунтов, неустойчивых глин или любые другие грунтовые профили, не включенные в типы А – Е или S1.			

Площадка, если это возможно, должна быть классифицирована по значению средней скорости поперечной волны $v_{s,30}$. В противном случае должно быть использовано значение NSPT.

Средняя скорость поперечной волны $v_{s,30}$ должна быть вычислена в соответствии с выражением:

$$v_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{v_i}}, \quad (2.6)$$

2.4. Представление воздействия во временном виде

Сейсмические воздействия могут быть представлены в виде зависимостей, характеризующих сейсмические колебания грунтов во времени в ускорениях и в связанных с ними величинах (скоростях и перемещениях).

Если принята пространственная расчетная модель сооружения, то сейсмическое движение грунта должно быть представлено тремя одновременно действующими акселерограммами. Одинаковые акселерограммы не должны применяться одновременно для двух горизонтальных направлений.

В зависимости от специфики применения и фактически имеющейся информации описание сейсмического воздействия может быть выполнено с использованием искусственных акселерограмм а также инструментальных или синтезированных акселерограмм

2.4.1. Искусственные акселерограммы

Искусственные акселерограммы должны быть сгенерированы таким образом, чтобы соответствовать спектрам упругой реакции, приведенным выше для 5% вязкого демпфирования ($\xi = 5\%$).

Длительность акселерограмм должна соответствовать магнитуде и иными особенностям сейсмического события, влияющим на значение a_g .

Если данные об особенностях площадки отсутствуют, то минимальная продолжительность T_s установившейся части акселерограмм должна быть равна 10 с.

Комплект искусственных акселерограмм должен удовлетворять следующим положениям:

- содержать как минимум 3 акселерограммы;
- среднее значение спектральных ускорений на нулевом периоде (вычисленное по отдельным акселерограммам) не должно быть меньше, чем значение $a_g \cdot S$ для рассматриваемой площадки;
- в диапазоне периодов $0,2T_1 - 2T_1$, где T_1 – основной период колебаний сооружения в направлении, для которого будет применяться акселерограмма, ни одно значение среднего спектра упругой реакции, вычисленного по всем акселерограммам при демпфировании 5%, не должно быть меньше 90% соответствующего значения спектра упругой реакции для демпфирования 5%.

2.4.2. Инструментальные или синтезированные акселерограммы

Инструментальные акселерограммы или акселерограммы, синтезированные посредством физического моделирования механизма сейсмогенного источника и путей распространения сейсмических волн, могут быть применены при условии, что эти акселерограммы соответствующим образом нормированы по отношению к особенностям сейсмогенных источников и грунтовых условий, характерным для площадки рассматриваемой зоны, а их значения приведены к значению $a_g \cdot S$.

При анализе усиления сейсмических воздействий в зависимости от грунтовых условий и при проверках динамической устойчивости склонов можно использовать положения документа EN 1998-5:2004 [22].

Используемый комплект инструментальных или синтезированных акселерограмм должен быть совместим с расчётными спектрами ответов.

2.4.3. Изменение сейсмических воздействий в пространстве

Для расчета сооружений для которых нельзя обоснованно предположить одинаковое сейсмическое возмущение во всех опорных точках, необходимо использовать пространственные модели сейсмического воздействия

Указанные пространственные модели должны согласовываться со спектром упругой реакции, использованным для базового определения сейсмического воздействия.

Для мостов с неразрезными пролётными строениями необходимо учитывать изменение сейсмических воздействий в пространстве при выполнении одного или обоих следующих условий:

- характеристики грунта вдоль моста изменяются так, что опоры моста опираются на грунты разного типа.

- характеристики грунта вдоль моста примерно однородные, но длина пролётного строения превышает предельную величину L_{lim} .

L_g - расстояние, на котором движения грунта можно считать полностью некоррелированным. Рекомендуемые значения представлены ниже.

Таблица 3.1 Расстояния, зависящие от типов грунта, при превышении которых движения грунта можно считать некоррелированными.

Тип грунта	A	B	C	D	E
L_g (m)	600	500	400	300	500

Примечание. Рекомендуемое значение: $L_{lim} = L_g/1.5$

Модель, описывающая изменение в пространстве сейсмических воздействий, должна хотя бы в упрощенном виде учитывать свойство сейсмических волн распространяться в пространстве, прогрессирующую потерю корреляции параметров движения в разных точках из-за случайных неоднородностей грунта и отражения и преломления волн. Данная модель также должна учитывать хотя бы только в упрощенном виде, потерю корреляции из-за изменения механических свойств грунта вдоль моста, что ведет к изменению спектрального состава сейсмического воздействий от одной опоры к другой.

3. Пространственные модели сейсмических колебаний грунта

3.1. Описание модели

Изменения в пространстве сейсмических колебаний грунта может быть описано вектором случайных процессов с нулевым средним. При допущении стационарности процессов этот вектор полностью определяется симметричной квадратной матрицей $n \times n$, состоящей из автокорреляционных и кросскорреляционных функций спектральной плотности:

$$G(\omega) = \begin{bmatrix} G_{11}(\omega) & G_{12}(\omega) & \dots & G_{1n}(\omega) \\ & G_{22}(\omega) & \dots & G_{2n}(\omega) \\ & & \dots & \dots \\ & & & G_{nn}(\omega) \end{bmatrix} \quad (3.1)$$

где n – число опор.

Удобно использовать следующие безразмерные комплекснозначные функции, так называемые – *функции когерентности*:

$$\gamma_{ij}(\omega) = \frac{G_{ij}(\omega)}{\sqrt{G_{ii}(\omega)G_{jj}(\omega)}} \quad (3.2)$$

Модули этих функций лежат в интервале от 0 до 1,0 и определяют меру линейной статистической зависимости двух воздействий на опоры i и j , расположенные на расстоянии d_{ij} друг от друга.

Функции когерентности предлагается представлять в следующей форме [16][17]:

$$\gamma_{ij}(\omega) = \gamma_{ij,1}(\omega) \cdot \gamma_{ij,2}(\omega) \cdot \gamma_{ij,3}(\omega) = \exp(-\alpha \omega d_{ij} \nu S^2) \cdot \exp(\omega d_{ij} L \nu \alpha \rho \rho) \cdot \exp(i \theta_{ij}(\omega)) \quad (3.3)$$

где

v_s скорость волн сдвига,

a константа,

v_{app} групповая скорость волн,

d_{ij}^L проекция расстояния между опорами i и j на направление распространения волн;

$\theta_{ij}(\omega)$ фазовый угол, зависящий от частоты.

Коэффициенты $\gamma_{ij,1\omega}, \gamma_{ij,2\omega}$ и $\gamma_{ij,3\omega}, \gamma_{ij,2}(\omega), \gamma_{ij,3}(\omega)$ учитывают уменьшение корреляционной зависимости из-за отражений/преломлений в среде распространения волн, из-за конечности скорости распространения волн и их угла падения на поверхность и из-за различных грунтовых условий у оснований двух опор.

Разница свойств грунта в основании двух опор учитывается в модели посредством применения двух «грунтовых стержней», представляющих два геологический разреза, полученных путём воздействия стационарного белого шума с интенсивностью G_0 .

«Грунтовые стержни» характеризуются передаточными функциями $H_i(\omega)$ и $H_j(\omega)$, которые определяют необходимый спектральный состав и интенсивность движений поверхности грунта в точках i и j .

$$G_i(\omega) = G_0 |H_i(\omega)|^2 \quad (3.4)$$

Спектр плотности мощности должен соответствовать нормативному спектру упругого отклика. Можно показать, что

$$\theta_{ij}(\omega) = \tan^{-1} \frac{\text{Im}[H_i(\omega)H_j(-\omega)]}{\text{Re}[H_i(\omega)H_j(-\omega)]} \quad (3.5)$$

3.2. Методика построения акселерограмм для различных опор

Для расчета конструкций во временной области необходимо получить выборки вектора случайных процессов (акселерограмм), удовлетворяющих условиям, описанным в 3.1. Для этой цели матрица $G(\omega)$ представляется в виде произведения:

$$G(\omega) = L(\omega)L^*(\omega) \quad (3.6)$$

матрицы $L(\omega)$ и транспонированной комплексной сопряженной матрицы $L^*(\omega)$. Применив разложение Холецкого, представим матрицу $L(\omega)$ в виде нижней треугольной матрицей.

Примечание. Разложение Холецкого - представление симметричной положительно-определённой матрицы в виде $A = LL^T$ где L — нижняя треугольная матрица со строго положительными элементами на диагонали.

В соответствии с [18] ускорение, с которым колеблется основание произвольной опоры i , представляется в виде ряда:

$$a_i(t) = 2 \sum_{j=1}^i \sum_{k=1}^N |L_{ij}(\omega_k)| \sqrt{\Delta\omega} \cos[\omega_k t - \theta_{ij}(\omega_k) + \phi_{jk}] \quad (3.7)$$

где

N — общее число частот ω_k , на которые дискретизируется полоса существенных частот функций $L_{ij}(\omega)$;

$\Delta\omega = \omega_{\max} / N$, $\Delta\omega = \omega_{\max} / N$, и углы ϕ_{jk} при любых i и j являются набором N независимых переменных, равномерно распределенных в промежутке от нуля до 2π .

Акселерограммы, полученные согласно выражению (3.7) характеризуются расчётным частотным составом, а также принятой степенью корреляции.

4. Модели мостов для расчёта на сейсмические воздействия

4.1. Общие положения

Общие требования написаны на основе анализа нормативных документов разных стран, регламентирующих расчёты мостов на сейсмостойкость.

4.1.1. Динамические степени свободы

Модель моста и выбранные динамические степени свободы должны адекватно представлять распределения жесткостей и масс таким образом, чтобы были учтены все существенные формы колебаний и силы инерции при расчетном сейсмическом воздействии.

В определенных случаях для анализа достаточно использовать две разные модели: одну для моделирования реакции моста в продольном направлении и одну для поперечного направления.

4.1.2. Массы

Можно учитывать средние значения постоянных масс и квази-постоянные значения масс, соответствующих переменному воздействию.

Распределенные массы могут представляться сосредоточенными узловыми массами в соответствии с выбранными степенями свободы.

Квази-постоянные значения подвижных нагрузок определяются по формуле: $\psi_i Q_k$, где Q_k - величина, характеризующая транспортную нагрузку.

Примечание. Значения параметра ψ_i и дополнительную информацию можно в документах [22], [23].

Если мостовые опоры погружены в воду и если отсутствуют более точные методы оценки гидродинамического взаимодействия, данный эффект можно оценить посредством учета добавленной массы увлекаемой воды, действующей в горизонтальных направлениях на единицу длины части опоры, погружённой в воду.

Примечание — В справочном приложении F документа [22] приводится описание процедуры расчета добавленной массы увлекаемой воды, действующей на погруженные мостовые опоры в горизонтальных направлениях.

4.1.3. Демпфирование конструкции

Если при расчёте используется концепция спектров реакций, можно использовать следующие значения относительного эквивалентного коэффициента вязкого демпфирования ξ , выбрав за основу материал элементов, в которых рассеивается большая часть энергии при сейсмическом воздействии. Как правило, это происходит в мостовых опорах.

Стальные сварные конструкции	0.02
Стальные болтовые конструкции	0.04
Железобетон	0.05
Предварительно напряжённый бетон	0.02

Примечание — Если конструкция состоит из нескольких элементов i с разными коэффициентами относительного вязкого демпфирования ξ_i , эффективное вязкое демпфирование конструкции ξ_{eff} можно оценить по формуле:

$$\xi_{eff} = \frac{\sum \xi_i E_{di}}{\sum E_{di}}$$

где E_{di} — это энергия деформации, в i -том элементе, возникающая в результате сейсмического воздействия. Эффективные коэффициенты демпфирования могут рассчитываться для каждой собственной частоты с использованием соответствующего значения E_{di} .

4.1.4. Моделирование грунта

При расчёте на сейсмическое воздействие всего сооружения, опорные элементы, которые передают сейсмическое воздействие грунта на пролётное строение, должны рассматриваться, в основном, как закреплённые в

грунтовым основании. Взаимодействие грунта с конструкцией может рассматриваться с использованием соответствующих импедансных функций или пружин, имитирующих свойства грунтов.

Взаимодействие грунта с конструкцией должно всегда приниматься в расчет для мостовых опор, если податливость грунта составляет более 20 % общего смещения в верхней части опор при воздействии горизонтальной нагрузки в данном направлении в верхней части опоры.

В случаях, когда достоверная оценка механических свойств грунта затруднена, можно выполнять расчёты с использованием самых больших и самых малых вероятных значений. Завышенная оценка жесткости грунта должна использоваться для расчета внутренних сил, а заниженная оценка - для расчета смещений моста.

4.1.5. Вертикальная составляющая сейсмического воздействия

Вертикальное сейсмическое воздействие на мостовые опоры можно не рассматривать при условии низкой и умеренной сейсмичности. В районах высокой сейсмичности это воздействие должно учитываться только в том случае, если в мостовых опорах возникают большие напряжения при изгибе, которые вызываются постоянным вертикальным воздействием, либо если мост расположен в пределах 5 км от активного сеймотектонического источника.

Вертикальное сейсмическое воздействие на предварительно напряженные пролётные строения должно всегда приниматься в расчет.

Необходимо всегда принимать в расчёт вертикальное сейсмическое воздействие на опорные части и соединения.

Оценка воздействия вертикальной составляющей может выполняться с использованием разложения по собственным формам колебаний и модели гибкого пролётного строения.

5. Методы расчёта систем с конечным числом степеней свободы на сейсмические воздействия

5.1. Модель моста при одинаковом поступательном движении всех опор

Реакция линейной системы с конечным числом степеней свободы, подверженная сейсмическому воздействию, определяется следующим дифференциальным уравнением движения:

$$[M]\{\ddot{X}\} + [C]\{\dot{X}\} + [K]\{X\} = -[M]\{U_b\}\ddot{u}_g \quad (5.1)$$

где

$[M]$ - матрица масс ($n \times n$);

$[C]$ - матрица демпфирования ($n \times n$);

$[K]$ - матрица жесткости ($n \times n$);

$\{X\}$ = вектор столбец относительных смещений ($n \times 1$);

$\{\dot{X}\}$ - вектор столбец относительных скоростей ($n \times 1$);

$\{\ddot{X}\}$ - вектор столбец относительных ускорений ($n \times 1$);

$\{U_b\}$ - вектор влияния; вектор смещения точек конструкции при перемещении опоры на единицу длины в направлении сейсмического движения ($n \times 1$);

n - число динамических степеней свободы;

\ddot{u}_g - ускорение грунта;

Уравнение (5.1) может быть решено методом разложения по собственным формам колебаний или методом прямого интегрирования уравнений движения.

5.1.1. Разложения по собственным формам колебаний (метод модальной суперпозиции)

Метод разложения по собственным формам может быть использован в тех случаях, когда уравнения движения (уравнения 5.1) могут быть разделены на независимые уравнения путём преобразования:

$$\{Y\} = [\Phi]\{X\} \quad (5.2)$$

где

$[\Phi]$ - нормированная матрица форм собственных колебаний

$$[\Phi]^T [M] [\Phi] = [I]$$

$[I]$ - единичная матрица размера $(m \times m)$;

$\{Y\}$ - вектор нормальных или обобщенных координат $(m \times 1)$;

m - число учтенных форм колебаний.

Преобразование (5.2) позволяет представить систему в виде независимых уравнений движения в тех случаях, когда величины $\{C\}^T [C]\{\Phi_j\}$, $i \neq j$, являются малыми, и ими можно пренебречь. Это приближение используется во многих практических случаях, включая механические системы с композитным демпфированием.

Если опыт показывает, что подобное приближение является неподходящим или желателен более точный анализ, может быть использован метод, который учитывает не классически демпфированные системы. В этом случае можно использовать пропорциональное (рэлеевское) демпфирование.

Матрица демпфирования $[C]$ представляется линейной комбинацией матрицы масс и матрицы жесткости:

$$[C] = \alpha[M] + \beta[K] \quad (5.3)$$

где α и β коэффициенты пропорциональности, определяемые уравнениями:

$$\alpha = \frac{2\xi\omega_{\max}\omega_{\min}}{\omega_{\max} + \omega_{\min}}$$

$$\beta = \frac{2\xi}{\omega_{\max} + \omega_{\min}} \quad (5.4)$$

где ξ относительный коэффициент демпфирования.

Две круговых частоты ω_{\max} и ω_{\min} являются собственными частотами незатухающих колебаний, отобранных для определения частотного диапазона, в котором формируется реакция конструкции.

Независимое дифференциальное уравнение движения для каждой формы колебания может быть записано следующим образом:

$$\ddot{Y}_j + 2\xi_j \omega_j \dot{Y}_j + \omega_j^2 Y_j = -\Gamma_j \ddot{u}_g \quad (5.5)$$

где

Y_j - обобщенные координаты j - той формы колебаний;

ξ_j - коэффициент демпфирования для j - той формы колебаний, выраженный как часть критического демпфирования.

ω_j - круговая частота j - той формы колебания системы (rad/s);

Γ_j - модальный коэффициент участия для j - той формы колебания;

$$\Gamma_j = \frac{\{\Phi_j\}^T [M] \{U_b\}}{\{\Phi_j\}^T [M] \{\Phi_j\}} = \{\Phi_j\}^T [M] \{U_b\} \quad (5.6)$$

(где масса нормирована таким образом, чтобы знаменатель был равен единице)

Независимые дифференциальные уравнения движения, имеющие форму уравнений движения системы с одной степенью свободы, должны быть проинтегрированы с помощью известных методик,

Методики, используемые для определения собственных форм колебаний и частот, должны содержать контроль сходимости для обеспечения точности.

Необходимо учесть все собственные формы колебаний, имеющие значения собственных частот меньше, чем частота ускорения нулевого периода (ZPA), при условии, что «остаточный отклик» из-за «потерянных

масс» будет посчитан на основании уравнения (5.7) и сложен с реакцией, полученной в соответствии с уравнениями (5.1) и (5.2).

$$[K]\{X_o\} = -[M]\left\{\{U_b\} - \sum_{i=1}^m \Gamma_i \{\Phi_i\}\right\} \ddot{u}_g \quad (5.7.)$$

В качестве альтернативы, число форм колебаний, включаемых в анализ, должно быть достаточным для обеспечения того, что добавление всех оставшихся форм колебаний не приведёт к более, чем 10%-му возрастанию определяемой реакции.

5.2. Модели для многоопорных систем с различными параметрами движения опор

Расчёты мостов, подверженных сейсмическим воздействиям отличающимся в различных опорах могут выполняться с помощью как динамического метода расчёта во времени, так и метода спектров ответа.

5.2.1. Метод расчёта во временной области

Уравнение движения выражается следующим образом:

$$[M]\{\ddot{x}\} + [C]\{\dot{x}\} + [K]\{x\} = \sum_{s=1}^{n_s} [M]\{U_{bs}\} \ddot{u}_s \quad (5.8)$$

где

[M] - матрица масс (n×n);

[C] - матрица демпфирования (n×n);

[K] - матрица жесткости (n×n);

{X} = вектор столбец относительных смещений (n×1);

{ \dot{x} } - вектор столбец относительных скоростей (n × 1);

{ \ddot{x} } - вектор столбец относительных ускорений (n × 1);

$\{U_b\}$ - вектор влияния; вектор смещения точек конструкции при перемещении опоры на единицу длины в направлении сейсмического движения ($n \times 1$);

n - число динамических степеней свободы;

u_s, \ddot{u}_s - смещение и ускорение опоры с номером s , соответственно;

s – номер опоры;

ns - общее число опор;

$\{U_{bs}\}$ - вектор влияния для опоры s ; вектор смещения точек конструкции, при единичном перемещении опоры s в направлении движения опоры, в то время как другие опоры остаются неподвижными;

Зависящие от времени силы и усилия, возникающих при перемещениях опор u , должна быть алгебраически сложены с усилиями, подсчитанными с использованием величин $\{x\}$, полученных из решения уравнения (5.1) (т.е. при предположении, что все опоры двигаются одинаково)

Уравнение (5.8) может быть решено при помощи метода прямого интегрирования или с помощью метода модальной суперпозиции таким же образом, выполнялось при решении уравнения (5.1) для конструкции с опорами единственной опорой. При решении с использованием метода модальной суперпозиции уравнение (5.8) преобразуется в следующее уравнение:

$$\ddot{Y}_j + 2\xi_j \omega_j \dot{Y}_j + \omega_j^2 Y_j = - \sum_{s=1}^{ns} \Gamma_{sj} \ddot{u}_s \quad (5.9)$$

где $\Gamma_{sj} = \{\Phi_j\}^T [M] \{U_{bs}\}$ - коэффициент участия опоры s , в инициировании j -той формы собственных колебаний.

Уравнение для определения остаточной реакции, соответствующей «потерянным массам» видоизменяется следующим образом:

$$[K] \{x_0\} = - [M] \sum_{s=1}^{ns} \left\{ \{U_{hs}\} - \sum_{s=1}^{ns} \Gamma_{si} \{\phi_i\} \right\} \ddot{u}_s \quad (5.10)$$

5.2.2. Метод спектров ответов

Спектры ответов определяется для движения каждой опоры и величины демпфирования.

Два метода расчёта спектров ответа при задании движения многоточечных опор описаны ниже в параграфах (a) и (b).

(a) Метод огибающего спектра. Огибающий спектр для всех опор для заданной величины демпфирования и направления движения используется как входной спектр для всех опор. Максимальная реакция системы определяется с помощью метода спектра ответов для конструкции с единственной опорой, описанного в выше.

(b) Многоспекторный метод. Этот метод может быть использован, когда известны относительные фазовые характеристики, соответствующие отличающимся движениям каждой из опор. Производится расчёт спектра ответа при движении каждой опоры. Реакции от движений всех опор складываются с учётом фазовых сдвигов.

(c) Действие относительных смещений опор определяется при использовании наиболее неблагоприятных комбинаций пиковых смещения опор или при соответствующем представлении относительных фазовых характеристик, связанных со смещениями различных опор.

(d) Реакции, найденные с помощью любого из двух методов спектрального анализа, описанных выше в параграфах (a) и (b), складываются с реакциями, вызванных относительными смещениям опор, с использованием правила (ККСК-корень квадратный из суммы квадратов).

6. Реакция многоопорного сооружения при заданном движении опор в виде спектров

Метод оценки реакции сооружения с использованием спектров откликов на воздействия, приложенные к нескольким опорам, был получен в работе [19]. Представим краткое изложение этого метода.

Уравнения колебаний линейной дискретной системы с n - степенями свободы, создаваемые движениями m опор, можно представить в следующем виде

$$\begin{bmatrix} M & M_c \\ M_c^T & M_g \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{x} \\ \ddot{u} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} C & C_c \\ C_c^T & C_g \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{x} \\ \dot{u} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} K & K_c \\ K_c^T & K_g \end{bmatrix} \begin{bmatrix} x \\ u \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ F \end{bmatrix} \quad (6.1)$$

где

x - вектор абсолютных перемещений ;

u - вектор заданных перемещений опор;

M , C и K матрицы $n \times n$ массы, демпфирования и жесткости, соответственно;

M_g , C_g и K_g матрицы $m \times m$ масс, демпфирования и жесткости, соответствующие степеням свободы основания;

M_c , C_c и K_c матрицы $n \times m$ взаимодействия связи;

F вектор m -го порядка опорных реакций.

Полный отклик представляется в виде суммы:

$$x = x^s + x^d \quad (6.2)$$

где x^s , псевдостатическая составляющая – решение по формуле (6.1) без учета инерции и демпфирования, т.е:

$$x^s = -K^{-1}K_c u = Ru \quad (6.3)$$

Подставляя выражения (4.2) и (4.3) в (4.1), получаем дифференциальное уравнение для динамической составляющей в виде:

$$M\ddot{x}^d + C\dot{x}^d + Kx^d \cong -(MR + M_c)\ddot{u} \quad (6.4)$$

пренебрегая несущественным членом $-(CR + C_c)\dot{u} - (CR + CC)u$.

Пусть Φ , ω_i , ξ_i – матрица собственных форм, частоты собственных форм и соответствующие коэффициенты демпфирования сооружения с неподвижным основанием. Заменяя $x^d = \Phi y$ в выражении (4.4), получаем уравнения для собственных форм колебаний с независимыми переменными:

$$y_i + 2\xi_i \omega_i \dot{y}_i + \omega_i^2 y_i = \beta_{ki} u_k(t) \quad i = 1, \dots, n \quad (6.5)$$

где коэффициент участия формы имеет вид:

$$\beta_{ki} = \varphi_i^T (M r_k + M C i_k) \varphi_i / M \varphi_i^T M \varphi_i \quad (6.6)$$

где r_k – k -ый столбец R и i_k – k -ый столбец $n \times n$ единичной матрицы.

Удобно определить нормализованный модальный отклик $S_{ki}(t)$, представляющий собой отклик осциллятора с одной степенью свободы с частотой и коэффициентом демпфирования i -ой моды и подверженный ускорению основания $\ddot{u}_k(t)$:

$$s_{ki} + 2\xi_i \omega_i \dot{s}_{ki} + \omega_i^2 s_{ki} = u_k(t) \quad (6.7)$$

Очевидно, что

$$y_i(t) = \sum_{k=1}^m \beta_{ki} s_{ki}(t) \quad (6.8)$$

Представляющие интерес параметры: $z(t)$ (модальное перемещение, внутренняя сила и пр.) можно выразить в виде линейной функции модального перемещения $x(t)$:

$$z(t) = q^T x(t) = q^T [x^s(t) + x^d(t)] \quad (6.9)$$

Подставляя выражения, выведенные для x^s и x^d получим:

$$z(t) = \sum_{k=1}^m a_k u_k(t) + \sum_{k=1}^m \sum_{i=1}^n b_{ki} s_{ki}(t) \quad (6.10)$$

$$\text{где} \quad a_k(t) = q^T r_k, \quad b_{ki}(t) = q^T \varphi_i \beta_{ki} \quad (6.11)$$

7. Приложение концепции спектров реакций для оценки максимальных смещений пролетных строений мостов при сейсмических воздействиях

7.1. Относительные спектры максимальных перемещений пролетных строений мостов

Один из подходов для предотвращения сбросов пролетных строений заключается в определении и обеспечении достаточного размера зоны опирания на опорах моста.

Ключевым параметром для определения этой зоны опирания является максимальное относительное перемещение между двумя смежными пролетными строениями. Если обеспеченная зона опирания будет больше максимальных относительных перемещений, возникающих при сильных возмущениях, пролетное строение не будет сброшено с опоры.

В 1996 году Кавашима (Kawashima) и Сато (Sato) предложили метод для оценки максимальных относительных перемещений между сегментами конструкции с различными собственными частотами.

Для оценки относительных перемещений между двумя сегментами конструкции рассмотрим упрощенную модель на рисунке 7.1. Два сегмента моста рассматриваются как две системы с одной степенью свободы. К каждой системе будет прикладываться одинаковое воздействие в виде ускорения поверхности грунта \ddot{u}_g , пренебрегая пространственной изменчивостью колебаний грунта вдоль продольной оси моста.

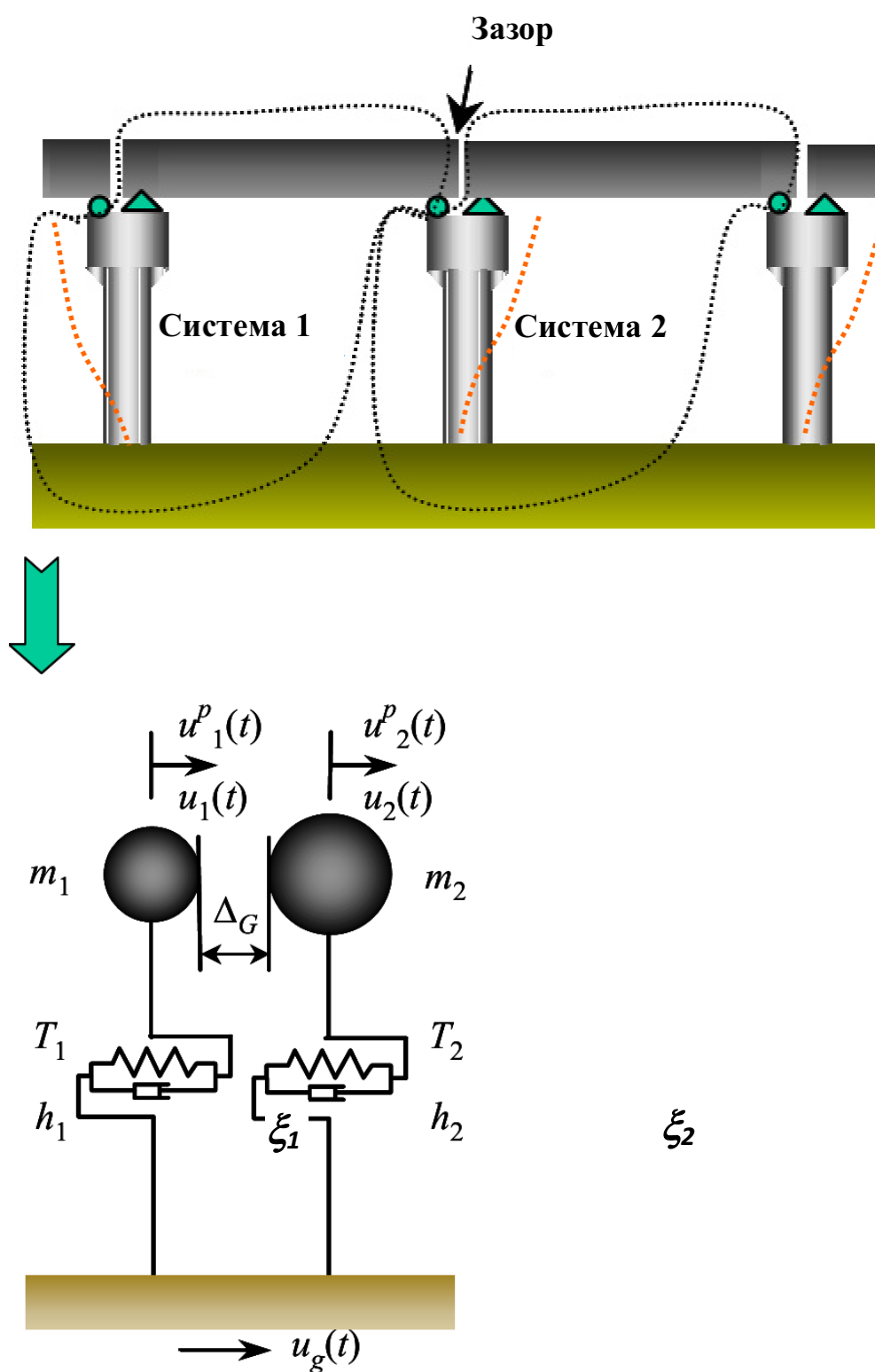


Рисунок Ошибка! Текст указанного стиля в документе отсутствует..1 – Упрощенная модель колебаний пролетных строений

Периоды собственных колебаний системы 1 и 2 равны соответственно T_1 и T_2 , сосредоточенные массы m_1 и m_2 , а коэффициенты демпфирования ζ_1 и ζ_2 . Учитывая, что у большинства стандартных мостов коэффициенты

демпфирования равны приблизительно 0.05, будем считать, что $\zeta_1 = \zeta_2 = 0.05$. Тем не менее, подход, изложенный в данной работе, может быть использован при любых комбинациях ζ_1 и ζ_2 .

Обозначим коэффициент масс r_M как:

$$r_M = \frac{m_2}{m_1} \quad (\text{Ошибка! Текст указанного}$$

стиля в документе отсутствует..1)

Обозначив величину зазора между пролетными строениями (системами) как Δ_G , введем коэффициент зазора r_G :

$$r_G = \frac{\Delta_G}{\max\{u_2(t) - u_1(t)\}} \quad (\text{Ошибка! Текст}$$

указанного стиля в документе отсутствует..2)

Если коэффициент зазора больше 1.0, соударения пролетных строений не произойдет. Если коэффициент зазора меньше или равен 1.0, то соударение произойдет. Рассмотрим случаи, когда коэффициент зазора превышает единицу, т.е. случаи без соударения пролетных строений.

Обозначим максимальные относительные перемещения систем от колебания грунта основания выражением $\max\{u_2(t) - u_1(t)\}$. Тогда график максимальных относительных перемещений с параметрами T_1 и T_2 будет называться *спектром максимальных относительных перемещений* $\Delta S_D(T_1, T_2)$

На рисунке 7.2 представлен пример графика относительных перемещений от воздействия землетрясения El Centro (пиковое ускорение равно 0.32g) при $T_1 = 1.0$ сек, $T_2 = 2.0$ сек, $\zeta_1 = \zeta_2 = 0.05$, $r_G = 1$. Максимальное относительное перемещение в этом случае равно 0.04м. Вычислив максимальные относительные перемещения для различных комбинаций T_1 и T_2 , мы получаем спектр максимальных относительных перемещений от воздействия землетрясения El Centro, показанный на рисунке 7.3.

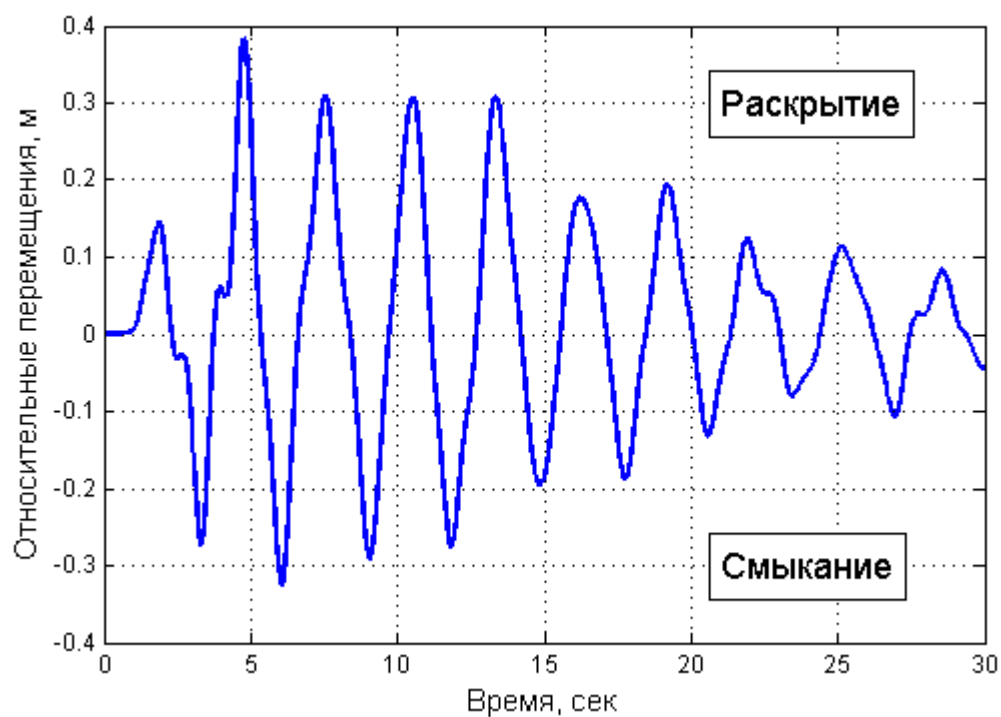


Рисунок Ошибка! Текст указанного стиля в документе отсутствует..2 –
 Относительные перемещения от воздействия землетрясения
 El Centro при $T_1 = 1.0$ сек, $T_2 = 2.0$ сек, $\zeta_1 = \zeta_2 = 0.05$, $r_G = 1$

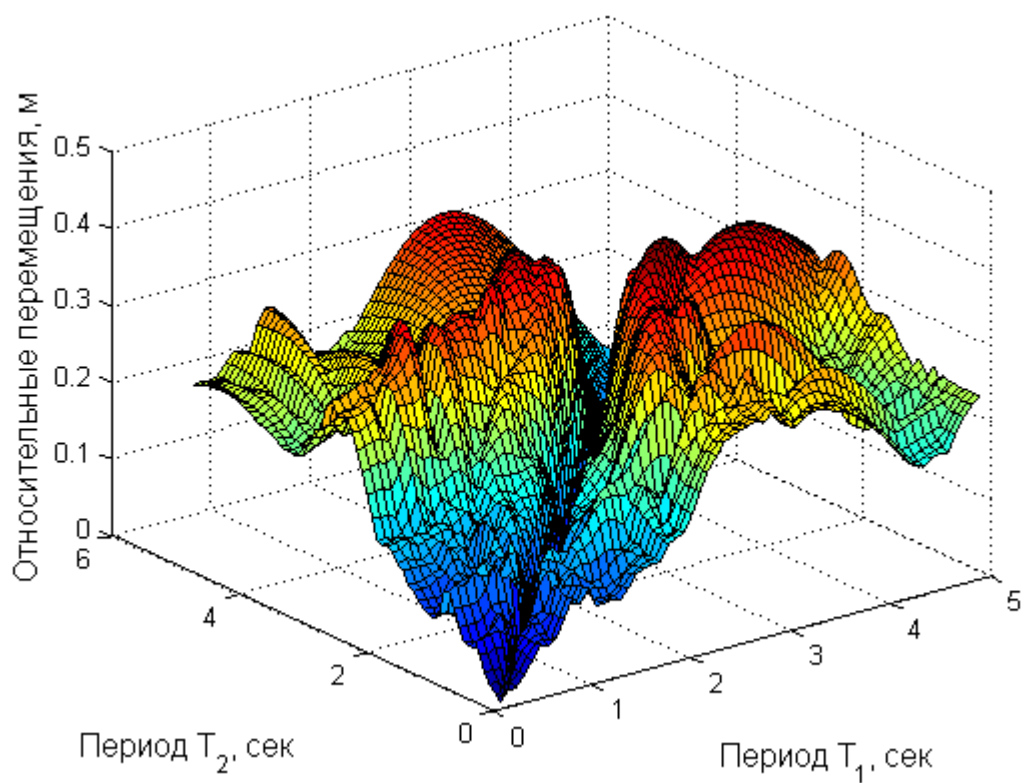


Рисунок Ошибка! Текст указанного стиля в документе отсутствует..3 – Спектр
 максимальных относительных перемещений
 от воздействия землетрясения El Centro при $\zeta_1 = \zeta_2 = 0.05$, $r_G = 1$

Следует отметить, что в отличие от спектра максимальных перемещений, при построении спектра максимальных относительных перемещений учитываются только положительные значения величины зазора – т.е. только величины раскрытия зазора.

Очевидно, что относительные перемещения равны нулю при $T_1 = T_2$. Они увеличиваются при увеличении разницы между периодами собственных колебаний $\Delta T = T_2 - T_1$. Относительные перемещения практически симметричны относительно линии $T_1 = T_2$. Тем не менее, полной симметрии нет, так как акселерограмма колебания грунта так же не симметрична относительно нулевой оси.

Разделив максимальные относительные перемещения на максимальные перемещения системы 1, получим коэффициент относительных перемещений r_D :

$$r_D = \frac{\Delta S_D(T_1, T_2)}{S_D(T_1)} \quad (\text{Ошибка! Текст указанного}$$

стиля в документе отсутствует..3)

На рисунке ! Текст указанного стиля в документе отсутствует..4(a) показаны значения коэффициента относительных перемещений r_D , вычисленных по формуле 7.3. На рисунке ! Текст указанного стиля в документе отсутствует..4(б) представлен график зависимости коэффициента r_D от нормализованной разницы периодов собственных колебаний $\Delta T / T_1$ от воздействия землетрясения El Centro.

При значениях $\Delta T / T_1 = 0$, r_D равен нулю, и увеличивается при увеличении или уменьшении $\Delta T / T_1$. Если предположить, что $T_1 > T_2$, то спектр максимальных перемещений $S_D(T_1)$ в большинстве случаев будет больше $S_D(T_2)$. Таким образом, выражение 7.3 показывает увеличение или уменьшение относительных перемещений по сравнению с большим значением относительных перемещений двух систем.

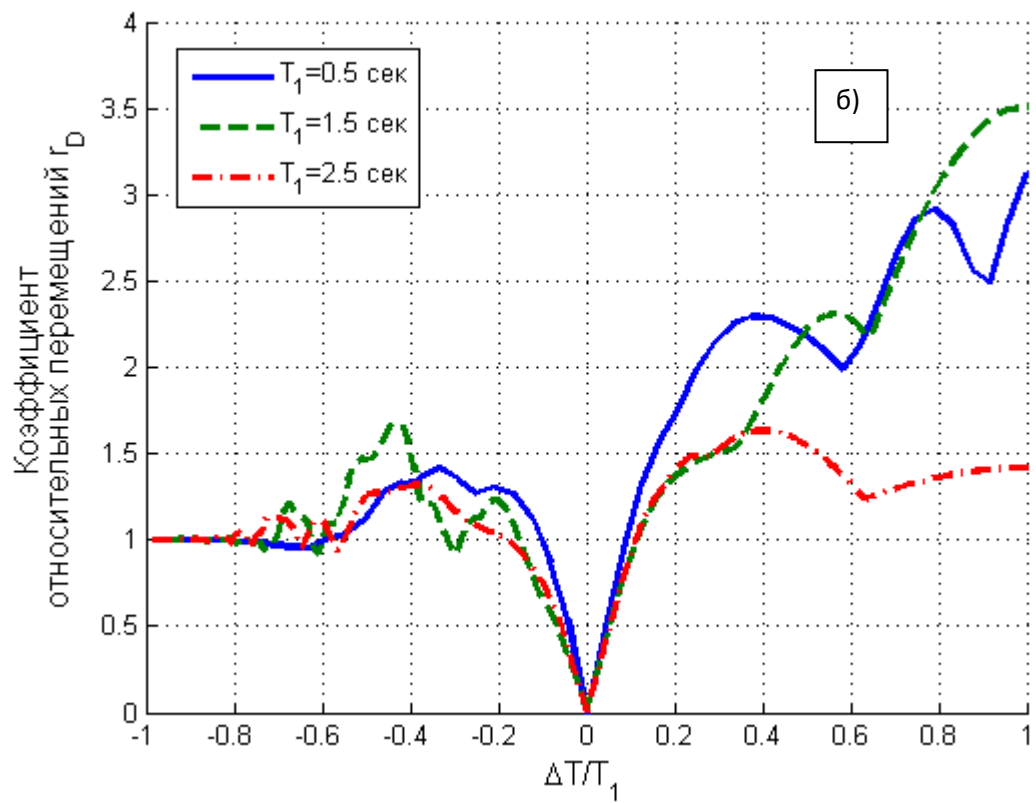
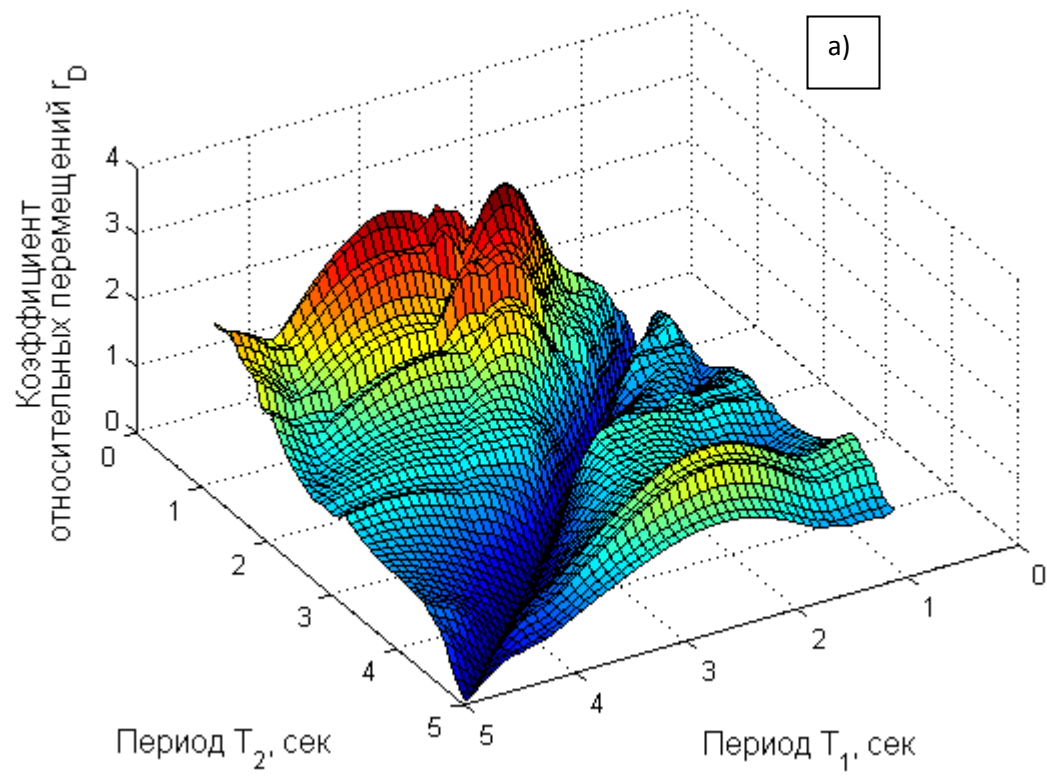


Рисунок Ошибка! Текст указанного стиля в документе отсутствует.4 – Коэффициент относительных перемещений для землетрясения El Centro при $\zeta_1 = \zeta_2 = 0.05$, $r_G = 1$

7.2. Относительные спектры максимальных перемещений пролетных строений мостов с учетом соударения

Когда коэффициент зазора $\Delta_G \leq 1$, то будет происходить соударение пролетных строений. В момент соударения происходит перераспределение скоростей, что приводит к увеличению относительных перемещений систем. На рисунке 7.5 показано схематичное изображение этапов взаимодействия пролетных строений при соударении.

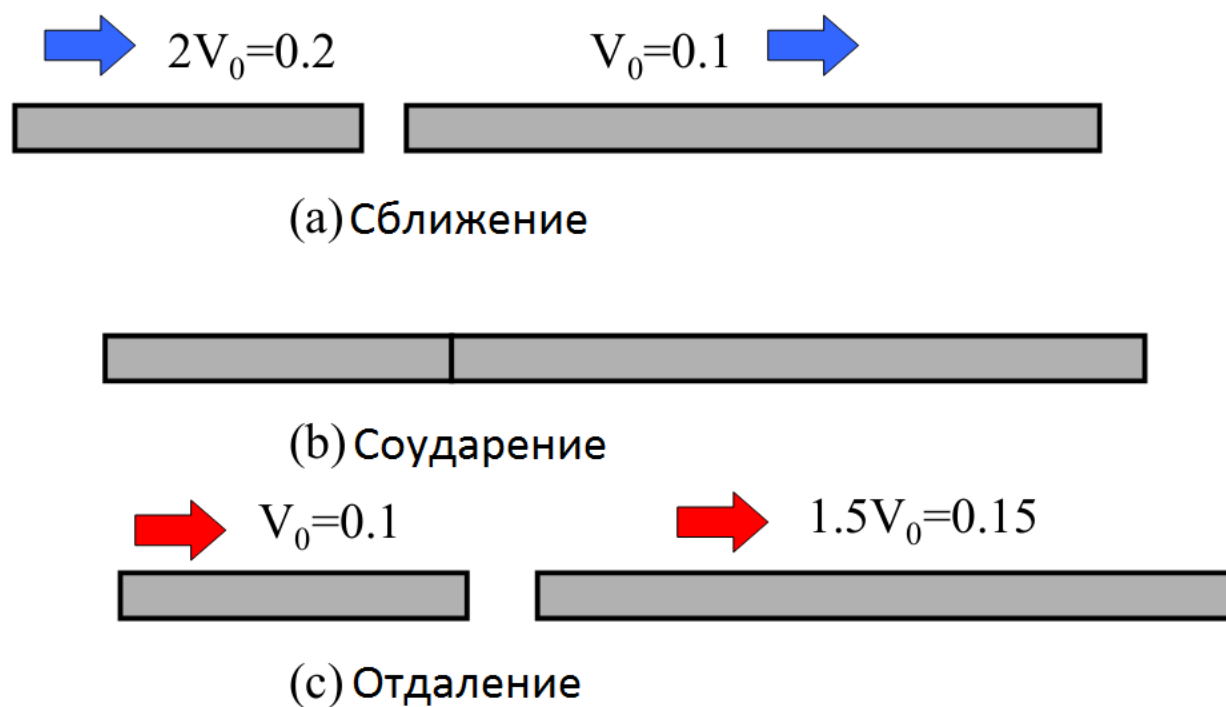


Рисунок Ошибка! Текст указанного стиля в документе отсутствует..5 – Схема взаимодействия пролетных строений при соударении

Аналогично спектру относительных перемещений график $\max\{u_2(t) - u_1(t)\}$, полученный с учетом соударения пролетных строений от воздействия землетрясения и зависящий от параметров T_1 и T_2 , ζ_1 и ζ_2 , r_M и r_G называется *спектром максимальных относительных перемещений с учетом соударения* $\Delta S_D^P(T_1, T_2)$.

Для оценки увеличения или ослабления максимальных относительных перемещений с учетом соударения спектр максимальных относительных перемещений ΔS_D^P нормализуется по ΔS_D – по спектру без учета соударений:

$$r_D^P = \frac{\Delta S_D^P}{\Delta S_D} \quad (\text{Ошибка! Текст указанного}$$

стиля в документе отсутствует..4)

где r_D^P – коэффициент соударений.

Если коэффициент зазора r_G больше единицы, то коэффициент соударений r_D^P будет равен 1.0, т.к. соударения в этом случае происходить не будут. Также очевидно, что соударения происходить не будут при $T_1 = T_2$.

В 2001 году Руанграссами (Ruangrassamee) и Кавашима (Kawashima) предложили упрощенный подход для вычисления коэффициента учета соударений [25]. Проанализировав эффект от соударения для 80 записей землетрясений, ученые пришли к выводу, что коэффициент соударений в незначительной степени зависит от грунтовых условий. Для получения упрощенных формул, авторами методики были построены усредненные графики зависимости коэффициента соударений от периодов собственных колебаний систем. На основании этих графиков были получены упрощенные формулы для вычисления коэффициента соударений для различных условий:

$$r_D^P = c_G \left\{ c_M \left(2.4 - 2.1 \frac{T_2}{T_1} \right) - 1 \right\} \frac{T_1}{3} + 1 \quad (\text{Ошибка! Текст}$$

указанного стиля в документе отсутствует..5)

где c_G – поправочный коэффициент для коэффициента зазора,

c_M – поправочный коэффициент для коэффициента масс.

Поправочные коэффициенты выражаются следующим образом:

$$c_G = \begin{cases} 1.0 & \dots \dots \dots 0 \leq r_G < 0.6 \\ 1.0 - 5.3(r_G - 0.6)^{1.82} & \dots \dots \dots 0.6 \leq r_G < 1.0 \\ 0 & \dots \dots \dots r_G \geq 1.0 \end{cases} \quad \text{(Ошибка!}$$

Текст указанного стиля в документе отсутствует..6)

$$c_M = \begin{cases} 1 + 6(c_{M1} - 1) \frac{T_2}{T_1} & \dots \dots \dots 0 \leq \frac{3T_2}{T_1} < 0.5 \\ c_{M1} + (c_{M2} - c_{M1}) \left(\frac{3T_2}{T_1} - 0.5 \right) & \dots \dots \dots 0.5 \leq \frac{3T_2}{T_1} < 1.5 \\ 1 + \frac{c_{M2} - 1}{2.25} \left(\frac{3T_2}{T_1} - 3 \right)^2 & \dots \dots \dots 1.5 \leq \frac{3T_2}{T_1} < 3.0 \end{cases}$$

(Ошибка! Текст указанного стиля в документе отсутствует..7)

где

$$c_{M1} = \frac{2}{2 - \log_{10} r_M} \quad \text{(Ошибка! \quad Текст}$$

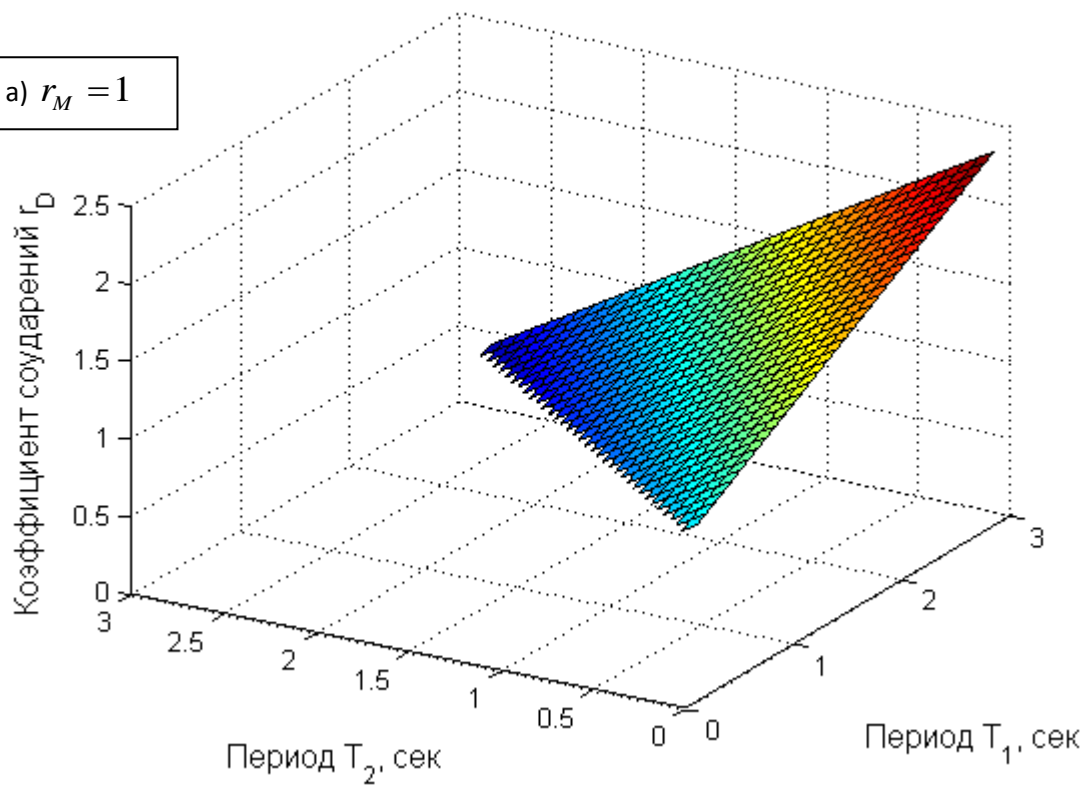
указанного стиля в документе отсутствует..8)

$$c_{M2} = \frac{2}{2 - \log_{10} r_M - 0.17(\log_{10} r_M)^2} \quad \text{(Ошибка! \quad Текст}$$

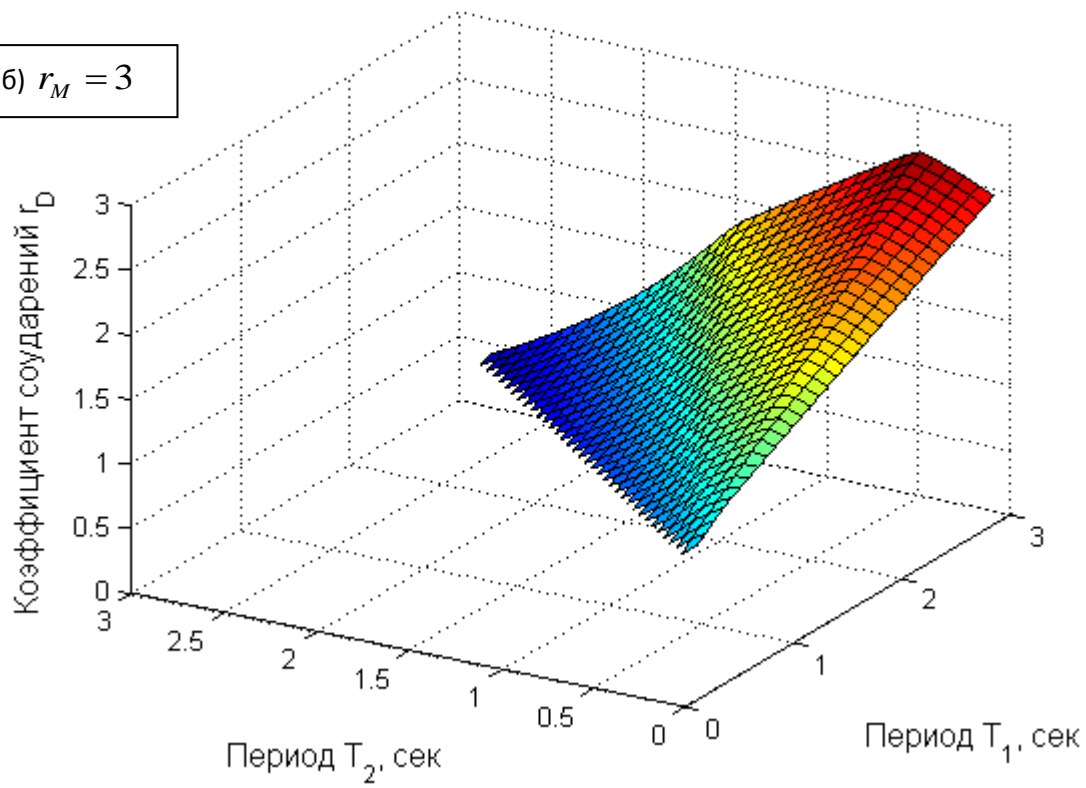
указанного стиля в документе отсутствует..9)

На рисунке 7.6 показаны графики коэффициента соударений, полученные по формуле (Ошибка! Текст указанного стиля в документе отсутствует..5), для значений коэффициента масс $r_M = 1, 3$ и 10 при коэффициенте зазора $r_G = 0.5$.

а) $r_M = 1$



б) $r_M = 3$



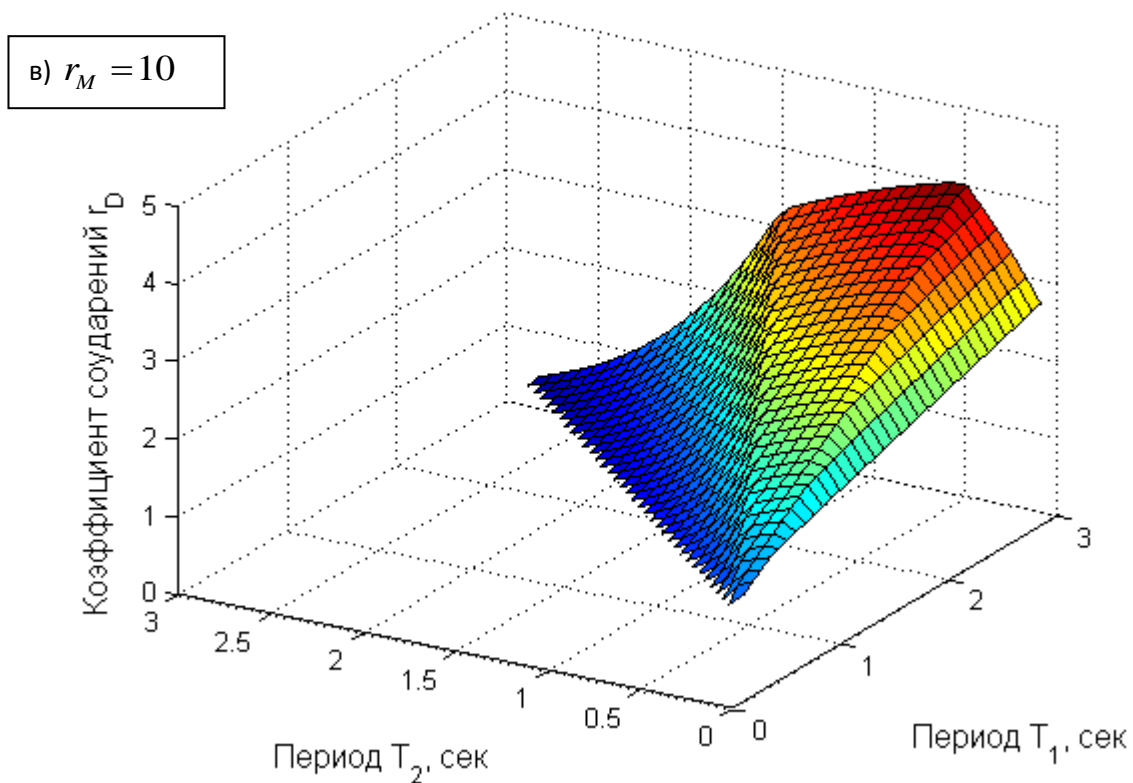


Рисунок Ошибка! Текст указанного стиля в документе отсутствует.6 – Коэффициент соударений при $r_M = 1, 3$ и 10 и $r_G = 0.5$

При $r_M = 10$ коэффициент соударений r_D^P увеличивается, когда T_1 становится больше T_2 .

Из рисунка 7.6 хорошо видно, что максимальные относительные перемещения могут усиливаться до 4 раз при учете соударений. Для получения спектра относительных перемещений с учетом соударений ΔS_D^P необходимо умножить его на коэффициент соударений r_D^P .

8. Спектры ответов для неупругих систем

8.1. Общие положения

Вполне резонно принять, что правильно рассчитанные и качественно построенные сооружения при воздействии землетрясений слабой и средней интенсивности будут работать в упругой стадии. При сильных, но редких катастрофических сейсмических воздействиях такое предположение практически не реализуемо. Поэтому многими зарубежными нормами, разработанными в последнее время, допускается возможность работы материала конструкций за пределами упругости.

Считается нецелесообразным, экономически невыгодным и практически невозможным проектировать сооружения таким образом, чтобы при воздействии сильных землетрясений конструкции работали только в упругой стадии. Отметим такой факт. Сравнение максимальных нагрузок при сильных землетрясениях на здания высотой 30 метров с максимальными ветровыми нагрузками показывает, что сейсмические нагрузки в 6-9 раз превышают ветровые нагрузки при расчёте в упругой стадии.

Поэтому предполагается нелинейное поведение конструкций, и даже допускаются разрушения отдельных элементов. Эти разрушения ограничиваются пластическими деформациями колонн, устоев, замковых элементов, которые относительно легко доступны для обследования, ремонта и не приносят большого вреда конструкции в целом. «Живучесть конструкции» зависит от способности выдержать несколько циклов знакопеременных неупругих деформаций, не потеряв при этом необходимой жёсткости и прочности. Перед инженерами стоит задача рассчитать сооружения таким образом, чтобы при сильных землетрясениях разрушения не превышали определённого уровня т.е. были бы контролируемыми и приемлемыми.

Расчёт конструкций с учётом пластического и нелинейного поведения и, даже, с учётом разрушения отдельных элементов конструкций сооружений требует использования более сложных механико-математических моделей и теорий.

Способы уменьшения катастрофических сейсмических воздействий:

- сейсмоизоляция сооружений,
- добавление демпфирующих устройств, поглощающих энергию,
- допущение контролируемых повреждений.

Современные устройства для сейсмоизоляции сооружений и демпфирующие устройства достаточно дороги и обычно используются для специальных сооружений. Поэтому в большинстве практических случаев наиболее удобным является использование конструкций с контролируемым нелинейным поведением

В настоящей главе рассматриваются последний способ, требующий использования нелинейных моделей.

Классические методы исследования нелинейных колебательных систем:

- метод малого параметра,
- метод медленно меняющихся амплитуд (метод Ван-дер-Поля),
- метод эквивалентной линеаризации (метод Крылова и Боголюбова).
- метод последовательных приближений,
- вариационный метод (метод Бубнова - Галеркина).

В некоторых случаях нелинейные системы достаточно точно аппроксимируются билинейными системами, что значительно упрощает анализ.

И в заключение обзора методов анализа нелинейных систем отметим метод, предложенный Ньюмарком и Холлом для построения спектров ответов с использованием упруго-пластических моделей. Для расчёта конструкций в тех случаях, когда напряжения могут превысить пределы упругости, был предложен алгоритм построения спектров ответов, аналогичных спектрам линейных, умноженных на поправочные

коэффициенты, зависящие от коэффициента пластичности – от величины отношения максимального перемещения, с учётом пластического течения, к максимальному упругому перемещению.

8.2. Основные концепции и модели для описания нелинейного поведения систем

Следует отметить две основные концепции, которые используются при построении спектров максимальных реакций для нелинейных систем: концепция эквивалентных перемещений и концепцию эквивалентных энергий.

При сейсмических воздействиях конструкции должны выдерживать несколько циклов нелинейных деформаций без существенной потери прочности. Некоторая потеря жёсткости возможна, но существенное изменение жёсткости может привести к разрушению. При больших перемещениях, связанных с нелинейными деформациями, в конструкции могут возникнуть повреждения как конструкционных, так и вспомогательных элементов.

Чем больше рассеивается энергии за один цикл деформаций, тем лучше поведение сооружения при землетрясениях. Рассеяние энергии зависит от пластических свойств материала.

Пластические свойства материалов характеризуется коэффициентом пластичности, который равен отношению деформации, соответствующей временному сопротивлению, к деформации, соответствующей пределу упругости.

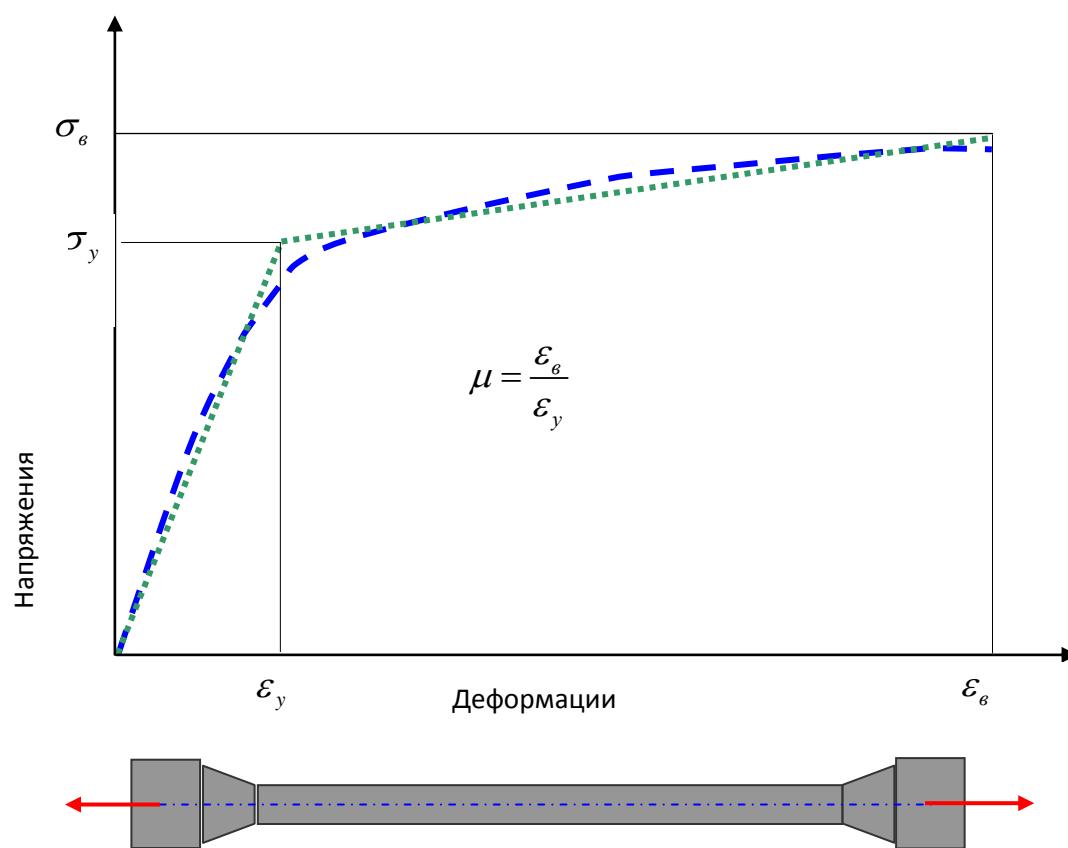


Рисунок 8.1 Диаграмма растяжения образца из углеродистой стали

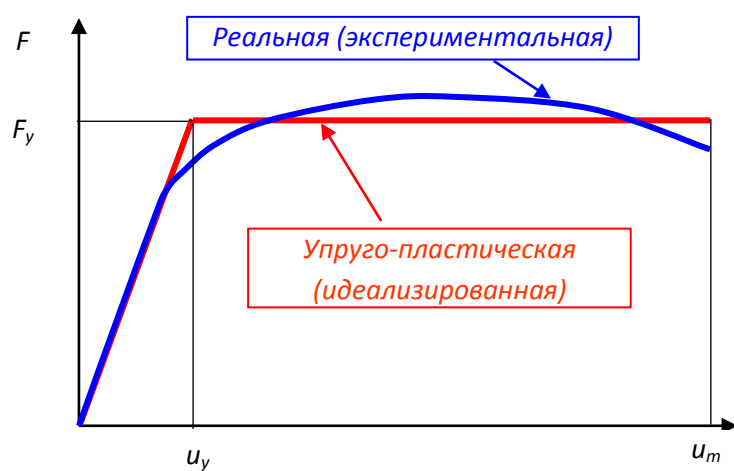


Рисунок 8.2 Зависимости силы от перемещений: реальная и идеализированная

Напряжения и деформации текучести хорошо определяются при испытаниях образцов малопрочных сталей и достаточно трудно определимы при испытании образцов из высокопрочных сталей.

8.2 Концепция эквивалентных перемещений

Концепция эквивалентных перемещений является одной из широко используемых концепций, учитывающей нелинейное поведение. Концепция позволяет определять коэффициент, уменьшающий силовые воздействия.

Концепция эквивалентных перемещений заключается в уменьшении упругих сил, для чего силы умножаются на понижающий коэффициент. Эта концепция является одной из основных в современных расчётах неупругих систем на сейсмические воздействия.

Основное положение: перемещение массы неупругой системы совпадает с перемещением упругой системы. Перемещение системы не зависит от напряжений текучести.

При расчёте предполагается, что перемещения неупругой системы с жесткостью K и соответствующей временному сопротивлению F_y , подверженной редкому землетрясению, приблизительно равны перемещениям той же системы при работе (реакции) в упругой стадии.

Для расчёта можно принять, что неупругие перемещения равны перемещениям, которые возникли бы в упругой системе.

Силы, которые вызвали это перемещение неупругой системы значительно меньше сил, которые возникли бы в упругой системе.

Концепция эквивалентных перемещений позволяет использовать линейные модели для расчёта нелинейных систем.

Например, максимальные перемещения системы при упругой деформации (красная линия) и при неупругом поведении (синяя линия) одинаковы и равны u_m .

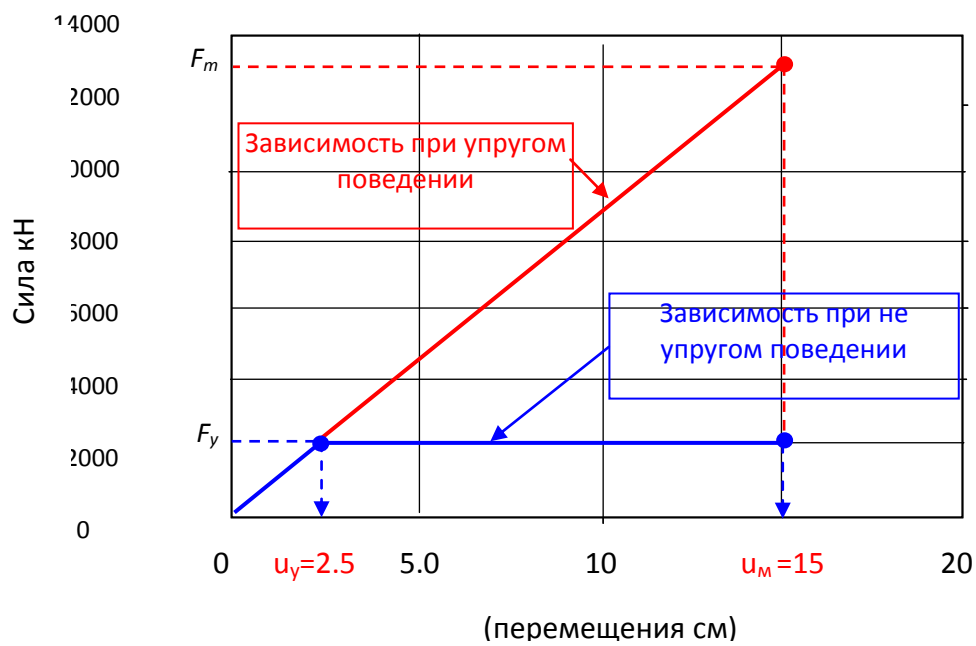


Рисунок 8.3 Упругопластическая система и соответствующая ей линейная система

Для этой системы может быть посчитан коэффициент пластичности $\mu = \frac{u_m}{u_y}$. В рассматриваемом примере $\mu = 6$. При расчёте неупругих систем на сейсмическое воздействие этот процесс выполняется в обратном порядке.

В соответствии со спектром ответов определяется соответствующая упругая сила F_E .

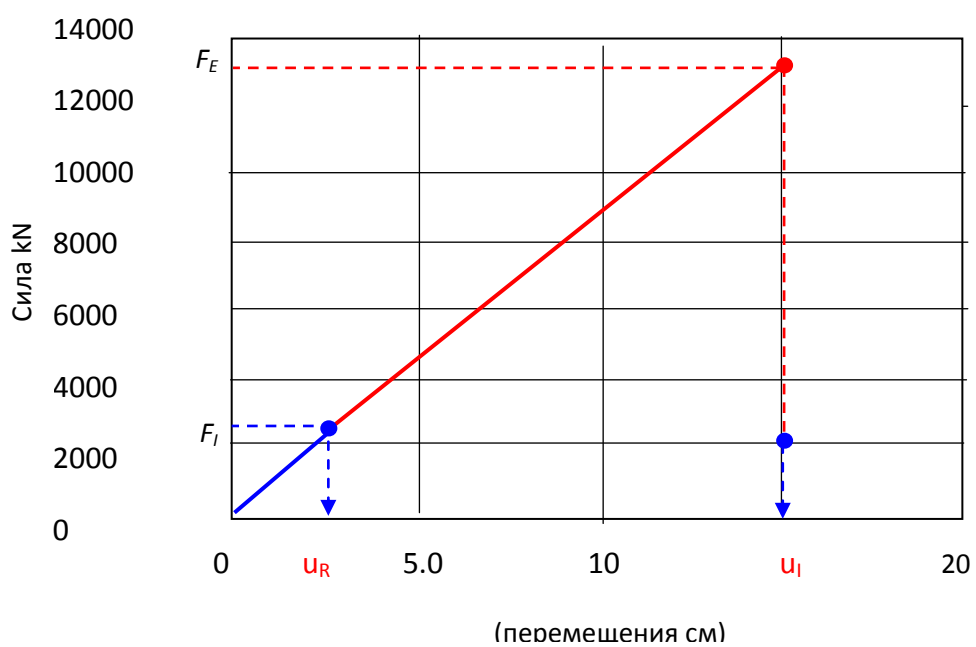


Рисунок 8.4. Упругопластическая система и соответствующая ей линейная система

На основании детального анализа конструкции задаётся коэффициент пластичности μ , используя который можно использовать для уменьшения силы.

В соответствии со спектром ответов определяется упругая сила F_E . Величина максимальной силы для неупругой системы определяется с учётом пластичности по формуле: $F_I = \frac{F_E}{\mu}$. Выполняется расчёт конструкции в упругой стадии на силу F_I . Определяется перемещение u_R . Для определения перемещения с учётом пластичности перемещение u_R умножается на коэффициент пластичности, в результате чего определяется величина реального перемещения u_I и её отклонение.

Нормативные документы расчёта зданий позволяют использовать уменьшенные силы с учётом пластического поведения сооружения. При выполнении расчёта в упругой стадии это приведёт к значительному занижению значений перемещений. Поэтому для получения реальных перемещений необходимо полученные при линейном расчёте перемещения умножить на коэффициент пластичности.

8.3. Концепция эквивалентных энергий

В соответствии с рекомендациями Ньюмарка и Холла при построении спектров ответов для неупругих систем используются спектры ответов упругих систем, которые корректируются множителями, величина которых зависит от частоты (периода).

Для определения спектров ускорения рекомендуется упругие спектры делить на коэффициент $\sqrt{2\mu-1}$, величина которого определяется из условия эквивалентности энергий для упругой и упругопластической системы. Величина коэффициента пластичности зависит от материала рассчитываемой конструкции, а так же от допускаемого уровня риска разрушения объекта.

Опишем более подробно концепцию Ньюмарка и Холла.

Энергия системы при условии упругой деформации (рисунок 5a) определяется выражением:

$$E_y = \frac{F_y U_y}{2} = \frac{F_y^2 U_p}{2F_p} \quad (8.1)$$

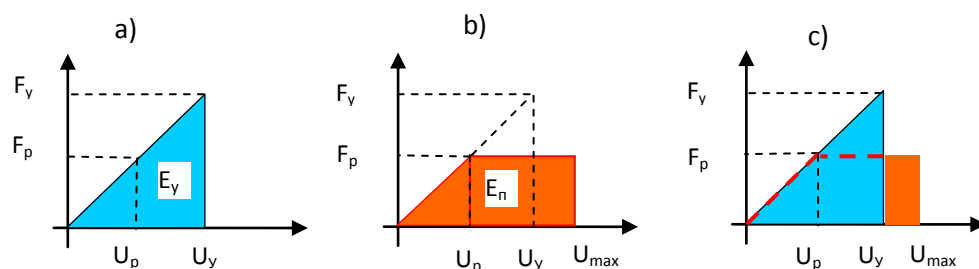


Рисунок 8.5 Определение энергии при упругом и упругопластическом поведении системы

Энергия при условии упруго пластической деформации (рисунок 8.5b) определяется выражением:

$$E_n = F_p U_{\max} - \frac{F_p U_p}{2} = F_p U_p (\mu - \frac{1}{2}) \quad (8.2)$$

Приравнивая выражения для энергий (рисунок 5c), получим

$$E_y = E_n \Rightarrow \frac{F_y}{F_p} = \sqrt{2\mu - 1} \quad (8.3)$$

Таким образом, усилия, которые возникают в упруго пластической системе в $\sqrt{2\mu - 1}$ раз меньше усилий, которые возникают в упругой системе при условии равенства поступивших в системы энергий.

Если обосновано упруго пластическое поведение конструкции и известны предельные значения перемещений, при которых возникают пластические деформации, спектры ответов могут быть получены путём прямого интегрирования.

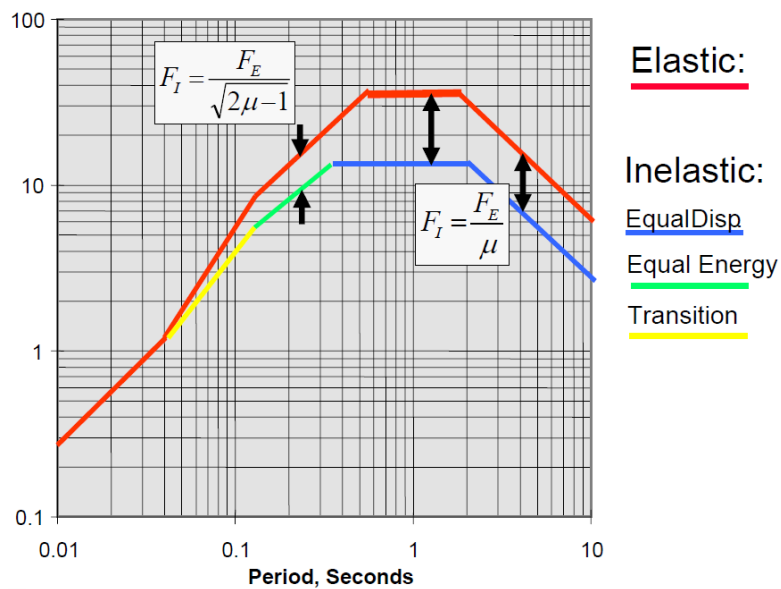


Рисунок 8.6 Спектр псевдоускорений Ньюмарка для неупругих систем

Для построения спектра Ньюмарка и Холла необходимо использовать концепцию равных перемещений, уменьшая амплитуды линейного спектра в μ раз в области малых частот (больших периодов), и использовать концепцию эквивалентных энергий, уменьшая амплитуды линейного спектра в $\sqrt{2\mu-1}$ раз в области высоких частот (малых периодов).

Отметим, что при близких к нулю периодах линейный спектр не корректируется, так в этом случае ускорение системы должно быть равно ускорению основания. Поэтому на графике проводится переходная линия (обозначена жёлтым цветом).

Концепция эквивалентных перемещений используется в следующих Нормативных документа: IBC; NEHRP; ASCE-7; FEMA 273 и др.

Кроме спектров Ньюмарка-Холла в нормативных документах используются и другие спектры, учитывающие нелинейное поведение сооружений.

В заключение представим спектры максимальных реакций, учитывающих неупругое поведение сооружений.

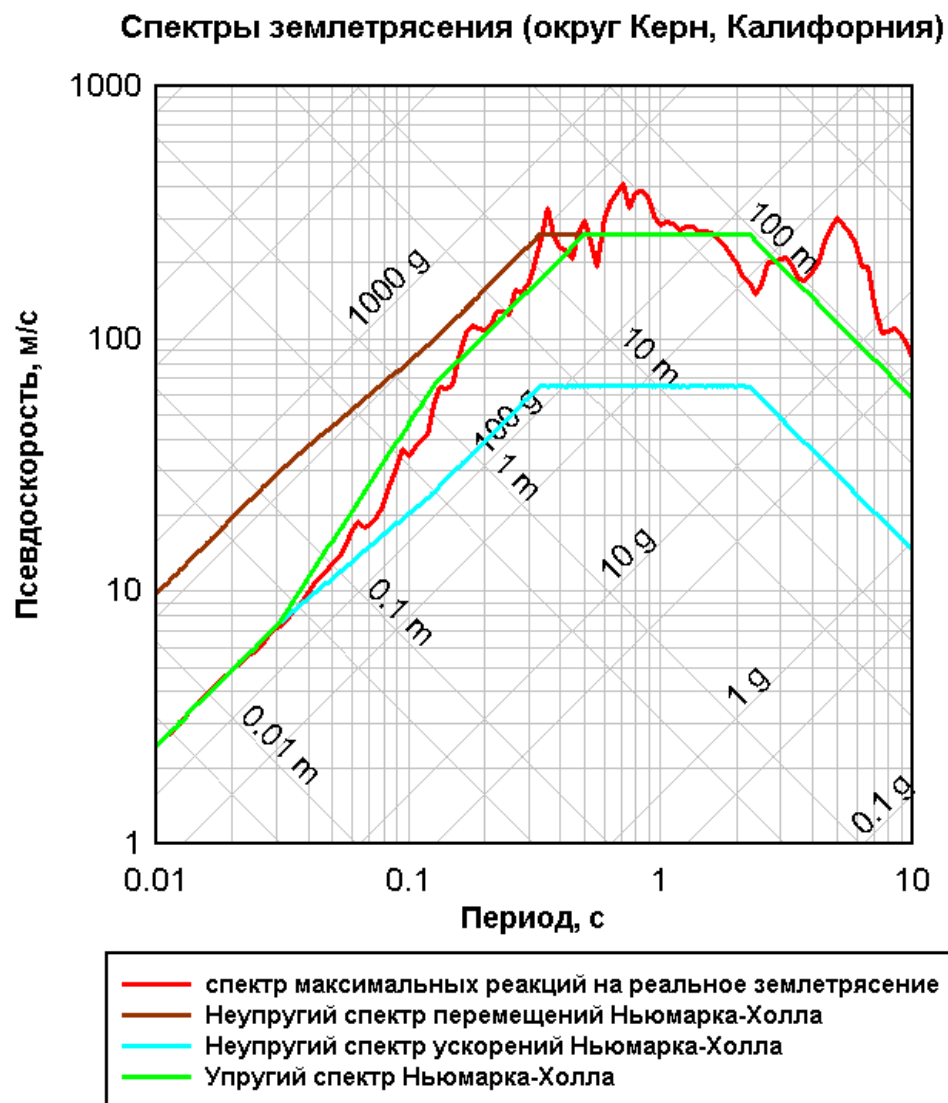


Рисунок 8.7 Спектры максимальных реакций на сейсмическое воздействие

Концепция спектров максимальных реакций одна из наиболее широко используемых концепций при расчёте сооружений на сейсмические и техногенные воздействия.

Усилиями многих учёных разработаны методы, позволяющие использовать эту концепцию для расчёта поведения нелинейных сооружений на сейсмические воздействия.

Для выбора коэффициентов, используемых для коррекции линейных спектров, в разных странах проведено большое количество экспериментальных работ.

В нормативных документах по расчёту сооружений на сейсмостойкость необходимо использовать вместо терминов «динамические коэффициенты» термины «спектры максимальных реакций», которые более правильно отражают физическую сущность расчёта.

9. Учёт нелинейного поведения элементов мостов в нормативном документе EN 1998-2:2005+A1:2009 «Проектирование сейсмостойких конструкций». Часть 2: Мосты.

9.1. Общие положения

Основной методикой расчёта мостов на сейсмические воздействия, изложенной в нормативном документе EN 1998-2:2005+A1:2009 является спектральный метод расчёта с использованием расчетных упругих спектров реакции.

Способность мостов противостоять сейсмическим воздействиям в области нелинейного деформирования, допускает возможность их проектирования на сейсмические нагрузки меньшие, чем определенные в предположении линейно-упругой реакции.

Конструкция моста обладают способностью рассеивать поступившую в неё энергию сейсмических колебаний за счет нелинейного поведения их элементов специальных устройств. Эта способность даёт возможность избежать выполнения явного нелинейного расчёта при проектировании, выполнив упругий расчет, основанный на спектре реакции, значения ординат которого уменьшены относительно значений ординат спектра упругой реакции.

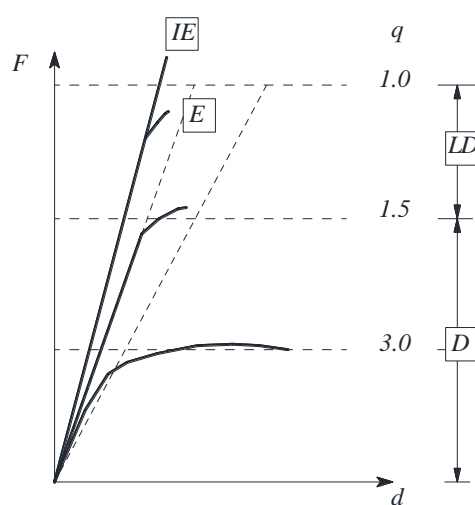
Спектр реакции с уменьшенными значениями ординат обычно именуется «расчетным спектром». Уменьшение спектра упругой реакции достигается путём деления ординат спектра на коэффициент поведения q .

В соответствии с нормативным документом EN 1998-2:2005+A1 мост должен быть запроектирован так, чтобы его поведение в условиях расчетного сейсмического воздействия было податливым или ограниченно податливо/упругим в зависимости от сейсмичности площадки, а также от того

используется ли сейсмическая изоляция или какие-либо другие устройства. Такое поведение (податливое или ограниченно податливое) характеризуется глобальной зависимостью силы от перемещения, представленной на рисунке 9.1.

9.2. Коэффициенты поведения, используемые при линейном анализе

Коэффициент поведения определяется глобально для всей конструкции и отражает величину ее податливости, т. е. способность пластичных элементов выдерживать при сейсмическом воздействии приемлемые повреждения за пределами упругости без разрушения.



Условные обозначения

- q — коэффициент поведения;
- IE — идеальное упругое поведение;
- E — существенно упругое поведение;
- LD — ограниченно податливое поведение;
- D — податливое поведение

Рисунок 9.1 — Зависимость силы от деформации и коэффициент поведения

Метод линейного анализа, использующий достаточно консервативные коэффициенты уменьшения глобального воздействия, учитывает

неопределенности, присущими сейсмическим проблемам и допускаемыми неточностями, с одной стороны, и необходимым расчётом и проектированием, с другой стороны.

Коэффициент поведения q представляет собой приближенное значение соотношения сейсмических нагрузок, которые воздействовали бы на сооружение при его полностью упругой реакции и вязком демпфировании 5%, к сейсмическим нагрузкам, которые могут использоваться при проектировании сооружения на основе обычной модели упругого расчета, обеспечивающей удовлетворительную реакцию сооружения.

Значения коэффициента поведения q , которые также учитывают влияние вязкого демпфирования, отличающегося от 5%, для разных материалов и конструктивных систем согласно соответствующим классам пластичности. Значение коэффициента поведения q может быть различным для разных горизонтальных направлений сооружения.

9.3. Податливое поведение и ограниченно податливое поведение моста

В районах с умеренной и высокой сейсмической активностью обычно предпочитают строить (и по экономическим причинам, и по соображениям безопасности) мосты с податливым поведением, т. е. мост должен быть в состоянии рассеивать значительное количество поступающей энергии в условиях сильных землетрясений. Это происходит за счет формирования зон пластических деформаций при изгибе или благодаря использованию сейсмоизолирующих устройств. Податливое поведение моста может быть достигнуто за счет образования зон пластических деформаций при изгибе.

Мосты с податливым поведением должны проектироваться таким образом, чтобы конструкция имела частичную или полную устойчивость при образовании пластических шарниров при изгибе. Такие шарниры обычно образуются в опорах и выполняют функцию основных элементов, рассеивающих энергию

Насколько возможно, зоны пластических деформаций должны образовываться в сечениях, доступных для осмотра и ремонта

В конструкциях с ограниченным податливым поведением при расчетном сейсмическом воздействии, область текучести со значительным уменьшением секущей жесткости может не проявиться. В функции, определяющей зависимость «сила-смещение», построение отрезка, соответствующего постоянной силе не требуется. Такое отклонение от идеального упругого поведения обеспечивает некоторое гистерезисное рассеяние энергии. Такое поведение соответствует значению коэффициента поведения $q \leq 1,5$ и называется «ограниченной податливостью»

Для разных элементов мостов в нормативном документе **EN 1998-2:2005+A1** (Таблица 4.1) приводятся значения коэффициента поведения q .

Таблица 9.1 — Максимальные значения коэффициента поведения q

Тип податливых элементов	Сейсмическое поведение	
	Ограниченная податливость	Податливость
Железобетонные мостовые опоры:		
вертикальные опоры на изгибе	1,5	3,5
подкосы на изгибе	1,2	2,1
Стальные мостовые опоры :		
вертикальные опоры на изгибе	1,5	3,5
подкосы на изгибе	1,2	2,0
опоры с нормальными растяжками	1,5	2,5
опоры с эксцентричными растяжками	—	3,5
Устои, жестко соединенные с пролётным в общем	1,5	1,5
зафиксированные конструкции (см. 4.1.6(9), (10))	1,0	1,0
Арки	1,2	2,0
<p>* $\alpha_s = L_s / h$ — коэффициент сдвига мостовой опоры, где L_s — расстояние от нулевого момента, h — высота поперечного сечения в направлении изгиба</p> <p>$a_s \geq 3\lambda(a_s) = 1,0$</p> <p>$3 > a_s \geq 1,0 \quad \lambda(a_s) = \sqrt{\frac{a_s}{3}}$</p>		

Если мост состоит из податливых элементов разных типов, должен использоваться коэффициент поведения q , соответствующий группе элементов, вносящей основной вклад в сейсмостойкость. Разные значения коэффициента поведения q могут использоваться в каждом из двух горизонтальных направлений.

ПРИМЕЧАНИЕ Использование значений коэффициентов поведения, меньше максимально допустимых значений Таблицы 4.1, обычно ведет к снижению требований податливости, что означает уменьшение потенциально возможных повреждений. Выбор таких значений отдается на усмотрение проектировщика и заказчика

Заключение

В отчете представлены результаты работы за период с 01.09.2012 по 15.08.2013.

Результаты отчета соответствует заявленному плану работ, указанному в заявке «План научной работы»

- 1) Изучение и анализ опыта российских и зарубежных исследователей
- 2) Разработка механико-математических моделей
- 3) Для учёта более реальной реакции мостов на сейсмические воздействия приводится теория построения спектров реакций, учитывающих нелинейное поведение сооружений.
- 4) Для учёта нелинейного поведения мостов при умеренных и сильных землетрясениях используется коэффициент поведения, как это принято в Европейских Нормах.
- 5) В Приложениях приведены примеры расчётов.

Список литературы

[1] W.K. Chen and L. Duan, Eds., 2003 by CRC Press LLC Bridge Engineering Seismic Design Handbook

[2] Chung, R. et al., The January 17, 1995 Hyogoken-Nanbu (Kobe) Earthquake, NIST Special Publication 901, National Institute of Standards and Technology, July 1996, 544 pp.

[3] Astaneh-Asl, A. et al., Seismic Performance of Steel Bridges during the 1994 Northridge Earthquake:

[4] Wu, R.W., Hassain, F.A., and Lui, L.K. "Seismic Response Analysis of Structural System Subjected to Multiple Support Excitation." Nuclear Engineering and Design, Vol. 47. 1978.

[5] Kassawara, P.P., and Peck, D.A. "Dynamic Analysis of Structural Systems Excited at Multiple Support Locations." Proc., ASCE Specially Conference on Structural Design of Nuclear Plant Facilities, Chicago, Ill., Dec., 1973.

[6] Kassawara R.P. and Peck. D.A. "Dynamic Analysis of Equipment Systems Excited by Multi-Directional Support Motion." Proc., ASCE Specialty Conference on Structural Design of Nuclear Plant Facilities, New Orleans, Dec., 1975.

[7] Shah, V.N., and Hartmann, A.J. "Nonlinear Dynamic. Analysis of a Structure Subjected to Multiple Support Motion." Paper 80-C21 PVP-52, ASME Pressure Vessel and Piping Conference, San Francisco, Calif. 1980.

[8] Thailer, H.J. Spectral Analysis of Complex Systems Supported at Several Elevations." J. Pressure Vessel Technol., ASME, Vol 98, May. 1976.

[9] Biswas, J.K, "Seismic Analysis of Equipment Supported at Multiple Levels." Dynamic and Seismic Analysis of Systems and Component's. PVP. Vol. 65, ASME Pressure Vessels and Piping Conference, Orlando, Fla., 133-142, July, 1982.

[10] Bezler, P., and Subudhi, M. "Evaluation of Alternate Procedures for Seismic Analysis of Piping Systems." Presented to PVRC Steering Committee, Brookhaven National Laboratory, January 24, 1984.

[11] Lin, C.-W., and Loceff, F. "A New Approach to Compute System Response With Multiple Support Response Spectra Input." Nuclear Engineering and Design Vol. 60, 347-352, 1980.

[12] Vashi, K.M. "Seismic Spectral Analysis for Structures Subject to Non-Uniform Excitation." 83-PVP-69, ASME Pressure Vessel and Piping Conference, Portland, Oreg. 1980.

[13] Vashi, K.M. "Seismic Spectral Analysis of Structural Systems Subject to Non-uniform.. Excitation at Supports." 2nd ASCE Specially Conference Proceedings on Structural Design of Nuclear Plant Facilities, Vol. 1-A, Dec. 1975.

[14] Vashi, K.M. "Modal Specira Seismic Analysis for Non-uniform Excitation." Hth Internationl Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology (SM1RT-H), Tokyo, Japan, Aug.. 1991.

[15] Ibrahim, Z.N. "Evaluation of the SRSS Combination of Primary Plus Secondary Dynamic Peak Responses."

[16] Luco, J. и Wong, H., 1986, "Response of a rigid foundation to a spatially random ground motion" Earth. Eng. Struct. Dyn., 14: 891-908

[17] Der Kiureghian, A., 1996, "A coherency model for spatially varying ground motions" Earth. Eng. Struct. Dyn., 25: 99-111

[18] Shinozuka, M., 1972, "Monte Carlo solution of structural dynamics" Comp. Struct.,2: 855-874

[19] Der Kiureghian, A. и Neuenhofer, A., 1992, "Response spectrum method for multi-support seismic excitations" Earth Eng. Struct. Dyn., 21: 713-740

[20] Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance Part 2: Bridges

[21] Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance -Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings

[22] Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance -Part 5: Foundations, retaining structures and geotechnical aspects

[23] СП 14.13330.2011: СНиП II-7-81* «Строительство в сейсмических районах»

[24] Kawashima K. “Seismic design, response modification, and retrofit of bridges”. Tokyo Institute of Technology, Lecture 2005. -313 p.

[25] Ruangrassamee A., Kawashima K. “Relative displacement response spectra with pounding effect”, Earthquake engineering and structural dynamics, 2001, 30:1511–1538.

[26] Bassem Andrawes “Seismic response and analysis of multiple frame bridges using superelastic shape memory alloys”, Georgia Institute of Technology, 2005.

Приложение А

Примеры расчёта мостов спектральным методом с использованием основной формы колебаний

Определение типа грунтовых условий строительной площадки по скоростям распространения поперечных волн

Для примера воспользуемся данными, представленными в Таблице 1.

Дано: значения скоростей распространения поперечных волн в поверхностной толще грунтов (Таблица 1)

Требуется: определить тип грунтовых условий площадки строительства по сейсмическим свойствам.

Таблица 1 – Скорости распространения поперечных волн в поверхностной толще

Слой грунта	Глубина залегания подошвы слоя, м	Толщина слоя, м	Значения v_s , м/с
1	1,4	1,4	180
2	6,0	4,6	420
3	10,0	4,0	510
4	18,0	8,0	580
5	30	12,0	750

Расчет: средние скорости распространения поперечных волн $v_{s,10}$ и $v_{s,30}$ следует вычислять в соответствии с выражениями:

$$v_{s,10} = \frac{10}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{v_i}} = \frac{30}{\frac{1,4}{180} + \frac{4,6}{420} + \frac{4,0}{510} + \frac{8,0}{580} + \frac{12,0}{750}} = 533 \text{ м/с}$$

Вывод: в соответствии с данными Таблицы 2.3 тип грунтовых условий строительной площадки оценивается, как С.

Определение расчётного ускорения

В соответствии с документом EN 1998-1:2004 параметры расчетного сейсмического воздействия, принимаемого во внимание для соблюдения требования по отсутствию разрушения, связаны:

а) с параметрами референтного сейсмического воздействия, имеющего референтную вероятность превышения $P_{\text{NCR}} = 10\%$ за 50 лет или референтный период повторяемости, $T_{\text{NCR}} = 475$ лет;

б) с параметрами референтного сейсмического воздействия, имеющего референтную вероятность превышения $P_{\text{NCR}} = 2\%$ за 50 лет или референтный период повторяемости, $T_{\text{NCR}} = 2475$ лет;

в) со значениями коэффициента ответственности γ_I , принимаемыми в зависимости от типа проектируемого здания или инженерного сооружения.

В качестве расчетного значения ускорения a_g , учитываемого при проверке требования по отсутствию разрушения, следует принимать большее из двух значений:

$$\gamma_I \cdot a_{gR(475)},$$

или

$$\gamma_I \cdot \frac{2}{3} a_{gR(2475)},$$

где γ_I – коэффициент ответственности, значение которого следует назначать в зависимости от класса ответственности здания или сооружения.

ПРИМЕЧАНИЕ 1 Коэффициент $2/3$ ($\approx 0,667$) в Выражении (3.6) характеризует минимальный запас прочности, которым должно обладать сооружение для предотвращения коллапса.

Дано: – значение $a_{gR(475)}$, определенное по карте общего сейсмического районирования (ОСР₄₇₅), соответствующей повторяемости 475 лет, составляет 0,2g;

– значение $a_{gR(2475)}$, определенное по карте, соответствующей повторяемости 2475 лет (ОСР₂₄₇₅), составляет 0,4g;

– значение коэффициента ответственности γ_I равно 1,3.

Требуется: определить значение a_g .

Расчет: определяем большее значение a_g из выражений:

$$\gamma_I \cdot a_{gR(475)}, \quad \text{и} \quad \gamma_I \cdot \frac{2}{3} a_{gR(2475)},$$

$$\frac{2}{3} a_{gR(2475)} \cdot \gamma_I = \frac{2}{3} \times 0,4g \times 1,3 = 0,347g \quad > \quad a_{gR(475)} \cdot \gamma_I = 0,2g \times 1,3 = 0,26g$$

Вывод: значение $a_g = 0,347g$.

Определение параметров спектров реакций для горизонтальных компонент сейсмического воздействия

Дано: – тип грунтовых условий площадки строительства – С;

– расчетное значение ускорения основания для горизонтальной компоненты сейсмического воздействия при типе грунтовых условий IA: $a_g = 0,347g$;

– коэффициент вязкого демпфирования $\xi = 5\%$; коэффициент коррекции по демпфированию $\eta = 1,0$.

Требуется: построить спектр реакций в ускорениях для горизонтальной компоненты сейсмического воздействия.

Для построения спектров горизонтальных реакций воспользуемся выражениями в 3.2.2.2(1P) EN 1998-1:2004 для горизонтальных компонент сейсмического воздействия спектр упругой реакции $S_e(T)$ определяется следующими выражениями :

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

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

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

$$T_D \leq T \leq 4 \text{ с}: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right],$$

где

$S_e(T)$ – спектр упругой реакции;

T – период колебаний линейной системы с одной степенью свободы;

a_g – расчетное ускорение грунта типа А ($a_g = \gamma_1 a_{gR}$);

T_B – минимальное значение периода на постоянном участке графика спектральных ускорений;

T_C – максимальное значение периода на постоянном участке графика спектральных ускорений;

T_D – значение периода, определяющее начало диапазона постоянных перемещений на спектре реакции в перемещениях;

S – коэффициент, характеризующий сейсмические свойства грунта;

η – коэффициент коррекции, учитывающий демпфирование с референтным значением $\eta = 1$ для 5%-го вязкого демпфирования;

Значение коэффициента коррекции, учитывающее демпфирование ξ может быть определено из выражения:

$$\eta = \sqrt{10 / (5 + \xi)} \geq 0,55 ,$$

где ξ – коэффициент вязкого демпфирования, выраженный в процентах.

Значения периодов T_B , T_C и T_D и коэффициент грунтовых условий S , описывающие форму спектра упругой реакции, зависят от типа грунтовых условий.

Отметим, что в соответствии с требованиями Европейских норм во всех странах, использующих Еврокоды, разрабатываются Национальные приложения, учитывающие особенности использования норм в каждой конкретной стране. Рекомендуемые значения параметров значения периодов

T_B , T_C и T_D и коэффициент грунтовых условий S T_B , T_C и S приведены в Таблице 2

Так как в РФ эти Нормы еще не приняты, воспользуемся данными, рекомендованными европейскими нормами EN 1998-1:2004.

Таблица 2 – Значения параметров, описывающих рекомендованный спектр упругой реакции (Тип 1)

Типы грунтовых условий	S	T_B , с	T_C , с	T_D , с
A	1,0	0,15	0,4	2,0
B	1,2	0,15	0,5	2,0
C	1,15	0,20	0,6	2,0
D	1,35	0,20	0,8	2,0
E	14	0,15	0,5	2,0

В соответствии с данными Таблицы 2:

– минимальное значение периода T_B на постоянном участке графика спектральных ускорений составляет 0,20 с;

– максимальное значение периода T_C на постоянном участке графика спектральных ускорений составляет 0,6 с;

– значение периода T_D , определяющее начало диапазона постоянных перемещений на спектре реакции в перемещениях, составляет 2,6 с;

- значение коэффициента S , характеризующего сейсмические свойства грунта, равно 1.15.

Используя значения параметров a_g , T_B , T_D , η и S , определим значения ординат спектра реакций (в долях g),

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

при $0,2 \leq T \leq 0,6$: $S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 = 0,347 \times 1,15 \times 1 \times 2,5 = 0,997$;

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[\frac{T_c}{T} \right]$$

при $2.0 \leq T \leq 4.0$ с: $S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[\frac{T_c T_D}{T^2} \right] = 0,347 \times 1,15 \times 1 \times 2,5 \left[\frac{0,6 \times 2,0}{T^2} \right] = \frac{1,20}{T^2}$.

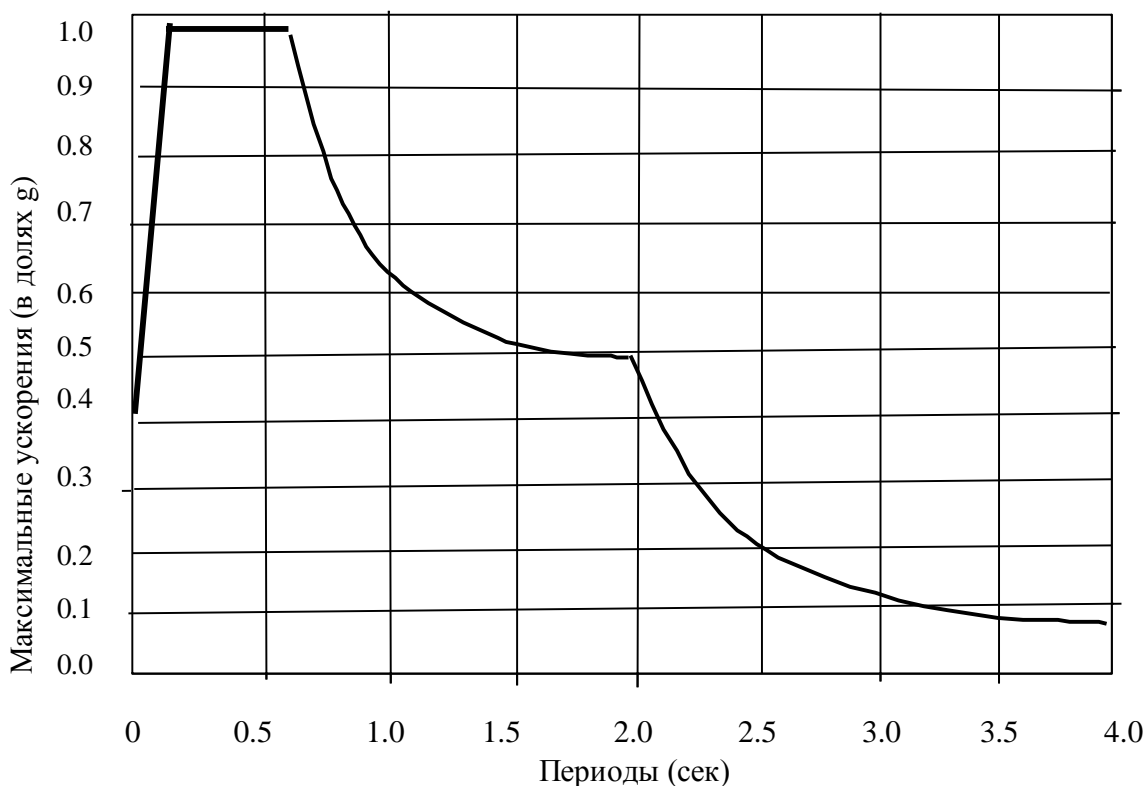


Рисунок 1 – Вид упругого спектра реакций в ускорениях (тип грунтовых условий – С; $a_g = 0,347g$ и $\xi = 5\%$)

Так как энергия колебаний будет рассеиваться железобетонными опорами (с относительным коэффициентом демпфирования $\xi = 0,05$), поправочный коэффициент на демпфирование равен единиц:
 $\eta = \sqrt{10/(5+\xi)} = \sqrt{10/(5+5)} = 1 \geq 0,55$

Таблица 3 – Значения спектра в характерных точках

T , (сек)	0	0,2	0,6	1,00	2,00	3,00	4,00
$S_e(T)$, в долях g	0,399	0,997	0,997	0,598	0,299	0,133	0,07

Пример 1

Конструкция моста представлена на рисунке 2. Рассматриваются продольные колебания. Предполагается, что мост при землетрясении перемещается в продольном направлении. Общее сопротивление продольному перемещению оказывают опорные части на устоях, создающие силы трения, пропорциональные скорости, и центральная опора, реакция которой считается упругой.

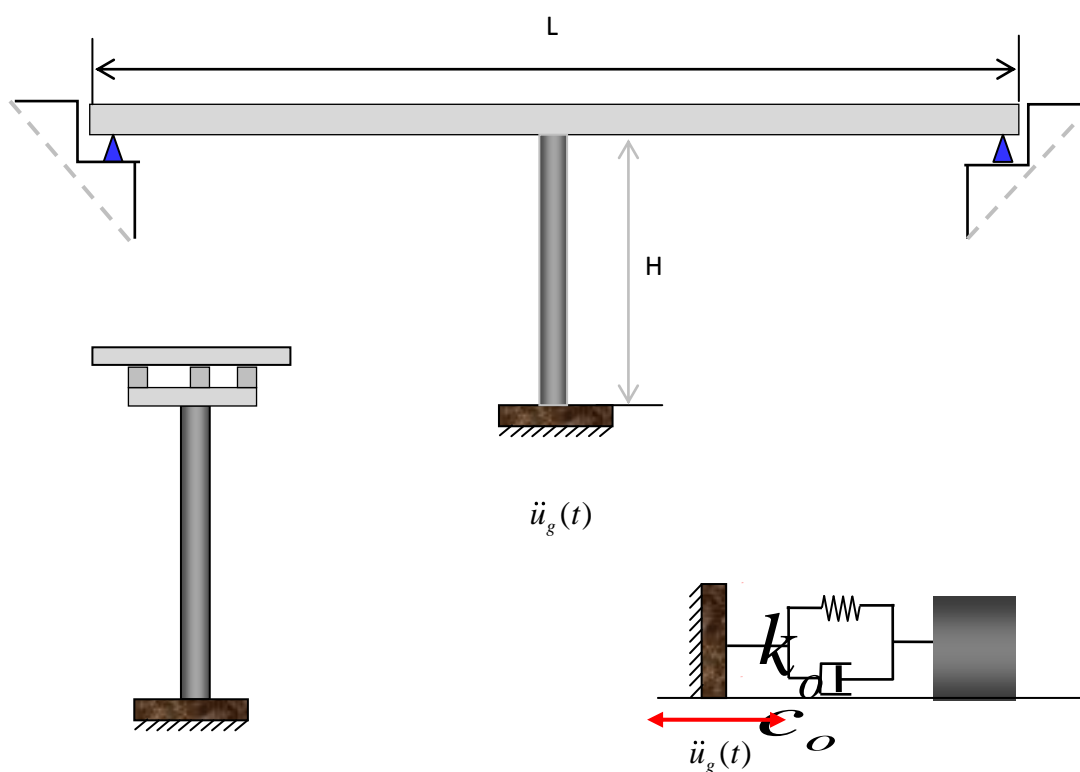


Рисунок 2 – Расчётная схема моста

Исходные данные:

Момент инерции опоры при изгибе $I_c = 1,036 \text{ м}^4$,

Площадь поперечного сечения пролётного строения $A_c = 3,57 \text{ м}^2$,

Плотность материала $\rho = 2400 \text{ кг} / \text{м}^3$,

Модуль упругости материала колонны $E_c = 20700 \text{ МПа}$,

Высота колонны $H_c = 12,0 \text{ м}$

Длина пролётного строения $L_{пр} = 42,0 \text{ м}$

Коэффициент демпфирования $\xi = 0.05$ (5%)

Кривая спектра реакций представлена на рисунке 1.

Решение:

Жёсткость эквивалентной пружины, определяемая изгибной жёсткостью опоры:

$$k = \frac{12E_c I_c}{H^3} = \frac{12(20700 \times 10^6)(1,036)}{12,0^3} = 149860 \text{ кН/м}$$

Масса пролётного строения

$$m = AL\rho = (3.57)(42.0)(2400) = 3599 \times 10^3 \text{ кг}$$

Круговая частота без учёта демпфирования

$$\omega_n = \sqrt{\frac{k}{m}} = \sqrt{\frac{149860 \times 10^3}{360 \times 10^3}} = 20.4 \text{ рад/сек}$$

Собственная частота

$$f_n = \frac{\omega_n}{2\pi} = \frac{20.4}{2\pi} = 3.25 \text{ Гц}$$

Период собственных колебаний

$$T_n = \frac{1}{f_n} = \frac{1}{3.25} = 0.31 \text{ сек}$$

Круговая частота колебаний с учётом демпфирования

$$\omega_d = \omega_n \sqrt{1 - \xi^2} = 20.4 \sqrt{1 - 0.05^2} = 20.3 \text{ рад/сек}$$

Период колебаний с учётом демпфирования

$$T_n = \frac{2\pi}{\omega_n} = \frac{2\pi}{20.3} = 0.309 \text{ сек}$$

В соответствии со спектром реакций, максимальное ускорение, с которым будет колебаться пролётное строение на опоре, определяется выражением:

при T $0,2 \leq 0,309 \leq 0,6$: $S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 = 0,347 \times 1,15 \times 1 \times 2,5 = 0,997$;

$$a_{\max} = S_e(T)g = 0,997 \times 9,82 = 9,79 \text{ м/сек}^2$$

Максимальная инерционная сила, действующая на пролётное строение:

$$F = m \times S_a(t)g = (3599 \times 10^3)(0,979)(9,82) = 34564 \text{ кН}$$

Максимальное перемещение пролётного строения:

$$d = \frac{FH^3}{12E_c I_c} = \frac{F}{k} = \frac{34584 \times 10^3}{149860 \times 10^3} = 0,23 \text{ м}$$

Максимальный изгибающий момент в сечении опоры

$$M = \frac{F \times H}{2} = \frac{34564 \times 12 \times 10^3}{2} = 213 \text{ MN} \cdot \text{м}$$

Пример 2

Исходные данные:

Тип грунта и характеристики сейсмического воздействия принимаются такими же, как и в первом примере. Поведение моста предполагается ограниченно податливым. Коэффициент поведения определяется работой опоры на изгиб. Принимается равным $q=1,5$.

Для горизонтальных компонент сейсмического воздействия расчетный спектр $S_d(T)$ с учётом податливого поведения определяется следующими выражениями:

$$0 \leq T \leq T_B: S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right],$$

$$T_B \leq T \leq T_C: S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q},$$

$$T_C \leq T \leq T_D: S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases},$$

$$S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases}$$

$$S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases}$$

β – показатель нижней границы расчетного спектра для горизонтальных компонент.

ПРИМЕЧАНИЕ Значение β для применения в конкретной стране можно найти в Национальном Приложении. Рекомендованное значение $\beta = 0,2$.

Используя параметры, соответствующие типу грунта и ограниченно податливому поведению моста, получим:

при $0 \leq T \leq T_B$

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] = 0,347 \times 1,15 \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{0,2} \cdot \left(\frac{2,5}{1,5} - \frac{2}{3} \right) \right] = 0,399 \left[\frac{2}{3} + 5T \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C: S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q},$$

$$T_C \leq T \leq T_D: S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} = 0,347 \times 1,15 \cdot \frac{2,5}{1,5} \cdot \left[\frac{0,6}{T} \right] \\ \geq 0,2 \times 0,347 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} = \left[\frac{0,399}{T} \right] \\ \geq 0,07 \end{cases}$$

Для моста с периодом колебаний

$$T_n = \frac{2\pi}{\omega_n} = \frac{2\pi}{20,3} = 0,309 \text{ сек}$$

значение спектра с учётом ограниченно податливого поведения определяется выражением:

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} = 0,665$$

Максимальное ускорение, с которым будет колебаться пролетное строение

$$a_{\max} = S_e(T)g = 0,665 \times 9,82 = 6,53 \text{ м/сек}^2$$

Максимальная инерционная сила, действующая на пролётное строение:

$$F = m \times S_a(t)g = (3599 \times 10^3)(0,979)(9,82) = 23502 \text{ кН}$$

Максимальное перемещение пролётного строения:

$$d = \frac{FH^3}{12E_c I_c} = \frac{F}{k} = \frac{23502 \times 10^3}{149860 \times 10^3} = 0.15 \text{ м}$$

Максимальный изгибающий момент в сечении опоры

$$M = \frac{F \times H}{2} = \frac{23503 \times 12 \times 10^3}{2} = 141 \text{ MN} \cdot \text{м}$$

Учёт податливого поведения опор уменьшает максимальные ускорения, максимальный изгибающий момент и перемещения.

Пример 3

Конструкция моста представлена на рисунке 4. Рассматриваются продольные колебания. Предполагается, что мост при землетрясении перемещается в продольном направлении. Общее сопротивление продольному перемещению оказывают опорные части на устоях и промежуточных опорах, создающие силы трения, пропорциональные скорости, и промежуточные опоры, реакции которых считаются упругими. В качестве воздействия использовать запись землетрясения в г. Кобе (Япония) 1995 года, акселерограмма которого представлена на рисунке 3.

Предполагается, что величины исходных зазоров достаточны, чтобы не происходили соударения соседних пролетных строений, т.е. коэффициенты зазора $r_G = 1$.

Требуется определить максимальные значения раскрытия зазоров между смежными пролетными строениями на опорах 1 и 2.

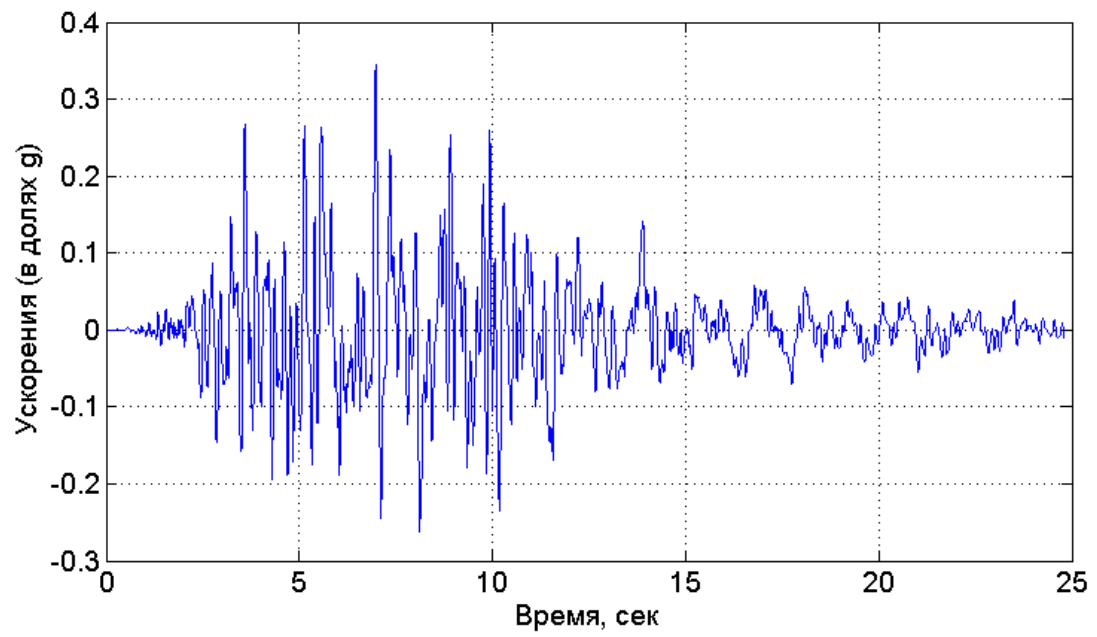


Рисунок 3 – Акселерограмма землетрясения в г. Кобе (Япония) 1995г.

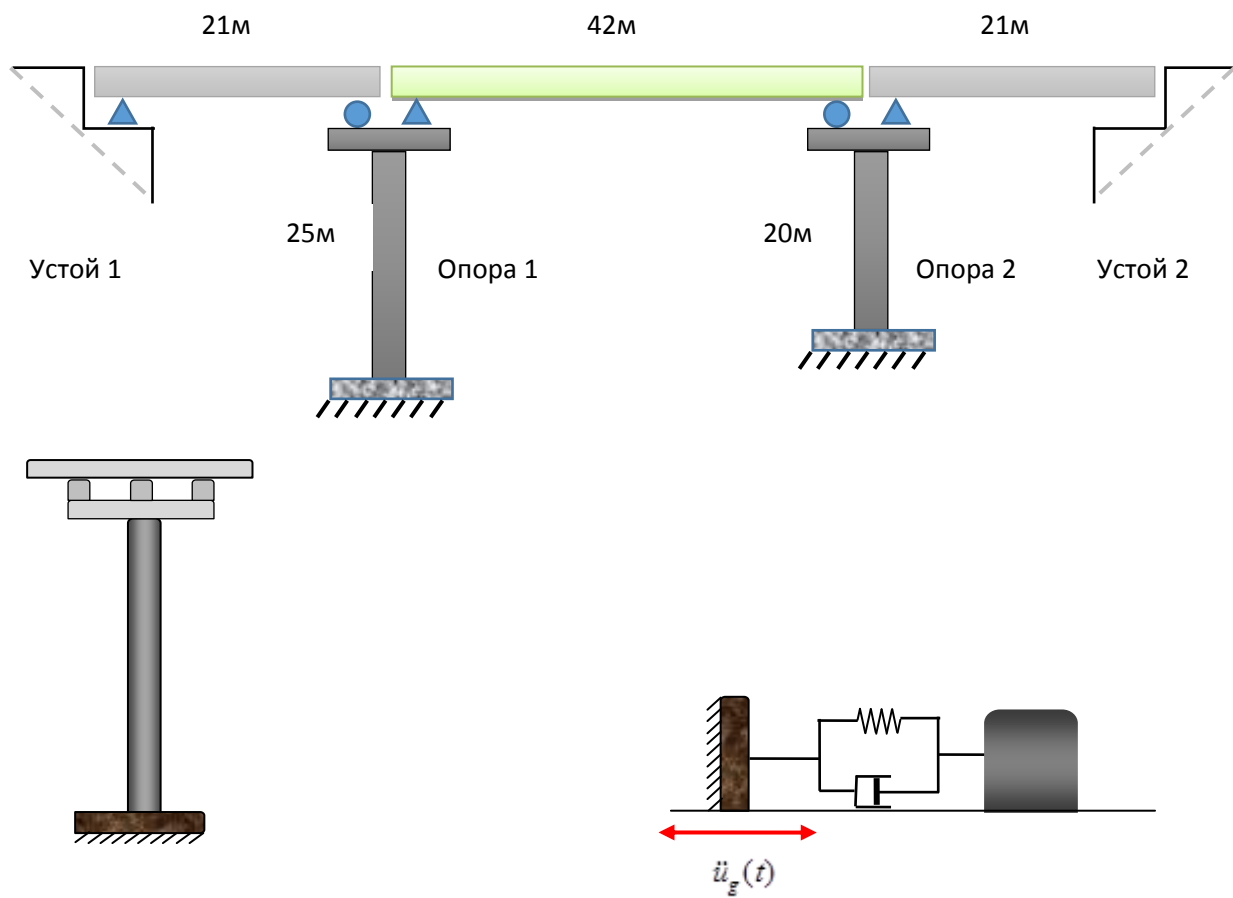


Рисунок 4 – Расчётная схема моста

Исходные данные:

Момент инерции опоры 1 и 2 при изгибе $I_c = 1,036 \text{ м}^4$,

Модуль упругости материала колонны $E_c = 20700 \text{ МПа}$,

Высота опоры 1 $H_c = 25.0 \text{ м}$, высота опоры 2 $H_c = 20.0 \text{ м}$.

Пролетное строение длиной $L_{\text{пр}} = 21 \text{ м}$:

Площадь поперечного сечения: $A_c = 3,57 \text{ м}^2$,

Пролетное строение длиной $L_{\text{пр}} = 42 \text{ м}$:

Площадь поперечного сечения: $A_c = 4,5 \text{ м}^2$,

Плотность материала $\rho = 2400 \text{ кг} / \text{м}^3$,

Коэффициент демпфирования $\xi = 0.05$ (5%)

Решение:

Выделим в конструкции три системы:

- 1.) Устой 1 и пролетное строение 21м;
- 2.) Опора 1 и пролетное строение 42м;
- 3.) Опора 2 и пролетное строение 21м.

Для системы 1:

Жёсткость эквивалентной пружины определяется изгибной жёсткостью устоя

1. Будем считать устой абсолютно жестким, тогда период собственных колебаний такой системы будет равен 0.

Для системы 2:

Жёсткость эквивалентной пружины, определяемая изгибной жёсткостью опоры 1:

$$k = \frac{12E_c I_c}{H^3} = \frac{12(20700 \times 10^6)(1,036)}{25^3} = 16469 \text{ кН/м}$$

Масса пролётного строения

$$m = AL\rho = (4,5)(42,0)(2400) = 453600 \text{ кг}$$

Круговая частота без учёта демпфирования

$$\omega_n = \sqrt{\frac{k}{m}} = \sqrt{\frac{16469 \times 10^3}{453,6 \times 10^3}} = 6.03 \text{ рад/сек}$$

Собственная частота

$$f_n = \frac{\omega_n}{2\pi} = \frac{6.03}{2\pi} = 0.96 \text{ Гц}$$

Период собственных колебаний

$$T_n = \frac{1}{f_n} = \frac{1}{0.96} = 1.04 \text{ сек}$$

Круговая частота колебаний с учётом демпфирования

$$\omega_d = \omega_n \sqrt{1 - \xi^2} = 6.03 \sqrt{1 - 0.05^2} = 6.02 \text{ рад/сек}$$

Период колебаний с учётом демпфирования

$$T_n = \frac{2\pi}{\omega_n} = \frac{2\pi}{6.02} = 1.04 \text{ сек}$$

Для системы 3:

Жёсткость эквивалентной пружины, определяемая изгибной жёсткостью опоры 2:

$$k = \frac{12E_c I_c}{H^3} = \frac{12(20700 \times 10^6)(1,036)}{20^3} = 32168 \text{ кН/м}$$

Масса пролётного строения

$$m = AL\rho = (3.57)(21.0)(2400) = 180 \times 10^3 \text{ кг}$$

Круговая частота без учёта демпфирования

$$\omega_n = \sqrt{\frac{k}{m}} = \sqrt{\frac{32168 \times 10^3}{180 \times 10^3}} = 13.37 \text{ рад/сек}$$

Собственная частота

$$f_n = \frac{\omega_n}{2\pi} = \frac{13.37}{2\pi} = 2.13 \text{ Гц}$$

Период собственных колебаний

$$T_n = \frac{1}{f_n} = \frac{1}{2.13} = 0.47 \text{ сек}$$

Круговая частота колебаний с учётом демпфирования

$$\omega_d = \omega_n \sqrt{1 - \xi^2} = 13.37 \sqrt{1 - 0.05^2} = 13.35 \text{ рад/сек}$$

Период колебаний с учётом демпфирования

$$T_n = \frac{2\pi}{\omega_n} = \frac{2\pi}{13.35} = 0.47 \text{ сек}$$

Построим спектр максимальных относительных перемещений $\Delta S_D(T_1, T_2)$ для периодов собственных колебаний от 0 до 5 сек от воздействия землетрясения в г. Кобе 1995 года. Результат представлен на рисунке 5.

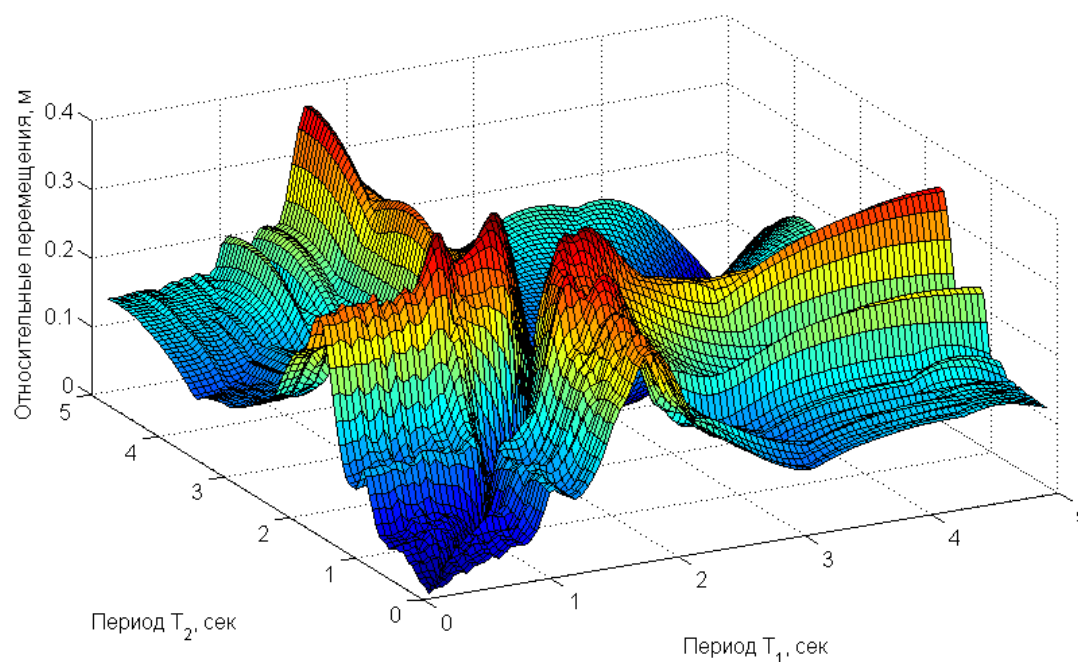


Рисунок 5 – Спектр максимальных относительных перемещений от воздействия землетрясения в г.Кобе при $\zeta_1 = \zeta_2 = 0.05$, $r_G = 1$

Окончательные результаты удобно представить в виде таблицы:

Номер опоры	Периоды, сек		Максимальные относительные перемещения (раскрытие зазора), м
	1, сек	2, сек	
Опора 1	0	1.04	0.089
Опора 2	1.04	0.47	0.110

Пример 4

Необходимо оценить, при каких условиях был возможен сброс пролетных строений моста Oakland Bay в Сан Франциско в 1989 году от землетрясения Loma Prieta, акселерограмма которого представлена на рисунке 6. Исходя из анализа повреждений моста [26], ширина зоны опирания пролетных строений, равная 10 дюймов (25.4см) оказалась недостаточной.

Рассматриваются продольные колебания. Предполагается, что мост при землетрясении перемещается в продольном направлении. Реакции опор моста считаются упругими. Рассмотреть случаи с учетом соударений пролетных строений и без учета.

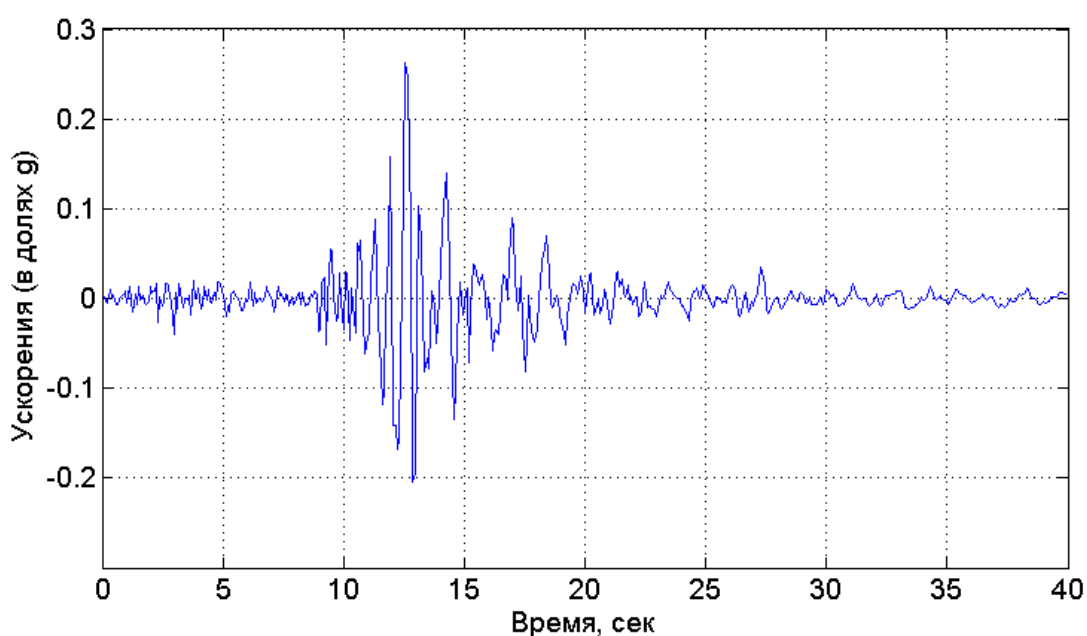


Рисунок 6 – Акселерограмма землетрясения Loma Prieta (США) 1989г.

Решение:

Рассмотрим четыре возможных случая колебания смежных пролетных строений:

Колебания происходят без соударения, т.е. когда коэффициент зазора r_G равен единице;

Колебания проходят с соударением при коэффициенте зазора r_G равном 0.5, т.е. максимальные относительные перемещения смежных пролетных строений больше величины зазора в 2 раза:

- А) при коэффициенте отношения масс пролетных строений $r_M = 1$
- Б) при коэффициенте отношения масс пролетных строений $r_M = 3$
- В) при коэффициенте отношения масс пролетных строений $r_M = 10$

Построим четыре спектра максимальных относительных перемещений $\Delta S_D(T_1, T_2)$ и $\Delta S_D^p(T_1, T_2)$ для периодов собственных колебаний систем от 0 до 5 сек от воздействия землетрясения Loma Prieta.

Периоды собственных колебаний T_1 и T_2 относятся к двум системам «опора-пролетное строение», расположенных слева и справа от рассматриваемого зазора.

Для вычисления коэффициента соударений, воспользуемся упрощенным выражением (7.5). Результаты представлены на рисунках 7-10.

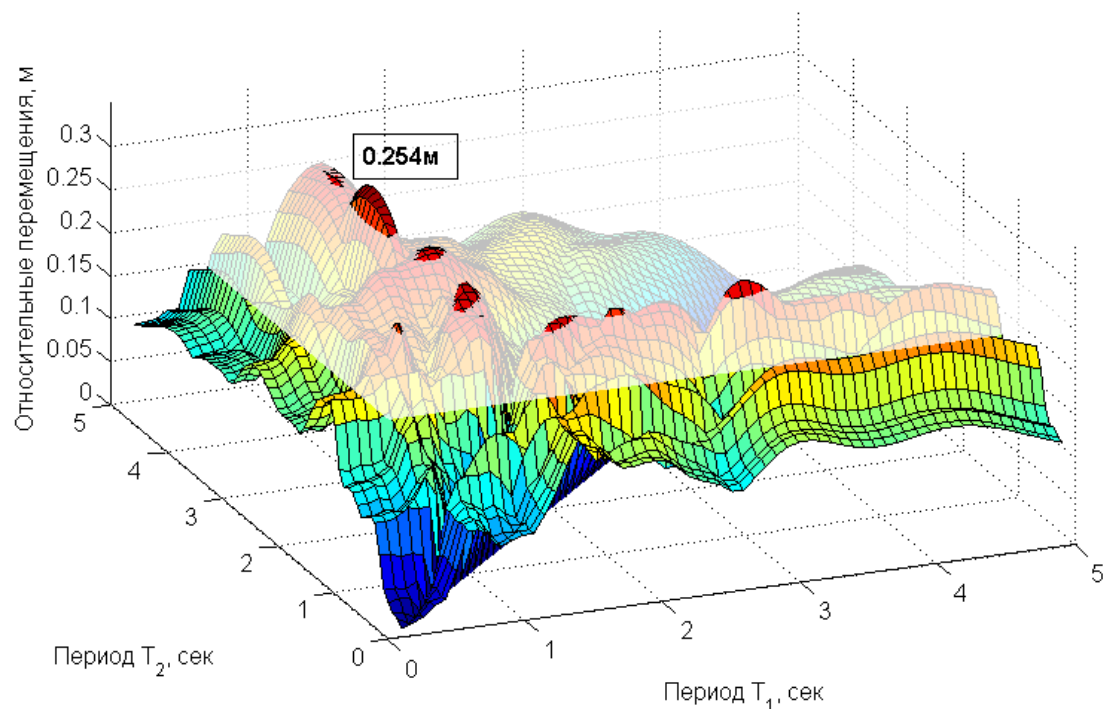


Рисунок 7 – Спектр максимальных относительных перемещений от воздействия землетрясения Loma Prieta при $r_G = 1$

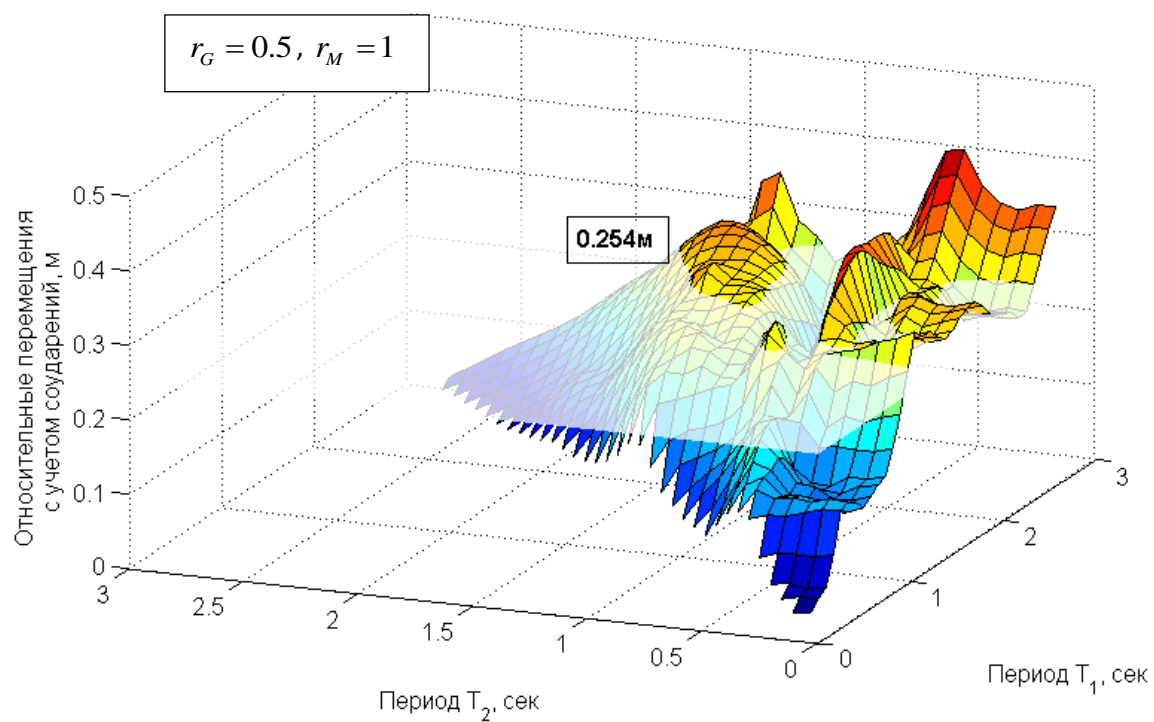


Рисунок 8 – Спектр максимальных относительных перемещений от воздействия землетрясения Loma Prieta с учетом соударений

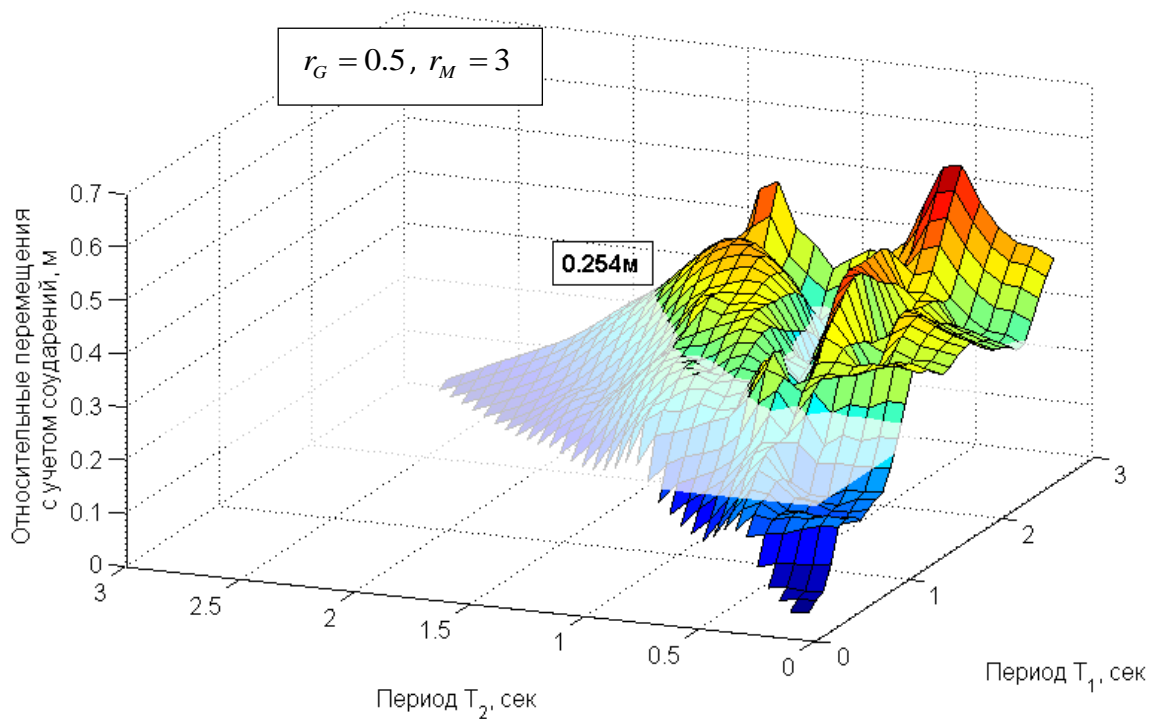


Рисунок 9 – Спектр максимальных относительных перемещений от воздействия землетрясения Loma Prieta с учетом соударений

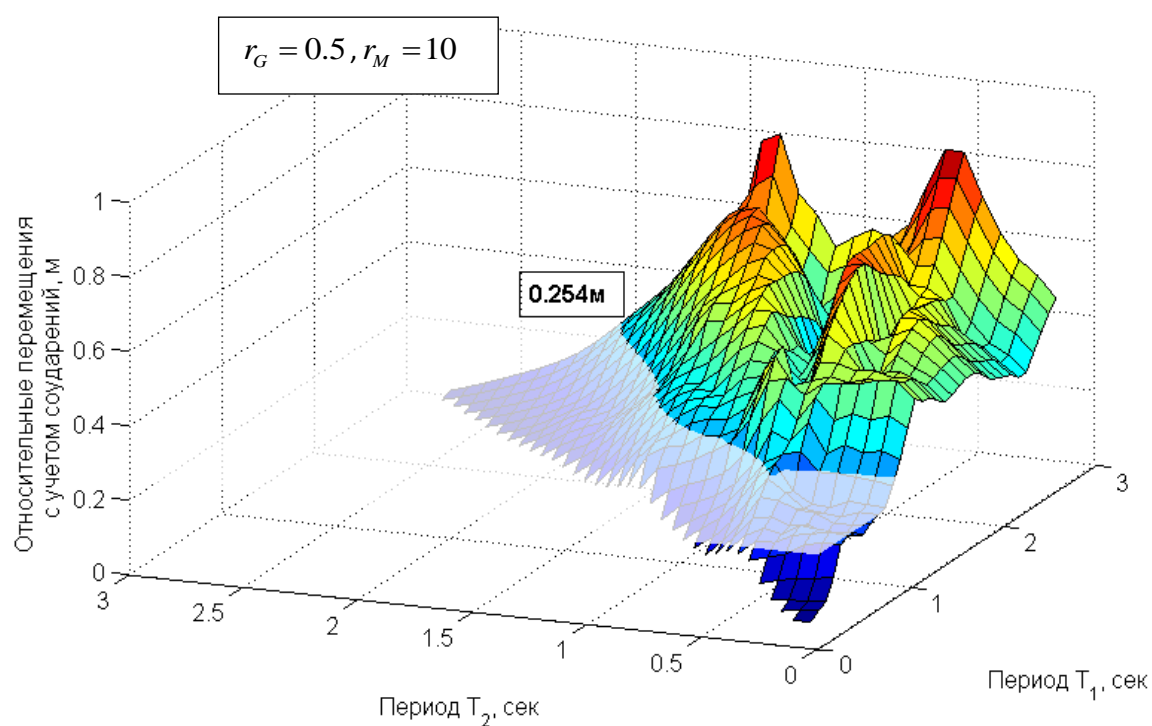


Рисунок 10 – Спектр максимальных относительных перемещений от воздействия землетрясения Loma Prieta с учетом соударений

Из рисунков 7-9 хорошо видно, что раскрытие зазора между соседними пролетными строениями, превышающее величину 0.254м, практически не случается без соударения пролетных строений. Так же видно, что при недостаточной величине зазора ($r_G < 1$, происходит соударение) максимальные перемещения существенно увеличиваются при большей разнице масс пролетных строений.