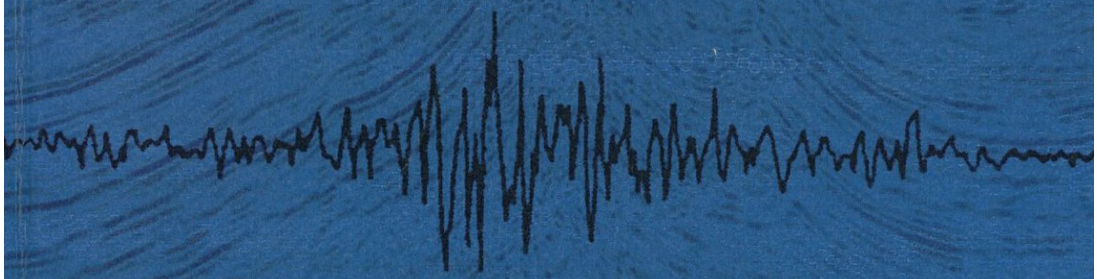
ЭДУАРД ХАЧИЯН

СЕЙСМИЧЕСКИЕ ВОЗДЕЙСТВИЯ И ПРОГНОЗ ПОВЕДЕНИЯ СООРУЖЕНИЙ



Тревожно и страшно чувствовать,что земля, которую мы считали прочной и незыблемой, начинаетвдруг колебаться. Это похоже на кошмар. Земля - наша опора, если она не успокоится,что будет с нами.

Э. Робертс

«Если строитель построил дом для человека и не сделает его прочным, а дом падает и приносит смерть его владельцу, этот строитель заслуживает смерти. Если при этом погибает имущество, он должен возместить то, что уничтожено, и, раз он не сделал дом прочным, он должен построить его заново за свой счет.

Если строитель построит дом для человека и не сделает его по правилам, и стена упадет, тогда строитель должен укрепить стену за свой счет».

«Законы Хаммурапи» -1750 г. д. н. э.

СЕЙСМИЧЕСКИЕ ВОЗДЕЙСТВИЯ И ПРОГНОЗ ПОВЕДЕНИЯ СООРУЖЕНИЙ



Национальный университет архитектуры и строительства Армении
ЕРЕВАН 2015

ԷԴՈՒԱՐԴ ԽԱՉԻՅԱՆ– Սեյսմիկ ազդեցություններ և կառուցվածքների վարքի կանխատեսում – Երևան, ՀՀ ԳԱԱ «Գիտություն» հրատ., 2015թ. 555 էջ

Մենագրությունը նվիրված է սեյսմիկ ազդեցությունների, կառուցվածքների սեյսմիկ հաշվարկման եղանակների, նրանց նախագծման, կառուցման և ուժեղացման հիմնական դրույթների կատարելագործմանը: Գլխավոր ուշադրությունը դարձված է երկրաշարժի ժամանակ տարբեր կառուցվածքների վարքի, ընդհուպ մինչև թույլատրելի վնասվածքների առաջացումը, հիմնական գործոնների կանխատեսմանը և սեյսմակայուն շինարարության նորմատիվային փաստաթղթերում դրանց լիարժեք արտացոլման խնդիրներին: Զարգացված են երկրաշարժի էներգիայի, ապարների սահմանային դեֆորմացիայի, երկրի մակերևույթի տեղափոխությունների և արագացումների կանխագուշակման տեսական եղանակները՝ երկրի մակերևույթի վրա երկրաշարժի թողած մակրոսեյսմիկ հետևանքների օգտագործմամբ: Աշխատանքում մեծ տեղ է հատկացված գետնի և շենքի պտտական տատանումներին, շենքի և գրունտի փոխազդեցության, կառուցվածքների ոչ-առաձգական տատանումների, երկրաշարժի ժամանակ առաջացող սեյսմիկ ուժերի կիրառման արագությունների, ճկուն վերին հարկով և կոշտ կցակառուցվածքով շենքերի վրա սեյսմիկ ազդեցությունների նվազեցման հարցերին: Առաջարկված է հզոր թոթռիչների օգնությամբ շենքերում արհեստական ուժեղ երկրաշարժի ազդեցության վերարտադրման եղանակ՝ գրանցված երկրաշարժի իրական աքսելերոգրամի կիրառմամբ: Մշակված է շենքերի և կառուցվածքների դինամիկ փորձարկումների արդյունքներով «վերականգնող ուժ-տեղափոխություն» դինամիկ կախվածության ստացման եղանակ:
Աղ. 92, նկ. 190, գր. ցանկ 255 անուն.



EDUARD KHACHIAN - SEISMIC EFFECTS AND PROGNOSIS OF STRUCTURES BEHAVIOR, Publishers Gitutiun, National Academy of Sciences of the Republic of Armenia, Yerevan, 2015, pp. 555

The monograph is devoted to improvement of fundamental concepts of seismic effects, computation methods, design, erection and reinforcement of buildings and structures. The main attention is focused on prognostication of principal parameters of different structures' behavior to the extent of damages and destructions formation during a strong earthquake and application of obtained results in working up normative documents on earthquake-proof construction. Based on current ideas on processes of initiation and occurrence of strong earthquakes, theoretically grounded methods have been developed for determination of the magnitude of a strong earthquake energy and ultimate strains of rocks of the earth's crust according to microseismic parameters of its after-effects on earth's surface and prognostication technique of accelerograms of strong motion of soils depending upon seismic category of construction site. An essential consideration is given to investigation of rotational motion of soils and torsional oscillations of structures, interaction between the foundation of a structure and the soil taking into account length and height of a structure, inelastic character of the structure deformation, taking into account seismic loading speed and use of vibration absorber in the form elastic upper floor. A technique of experimental playback of seismic negative impact on structures and their models by strong earthquake accelerogram has been developed using a group of power vibrators and the method for establishing dynamic dependence between recovering forces and tilt of storeys – dynamic hysteresis loops.
The book is intended for scientific workers and specialists in the sphere of seismology and earthquake-proof construction.
Tables 92, ill 192, reference 255 titels.

ЭДУАРД ХАЧИЯН

СЕЙСМИЧЕСКИЕ ВОЗДЕЙСТВИЯ И ПРОГНОЗ ПОВЕДЕНИЯ СООРУЖЕНИЙ

18946

ЕРЕВАН
ИЗДАТЕЛЬСТВО "ГИТУТЮН" НАН РА
2015

Институт Геологических Наук НАН РА
Армянский Филиал
Библиотека

УДК 550.34
ББК 26.21
Х 292

Монографию рекомендовали к опубликованию:

Ученый совет Национального университета архитектуры и строительства Армении.
Ученый совет Института геологических наук НАН РА,

ХАЧИЯН ЭДУАРД
Х 292 **СЕЙСМИЧЕСКИЕ ВОЗДЕЙСТВИЯ И ПРОГНОЗ ПОВЕДЕНИЯ СООРУЖЕНИЙ. – Ереван.:**
Издательство "Гитутюн" НАН РА, 2015. 555с.

Монография посвящена усовершенствованию основных концепций сейсмического воздействия, методов расчета, проектирования, возведения и усиления зданий и сооружений. Главное внимание уделено прогнозированию основных параметров поведения различных сооружений вплоть до образования локальных повреждений и разрушений во время сильного землетрясения и применению этих результатов в нормативных документах по сейсмостойкому строительству. Основываясь на современных представлениях о процессах возникновения и свершения сильных землетрясений, развиты теоретические методы для определения величины энергии сильного землетрясения и предельной деформации пород земной коры по макросейсмическим параметрам его последствия на поверхности земли, и разработан способ прогнозирования акселерограмм сильных движений грунтов в зависимости от сейсмической категории площадки строительства. Большое место уделено вращательным движениям грунтов и крутильным колебаниям сооружений, взаимодействию между основанием сооружения и грунтом, учету влияния протяженности и высоты сооружения, неупругого характера деформирования сооружения, учету скорости сейсмического нагружения и применению гасителя колебаний в виде верхнего гибкого этажа. Разработан способ экспериментального воспроизведения сейсмического воздействия на сооружений и их моделей по акселерограмме сильного землетрясения, с помощью группы мощных вибромашин, и метод *построения динамической зависимости между восстанавливающими силами и* перекосами этажей - динамические петли гистерезиса.

Предназначена для научных работников и специалистов в области сейсмологии и сейсмостойкого строительства. Она может служить также в *качестве научно-учебного пособия для аспирантов, слушателей магистратуры и* студентов высших учебных заведений.
Табл. 92, Рис. 190, сп. литер. 255 наименований.

ISBN 978-5-8080-1177-9
© Э.Е.Хачиян, 2015

ВСЯ МИРОВАЯ ГАРМОНИЯ ПОСТРОЕНА НА РАЗНОГЛАСИЯХ.
СЕНЕКА

ПРЕДИСЛОВИЕ

Обеспечение безопасности людей и сохранности зданий и сооружений при землетрясениях — важнейшая научно-техническая и социально-экономическая проблема сейсмоактивных стран. Исторически так сложилось, что говоря о защите от землетрясения, всегда имелось в виду, прежде всего предсказание времени его происхождения. Считалось, что, зная время и место будущего землетрясения можно заранее эвакуировать людей из зданий и сооружений в безопасное место и таким образом защититься от землетрясения. Опыт прошлых землетрясений показал, что такой способ защиты удалось осуществить в единичных случаях.

Поэтому у инженеров и ученых давно уже сформировалось мнение, что наилучший способ защиты от землетрясений — это обоснованное сейсмостойкое строительство и своевременная подготовка к ним. Это можно осуществить, прежде всего, путем систематического усовершенствования основных концепций сейсмического воздействия, принципов расчета, проектирования, возведения и усиления зданий и сооружений - т.е. норм и правил сейсмостойкого строительства. Другими словами главное внимание необходимо уделять вопросам безопасности сооружения, а не на установления точного дня и часа его обрушения. Для уменьшения уровня негативных последствий от землетрясения первостепенной научной проблемой становится **прогнозирование не точного времени ожидаемого землетрясения, а прогнозирование поведения сооружения во время землетрясения.** Цель любого прогноза - понижение уровня негативных последствий прогнозируемого явления. Цель прогнозирования поведения сооружения во время землетрясения (независимо, когда оно произойдет) - разработать такие принципы проектирования и возведения зданий и сооружений, при реализации которых были бы гарантированы безопасность жизни людей, сохранность оборудования и имущества с минимальными расходами на антисейсмические мероприятия. Другими словами свести к минимуму величину сейсмического риска. В действительности основные положения действующих норм сейсмостойкого строительства - это наш сегодняшний прогноз поведения проектируемых зданий и сооружений при будущих землетрясениях.

Задача прогнозирования поведения сооружения во время землетрясения включает в себя большой круг взаимообусловленных вопросов. Главными из них являются закономерности сложных пространственных колебаний приповерхностной неоднородной толщи (строительной площадки) с различными физико-механическими, акустическими и гидрологическими параметрами при сильных землетрясениях с одной стороны, и особенности конструктивных, объемно-пространственных решений,

прочностных, деформационных и диссипативных свойств, применяемых строительных материалов и узлов сопряжений проектируемого сооружения - с другой стороны.

Следует констатировать, что за последние 50-60 лет благодаря регистрации большего количества акселерограмм сильных землетрясений и достижениям в области механики деформированных твердых тел, удалось разработать достаточно близкую к действительности теорию (модель) сейсмического воздействия на здания и сооружения. Это теория позволяет при наличии статистически полной информации об уровне сейсмической опасности данной территории, грунтовых условиях площадки строительства и прочностнодеформационных, диссипативных параметрах проектируемого сооружения, прогнозировать его поведение при будущих землетрясениях. Причем этот прогноз осуществим вплоть до выявления повреждений и разрушения отдельных его элементов и управления этими повреждениями в смысле их допустимости для безопасности жизни людей и сохранности имущества. Эта, **так называемая спектральная теория сейсмического воздействия,** в разных модификациях, в настоящее время принята в нормативных документах по сейсмостойкому строительству почти во всех сейсмоактивных странах мира.

Естественно, что отдельные элементы этой теории систематически подвергают изменениям и дополнениям с учетом новых достижений в области механики деформируемых тел и после каждого сильного землетрясения и анализа его последствий.

Вопросы прогнозирования поведения сооружения можно существенно развить также на основе экспериментальных исследований натурных объектов и крупномасштабных моделей при так называемых искусственных воздействиях при помощи мощных сейсмических платформ программного управления, группы вибрационных машин и при специальных подземных взрывах.

Настоящая монография содержит результаты исследований автора по проблемам сейсмических воздействий и сейсмостойкости сооружений, проведенные автором в АрмНИИ сейсмостойкого строительства, Национальном университете архитектуры и строительства Армении и в Институте геологических наук НАН РА. Часть исследований были проведены совместно с бывшими аспирантами и сотрудниками автора, о чем имеются соответствующие ссылки в тексте и в списке литературы. Особо хочу отметить большую совместную работу с бывшим моим аспирантом, д.т.н., проф. В.А. Амбарцумяном, к большому сожалению, преждевременно ушедшего из жизни. Большое содействие по изданию монографии оказал ректор Национального университета архитектуры и строительства Армении, д.т.н., профессор Г.Ш Галстян, которому автор выражаю свою искреннюю благодарность.

Выражаю свою благодарность Н.М. Эгнатосян за компьютерный набор текста и оформления графических материалов.

Эдуард Хачиян

Август 2015 года.

Глава 1. ХАРАКТЕРИСТИКИ КОЛЕБАНИЙ ГРУНТА ПРИ СИЛЬНЫХ ЗЕМЛЕТРЯСЕНИЯХ

1.1. Общие положения

Одна из основных задач прикладной сейсмологии –выявление закономерностей колебаний грунтов, их амплитудно-частотных характеристик в зависимости от местных геологических условий площадки строительства и разработка соответствующих рекомендаций для норм сейсмостойкого строительства.

Так как вопросы обеспечения сейсмостойкости зданий и сооружений прежде всего обусловлены колебаниями грунтов при сильных землетрясениях, в этом разделе остановимся только на изучении закономерностей колебаний грунтов при сильных землетрясениях - при магнитудах M>4 и интенсивности более VI баллов. Результаты инструментальных наблюдений показывают, что параметры и закономерности колебаний грунта при землетрясениях в зависимости от их интенсивности, эпицентрального расстояния и геологических условий места регистрации сильно отличаются друг от друга.

В механике, как и в сейсмологии, основными характеристиками любого движения являются:

- *величины перемещений, скоростей и ускорений в трех направлениях пространства (в двух горизонтальных и в вертикальном),*
- *амплитудно-частотные спектры этих колебаний,*
- *закономерности их затухания в зависимости от расстояния до источника возмущения (очага) и продолжительность участка интенсивных колебаний.*

Достоверные сведения о характере колебаний грунтов при землетрясениях можно получить только при их регистрации во время землетрясения. Перемещения грунта $y_0(t)$, их скорости $y_0'(t)$ и ускорения $y_0''(t)$ записываются при помощи разных записывающих устройств-сейсмографов, велисографов и акселерографов. Обычно в эпицентральной зоне, где поверхность Земли подвергается наиболее интенсивным сотрясениям, целесообразно записывать ускорения (акселерограмма) грунта. Перемещения грунта (сейсмограмма) в этой зоне во время сильных землетрясений достигают таких больших величин, что их точное инструментальное воспроизведение становится технически не осуществимым. Перемещения грунта с достаточной степенью достоверности удается записывать в эпицентральной зоне преимущественно при слабых землетрясениях, а при сильных землетрясениях - на больших расстояниях от эпицентра. В обоих случаях эти записи (сейсмограммы) с точки зрения их использования для оценки сейсмостойкости сооружений не представляют

практического интереса, так как возникающий от таких сотрясений грунта уровень напряжений несущих элементов сооружений по сравнению с их предельно допустимыми существенно низок. Кроме того, здания и сооружения разрушаются или подвергаются повреждениям вследствие генерирования в них во время землетрясения инерционных сил значения которых обусловлены именно ускорениями грунта. Таким образом, с точки зрения обеспечения сейсмостойкости сооружений наибольший интерес представляют закономерности ускорений грунта во время землетрясения (акселерограмм). Поэтому в данной главе предметом наших исследований в основном будут акселерограммы сильных землетрясений. Хотя необходимо заметить, что современные средства вычислительной техники позволяют при необходимости путем последовательного интегрирования акселерограммы грунта дополнительно получить величины скоростей (велисограмму) и перемещений (сейсмограмму) грунта. Обратное решение этой задачи также приемлемо, так как последовательным дифференцированием сейсмограммы можно дополнительно получить соответствующие велисограммы и акселерограммы землетрясения. Мы специально эти возможности подчеркиваем, так как при решении ряда сложных задач сейсмостойкости сталкиваемся с необходимостью наличия не только акселерограммы, но и велисограммы и сейсмограммы одного и того же землетрясения. Более подробно об этих вопросах изложено в последующих главах.

1.2. Особенности сильных движений грунта

Закономерности колебания грунта при землетрясениях очень разнообразны и существенно отличаются друг от друга, даже если они происходят в одном и том же месте. Для классификации закономерностей колебаний грунта часто используются записями грунтов прошлых землетрясений. При наличии достаточного количества записей прошлых землетрясений для данной местности можно выделить их характерные типы. Однако количество записей прошлых сильных землетрясений пока очень мало для полноценной статистической обработки. Этот дефицит данных особенно ощутим для территории бывшего СССР и, в частности, для территории Республики Армения.

По характеру колебания грунта землетрясения подразделяются на ряд типов [65,67]. Рассмотрим некоторые из них, которые происходили в разное время на разных регионах.

1. Сотрясения грунта с очень короткой продолжительностью

Такие движения грунта – результат землетрясения с четко направленным единственным толчком. На рис. 1.1.1 показана акселеро-

грамма такого землетрясения, зарегистрированного в Порт Гуенеме 18 марта 1957 года [65]. Велисограммы и сейсмограммы землетрясения, показанные на том же рисунке, были получены путем интегрирования акселерограммы. Такие кратковременные сотрясения грунта регистрировались при землетрясениях в 1966 году в Паркфильде (Калифорния) (рис. 1.1.2), в 1973 году в Ереване (рис. 1.1.3) и в 2002 году в Тбилиси (рис. 1.1.4).

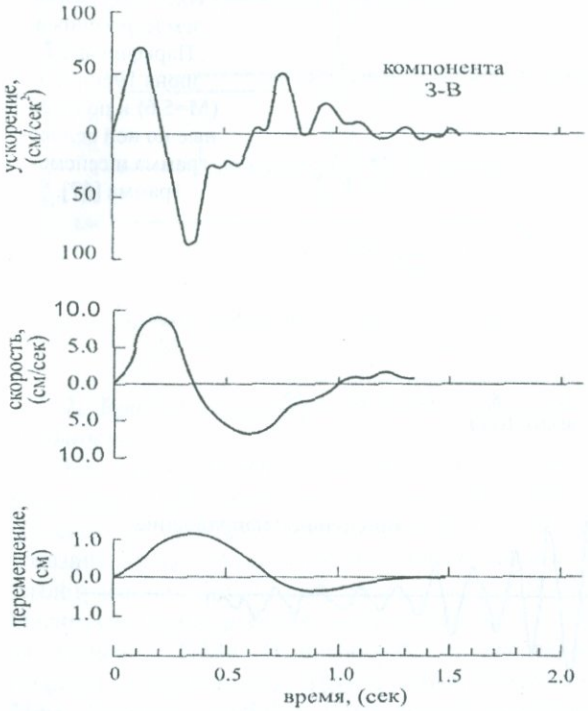


Рис. 1.1.1. Акселерограмма землетрясения в Порт Гуенеме 18 марта 1957 года и полученные по ней велисограмма и сейсмограмма [65].

Обычно такие движения грунта регистрируются на плотных грунтах на небольших расстояниях от эпицентра при землетрясениях с неглубоким очагом. Магнитуды таких землетрясений небольшие (в пределах 4.5-6.2). Продолжительность интенсивных участков сотрясений грунта не превышает 1-2 секунд, а преобладающие периоды колебаний (на акселерограмме) – 0,15-0,25 секунд. Такого типа разрушительные землетрясения произошли в Агадире в 1960г., в Ливии в 1963г., в Скопле в 1963г., в Сан-Сальвадоре в 1965г.

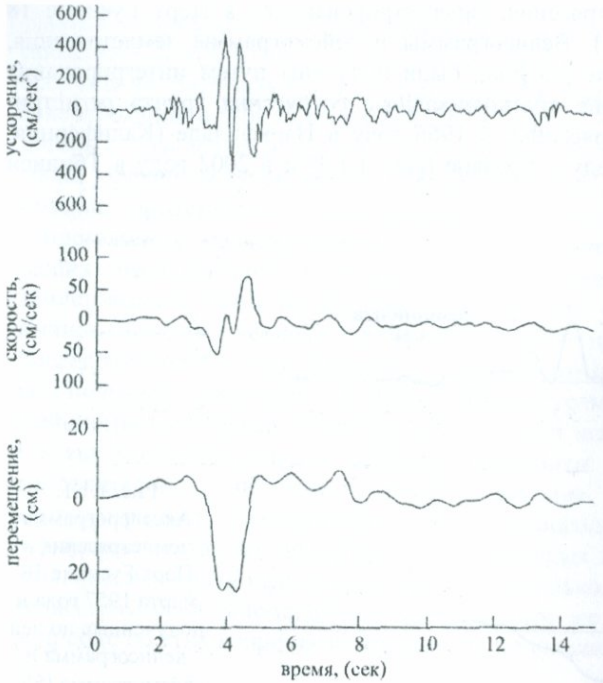


Рис. 1.1.2. Акселерограмма землетрясения в Паркфильде27 июня 1966 года (M=5,6) и полученные по ней велисограмма и сейсмограмма [67].

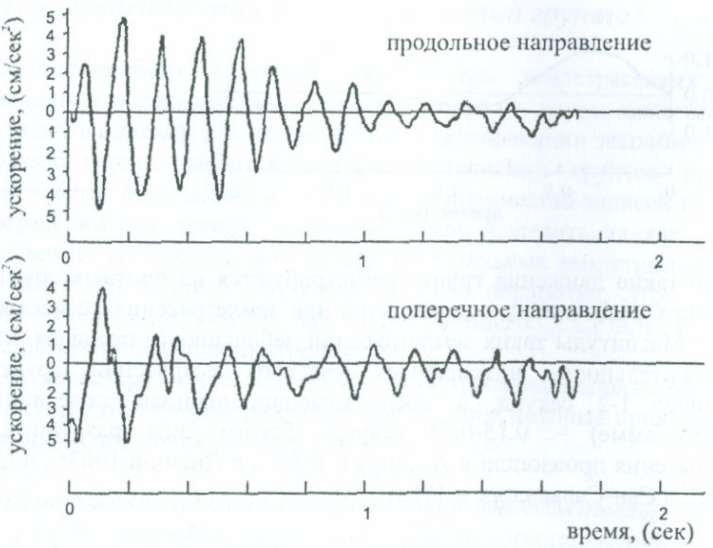


Рис. 1.1.3. Акселерограмма землетрясения в Ереване 16 июня 1973 года. M=4.0, глубина очага 10км, коренные породы [110].

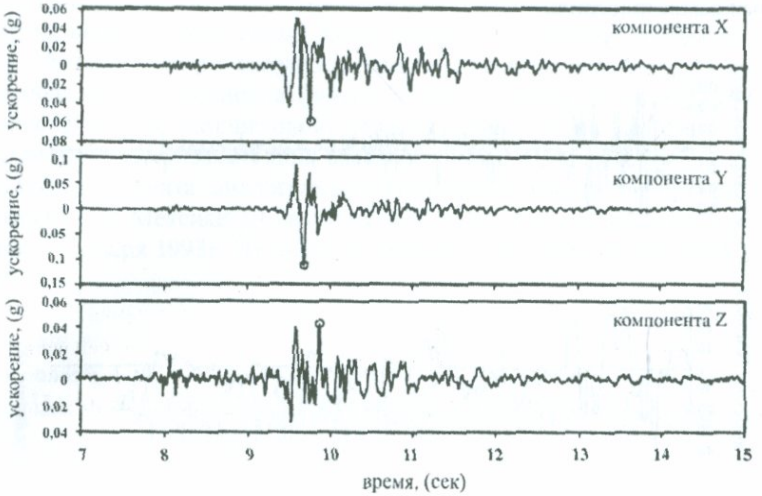


Рис. 1.1.4. Акселерограмма Тбилисского землетрясения 25 апреля 2002 года. M=4.5, глубина очага 2.5-4км, коренные породы [15].

2. Крайне нерегулярные движения грунтов средней продолжительности

Как типичное землетрясение, при котором движение грунта имеет вышеназванный характер, многие сейсмологи указывают на землетрясение 18 мая 1940 года в Эль-Центро (Калифорния). На рис. 1.2 показана горизонтальная составляющая (север-юг) акселерограммы этого землетрясения. Запись произведена на расстоянии 50 км от эпицентра. Магнитуда землетрясения оценивается M=6.7, максимальное ускорение на записи – 0.32g. Вычисленные по акселерограммам максимальная скорость и перемещение грунта соответственно составили: 34.8см/сек и 21см. Периоды наиболее интенсивных колебаний (на акселерограмме) находились в диапазоне 0.25-0.6сек. Подробно известны также другие характеристики этого землетрясения и места регистрации.

Интенсивность землетрясения по шкале ММ в Эль-Центро составила IX баллов, в долине Империал Велли оно образовало разрыв длиной 65км с максимальной относительной подвижкой 4.5 метра. Землетрясение вызвало небольшие разрушения преимущественно в старых зданиях.

Грунт расположения станции регистрации состоял из верхнего слоя глины толщиной 20м и слоя суглинка толщиной 12м, ниже которых большой слой гравия и песка с $v_p = 1800$ м/сек. Так как максимальное значение на этой акселерограмме достаточно велико (0.32g) и ее запись от начала до "хвоста" имеет высокое качество, со стороны специалистов она

относится к числу характерных примеров записей ускорений грунта при сильных землетрясениях.

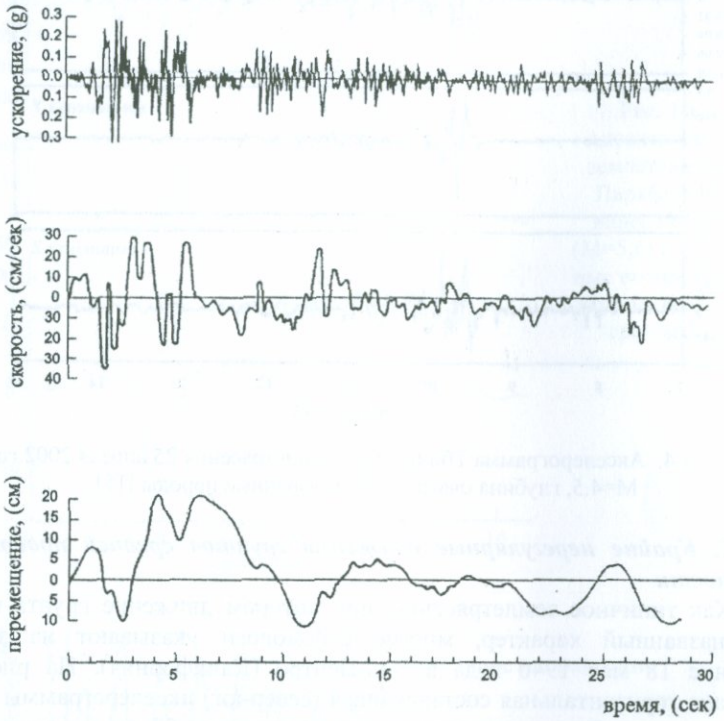


Рис. 1.2. Акселерограмма землетрясения в Эль-Центро 18 мая 1940 года и полученные по ней велисограмма и сейсмограмма [65].

Поэтому не случайно, что эта акселерограмма неоднократно была использована для аналитической иллюстрации различных вопросов сейсмического воздействия на здания и сооружения.

3. Колебания грунта с большой продолжительностью

Как пример такого типа колебания грунта обычно принимается запись ускорения грунта во время землетрясения в Мехико 6 июля 1964 года с магнитудой M=6.7. Эта акселерограмма показана на рис.1.3. Такой характер колебания грунта обычно регистрируется на больших расстояниях от эпицентра на сравнительно рыхлых грунтовых площадках. Приведенная на рис.1.3 акселерограмма была регистрирована на расстоянии 200км от эпицентра.

Им свойственны не большие пиковые ускорения и четко различимые преобладающие периоды. Достаточно большое значение максимальных перемещений грунта около 35см, которые получились путем двухкратного интегрирования акселерограммы – результат как больших значений преобладающих периодов (около 2.5сек по реальной акселерограмме и более 50сек по рассчитанной сейсмограмме), так и погрешностей при установлении нулевой линии акселерограммы и способа интегрирования. Колебания грунта аналогичного типа наблюдались также при землетрясениях в Мексике 19 сентября 1985г. (Michocan-LaUnion), в Куширо-Оки 15 января 1993г. Их акселерограммы приведены на рисунках 1.VIII и 1.XI.

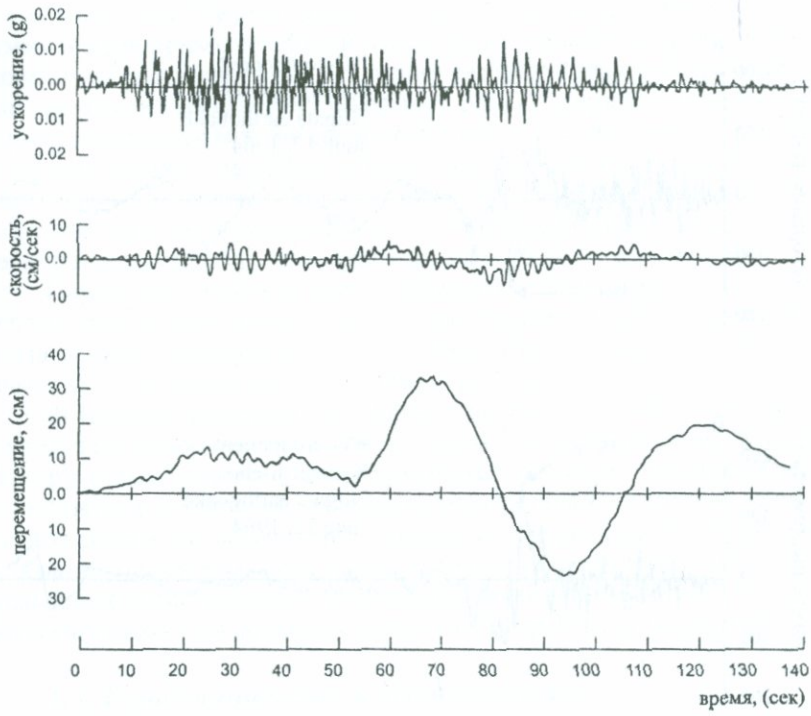


Рис. 1.3. Акселерограмма землетрясения в Мехико 6 июля 1964 года и полученные по ней велисограмма и сейсмограмма [65].

4. Движения грунта, сопровождающееся значительными остаточными деформациями, разжижением и оползневыми явлениями

Движения грунтов с такими характерными особенностями были зарегистрированы при землетрясениях в Чили (1960), Аляске (1964), в Ниигате (1964). Характер колебания грунта этого типа существенно

отличаются от рассмотренных выше типов. Продолжительность больших значений ускорений на акселерограммах в начале землетрясения небольшая. После достижения определенных значений амплитуд ускорений характер акселерограммы существенно изменяется – появляются длиннопериодные колебания с небольшими амплитудами ускорений. На рис. 1.4 показана акселерограмма японского землетрясения с магнитудой M=7.5, зарегистрированного на расстоянии 60км от эпицентра в Ниигате. Грунтовые условия места регистрации – мелкие пески большой мощности, которые подвергались разжижению. При достижении ускорения грунта 150-160см/сек^2 значений, после 5-6сек от начала землетрясения, обычный характер акселерограммы сильно изменился, став длиннопериодным (T_0=5.5сек) с малыми значениями амплитуд ускорений.

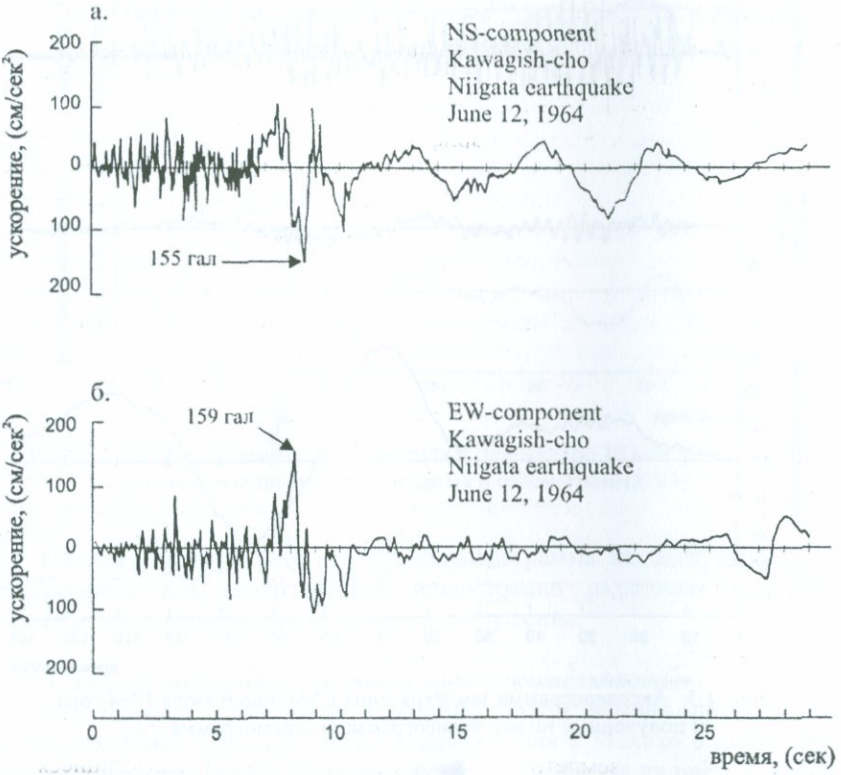


Рис. 1.4. Акселерограмма Ниигатского землетрясения 12 июня 1964 года [217]
а. компонента С-Ю,
б. компонента В-З.

В действительности закономерности колебания грунта при землетрясениях могут иметь промежуточные характеристики между изложенными выше типами. Основную роль здесь, по-видимому, играют грунтовые условия места регистрации, чем дальность от места расположения эпицентра. На этом вопросе мы еще остановимся в дальнейшем, а пока отметим некоторые общие черты изложенных типов движений грунта при землетрясениях.

Движения грунта **первого типа** имеют очень простой характер и к ним можно применить детерминистические методы. Вся сложность задачи заключается в сборе достаточного количества таких записей для данной местности.

Движения грунта **второго типа** по своему характеру очень близки к так называемому "***белому шуму***". Такие движения представляют собой сумму элементарных колебаний (гармоник) с равными в среднем значениями амплитуд ускорений, но большим разбросом значений преобладающих периодов. Амплитуды ускорений разных гармоник подчиняются нормальному ***гауссовскому распределению***, т.е. наивероятное значение ускорения близко к среднему арифметическому значению всех абсолютных значений ускорений гармоник. Ввиду большой нерегулярности таких движений при их использовании в качестве исходного внешнего воздействия целесообразно применение методов теории вероятностей.

Третий тип движения грунта образовывается от сейсмических волн первых или вторых типов, при их прохождении через многослойную неоднородную приповерхностную толщу. Поэтому здесь также целесообразно применение методов теории вероятностей.

Четвертый тип колебания грунта при землетрясениях очень трудно исследовать аналитически или смоделировать другими типами движений. На грунтовых участках, подвергающихся большим пластическим и остаточным деформациям, подвижкам, разжижениям и оползням не имеет смысла думать об обеспечении прочности сооружения. Наиболее целесообразно заранее выделить такие участки и избежать возведения на них зданий и сооружений, а при крайней необходимости принимать меры для обеспечения хотя бы локальной устойчивости грунтов их оснований.

1.3. Горизонтальные и вертикальные ускорения грунта

Во время землетрясений частицы грунта, находящиеся на поверхности Земли, подвергаются сложным пространственным движениям. Как уже было отмечено выше, мы преследуем цель изучения особенностей ускорения грунта при сильных землетрясениях. Современные акселерографы снабжены тремя отдельными маятниками для раздельной регистрации ускорений частиц грунта в двух взаимо перпендикуляр-

ных горизонтальных и вертикальных направлениях. По мере удаления от эпицентра значения вертикальных ускорений существенно уменьшаются по сравнению с горизонтальными.

Для получения количественных показателей отношений величин горизонтальных и вертикальных ускорений, а также их зависимости от эпицентрального расстояния необходимо на всей сейсмоактивной территории организовать плотную сеть регистрирующих пунктов (станций), оснащая их современными высококачественными акселерографами, работающими в так называемых "ждущем режиме", т.е. автономно включающимся в работу при ускорении грунта выше определенной пороговой величины. При этом акселерографы устанавливаются не только на грунтах, но и на разных уровнях по высоте зданий, мостов и плотин. Комплекс таких регистрирующих пунктов принято называть ***сетью записи сильных движений грунта***. В настоящее время такие сети наблюдений организованы во многих сейсмоактивных странах мира. Наибольших достижений в организации таких сетей добились США и Япония. Вся территория Калифорнийского штата насыщена плотной сетью трехкомпонентных акселерографов, установленных на сотнях свободных участков различных грунтов, на разных этажах и покрытиях зданий из кирпича, железобетона и металла, на конструкциях мостов, плотинах водохранилищ. После любого сильного землетрясения результаты регистраций акселерографов оперативно публикуются, что дает возможность их широкого использования со стороны сейсмологов и специалистов по сейсмостойкому строительству.

В настоящее время в разных странах мира уже накоплен большой объем трехкомпонентных акселерограмм грунта. Для общего представления об их характере на рис. 1.I.-1.XVI приведены ряд таких акселерограмм по хронологии их прошествии землетрясений в разных станах мира.

Сначала нового тысячелетия произошло большое количество сильных землетрясений в том числе два самых сильных в магнитудой M≥9.0. Первое такое землетрясение произошло 26 декабря 2004 года в дне Индийского океана на расстоянии 160 км от берегов о. Суматра (Банда-Ахеч, Индонезия) сопровождающегося гигантским цунами 15метровой высоты волн. Землетрясение и цунами охватили 12 стран в том числе Индонезия, Индия, Шри-Ланка, Таиланд, Малайзия и д.р. Погибло более 300 тысяч человек в основном от воздействия цунами. Наши поиски обнаружить какую-либо акселерограмму землетрясения закончились неудачно. В интернете было обнаружено одна сейсмограмма землетрясения на большом расстоянии от эпицентра, где-то на дне Восточно-Китайского моря. На рис. 1.XV показана эта трехкомпонентная сейсмограмма. Судя по цифрам на оси координат сейсмограмма была записана высокочувствительным сейсмографом с коэффициентом

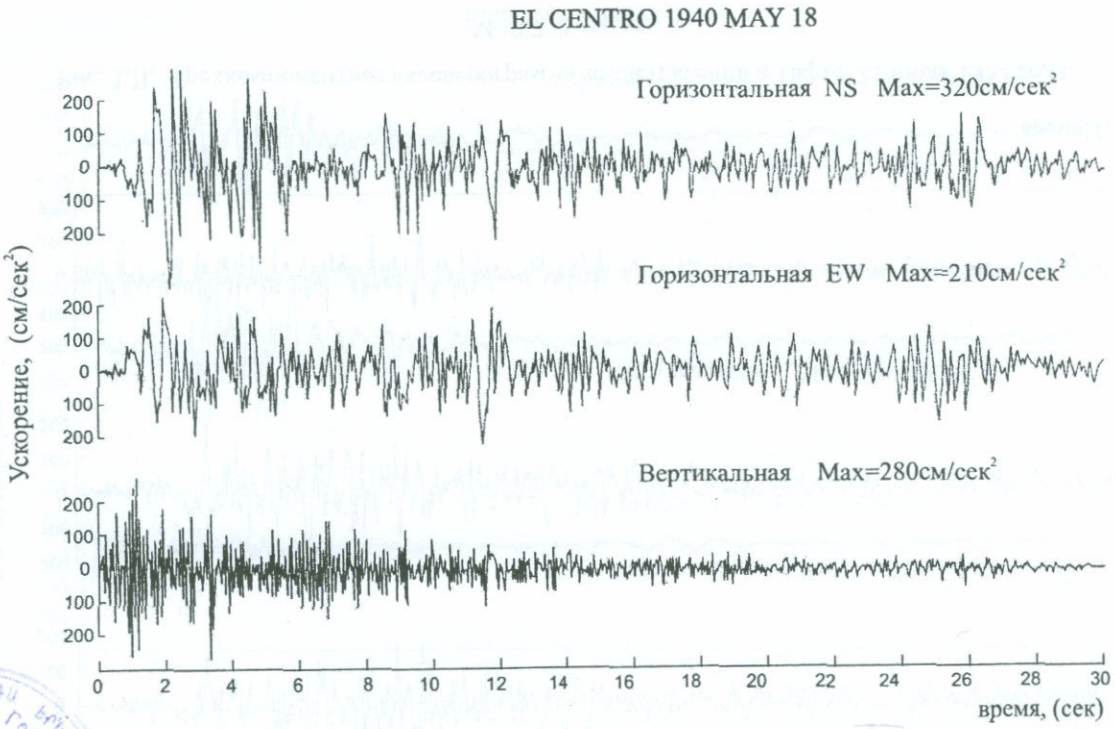


Рис. 1.I. Трехкомпонентная акселерограмма землетрясения в Эл Сентро18май 1940 года. магнитуда землетрясения M=6.7, эпицентральное расстояние Δ=50 км.

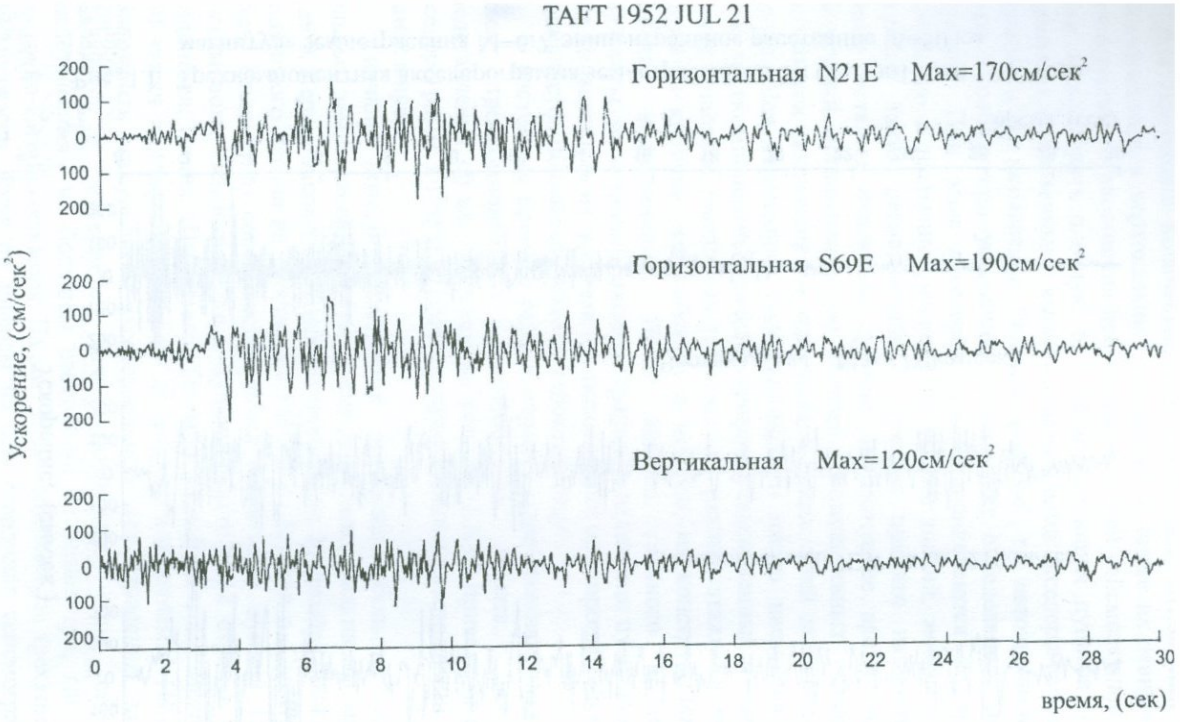


Рис. 1.II. Трехкомпонентная акселерограмма землетрясения в Тафте 21 июля 1952 года.

M=7.7, Δ=60 км

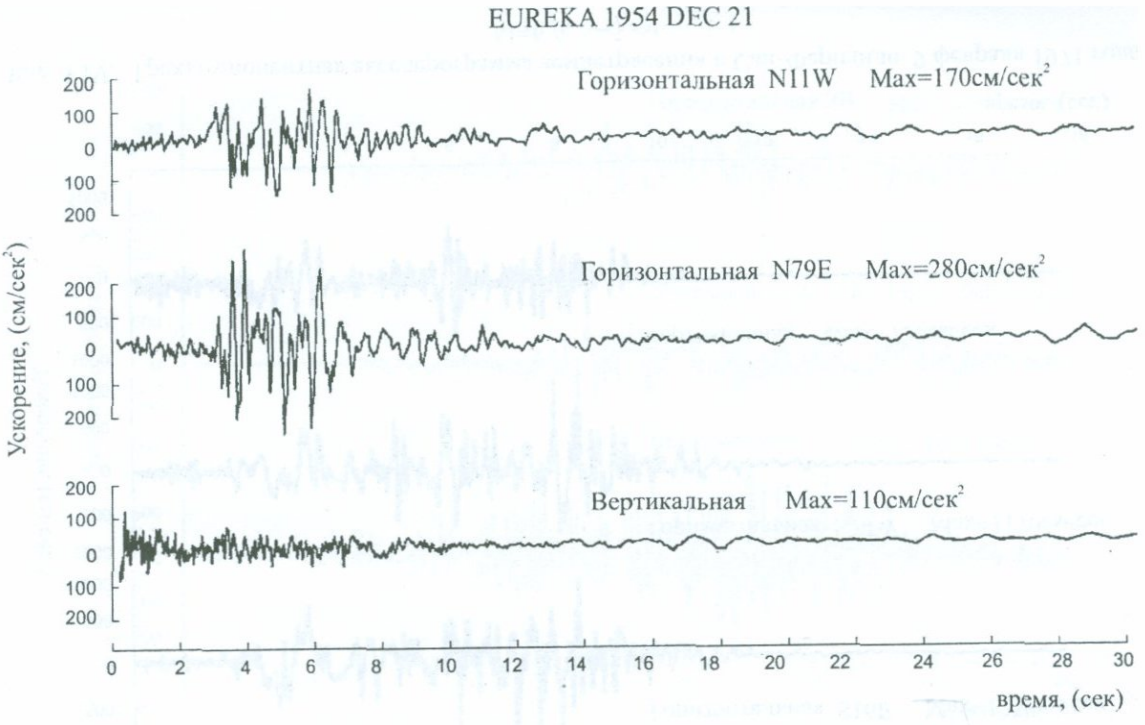


Рис. 1.III. Трехкомпонентная акселерограмма землетрясения в Юрике 21 декабря 1954 года. M=6.6, Δ=7 км

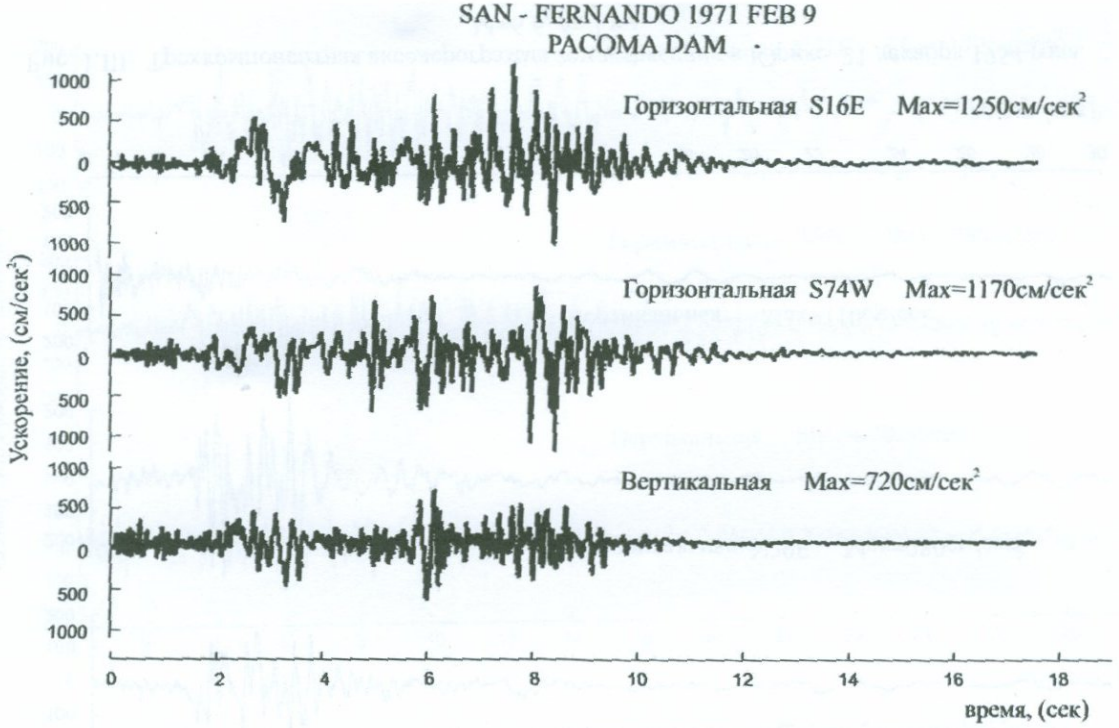


Рис. 1.IV. Трехкомпонентная акселерограмма землетрясения в Сан-Фернандо 9 февраля 1971 года. M=6.6, Δ=5 км

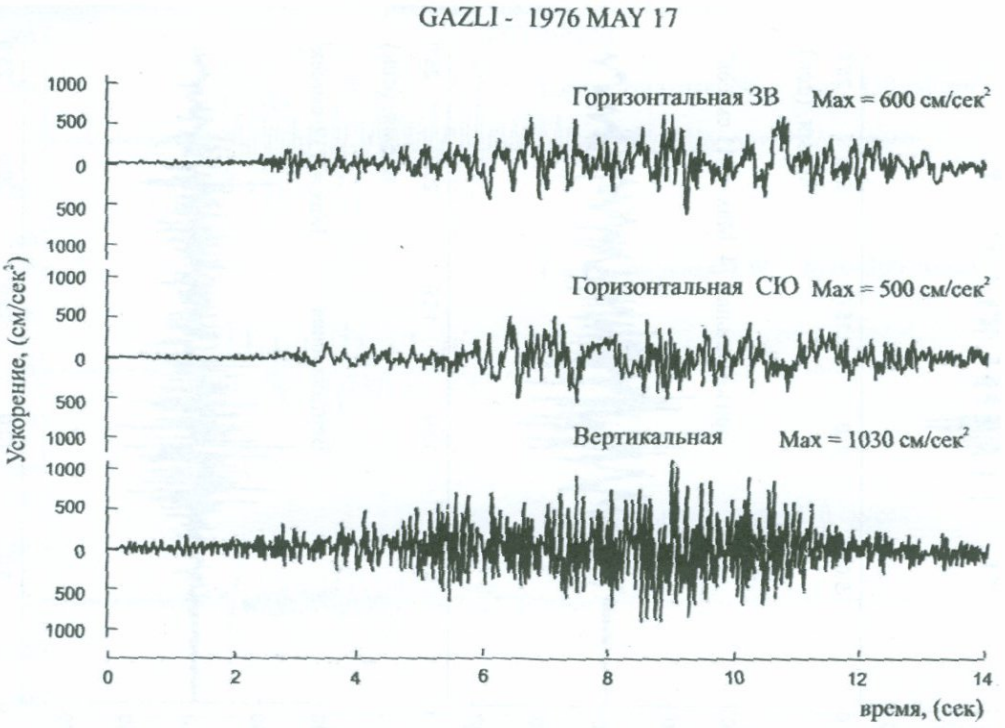


Рис. 1.V. Трехкомпонентная акселерограмма землетрясения в Газли 17 мая 1976 года. M=7.2, Δ=22 км

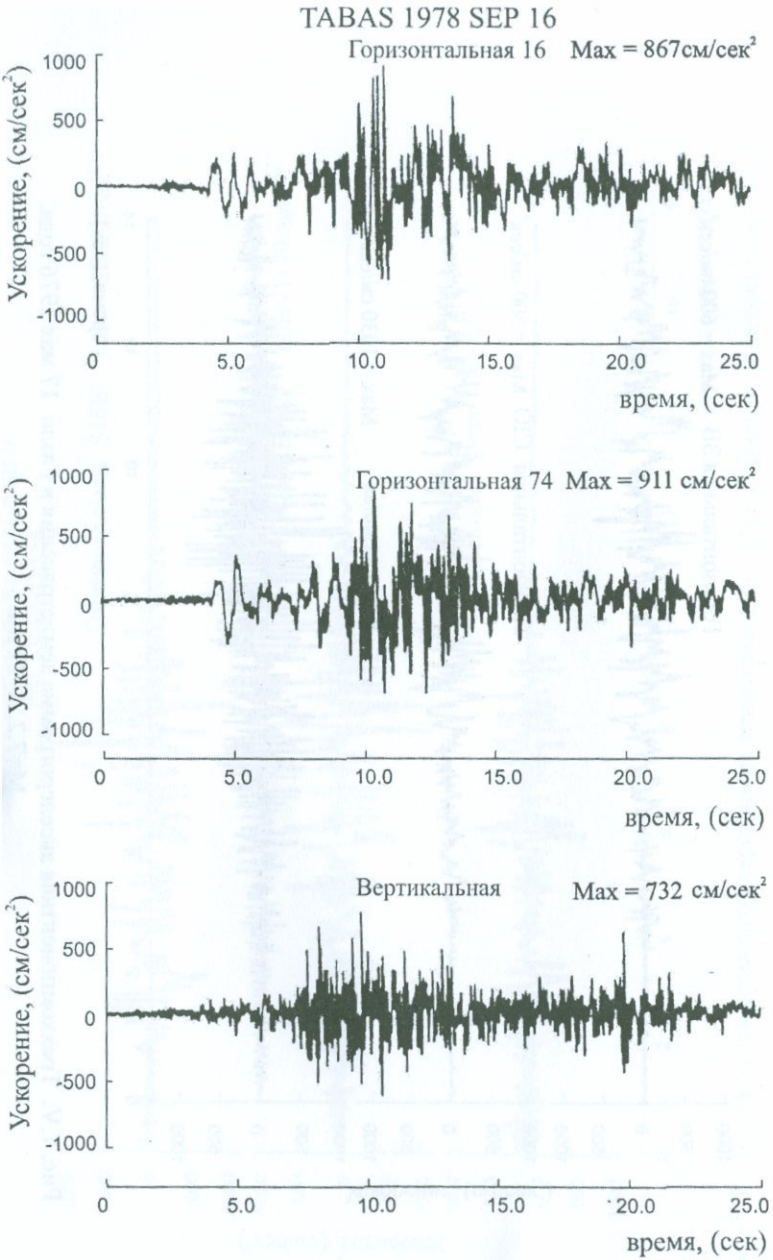


Рис. 1.VI. Трехкомпонентная акселерограмма землетрясения в Табасе 16 сентября 1978 года. M=7.4, Δ=3÷5 км

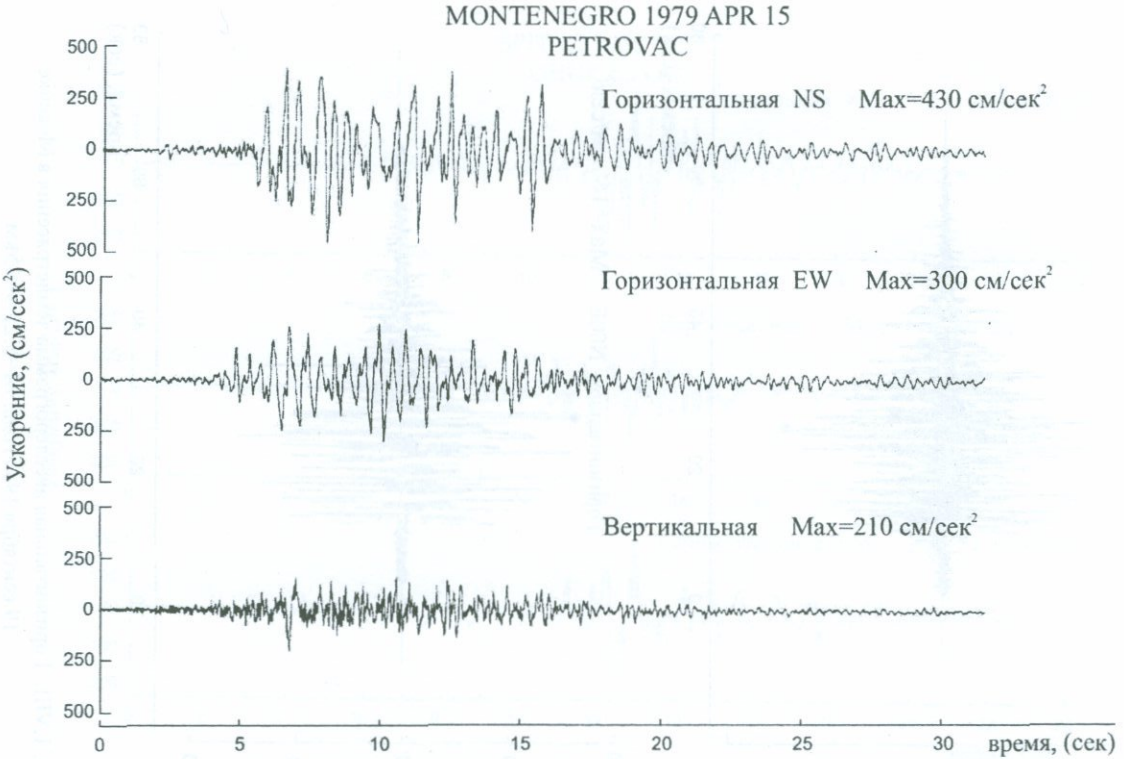


Рис. 1.VII. Трехкомпонентная акселерограмма землетрясения в Монтенегро 15 апреля 1979 года.
M=7.0, Δ=29км

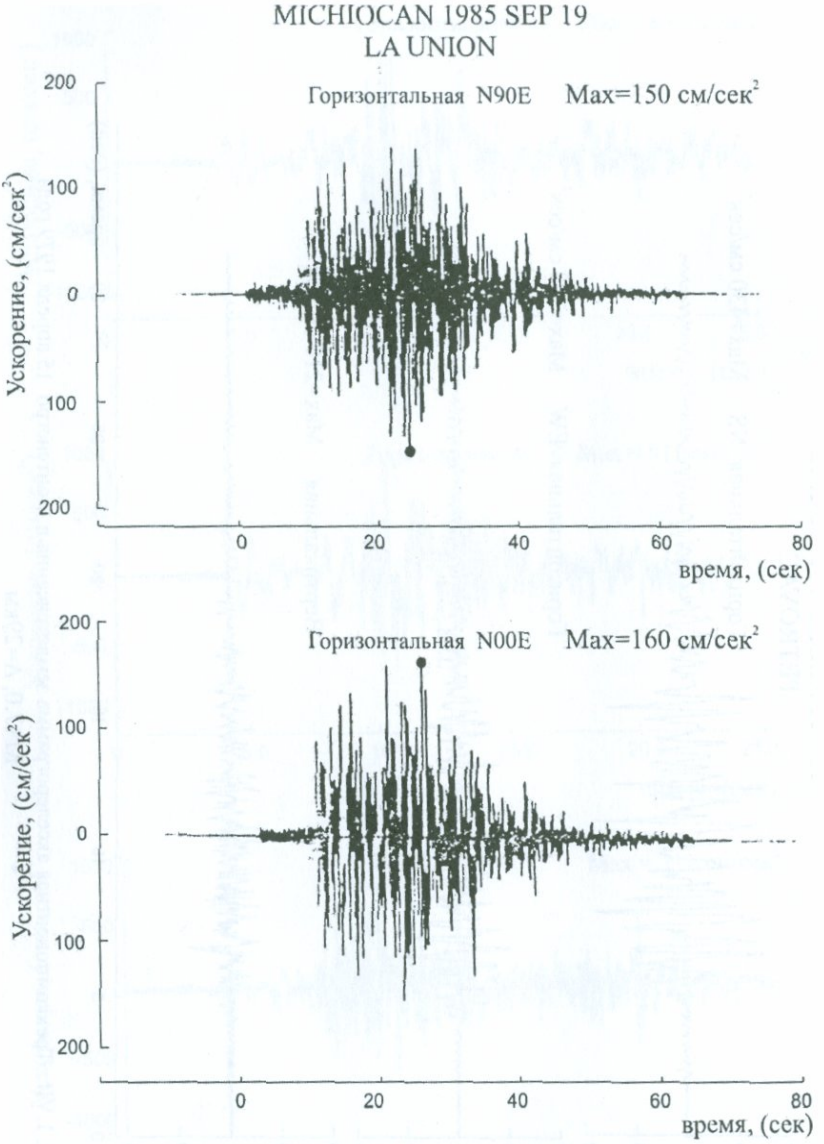


Рис. 1.VIII. Горизонтальная акселерограмма землетрясения в Мексике 19 сентября 1985 года. M=8.2, Δ=45км

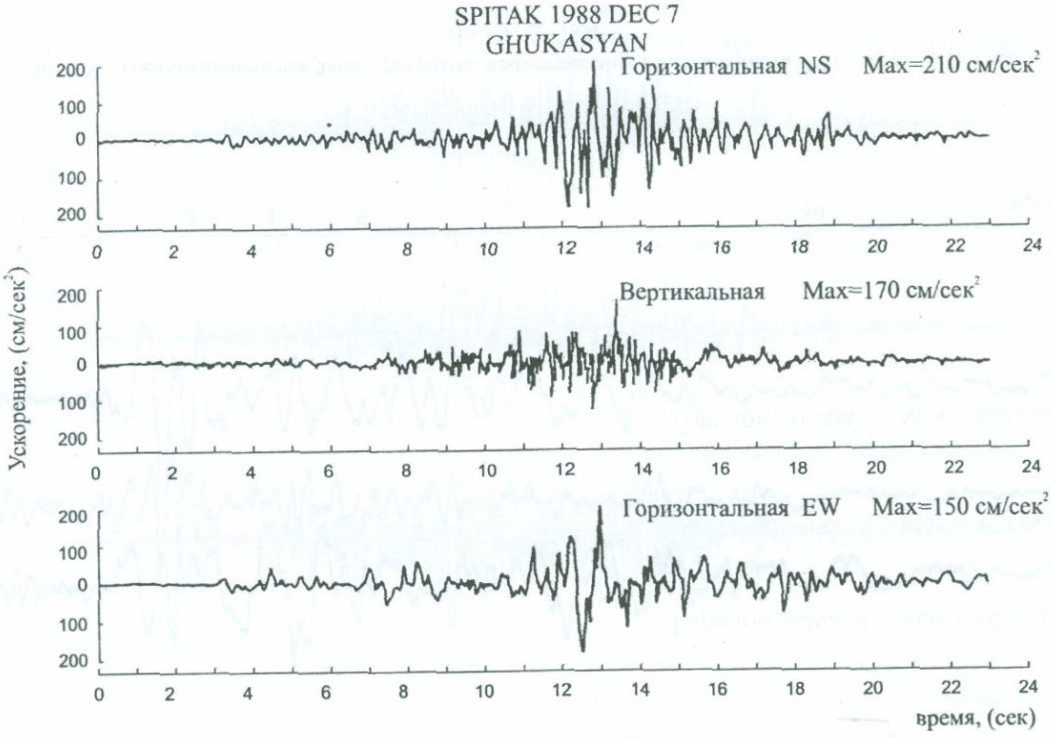


Рис. 1.IX. Трехкомпонентная акселерограмма землетрясения в Спитаке 7 декабря 1988 года.
M=7.0, Δ=30 км

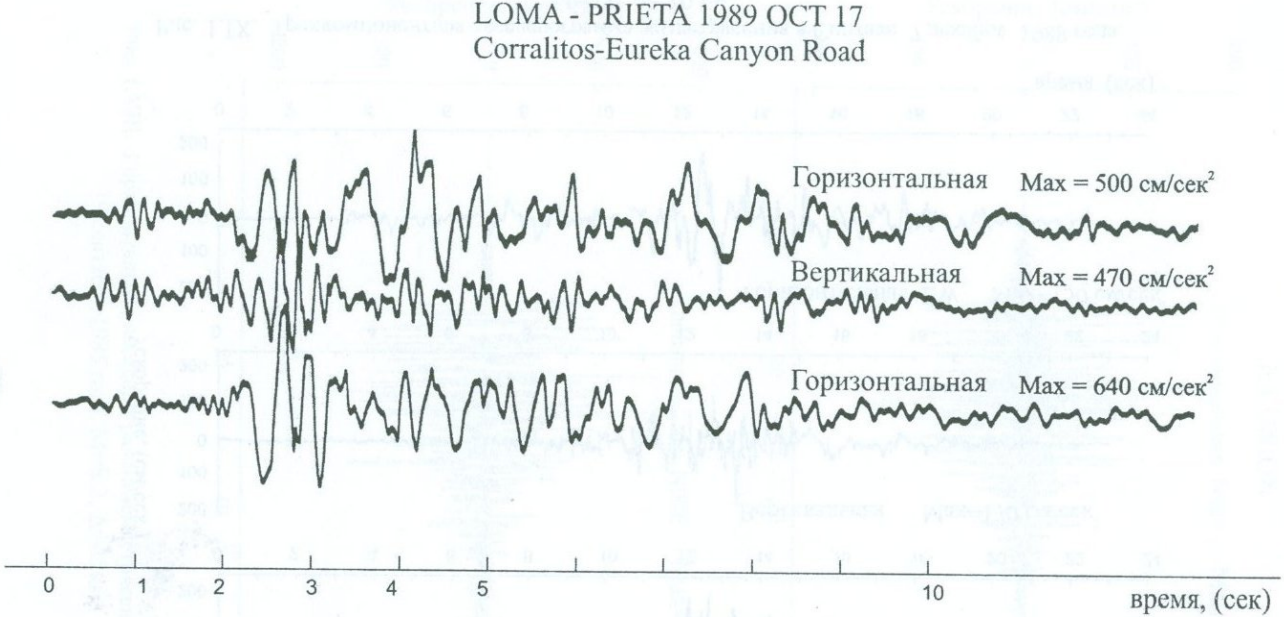


Рис. 1.X. Трехкомпонентная акселерограмма землетрясения в Лома Приета 17 октября 1989 года.
M=7.1, Δ=7км

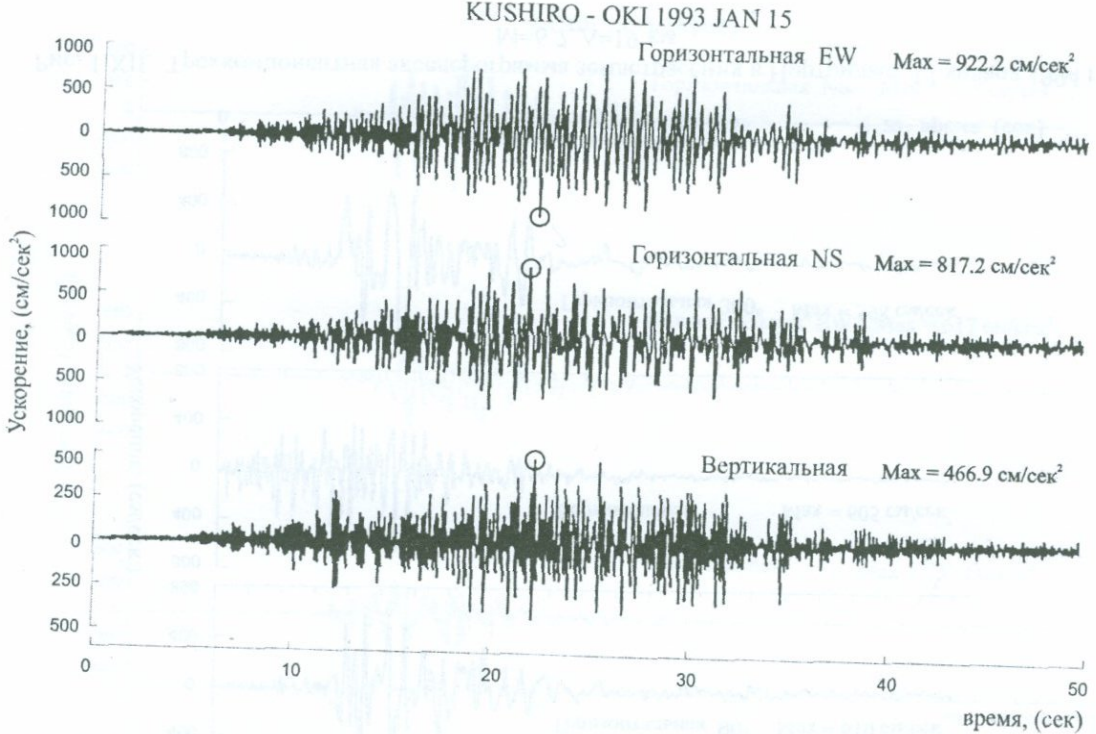


Рис. 1.XI. Трехкомпонентная акселерограмма землетрясения в Куширо-Оки 15 января 1993 года. M=7.8, Δ=14 км.

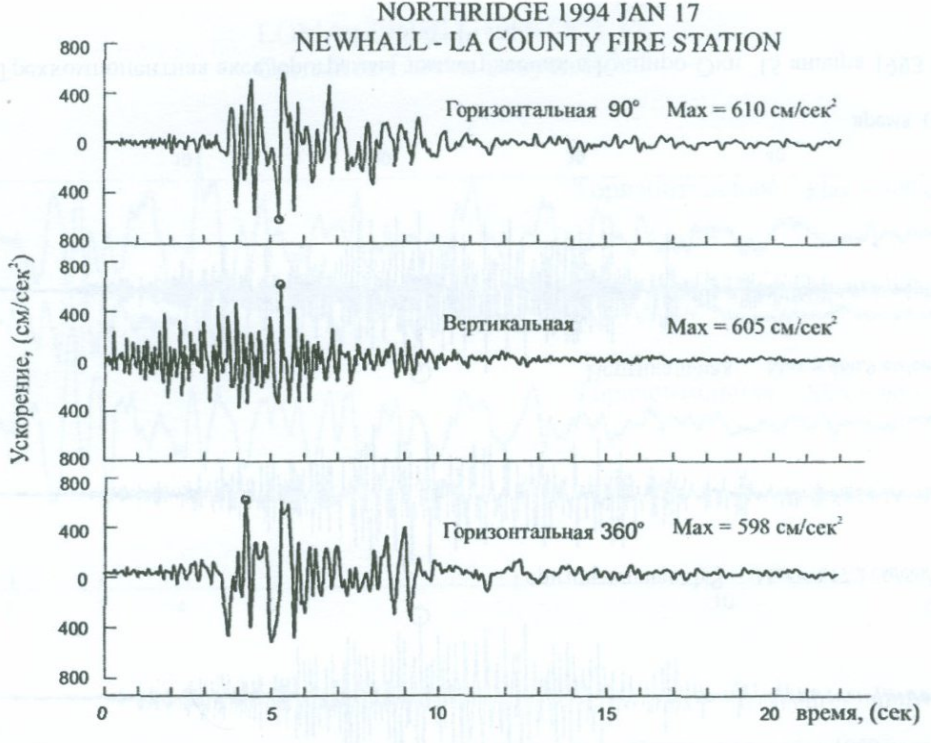


Рис. 1.XII. Трехкомпонентная акселерограмма землетрясения в Нортридже 17 января 1994 года M=6.7, Δ=19 км

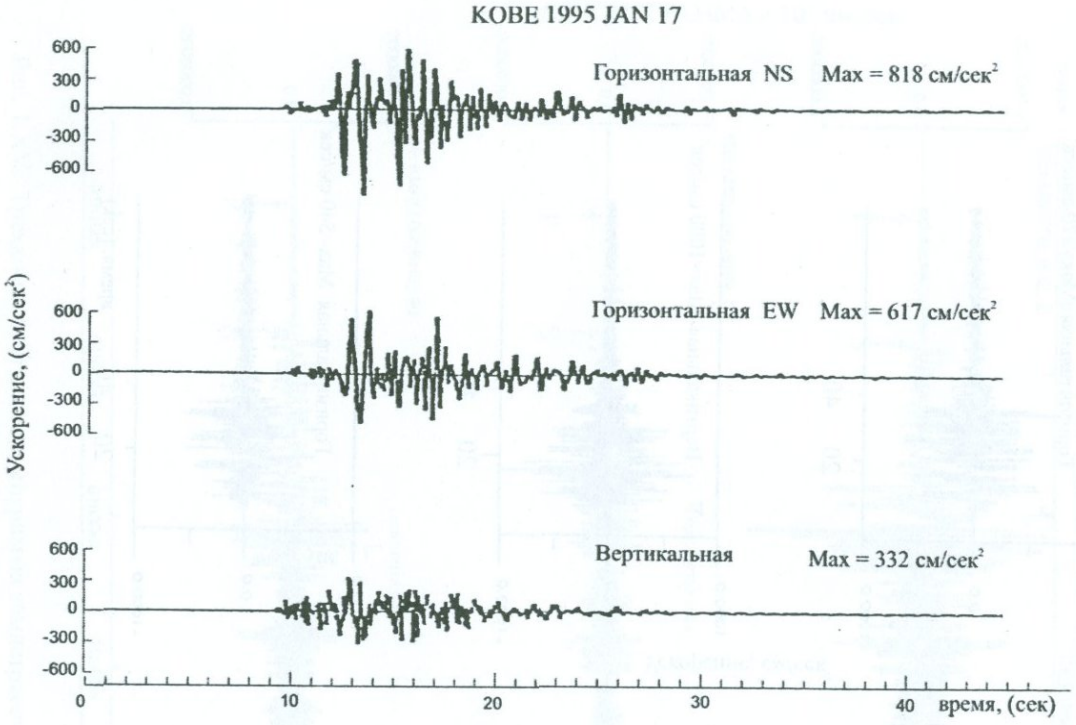


Рис. .XIII. Трехкомпонентная акселерограмма землетрясения в Кобе 17 января 1995 года.
M=7.2, Δ=10 км

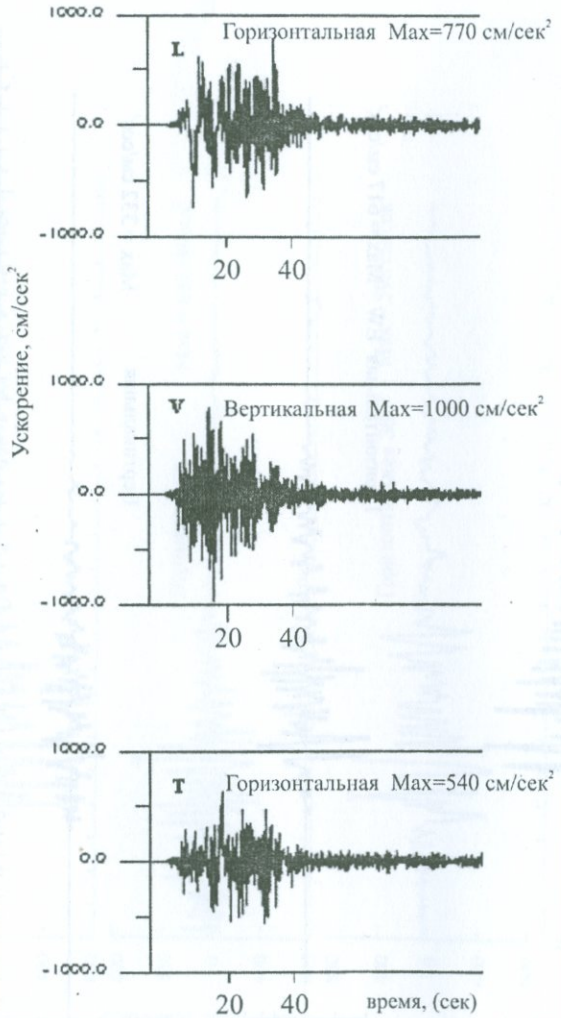


Рис. 1.XIV. Трехкомпонентная акселерограмма землетрясения в БАМ(Иран) 26 декабря 2003 года. M=6.3, эпицентральная зона.

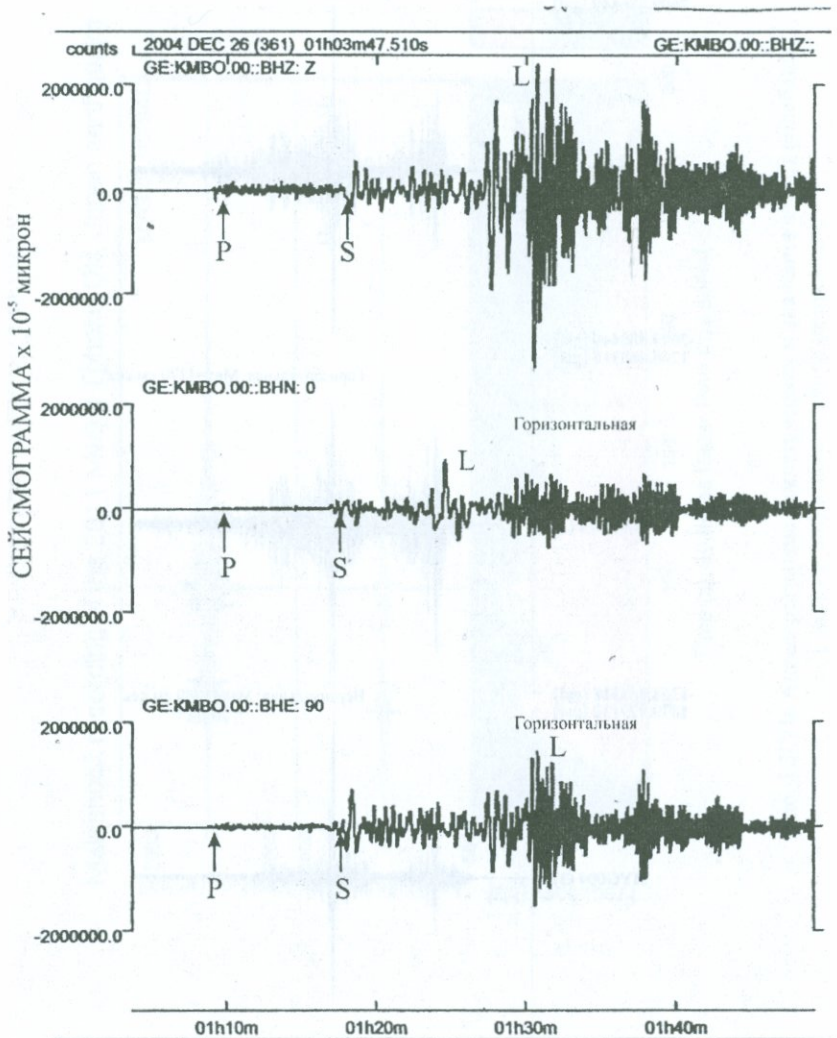


Рис. 1.XV. Трехкомпонентная **сейсмограмма** землетрясения в Индонезии (Sumatra) 26 декабря 2004 года.
M=9.0, Δ=5000 км

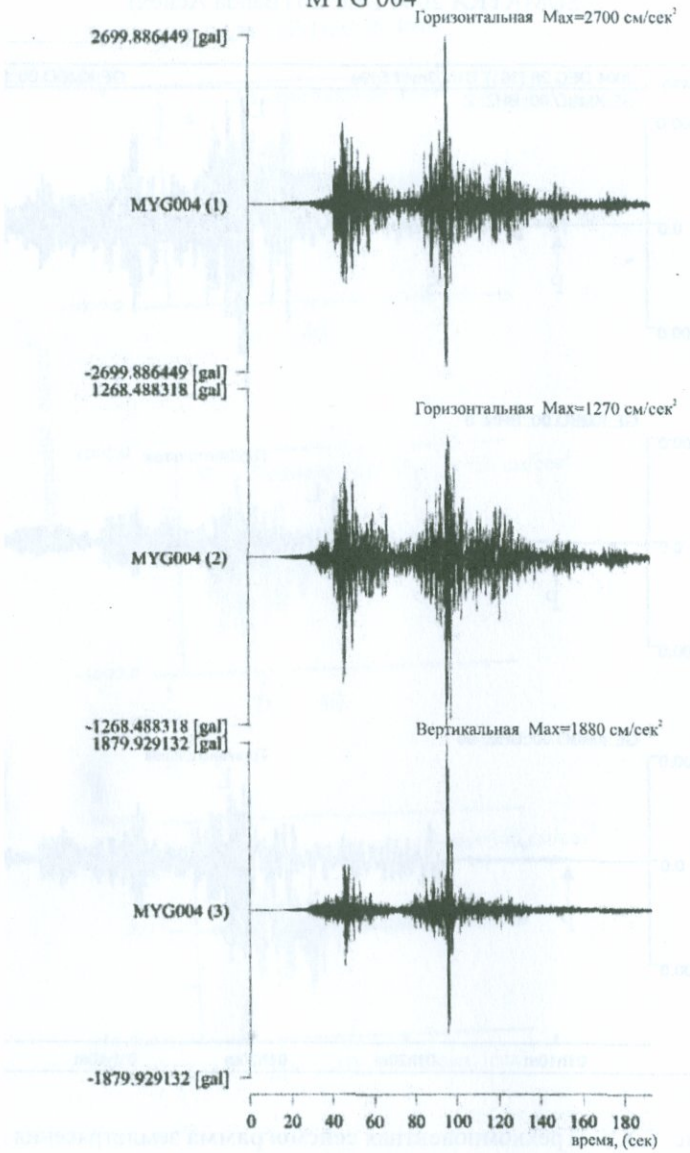


Рис. 1. XVI. Трехкомпонентная акселерограмма землетрясения в Фукусима 11 марта 2011 года.
M=9.0, Δ=168 км

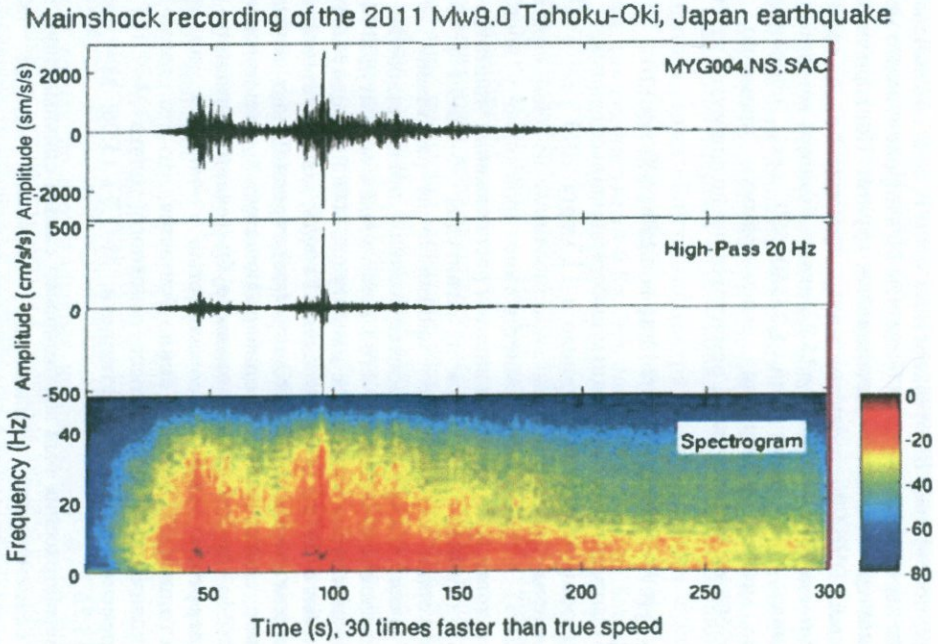


Рис. 1.XVIa Акселерограмма землетрясения и значения частот колебания (pect og am) в зависимости от времени.

увеличения 100000 раз. На сейсмограмме положения времен наступления продольных, поперечных и поверхностных волн P, S, L обозначена нами. Наибольшее перемещение грунта более чем 30 микронов имело место по вертикальной составляющей перемещения грунта. По горизонтальной составляющей BHE:90 максимальное перемещение A грунта по поверхностной волне составило A=15.2 микрон. Разность вступления волн S P составила 8.33 минут или 8.33x60=500 сек. Эпицентральное расстояние места регистрации сейсмограммы примерно будет Δ=10x500=5000 км. Магнитуда M землетрясения по формуле Гуттенберга будет*:

$$M = \lg A + 1.656 \lg \Delta + 1.818 = 1.181 + 6.125 + 1.818 = 9.12$$

что вполне соответствует сообщениям информационных данных.

Второе землетрясение произошло в 11 марта 2011 года в Японии. Ниже приведены данные и факты заимствованные из «Землетрясение в Японии (2011) Википедия». Землетрясение произошло у восточного побережья острова Хонсю с координатами расположения эпицентра 38.0N и 142.9E, глубиной очага 32 км и магнитудой M=9.0-9.1 в 130км к востоку от города Сендай. Оно произошло на расстоянии 70км от ближней точки побережья. Землетрясению предшествовала серия крупных форшоков начавшаяся 9-ого марта толчка с магнитудой M=7.2 и продолжавшаяся тремя толчками с магнитудой M=6.0. За одну минуту до начала основного толчка землетрясения 11 марта, центр системы раннего предупреждения (около 1000 сейсмографов) города Токио передала по телевидению сообщение о приближающемуся землетрясению с магнитудой M=9.0. **Это стало возможно благодаря опозданию на 90 секунд поперечной волны** S (со скоростью v =4км/сек), **для преодо ления расстояния 373 км до Токио**. Считается, что это спасло жизни большого количества людей. После основного толчка M=9.0 в 14:49 местного времени последовали афтершоки: M=7.0 в 15:06; M=7.4 в 15:15 и M=7.2 в 15:26.

В момент землетрясения был зафиксирован самый сильный звук за всю историю сейсмических наблюдений. Большой интерес вызвало акселерограмма грунта появившаяся в интернете и во многих отчетах и публикациях, зарегистрированной на расстоянии 168 км с максимальным ускорениям грунта около 3.0g. Она приведена на рисунке 1.XVI. Согласно Чжиган Пэну (Землетрясение, Звук землетрясения M =9.0, Tohok Oki, Япония): «M =9.0, Tohok Oki было зафиксировано в двух мировых сетях сильных сейсмических движений K Net и Kik Net. пример показанный здесь (Рис. 1.XVIa) был зафиксирован на станции MYG004 K Net, который имеет самый высокий пик ускорения грунта (PGA) до 3g.

---

* ***Аки К., Ричардс П.*** Количественная сейсмология. Т.1, М.: Мир, 1983, 520с.

Эти записи ясно показывают две группы движения грунта, предполагая по крайней мере два этапа высокочастотного излучения от разрыва главного толчка. Самый высокий PGA (3g) зафиксирован на отметке 90 сек после начала землетрясения. Частота (30 герц) и звук в этот момент совершенно иные чем в группах отдыха (в конце землетрясения). **Это указывает, что он был создан либо очень мелким источником (*высокочастотным-Э.Х.*) подстанции либо в результате местного грунтового эффекта или топографическими амплификациями».** В пользу достоверности этих обстоятельств свидетельствую и следующие сведения. **Американский институт ядерной энергии опубликовал данные показывающие, что в пике землетрясения вблизи эпицентра земля тряслась с ускорением 0.35g. По данным Токийского университета в некоторых районах ускорение грунта достигло 0.5g. Это землетрясение не было особенно разрушительным. В Новой Зеландии в 22 феврале 2011 года землетрясение с магнитудой землетрясения M=6.3, глубиной очага 5км, вызвало ускорение грунта 2.2g в эпицентральной зоне (в городе Christchurch).**

Землетрясение вызвало сильное цунами с высотой волн до 7.3 м, в следствии чего произошло массовое разрушение зданий и сооружении, а также гибель людей. Число погибших в результате цунами и землетрясения составляет 15870 человек. В результате землетрясения 11 энергоблоков из 53 существующих в Японии АЭС были автоматически остановлены. На АЭС Фукусима-I несколько работающих реакторов оказались в аварийном состоянии. Они стали источником сильных радиоактивных выбросов. Все население окрестностей было эвакуировано. Общий ущерб от землетрясения оценивается в 200-300 миллиардов долларов.

Как видно из рис. 1.I-1.XIV, максимальные значения ускорения грунта в двух перпендикулярных направлениях для большинства землетрясений мало отличаются друг от друга. Что касается значения ускорения грунта по вертикальному направлению, то их отношения к горизонтальным могут изменяться в большом диапазоне в зависимости от эпицентрального расстояния и глубины очага землетрясения.

Для более детального изучения этого вопроса нами были использованы данные двух калифорнийских землетрясений – 9 февраля 1971 года в Сан Фернандо [219] и 17 октября 1989 года в Лома Приета [169]. При первом землетрясении трехкомпонентные акселерограммы были записаны на 125 участках, а при втором – на 112 участках грунта.

С целью идентификации результатов при анализе данных были использованы только данные тех станций, грунтовые условия которых в отчетах указаны как **"alluvium"**. Поэтому для землетрясения в Сан Фернандо использовались данные 43 станций, а для Лома Приета – 39 станций.

На рисунках 1.5 и 1.6для указанных двух землетрясений построены по три зависимости: максимального значения горизонтального ускорения $A_{h.max}$ (независимо от компонента), отношения ускорения по двум горизонтальным направлениям $A_{h.max}/A_{h.min}$ и отношения максимального вертикального ускорения $A_{v.max}$ к максимальному горизонтальному $A_{h.max}$ от эпицентрального расстояния Δ. Как видно из рисунков, отношения $A_{h.max}/A_{h.min}$соответственно находились в широких диапазонах от 0.5 A_{min}/A_{max}до 1.0 и от 0.3 до 1.0. Но в обоих случаях среднее значение $A_{h.max}/A_{h.min}$для всего эпицентрального расстояния составили соответственно 0.8 и 0.78, т.е. отличается незначительно.

Что касается отношений вертикальных и горизонтальных ускорений то, с увеличением эпицентрального расстояния это отношение уменьшается, но четкой закономерности для обоих землетрясений так и не наблюдается. При землетрясении в Сан Фернандо это отношение $A_v/A_{h.max}$ изменилось от 1.2 до 0.25, а при Ломо Приетском землетрясении от 1.1 до 0.12. В обоих случаях на расстояниях до 50км от эпицентра т.е на территориях, где горизонтальное ускорение грунта более чем 0.1g и возможны повреждения в сооружениях при землетрясениях с магнитудой M= 7.0, **это отношение $A_v/A_{h.max}$не ниже чем 0.7**. Несмотря на резкое падение значений $A_{v.max}$ и $A_{h.max}$ в зависимости от эпицентрального расстояния, здесь также общих четких закономерностей не наблюдается.

Статистическая обработка данных показала, что зависимость величины максимального горизонтального ускорения $A_{h.max}$ в долях g от эпицентрального расстояния Δ в километрах можно интерполировать следующими выражениями:

$$A_{h.max} = 11.5g\Delta^{-1.24} \quad \text{- для Сан Фернандского землетрясения}$$
$$A_{h.max} = 4.6g\Delta^{-0.86} \quad \text{- для Ломa Приетского землетрясения} \qquad (1.1)$$

На основании совместного анализа результатов двух землетрясений для землетрясений с магнитудой около M=7.0 (±0.2) была получена следующая эмпирическая зависимость:

$$A_{h.max} = 9g\Delta^{-1.12} \quad (\text{для } \Delta \geq 10\text{км}) \qquad (1.2)$$

Если формулу (1.2) применить для Спитакского землетрясения, магнитуда которого принимается равной 7, то для пункта Гукасян, находящегося на расстоянии Δ=30км от эпицентра, для $A_{h.max}$получим $9g\cdot(30)^{-1.12}$= 0.199g, что незначительно отличается от зарегистрированной акселерографом ССРЗ (СССР) в Гукасяне величины максимального ускорения равной 0.21g, Для города Еревана (Δ=90км) по формуле (1.2) получим $A_{h.max}$=0.058g, зарегистрированное значение ускорения - 0.06g.

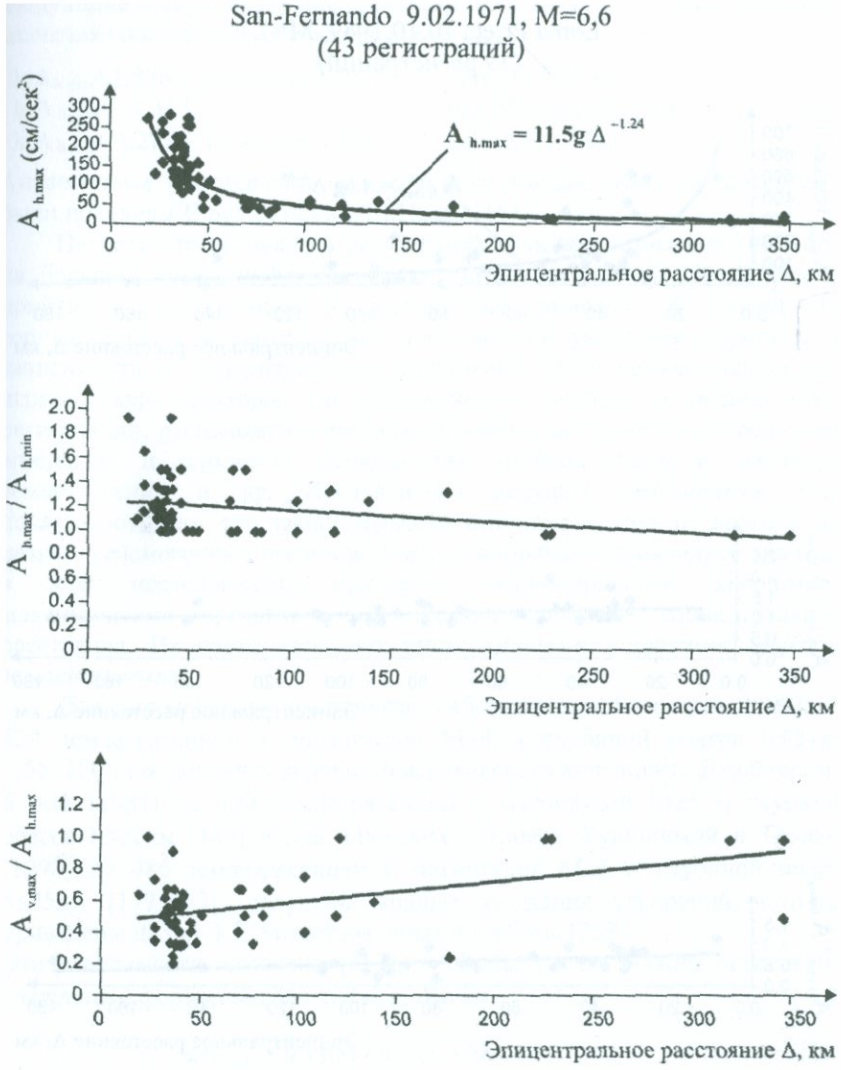


Рис. 1.5. Зависимости максимального ускорения, отношения максимальных ускорений двух горизонтальных компонентов и отношения максимальных вертикальных и горизонтальных ускорений грунта от эпицентрального расстояния по записям землетрясения в Сан-Фернандо.

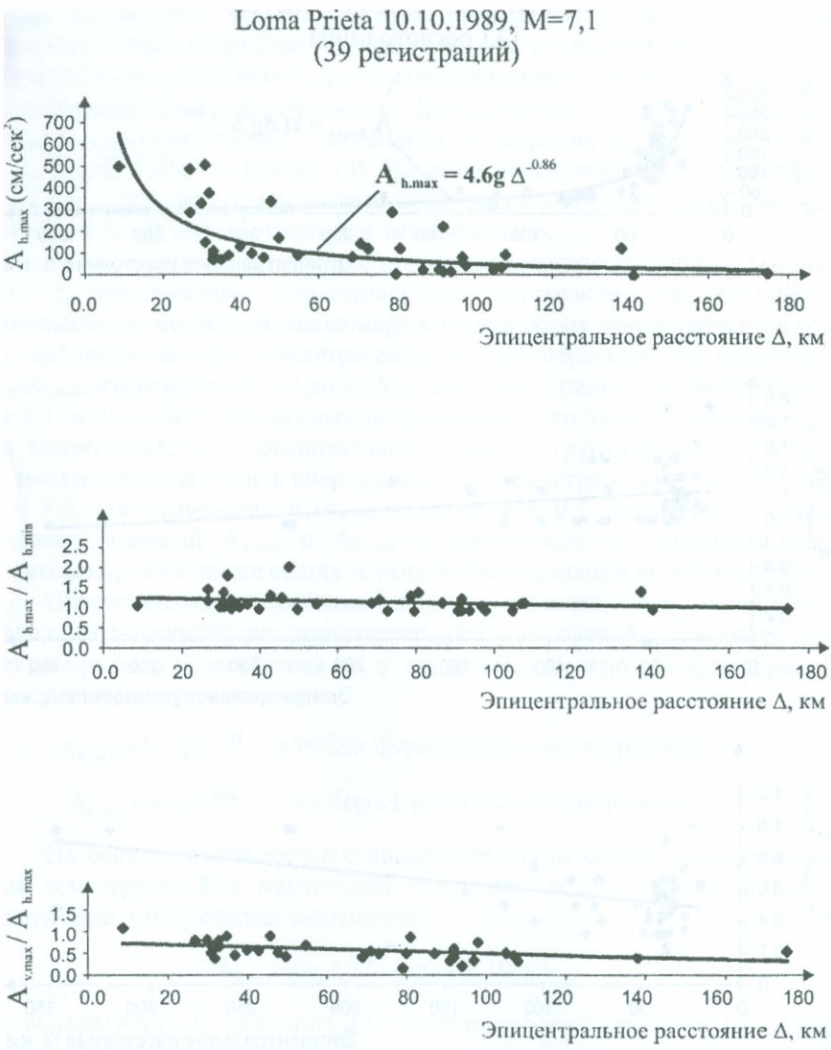


Рис. 1.6. Зависимости максимального ускорения, отношения максимальных ускорений двух горизонтальных компонентов и отношения максимальных вертикальных и горизонтальных ускорений грунта от эпицентрального расстояния по записям землетрясения в Лома Приета.

Л.У.Кампбелл [166] для Ломa Приетского землетрясения получил следующие логарифмические зависимости (в долях g) для максимального значения горизонтального ускорения $A_{h.max}$

$$\begin{aligned} &\ln A_{h.max}=1.876 - 1.03\ln(\Delta+7.79), && \text{при } \Delta\le 50.6 \text{ км} \\ &\ln A_{h.max}= -2.313, && \text{при } 50.6<\Delta<79.1 \text{ км} \\ &\ln A_{h.max}=3.223 - 1.24\ln(\Delta+7.79), && \text{при } \Delta\ge 79.1 \text{ км.} \end{aligned} \qquad (1.3)$$

Аналогичные соотношения для спектров реакции этого землетрясения были получены Е.Бозоргиной и М.Ниази [163].

По результатам анализа регистраций двух землетрясений (несмотря на большой объем информации для статистической обработки) нельзя прийти к однозначным и достоверным выводам об отношениях горизонтальных и вертикальных компонентов ускорения грунта и их зависимости от эпицентрального расстояния. Здесь немаловажную роль играют такие факторы, как геологические условия и рельеф места регистрации, расположение регистрирующего инструмента относительно эпицентра и плоскости вспарывания, глубина очага и магнитуда землетрясения и др. Исследования ведущих сейсмологов мира показывают, что эти закономерности отличаются друг от друга и для разных сейсмогенных регионов Земли. Наибольшее прикладное значение в этих исследованиях придается закономерностям зависимости максимального горизонтального ускорения грунта от эпицентрального расстояния. Их часто называют также ***кривыми затухания эффекта землетрясения***.

Для Европейского континента Амбрасейсом и Боммером (1991) по 529 землетрясениям с магнитудой M≥4 и глубиной очагов h≤25км, [155, 156],для западных районов Американского континента Джойнером и Буром (1981) по 182 землетрясениям с магнитудой M≥5 и глубиной очагов h≤20км [189] и для Японских островов Фукишимой и Танакой (1990) по 486 землетрясениям с магнитудой M≥5 и глубиной очагов h≤25км [177, 253], получены кривые затухания ускорений, которые приведены на рис.1.7, заимствованные из работы [253].

Эти зависимости, согласно [253], в общем случае можно представить следующей формулой (A-в долях g, Δ-в км):

$$\lg A_{h\,max} = \alpha + \beta M - n_0 \lg \Delta' + b\Delta' + \sigma P, \qquad (1.4)$$

где $\Delta' = \sqrt{\Delta^2 + h_0^2}$, а значения α, β, n_0, b, h_0 и σ соответственно для территорий Европы, Америки и Японии приведены в табл. 1.1.

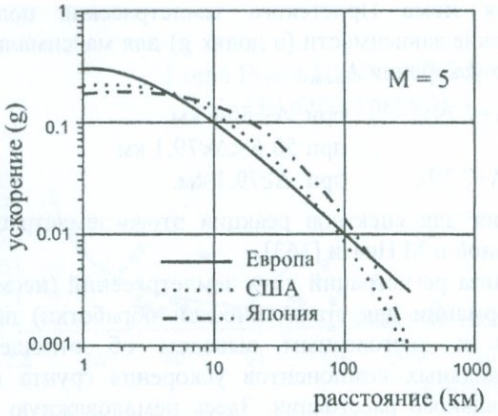


Рис. 1.7. Кривые затухания ускорений по регистрированным землетрясениям с магнитудой M=5 и M=7 [253].

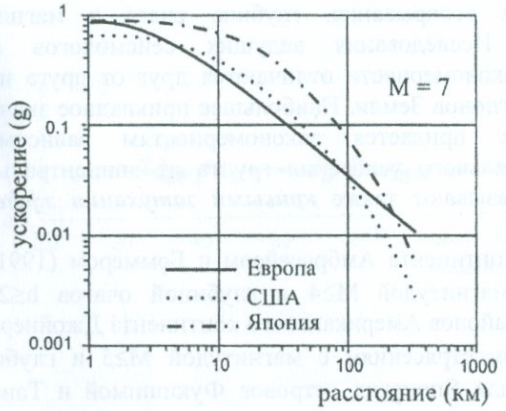


Таблица 1.1 Значения параметров, входящие в (1.4)

Регион	α	β	b	n_0	h_0	σ
Европа	-1.09	0.238	-0.00050	1.0	6.0	0.278
США	-1.03	0.248	-0.00196	1.0	6.6	0.249
Япония	1.91	0.283	-0.00183	1.0	0.0	0.313

В табл. 1.1 через σ обозначен стандарт функции $\lg A_{max}$, P – постоянная, которая принимается равной 0 при 50%-ной обеспеченности и равной 1 при 84%-ной обеспеченности. Если формулу (1.4) для Европы применить для вычисления величины ускорения для станции Гукасян при Спитакском землетрясении 1988 года, принимая: M=6.8, Δ=30км, P=1, получим $A_{h.max}$=0.209g, которая очень близка к регистрированной величине (0.21g) ускорения во время землетрясения. Более упрощенные

кривые затухания ускорений для землетрясений с магнитудами 5, 6, 7 и 8 были предложены Международной ассоциацией по сейсмостойкому строительству [160], приведенные на рис. 1.8.

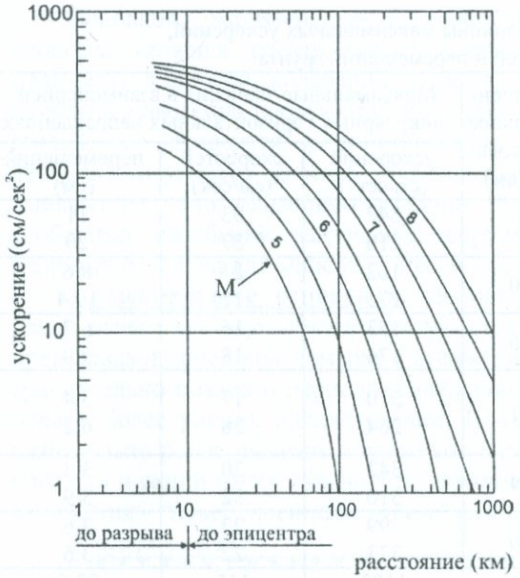


Рис. 1.8.
Обобщенные кривые затухания ускорений для землетрясений различной магнитуды [160].

Как было отмечено выше, при сильных движениях грунта удается зарегистрировать только ускорения грунта – акселерограмму. Естественное желание иметь представление также о величинах скоростей и перемещений частиц грунта возможно только путем двукратного интегрирования акселерограмм.

Для некоторых сильных землетрясений, полученные путем последовательного интегрирования акселерограмм, значения максимальных скоростей и перемещений грунта приведены в табл.1.2 [176, 233, 234].

Как видно из таблицы, нет определенной закономерности между максимальными величина ускорений скоростей и перемещений грунта.

Безусловно, главную роль здесь играют, как отмечено выше, эпицентральное расстояние, ориентация плоскости вспарывания, анизотропность среды, грунтовые условия места регистрации и глубины очага. Но даже для одного и того же места регистрации соотношения между ускорениями, скоростями и перемещениями в двух взаимоперпендикулярных направлениях очень сильно отличаются друг от друга. Здесь трудно выяснить, это различие результат накопления ошибок в процессе численных интегрирований или это связано с анизотропностью среды в разных направлениях или ориентации плоскости вспарывания.

На все эти вопросы достоверные ответы можно получить только при организации одновременной инструментальной регистрации всех

трех кинематических параметров – перемещений, скоростей и ускорений частиц грунта одной и той же местности во время одного и того же сильного зе́млетрясения.

Таблица 1.2. Величины максимальных ускорений, скоростей и перемещений грунта

Землетрясения	Магнитуда, М	Эпицентральное расстояние (км)	Максимальные значения в взаимоперпендикулярных горизонтальных направлениях		
			ускорений (см/сек^2)	скоростей (см/сек)	перемещений (см)
Эль-Центро, 1940	6.6	8	342 210	33 37	11 20
Олимпия, 1949	7.1	20	162 275	21 17	8.6 10.4
Тафт, 1952	7.6	56	153 176	16 18	6.7 9.0
Сан-Фернандо, 1971	6.6	21	310 264	17 28	3.4 6.2
Толмеззо, 1976	6.3	24	342 310	20 32	3.3 3.9
Форгария, 1976	5.9	16	299 323	23 22	2.6 3.6
Табас, 1978	7.3	25 (5)	1103 841	113 97	83.5 37.3
Петровак, 1979	7.0	29	429 299	41 24	8.2 3.2
Герцегнови, 1979	7.0	65	209 226	15 11	2.6 2.6
Баня Лука, 1981	5.4	2	506 387	24 8	4.4 1.2
Мехико, SCT 1985	8.1	400	98 168	39 61	19 22
Мехико, Univ 1985	8.1	400	32 35	10 9	6.2 7.7
Куширо-Оки, 1993	7.8	14	922 817	60 67	5.9 9.3
Ереван (Спитак1988)	6.8	100	61	3.01	0.9

1.4. Преобладающие периоды колебаний однородных оснований

Основной характеристикой любого сложного колебательного процесса является спектр частот (периодов) его составных частей. Величины периодов колебаний грунтов играют основную роль при изучении поведения сооружений во время землетрясения. Сейсмическое воздействие относится к динамическим воздействиям, при которых наибольший уровень эффекта обусловлен резонансными явлениями, т.е. совпадением или близостью величин периодов колебаний грунта и свободных колебаний надземных сооружений. Остановимся на этих вопросах отдельно для аллювиальных и скальных грунтов.

Аллювиальные основания. Долины, примыкающие к морям и рекам имеют сложную геологическую структуру. Обычно эта структура представляет собой конгломерат с отложениями слоев ила, песка и гравия сравнительно позднего периода (аллювиально-делювиальные отложения) поверх более ранних напластований. Слой наносных грунтов является значительно более рыхлым и сложным, чем подстилающий грунт. Более плотный нижний грунт называется "***грунтом основания***", а верхний слой отложений - "***поверхностным слоем" или приповерхностной толщей***.

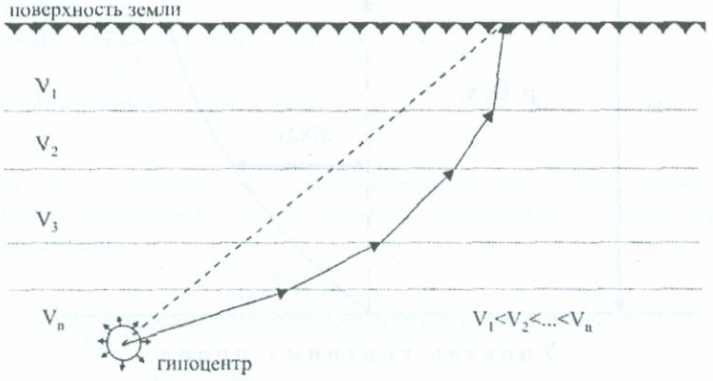


Рис. 1.9. Путь распространения поперечной сейсмической волны.

Таким образом, основная особенность аллювиально-делювиальных грунтов является наличием в них сложной структуры из материалов с различными механическими свойствами. При землетрясениях эта структура оказывает существенное влияние на характер колебательного движения верхнего слоя толщи (поверхности земли), на который опирается фундамент наземного сооружения. При достижении сейсмических волн поверхности земли они генерируют поверхностные поперечные волны.

Так как скорости v_{sk} распространения поперечных волн в поверхностном слое меньше, чем в глубинных уровнях, согласно правилам преломления и отражения сейсмических волн, поперечные волны будут падать на поверхность Земли почти под прямым углом (рис.1.9), а внутри самого поверхностного слоя произойдут их многократные преломления и отражения. В результате этих явлений в верхнем слое Земли генерируется более продолжительный колебательный процесс с определенными периодами колебаний, обусловленными физико-механическими характеристиками и мощностями всех слоев толщи. Эти периоды принято ***называть преобладающими периодами грунта.***

Периоды свободных колебаний однородных оснований. Если поверхностный слой однороден (рис.1.10), уравнение его свободных колебаний будет иметь вид [110]:

$$G\frac{\partial^2 u(x,t)}{\partial x^2} - \rho\frac{\partial^2 u(x,t)}{\partial t^2} = 0, \qquad (1.5)$$

где $u(x,t)$ – перемещение, G – модуль сдвига среды, ρ – ее плотность, H - мощность слоя.



Рис. 1.10. Расчетная схема однородного грунтового основания.

Решение уравнения (1.5) будем искать методом разделения переменных в виде:

$$u(x,t) \approx u(x)q(t). \qquad (1.6)$$

Подставляя (1.6) в (1.5), получим:

$$G\,u''(x)q(t) - \rho\,u(x)q''(t) = 0$$

или

$$\frac{Gu''}{\rho u} = \frac{q''}{q} = -p^2, \qquad (1.7)$$

где p^2 – пока произвольное постоянное положительное число.
Из (1.7) получим два уравнения: относительно $u(x)$ и $q(t)$:

$$u''(x)+\frac{p^2}{v_s^2}u(x)=0$$
$$q''(t)+p^2q(t)=0, \tag{1.8}$$

где

$$v_s^2=\frac{G}{\rho}.$$

Решение второго уравнения (1.8) будет:

$$q(t)=c\sin(pt+\lambda). \tag{1.9}$$

Следовательно постоянное p – это круговая частота свободных колебаний слоя, c и λ-определяются из начальных условий.
Решение первого уравнения (1.8) ищем в виде:

$$u(x)=c_1\sin\frac{p}{v_s}x+c_2\cos\frac{p}{v_s}x, \tag{1.10}$$

где c_1 и c_2 – произвольные постоянные, которые определяются из граничных условий: отсутствие касательных напряжений на поверхности грунта и отсутствие перемещения у коренных пород:

$$\text{при } x=0 \quad G\frac{\partial u}{\partial x}=0 \text{ или } c_1=0$$
$$\text{при } x=H\, u=0 \text{ или } c_2\cos\frac{p}{v_s}H=0. \tag{1.11}$$

Так как постоянные c_1 и c_2 одновременно не могут быть равны нулю, из второго уравнения (1.11) получим следующее трансцендентное уравнение частот:

$$\cos\frac{p}{v_s}H=0. \tag{1.12}$$

Корни (1.12) будут:

$$\frac{p}{v_s}H=\frac{2n-1}{2}\pi, \quad n=1,2,3\ldots \tag{1.13}$$

Для первой формы свободных колебаний и частоты p_1 (n = 1) согласно (1.6) будем иметь ($c\cdot c_2=A$):

$$u_1(x,t)=A\sin(p_1t+\lambda)\cos\frac{\pi x}{2H}$$
$$p_1=\frac{\pi v_s}{2H}=\frac{\pi}{2H}\sqrt{\frac{G}{\rho}}, \tag{1.14}$$

где A и λ определяются из начальных условий.

Следовательно, период основной формы колебания однородного основания будет:

$$T_{01} = \frac{2\pi}{p_1} = 4H\sqrt{\frac{G}{\rho}} = \frac{4H}{v_S}. \qquad (1.15)$$

В табл. 1.3 приведены физико-механические характеристики различных пород для определения величины периода свободных колебаний однородного поверхностного слоя T_{01} с мощностью H=30м по формуле (1.15).

Таблица 1.3. Физико-механические характеристики однородного слоя

N N	Породы слоя	Плотность ρ, (т·сек²/м⁴)	Скорость сдвига v_s, (м/сек)	Модуль сдвига G, (т/м²)	Период T_{01}, H = 30м (сек)
1	Скальный	0.22	>1000	220000	0.12
2	Галечник	0.22	600	79000	0.20
3	Мокрый песок	0.20	340	23120	0.35
4	Песчаник	0.22	300	19800	0.40
5	Глина	0.20	250	12500	0.48
6	Суглинок	0.20	150	4500	0.80
7	Насыпной грунт	0.20	100	2000	1.20
8	Супесь	0.20	80	1280	1.50
9	Сухой песок	0.20	60	720	2.00

Согласно корням (1.13) для рассмотренного однородного основания периоды колебаний первой, второй и третьей форм колебаний связаны следующими соотношениями:

$$T_{02} = \frac{T_{01}}{3}, \quad T_{03} = \frac{T_{01}}{5}. \qquad (1.15а)$$

Попутно отметим, что в аналогичных соотношениях оказываются и периоды первых трех форм колебаний T_1, T_2 и T_3 большинства жилых и общественных зданий массовой застройки [108].

Это сходство динамических характеристик оснований и надземных зданий имеет важное практическое значение. Оно позволяет при избежании резонансных явлений в зданиях по основной форме колебаний автоматически их избежать и по высшим – второй и третьей формам колебаний, и, наоборот, – в случае резонансных колебаний по первой форме вероятность их образования по высшим формам будет очень велика. Об эффекте влияния неоднородного поверхностного слоя на характер колебания грунтов при землетрясениях имеются многочисленные инструментальные подтверждения в виде записей одного и того же землетрясения на грунтах с различными геологическими условиями. В частности, это явление очень четко выявилось во время сильного афтершока от 31 декабря 1988 года с магнитудой M=4.7 Спитакского землетрясения 1988 года [162, 174]. Это иллюстрировано на рис. 1.11, где

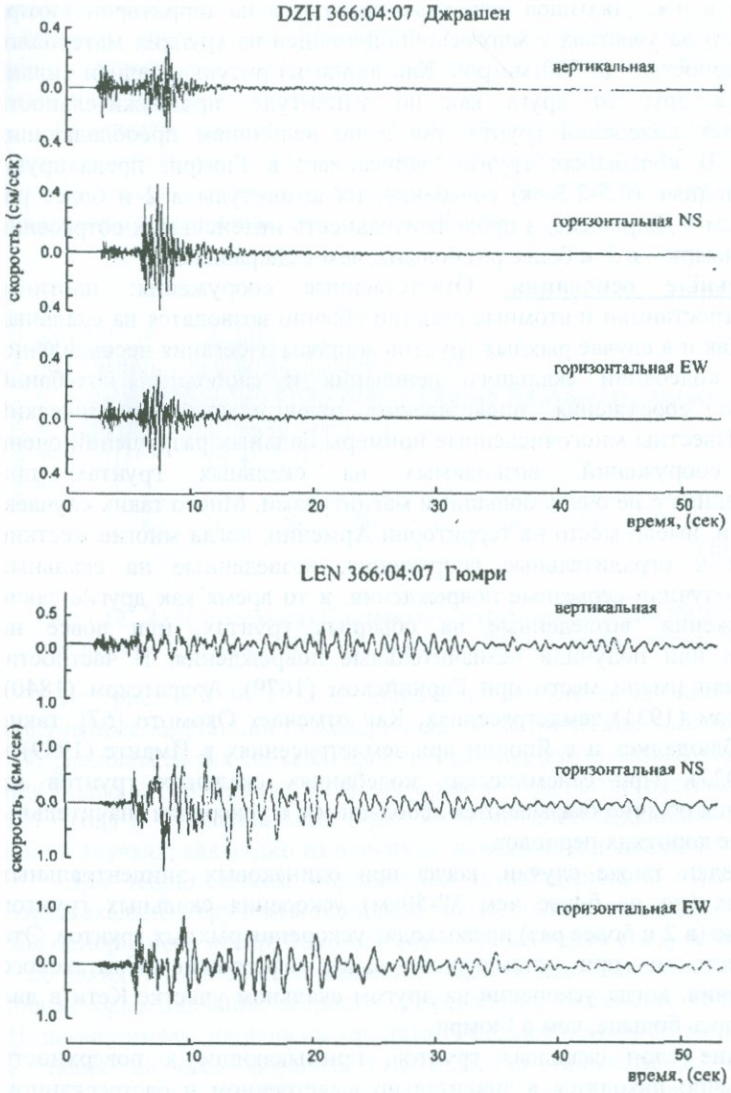


Рис. 1.11. Записи скоростей колебания грунтов на скальных участках в Джрашене (DZH) и на рыхлых участках в Гюмри (LEN) при афтершоке Спитакского землетрясения от 31 декабря 1988 года с M=4.7 [162].

показаны записи велисограмм грунта на почти одинаковом расстоянии от эпицентра в пос. Джрашен (скальные грунты) и на территории Гюмри (Ленинакан) на участках с многослойной толщей из хрупких материалов общей мощностью до 300 метров. Как видно из рисунка, записи сильно отличаются друг от друга как по амплитуде, продолжительности интенсивных колебаний грунта, так и по величинам преобладающих периодов. В колебаниях грунта, записанных в Гюмри, превалируют длиннопериодные (0.5-2.5сек) колебания, их амплитуды в 2 и более раз больше, чем в Джрашене, а продолжительность интенсивных сотрясений грунта в Гюмри – в 3 и более раз больше, чем в Джрашене.

Скальные основания. Ответственные сооружения: плотины, гидроэлектростанции и атомные станции обычно возводятся на скальных грунтах. Как и в случае рыхлых грунтов вопросы избегания несовпадения периодов колебаний скального основания и свободных колебаний надземного сооружения представляют значительный практический интерес. Известны многочисленные примеры сильных разрушений очень жестких сооружений, возводимых на скальных грунтах при землетрясениях с не очень большими магнитудами. Много таких случаев, в частности, имели место на территории Армении, когда многие жесткие церковные и оградительные сооружения, возведенные на скальных грунтах, получили серьезные повреждения, в то время как другие такие же сооружения, возведенные на обычных грунтах, или вовсе не пострадали или получили незначительные повреждения. В частности, такие случаи имели место при Гарнийском (1679), Араратском (1840), Зангезурском (1931) землетрясениях. Как отмечает Окомото [67], такие случаи наблюдались и в Японии при землетрясениях в Имаите (1949) и Канто (1923). При сейсмических колебаниях скальных грунтов их перемещения обычно оказываются небольшими, а ускорения значительны в диапазоне коротких периодов.

Не редки также случаи, когда при одинаковых эпицентральных расстояниях (но не более чем 30-50км) ускорения скальных грунтов значительно (в 2 и более раз) превосходят ускорения рыхлых грунтов. Это имело место и при упомянутом выше афтершоке Спитакского землетрясения, когда ускорение на другом скальном участке Кети в два раза оказалось больше, чем в Гюмри.

Верхние слои скальных грунтов, примыкающие к поверхности Земли, обычно находятся в значительно выветренном и растресканном состоянии, чем более глубинные слои. Поэтому и в этом случае можно предположить о наличии в них некоторого условного поверхностного слоя и, следовательно, о возникновении преобладающих периодов колебаний в скальных грунтах.

Это явление наиболее четко вырисовывается при наличии значительных изменений в топографии местности в виде отдельных

возвышенностей или глубоких оврагов. В таких случаях появляются дополнительные колебания горных массивов аналогично колебаниям надземных сооружений. Большинство исследователей считают, что в таких случаях значения преобладающих периодов колебаний грунта бывают в пределах около 0.2сек.

Количество записей сильных землетрясений на скальных грунтах сравнительно меньше, чем на аллювиальных грунтах. Анализ имеющихся записей (акселерограмм) показывает, что их преобладающие периоды находятся в узком диапазоне от 0.1 до 0.3сек.

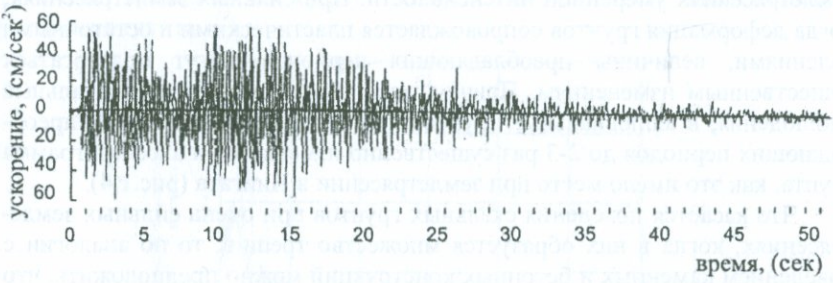


Рис. 1.12. Акселерограмма Спитакского землетрясения 7 декабря 1988 года, записанная в Ереване (ИСС N3, базальты, Ереван, ул.Аветисяна, 1) [203а].

На рис. 1.1.3. и 1.12 показаны записи двух акселерограмм, полученные на станции инженерно-сейсмометрических наблюдений N1 и N3, расположенных на скальных грунтах (андезито-базальтовые отложения большой мощности) в городе Ереване при землетрясениях 16 июля 1973 года и 7 декабря 1988 года. Значения преобладающих периодов в обоих случаях, как видно из рисунков, находятся в диапазоне 0.1-0.15сек.

При теоретическом определении преобладающих периодов колебаний скальных грунтов в принципе можно пользоваться формулой (1.15) для однородного поверхностного слоя. Однако здесь сразу встанет вопрос – до каких глубин принять мощность слоя H. Для очень жестких грунтов, для которых значение скорости v_s превышает 1000м/сек, мощность слоя H, по-видимому, не должны принимать больше чем 30-50 метров, так как в таких случаях формула (1.15) может привести к нелогичным результатам. Так, например, если принять H = 200м, при v_s = 1500м/сек, для T_0получим 4·200/1500=0.53сек, что вряд ли будет в действительности иметь место для скальных оснований такой мощности. Если же принять H = 50м, то получим T_0=0.13сек, что можно считать вполне реальным. Это обстоятельство служит основанием предполагать, что при скальных грунтах во время землетрясениях только верхний приповерхностный слой небольшой мощностью подвергается большим горизонтальным ускоре-

ниям. Это косвенно подтверждается при измерениях величин ускорений скальных грунтов в различных по глубине уровнях. В частности, такие данные были получены непосредственными измерениями в разных глубинах вертикальной шахты электростанции Кинугава (Япония) во время ряда землетрясений [67]. Они показали, что на глубине 50м ускорения грунта в 2 и более раз меньше, чем на поверхности Земли. Это значит, что при скальных грунтах степень уменьшения сейсмического эффекта по глубине резкое, чем для аллювиальных грунтов.

Вышеизложенные количественные данные о преобладающих колебаниях аллювиальных и скальных грунтов в основном наблюдались при землетрясениях умеренной интенсивности. При сильных землетрясениях, когда деформация грунтов сопровождается пластическими и остаточными явлениями, величины преобладающих периодов могут подвергаться существенным изменениям. Причем, как показывают инструментальные наблюдения, в аллювиальных грунтах кроме увеличения величин преобладающих периодов до 2-3 раз существенно изменяется и акселерограмма грунта, как это имело место при землетрясении в Ниигата (рис.1.4).

Что касается поведения скальных грунтов при очень сильных землетрясениях, когда в них образуется множество трещин, то по аналогии с поведением каменных и бетонных конструкций можно предположить, что преобладающие периоды могут увеличиться до 1.5-2 раза. Это значит, что при очень сильных землетрясениях возможны колебания скальных грунтов с преобладающими периодами до 0.4-0.6сек.

Как бы парадоксально ни звучало, придется констатировать, что величины преобладающих периодов колебаний грунтов и свободных колебаний зданий и сооружений массовой застройки ***находятся в одном и том же диапазоне от 0.1сек до 1.0сек***. Это обстоятельство существенно повышает вероятность возникновения резонансных явлений. При этом, чем дольше длится землетрясение (чем сильнее), тем эта вероятность возрастет. По нашему убеждению, причиной большинства случаев обрушений и серьезных повреждений зданий и сооружений при сильных землетрясениях являются резонансные колебания. Об этом свидетельствуют и большие повреждения отдельных сооружений при низких уровнях амплитуд ускорений грунта (меньше чем 0.1g), наблюдаемые во время землетрясений на больших расстояниях от эпицентра. Это значит, что при проектировании новых зданий следует достоверно прогнозировать не только максимальную амплитуду ускорения грунта, но и величину преобладающего периода колебания грунта и длительность интенсивных участков на акселерограмме во время землетрясения. Такой прогноз позволит для каждого сооружения с определенным периодом собственных колебаний подобрать наиболее благоприятные грунтовые площадки строительства. Методы определения периодов собственных колебаний зданий и сооружений различных конструктивных систем в

настоящее время достаточно разработаны вплоть до готовых компьютерных программ их вычисления. Прямые методы определения преобладающих периодов колебания грунтов во время землетрясения фактически отсутствуют. По зарегистрированным во время землетрясения акселерограммам мы обычно непосредственно можем определить только максимальное значение ускорения. Для определения величин преобладающих периодов необходимо акселерограммы разложить в ряд Фурье, что сама собой не простая задача, и в начальном этапе регистрации акселерограмм это не производилось так как в акселерографы не были смонтированы компьютеры с соответствующей программой. Кроме того о силе землетрясения традиционно судили только по величине максимального ускорения грунта.

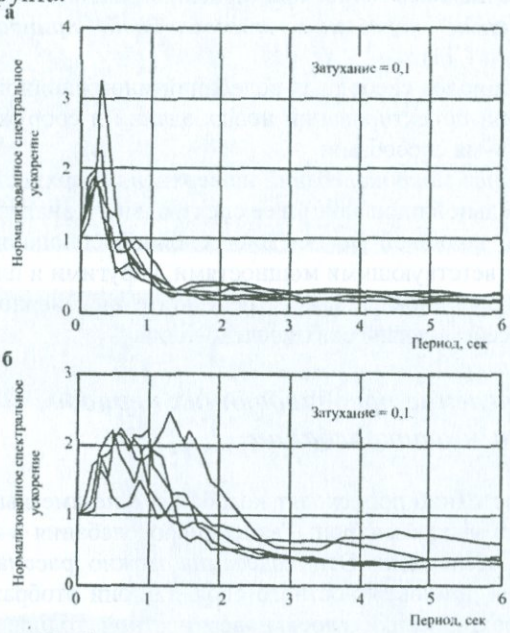


Рис. 1.13. Спектры реакции ускорений для скальных пород и твердых грунтов (а) и для рыхлой многослойной толщи (б) [89].

Самые общие сведения о величине преобладающих периодов колебаний грунта можно исчерпать из спектров реакции (по значениям периодов, соответствующим пиковым значениям ускорений), построенных по записям акселерограмм грунта, зарегистрированных на участках грунтов с различными геологическими разрезами. Таких спектров к настоящему времени накопилось в довольно большом количестве. Их сопоставительный анализ указывает, что в основном величины преобладающих периодов скальных грунтов во время землетрясения находятся в указанном диапазоне 0.15÷0.40сек, тогда как их значения для многослойных

"мягких" грунтов находятся в широком диапазоне 0.5÷2.0сек, иногда доходя до 3.0 и более секунд. Это легко обнаруживается по рис.1.13, где построены спектры реакции ряда землетрясений, записанных на скальных и рыхлых грунтах.

Таким образом, основным фактором, влияющим на количественные характеристики периодов колебания грунта во время землетрясения, является геологическое строение верхней приповерхностной толщи рассматриваемого участка. Поэтому в качестве ***интегральной динамической характеристики*** приповерхностной толщи логично ***принимать спектр частот*** (периодов) ее свободных колебаний. Нам, также, кажется ***целесообразным грунтовые условия площадки строительства по сейсмическим свойствам классифицировать именно по величинам периодов свободных колебаний многослойной приповерхностной толщи***. (см. раздел 1.11)

Величины периодов свободных колебаний многослойной приповерхностной толщи при проектировании новых зданий и сооружений можно прогнозировать двумя способами:

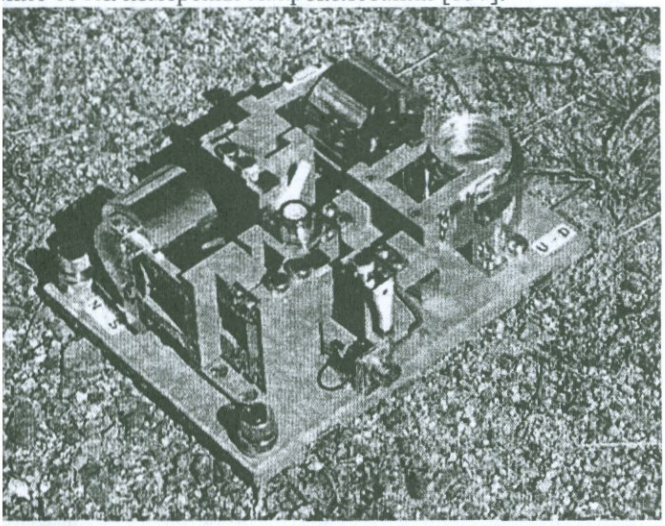
- путем записи микроколебаний на верхней поверхности толщи (на котловане строительной площадки) и ее спектрального анализа,
- решением волновой задачи многослойной сплошной среды как континуума с соответствующими мощностями, упругими и плотностными характеристиками, установленными в результате инженерно-геологических изысканий и сейсмологических исследований.

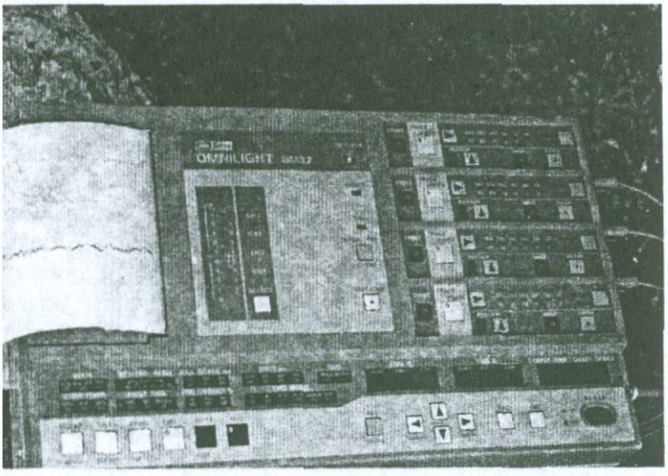
1.5. Определение преобладающих периодов по записям микроколебаний

В грунте постоянно происходят колебания с незаметными амплитудами порядка нескольких микрон. Такие микроколебания в сейсмологии называются микросейсмами. Эти колебания можно рассматривать как упругие колебания приповерхностного слоя, т.е. они отображают основные упругие характеристики слоев поверхностной толщи. Этот метод определения преобладающих периодов был разработан в Японии [67]. В настоящее время он широко применяется и в других странах. Для измерения микроколебаний на грунте устанавливается высокочувствительный трехкомпонентный велисограф (рис.1.14а), который регистрирует колебания грунта в течение нескольких минут. Затем при помощи специального регистра (рис. 1.14б) и электронного анализатора производится частотный анализ колебаний. При наличии указанной аппаратуры все операции выполняются весьма просто.

Эта простота является основным достоинством метода, позволяющая выполнить измерения в большем количестве числа точек исследуемой строительной площадки.

ис.1.15 показан план основания опирания подошвы фундамента строительства) церкви св.Григория Просветителя в Ереване и ение точек измерения макроколебаний [137].





Трехкомпонентный высокочувствительный велисограф типа UP-255 (а) трехканальный магнитный регистрирующий прибор типа FC-14 (б) (OMNILIGHT – 8M, Япония).

тами основания являются пласты трещиноватых базальтов с ми глыб с песчаным заполнением до 20-30%. Измерения прово- 12 точках в **котловине на бетонной подготовке** в трех взаимо- кулярных направлениях.

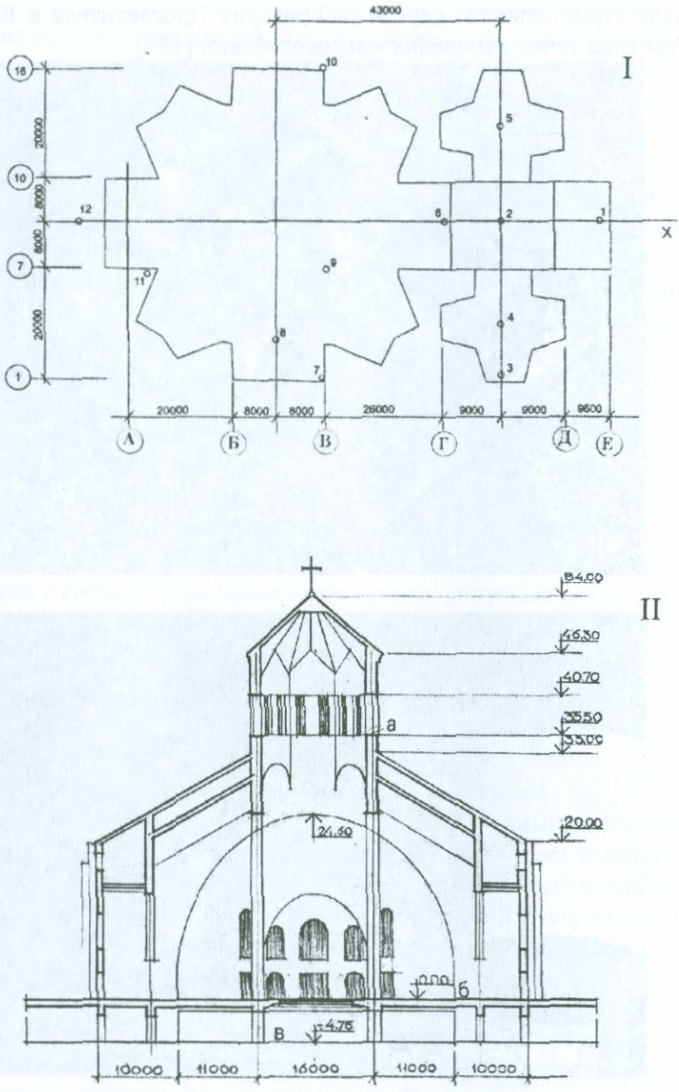


Рис. 1.15. План и разрез церкви св. Григория Просветителя..
I-распределение измерительных пунктов для измерения микроколебаний основания (на бетонной подготовке)
II-вертикальный разрез церкви с указанием мест расположения датчиков(а, б, в) для измерения периодов колебания церкви после завершения строительства.

На рис.1.16 показаны записи микроколебаний грунта и соответствующие их спектры Фурье для точек 8 и 9. Результаты итоговых измерений приведены в табл. 1.4.

Таблица 1.4. Экспериментальные значения преобладающих периодов колебаний грунта участка церкви по трем направлениям

NN пункта измерения	Север-юг T_0^X сек.	Восток-запад T_0^y сек.	Вертикальный T_0^Z сек.
1	0.44	0.41	0.36
2	0.5	0.48	0.4
3	0.42	0.4	0.3
4	0.4	0.41	0.33
5	0.41	0.42	0.34
6	0.36	0.4	0.36
7	0.36	0.36	0.36
8	0.5	0.45	0.33
9	0.42	0.41	0.33
10	0.42	0.45	0.36
11	0.43	0.4	0.3
12	0.41	0.41	0.41
Среднее значение	0.42	0.41	0.35

Значение преобладающего периода микроколебаний грунта после полного возведения церкви размерами 58x58x54м составило 0.31-0.4сек, т.е. изменилось (уменьшилось) незначительно по сравнению с первоначальным его значением до возведения (рис.1.16.1).

После полного возведения церкви вышеописанным способом были определены ее динамические характеристики, а также ее основания. Датчики были расположены на трех уровнях по высоте церкви: на подоконнике купола на отметке 46м, на уровне пола нулевой отметки, на грунте под сооружением на отметке –4.75м (см.рис.1.1*б*.I). На рисунках 1.16а показаны записи микроколебаний точек **а, б, в** в направлении оси X, и их спектры Фурье. Анализ полученных результатов показывает, что основной период свободных колебаний сооружения составляет T_{X1}=1.21сек (0.813 герц), что не значительно отличается (в сторону увеличения) от расчетного значения, принятого при проектировании.

Периоды свободных колебаний по второй и третьей формам колебаний соответственно составляют T_{X2}=0.4сек и T_{X3}=0.13сек. Значение преобладающего периода колебания основания в горизонтальном направлении после возведения церкви составило T0=0.31-0.4сек, т.е. изменилось незначительно по сравнению с первоначальным его значением до возведения церкви.

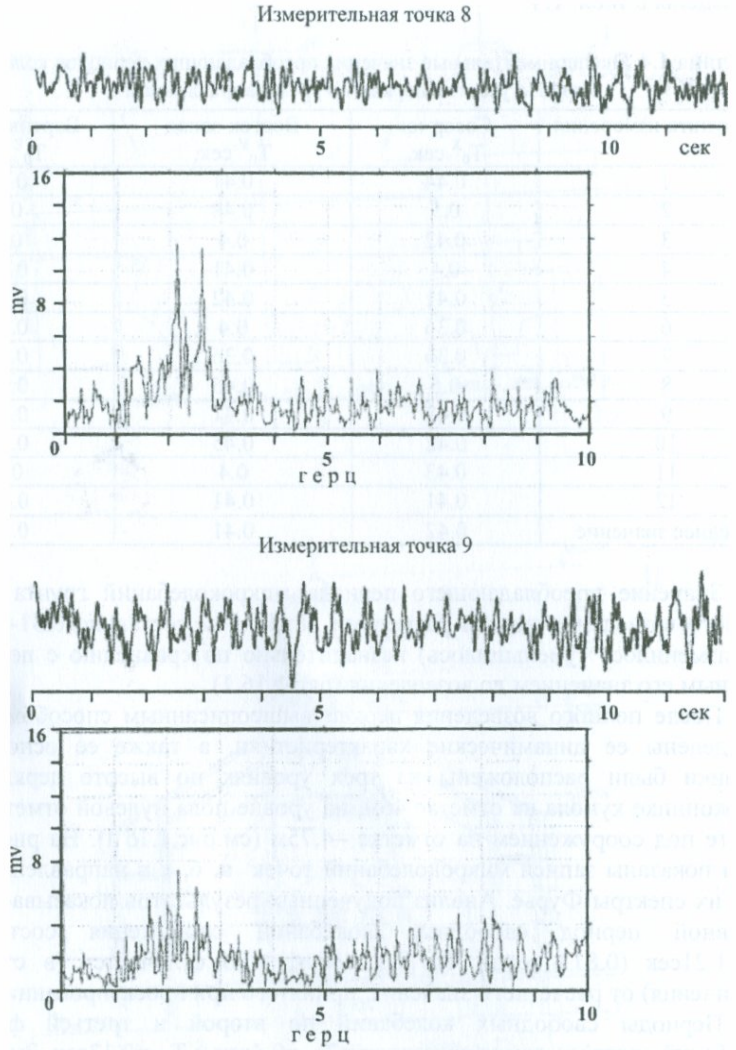


Рис. 1.16.3. Записи горизонтальных микроколебаний **грунта** и соответствующие спектры Фурье в точках 8 и 9 основания.

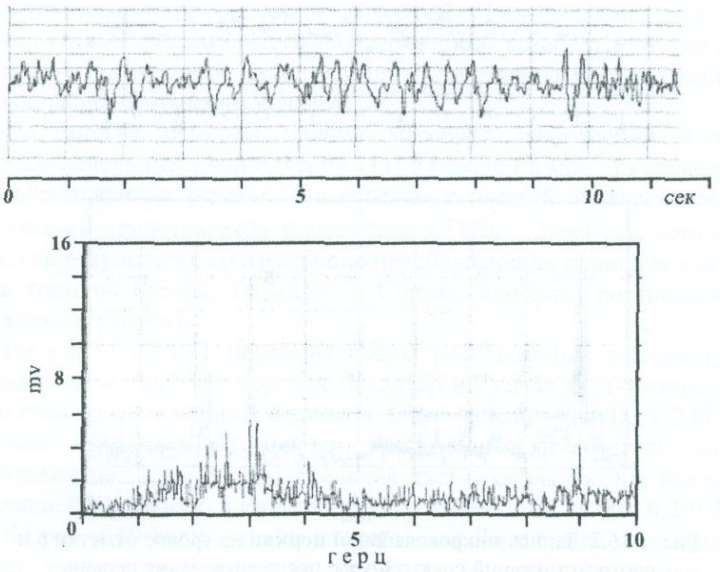


Рис. 1.16.1 Запись микроколебаний **грунта** и соответствующий спектр Фурье после возведения церкви(на свободной территории).

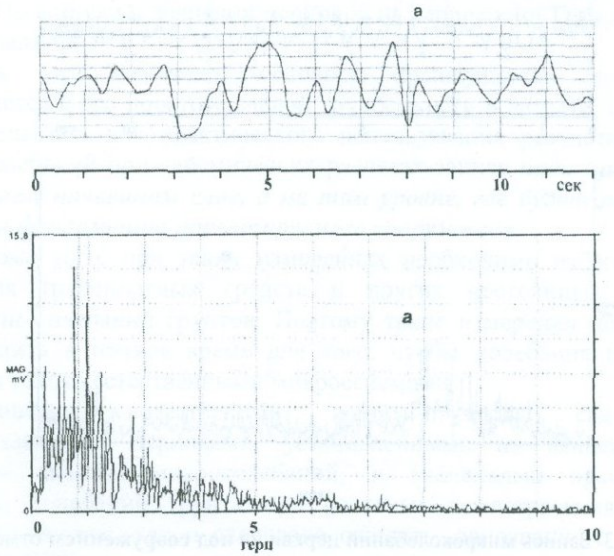


Рис. 1.16.2 Запись микроколебаний **церкви** на уровне отметки **а**- церкви и соответствующий спектр Фурье после возведения церкви.

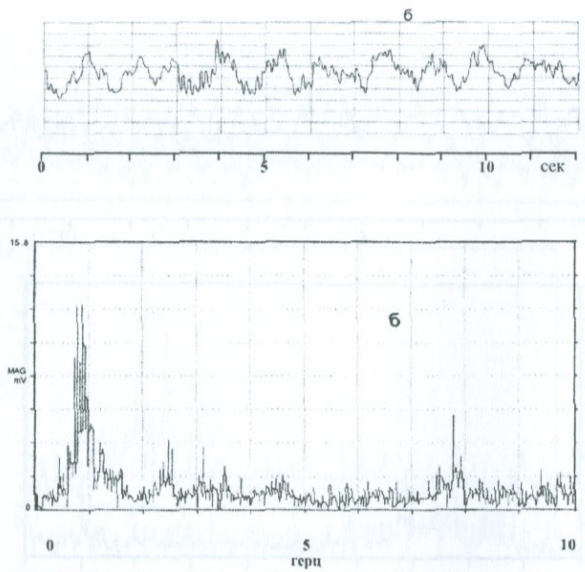


Рис. 1.16.2 Запись микроколебаний **церкви** на уровне отметки **б** и соответствующий спектр Фурье после возведения церкви.

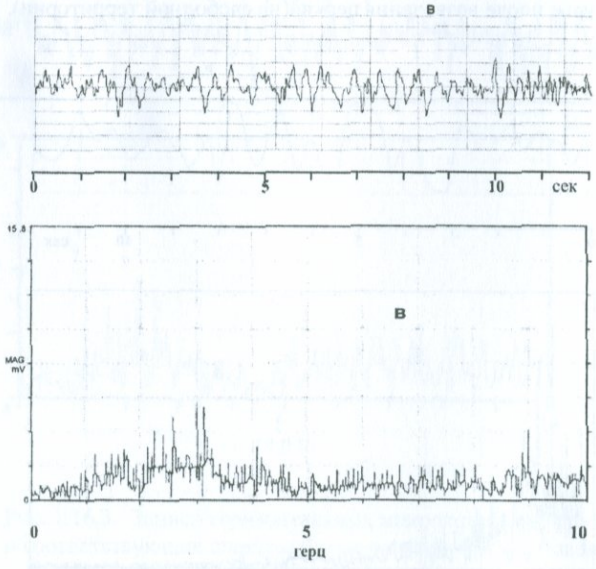


Рис. 1.16.3 Запись микроколебаний церкви на **под сооружением** отметки **в** и соответствующий спектр Фурье после возведения церкви.

Большое количество таких измерений было проведено японскими специалистами на территории Армении, приехавшими сюда после разрушительного Спитакского землетрясения 7 декабря 1988 года для обследования последствий землетрясения и оказания научной и технической помощи своим армянским коллегам.

На многие вопросы причин массовых разрушений 9-этажных каркасно-панельных зданий (серия 111) в городе Гюмри эти исследования дали обоснованные ответы. Эти аспекты и полный анализ последствий Спитакского землетрясения приводятся в [110]. Здесь мы остановимся только на результатах по измерению преобладающих периодов для территории городов Гюмри, Ванадзор и Спитак, наиболее пострадавших во время землетрясения.

На рис. 1.17-1.21 показаны схемы расположения высоко-чувствительных сейсмографов в городах Ванадзор и Спитак, полученные записи и значения преобладающих периодов, заимствованных из [214, 244, 246].

Как видно из результатов приведенных измерений, значение преобладающих периодов центральной части города Гюмри находятся в диапазоне 0.51-0.64сек, в Ванадзоре 0.22-0.57сек и в Спитаке 0.2-0.43сек.

Из рис. 1.19 видно, что на спектрах для Ленинакана явно прослеживаются также преобладающие периоды со значением около 1.0сек. Согласно тем же источникам, в северо-западных участках А1 и А2 (в сторону Мармашена) и юго-восточном – А3 (в сторону аэропорта) (рис.1.16) значения преобладающего периода оказались в диапазоне 0.35-0.5сек. По вопросам значений периодов на территории Гюмри см пример 5.1, раздела 1.7.

Как уже отмечали, основное преимущество этого метода заключается в его простоте, малой трудоемкости и затрате. Одно важное обстоятельство: для практического использования результатов анализа микроколебаний при сейсмических расчетах запись ***надо произвести не на верхнем почвенном слое, а на том уровне, где будет расположена подошва фундамента проектируемого сооружения***.

Кроме того, при таких измерениях необходимо избегать влияния движения транспортных средств и других постоянных источников генерации колебаний грунтов. Поэтому такие измерения целесообразно производить в ночное время для того, чтобы колебания грунта были вызваны только естественными микросейсмами.

Возникает естественный вопрос: какая связь между преобладающими периодами, установленными по вышеизложенным способам анализа микроколебаний, и значениями преобладающих периодов колебаний грунта при реальных землетрясениях. На этот непростой вопрос, как и следовало ожидать, однозначного ответа нет. К.Канаи [67] на основании анализа регистрированных акселерограмм многочисленных землетрясений в США и Японии установил следующее:

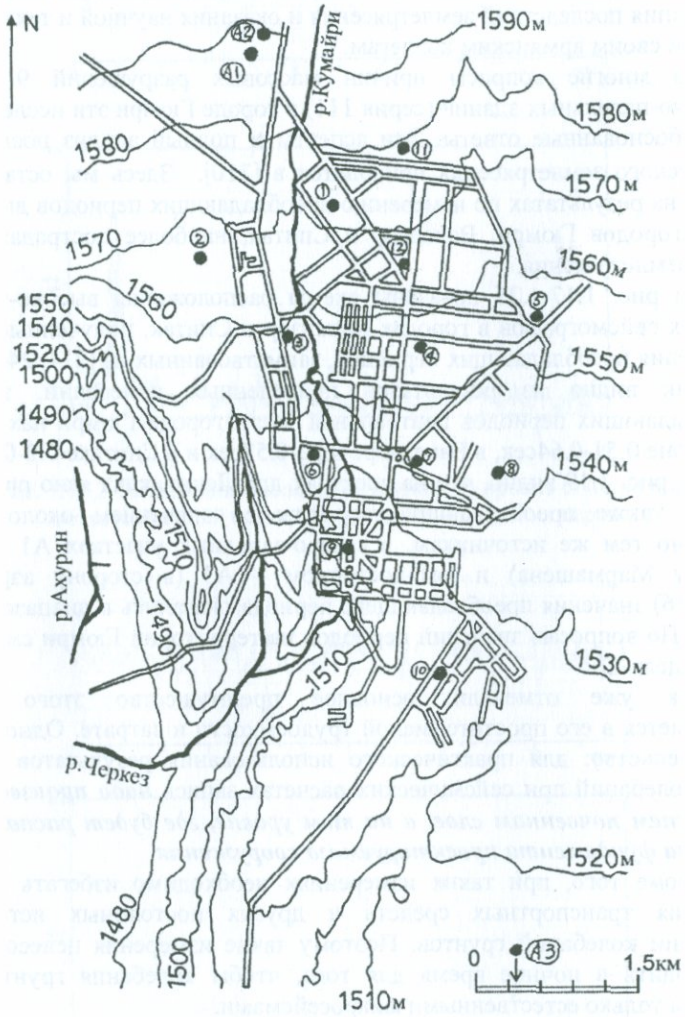


Рис. 1.17. Расположение участков записи микроколебаний в г. Ленинакане-Гюмри [246].

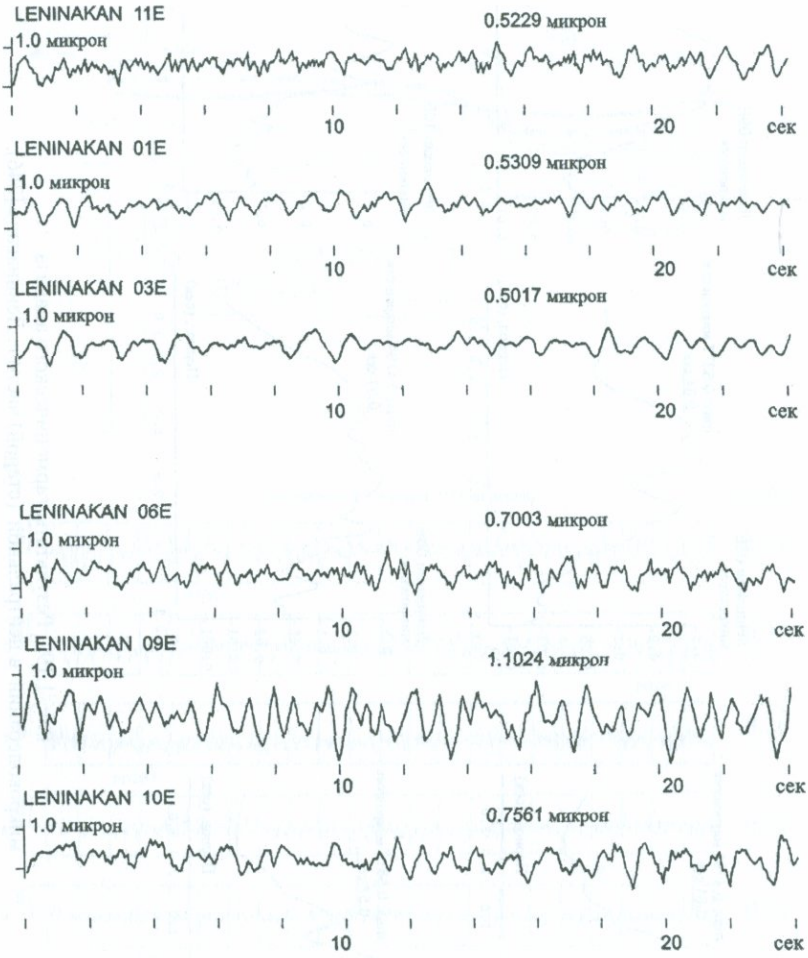


Рис. 1.18. Записи микроколебаний в г. Ленинакане [246].

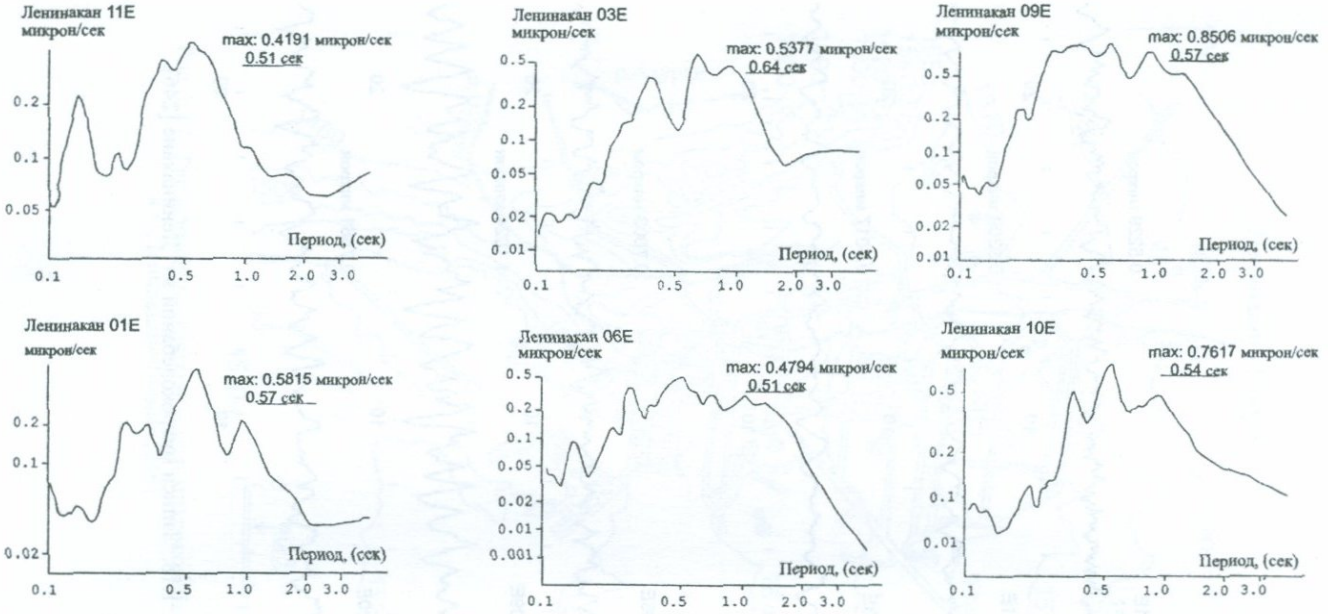


Рис. 1.19. Результаты гармонического анализа микроколебаний в центральной (старой) части г. Ленинакана [246].

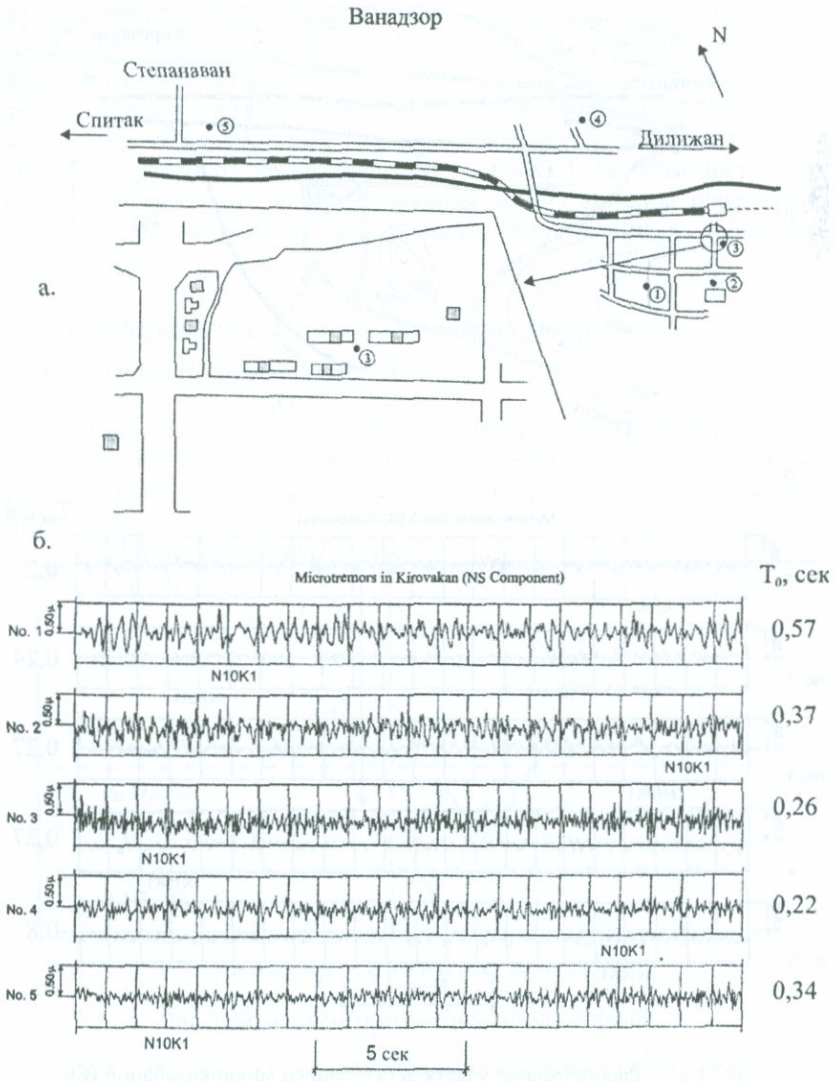


Рис. 1.20. Расположение участков (а), записи микроколебаний (б) и величины их преобладающих периодов г. Кировакан-Ванадзор [214, 244, 246].

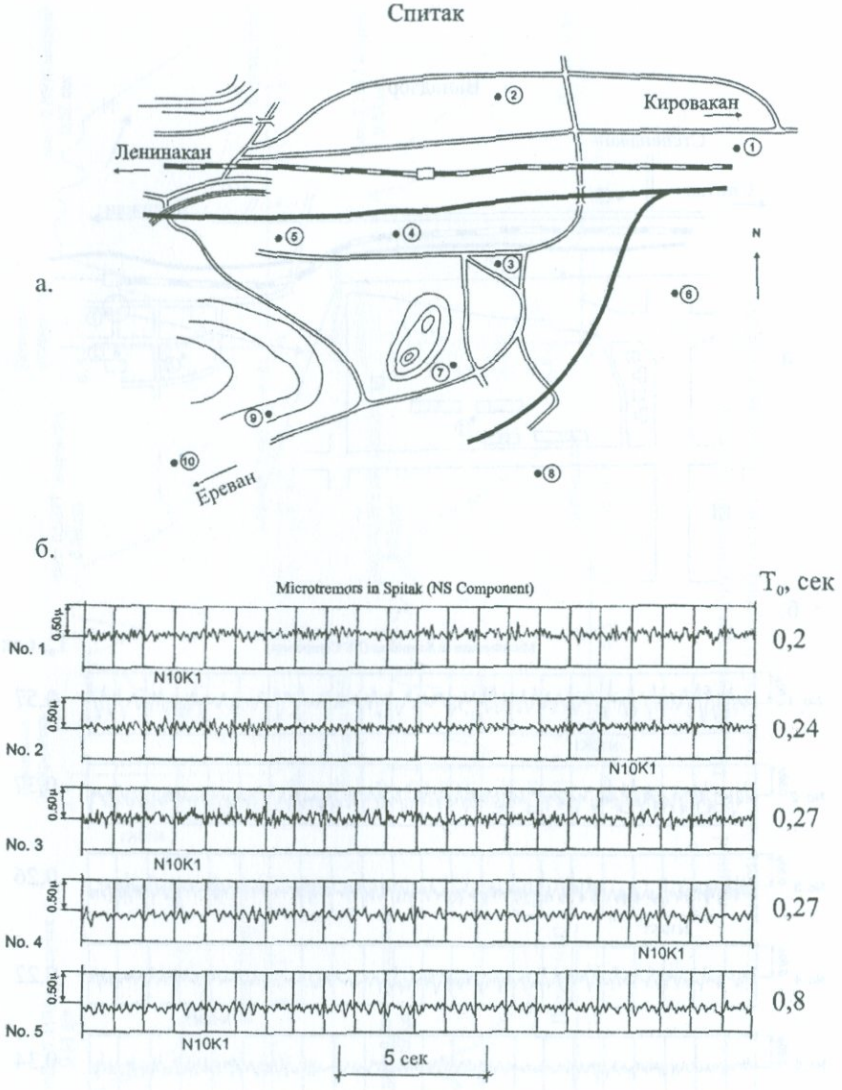


Рис. 1.21. Расположение участков (а), записи микроколебаний (б) и величины их преобладающих периодов г. Спитак [214, 244, 246].

"1) для землетрясений с магнитудой более 6.0 преобладающий период колебаний для каждой местности строго определен и совпадает с преобладающим периодом микросейсм; 2) в районах, где при сейсмическом воздействии проявляются два или более преобладающих периодов

колебаний, для каждого землетрясения эти периоды различны. Однако они совпадают с одним из периодов, которые характеризуют пики на спектрах микросейсмических колебаний". Н.Ньюмарк и Э.Розенблюэт [65] эти утверждения считают весьма спорными, во-первых, из-за нелинейной работы грунта и, во-вторых, они считают, что при микроколебаниях (особенно от движения транспорта) только самые верхние слои вовлекаются в работу. Учитывая нелинейность колебаний мы считаем, что полученные при микроколебаниях значения периодов необходимо умножать на коэффициент равной 1.3. На этом вопросе мы еще остановимся ниже, после изложения других методов определения преобладающих периодов неоднородных многослойных приповерхностных толщ.

1.6. Определение преобладающих периодов неоднородных оснований

Приповерхностную неоднородную толщу будем рассматривать как континуум, состоящий из **n** слоев со своими физико-химическими характеристиками – плотностями ρ_k, модулями сдвига G_k и мощностями H_k (рис.1.22).



Рис. 1.22. Расчетная схема неоднородной толщи.

Будем считать, что неоднородный поверхностный слой общей мощностью H опирается на "грунт основания". При вертикальном распространении поперечных волн имеется только одна горизонтальная компонента u(x,t), которая внутри каждого слоя должна удовлетворять волновому уравнению типа (1.5). Учитывая то обстоятельство, что вязкие

свойства среды мало влияют на периоды свободных колебаний, ими будем пренебрегать и в качестве волнового уравнения примем

$$G_k \frac{\partial^2 u_k(x,t)}{\partial x^2} - \rho_k \frac{\partial^2 u_k(x,t)}{\partial t^2} = 0, \quad h_{k-1} < x \le h_k \qquad (1.16)$$
$$k = 1, 2, ..., n.$$

Для дальнейшего упрощения задачи нумерацию слоев будем начинать с верхнего слоя, начало координат принимать на поверхности земли и пользоваться обозначениями:

$$h_k = \sum_{i=0}^{k} H_i, \; h_0 = 0, \; h_1 = H_1, \; h_n = H. \qquad (1.17)$$

Решение уравнений (1.16) ищем в виде

$$u_k(x,t) = u_k(x) \sin pt, \quad k = 1, 2, ..., n, \qquad (1.18)$$

где p – искомая круговая частота свободных колебаний неоднородной поверхностной толщи, $u_k(x,t)$ – деформация сдвига k-ого слоя.
Подставляя (1.18) в (1.16) для $u_k(x)$, получим:

$$u_k''(x) + \lambda_k^2 u_k(x) = 0, \; i=1,2,...,n, \qquad (1.19)$$

где обозначено

$$\lambda_k^2 = \frac{p^2 \rho_k}{G_k}. \qquad (1.20)$$

Решение уравнения (1.19) ищем в виде:

$$u_k(x) = A_k \sin \lambda_k x + B_k \cos \lambda_k x \;\; h_{k-1} < x \le h_k$$
$$k = 1,2,...,n. \qquad (1.21)$$

Для определения 2n коэффициентов A_k и B_k и круговой частоты p имеем следующие два граничных условия:

$$\text{при } x = 0 \qquad u_1'(0) = 0$$
$$\text{при } x = H \; u_n(H) = 0 \qquad (1.22)$$

и 2n-2 условия равенства деформаций сдвига и напряжений на уровнях плоскостей раздела слоев, т.е.

$$u_k(h_k) = u_{k+1}(h_k)$$
$$G_k u_k'(h_k) = G_{k+1} u_{k+1}'(h_k) \qquad (1.23)$$
$$k = 1, 2, ..., n-1.$$

Подставляя (1.21) в граничные условия (1.22) и условия неразрывностей (1.23) для неизвестных 2n коэффициентов A_k и B_k получим:

$$A_1 = 0$$
$$A_n \sin \lambda_n H + B_n \cos \lambda_n H = 0$$
$$A_k \sin \lambda_k h_k + B_k \cos \lambda_k h_k =$$
$$A_{k+1} \sin \lambda_{k+1} h_k + B_{k+1} \cos \lambda_{k+1} h_k \qquad (1.24)$$
$$A_k G_k \lambda_k \cos \lambda_k h_k - B_k G_k \lambda_k \sin \lambda_k h_k =$$
$$A_{k+1} G_{k+1} \lambda_{k+1} \cos \lambda_{k+1} h_k - B_{k+1} G_{k+1} \lambda_{k+1} \sin \lambda_{k+1} h_k$$

$$k = 1, 2, ..., n - 1.$$

Так как система уравнений (1.24) относительно 2n неизвестных коэффициентов A_k и B_k однородна, то единственное нетривиальное ее решение имеет место только при равенстве нулю детерминанта 2n степени, образованного из коэффициентов неизвестных. Это и будет искомое сложное трансцендентное частотное уравнение для определения неизвестной частоты p. При двухслойном основании это будет детерминант 4 порядка, трехслойном – 6 порядка, шестислойном-12 порядка.

Для двухслойного основания этот детерминант будет иметь вид:

$$\begin{vmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \sin\lambda_2(H_1+H_2) & \cos\lambda_2(H_1+H_2) \\ \sin\lambda_1 H_1 & \cos\lambda_1 H_1 & \sin\lambda_2 H_1 & -\cos\lambda_2 H_1 \\ G_1\lambda_1\cos\lambda_1 H_1 & -G_1\lambda_1\sin\lambda_1 H_1 & -G_2\lambda_2\cos\lambda_2 & G_2\lambda_2\sin\lambda_2 H_1 \end{vmatrix} = 0 \qquad (1.25)$$

После раскрытия которого получим трансцендентное уравнение:

$$\sqrt{\frac{\rho_1 G_1}{\rho_2 G_2}}\,\mathrm{tg}\frac{2\pi}{T_0}H_1\sqrt{\frac{\rho_1}{G_1}}\cdot\mathrm{tg}\frac{2\pi}{T_0}H_2\sqrt{\frac{\rho_2}{G_2}} - 1 = 0 \qquad (1.26)$$

Аналогичным образом для трехслойного и четырехслойного основания получим:

при n = 3

$$\sqrt{\frac{\rho_1 G_1}{\rho_2 G_2}}\,\mathrm{tg}\frac{2\pi}{T_0}\alpha_1\mathrm{tg}\frac{2\pi}{T_0}\alpha_2 + \sqrt{\frac{\rho_2 G_2}{\rho_3 G_3}}\,\mathrm{tg}\frac{2\pi}{T_0}\alpha_2\mathrm{tg}\frac{2\pi}{T_0}\alpha_3 + \sqrt{\frac{\rho_1 G_1}{\rho_3 G_3}}\,\mathrm{tg}\frac{2\pi}{T_0}\alpha_1\mathrm{tg}\frac{2\pi}{T_0}\alpha_3 - 1 = 0 \qquad (1.27)$$

при n = 4

$$\begin{aligned} &\sqrt{\frac{\rho_1 G_1}{\rho_2 G_2}}\,\mathrm{tg}\frac{2\pi}{T_0}\alpha_1\mathrm{tg}\frac{2\pi}{T_0}\alpha_2 + \sqrt{\frac{\rho_1 G_1}{\rho_3 G_3}}\,\mathrm{tg}\frac{2\pi}{T_0}\alpha_1\mathrm{tg}\frac{2\pi}{T_0}\alpha_3 + \\ &+\sqrt{\frac{\rho_1 G_1}{\rho_4 G_4}}\,\mathrm{tg}\frac{2\pi}{T_0}\alpha_1\mathrm{tg}\frac{2\pi}{T_0}\alpha_4 + \sqrt{\frac{\rho_2 G_2}{\rho_3 G_3}}\,\mathrm{tg}\frac{2\pi}{T_0}\alpha_2\mathrm{tg}\frac{2\pi}{T_0}\alpha_3 + \\ &+\sqrt{\frac{\rho_2 G_2}{\rho_4 G_4}}\,\mathrm{tg}\frac{2\pi}{T_0}\alpha_2\mathrm{tg}\frac{2\pi}{T_0}\alpha_4 + \sqrt{\frac{\rho_3 G_3}{\rho_4 G_4}}\,\mathrm{tg}\frac{2\pi}{T_0}\alpha_3\mathrm{tg}\frac{2\pi}{T_0}\alpha_4 - \\ &-\sqrt{\frac{\rho_1 G_1 \rho_3 G_3}{\rho_2 G_2 \rho_4 G_4}}\,\mathrm{tg}\frac{2\pi}{T_0}\alpha_1\mathrm{tg}\frac{2\pi}{T_0}\alpha_2\mathrm{tg}\frac{2\pi}{T_0}\alpha_3\mathrm{tg}\frac{2\pi}{T_0}\alpha_4 - 1 = 0. \end{aligned} \qquad (1.28)$$

где приняты обозначения:

$$\alpha_1 = H_1\sqrt{\frac{\rho_1}{G_1}},\quad \alpha_2 = H_2\sqrt{\frac{\rho_2}{G_2}},\quad \alpha_3 = H_3\sqrt{\frac{\rho_3}{G_3}},\quad \alpha_4 = H_4\sqrt{\frac{\rho_4}{G_4}}, \tag{1.29}$$

а $T_{0i} = \frac{2\pi}{p_i}$ - искомый период свободных колебаний всей неоднородной толщи по i-ой форме колебания.

Таким образом, несмотря на кажущуюся простоту задачи, получение числовых значений частот свободных колебаний для оснований с большим числом слоев связано с большими затруднениями, которые можно преодолеть только с помощью специальных компьютерных программ. Отметим, что полученные выше точные трансцендентные уравнения позволяют вычислить не только значение основного периода T_{01}, но и периоды T_{02}, T_{03}... высших форм колебаний многослойной толщи.

Так как для любого k-ого слоя скорость распространения волн сдвига выражается формулой

$$v_{sk} = \sqrt{\frac{G_k}{\rho_k}},$$

то после их подстановки в уравнения (1.26)-(1.28) их можно выразить также в параметрах ρ_k, v_{sk} и H_k. Например, для трехслойного основания (1.27) примет следующий вид:

$$\frac{\rho_1 v_{S1}}{\rho_2 v_{S2}}\operatorname{tg}\frac{2\pi H_1}{T_0 v_{S1}}\operatorname{tg}\frac{2\pi H_2}{T_0 v_{S2}} + \frac{\rho_2 v_{S2}}{\rho_3 v_{S3}}\operatorname{tg}\frac{2\pi H_2}{T_0 v_{S2}}\operatorname{tg}\frac{2\pi H_3}{T_0 v_{S3}} + \frac{\rho_1 v_{S1}}{\rho_3 v_{S3}}\operatorname{tg}\frac{2\pi H_1}{T_0 v_{S1}}\operatorname{tg}\frac{2\pi H_3}{T_0 v_{S3}} - 1 = 0. \tag{1.27a}$$

При больших числах слоев с целью сокращения объема вычислений и использования частотных уравнений (1.26), (1.27) и (1.28) можно всю систему заранее привести к эквивалентным двух-, трех- или четырехслойным системам с приведенными (средними) характеристиками скоростей волн сдвига $\overline{v}_{sk}$, плотностей $\overline{\rho}_k$ и мощностей $\overline{H}_k$ и пользоваться соответствующими трансцендентными уравнениями (1.26) - (1.28). Средние параметры рекомендуется определять по формулам:

$$\overline{v}_{sk} = \frac{\sum_{i=m}^{j} H_i}{\sum_{i=m}^{j} \frac{H_i}{v_{si}}},\quad \overline{\rho}_k = \frac{\sum_{i=m}^{j} H_i\rho_i}{\sum_{i=m}^{j} H_i},\quad \overline{H}_k = \sum_{i=m}^{j} H_i. \tag{1.30}$$

Таким образом, характеристики k-ого слоя приведенной системы, вычисленные по (1.30), которые получаются от реальных характеристик

чередующих друг друга j-m слоев от порядкового номера j до номера m. Чередующие j-m слои подбираются таким образом, чтобы их реальные характеристики мало отличались друг от друга. Это значит, что разные приведенные слои могут содержать разное количество реальных слоев.

1.7. Примеры определения значений преобладающих периодов

Ниже приводятся результаты решения трансцендентных уравнений (1.26) – (1.28) для конкретных 2-4-слойных оснований, а также для оснований с числом слоев n>4 с применением формулы (1.30).

1. **Эль-Центро**. Как уже было отмечено выше, запись землетрясения 18 мая 1940 года, которое было зафиксировано в сейсмической станции Эль-Центро, основание которой представляло собой двухслойную толщу со следующими параметрами (рис. 1.23).

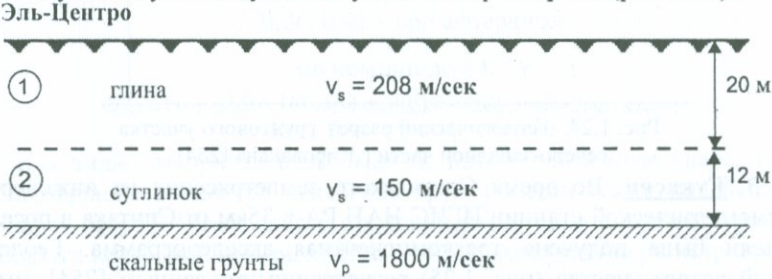


Рис. 1.23. Геологический разрез участка сейсмостанции Эль-Центро по [67].

$H_1 = 20$ м $\quad v_{s1} = 208$ м/сек $\quad \rho_1 = 0.2$т·сек^2/м^4

$H_2 = 12$ м $\quad v_{s2} = 150$ м/сек $\quad \rho_2 = 0.2$т·сек^2/м^4.

Подставляя эти значения в трансцендентное уравнение (1.26) и решая его с помощью компьютера, получим следующие значения периодов для первых трех форм колебаний:

T_{01}=0.785 сек, T_{02}=0.227 сек, T_{03}=0.143 сек.

Как было отмечено выше, значения преобладающих периодов по спектру реакции землетрясения, построенного по зарегистрированной акселерограмме (рис.1.2) оказались в пределах 0.25-0.6сек, которые сопоставимы с T_{01}=0.78 и T_{02}.=0.22.

2. **Кировакан.** По данным бурения, проведенного М.Егиняном и К.Каграманом [254] непосредственно после Спитакского землетрясения 1988 года в северо-западной части г.Кировакана (Ванадзор), параметры геологического разреза (рис. 1.24) имеют следующее значение:

1 слой – мелкий гравий с песком H_1=10м, v_{s1}=520-620м/сек

2 слой – мелкий гравий с валунами H_2=20м, v_{s1}=600-900м/сек

3 слой – плотный песок с валунами H_3 =70м, v_{s1}=900м/сек.

Решение трансцендентного уравнения (1.27) для этого трехслойного геологического разреза дало следующее значение для периодов свободных колебаний

T_{01}=0.441 сек, T_{02}=0.158 сек, T_{03}=0.097 сек.

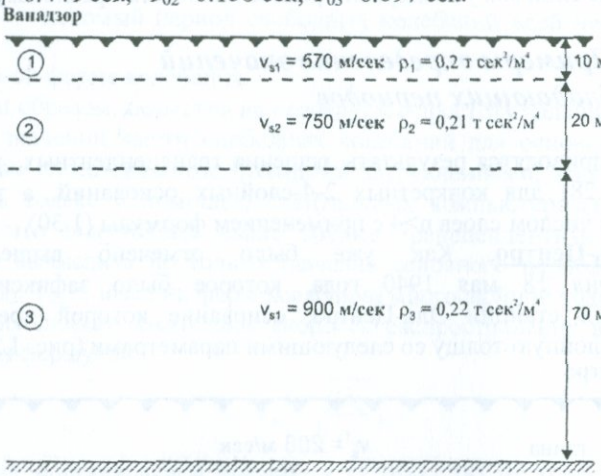


Рис. 1.24. Геологический разрез грунтового участка северо-западной части г.Кировакана [254].

3. Гукасян. Во время Спитакского землетрясения на инженерно-сейсмометрической станции ИГИС НАН РА в 35км от Спитака в поселке Гукасян была получена трехкомпонентная акселерограмма. Геологический разрез участка (рис. 1.25) регистрации, по данным [254], имеет следующие параметры:

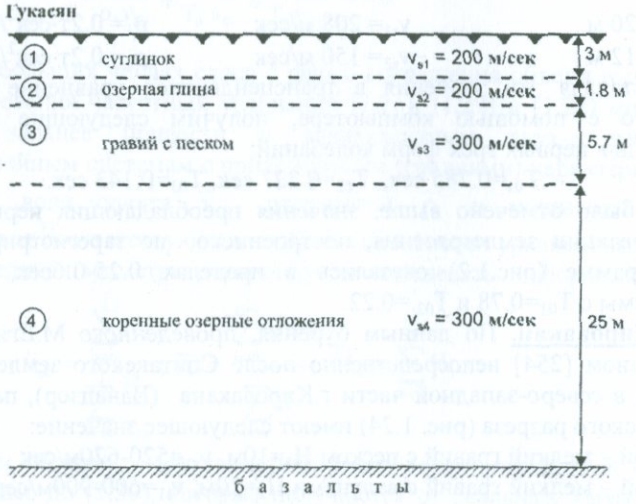


Рис. 1.25. Геологический разрез участка станции Гукасян [254].

$H_1 = 3$ м $v_{s1} = 200$ м/сек $\rho_1 = 0.154$т·сек^2/м^4
$H_2 = 1{,}8$ м $v_{s2} = 200$ м/сек $\rho_2 = 0.177$т·сек^2/м^4
$H_3 = 5{,}7$ м $v_{s3} = 300$ м/сек $\rho_3 = 0.180$т·сек^2/м^4
$H_4 = 25$ м $v_{s4} = 300$ м/сек $\rho_4 = 0.177$т·сек^2/м^4.

Подставляя эти значения в трансцендентное уравнение (1.28), были получены следующие величины первых трех форм колебаний:

$T_{01} = 0.463$ сек, $T_{02} = 0.157$ сек, $T_{03} = 0.098$ сек.

Во время Спитакского землетрясения на этом участке была зарегистрирована трехкомпонентная акселерограмма как при основном толчке, так и при афтершоке через 4мин 20 сек. Согласно спектрам реакции [244, 173], построенные по горизонтальным составляющим акселерограмм, А. Дер-Кюрегяном, величины периодов соответствующие пиковым значениям на спектре реакции (при n=2%) оказались (в секундах):

по компоненте N-S

0.33, 0.45 – при главном толчке
0.26, 0.43 – при афтершоке

по компоненте E-W

0.44, 0.6, 0.8 – при главном толчке
0.42, 0.9 – при афтершоке.

Как видно из приведенных данных, как при основном ударе, так и при афтершоке в спектре колебания грунта имели место колебания с периодом около 0.45сек, соответствующее расчетному значению периода свободных колебаний четырехслойного основания участка регистрации.

4. **Армянская АЭС**. В 1994 году в связи с мероприятиями по перепуску Армянской АЭС в программу дополнительных исследований по нашей инициативе были включены бурение 6 новых скважин глубиной до 50 метров для уточнения грунтовых условий площадки главного корпуса АЭС. Физико-механические характеристики кернов пород были изучены в петрографической лаборатории Геологического управления Армении. Описание геологического разреза скважины N2, по данным Э.Харазяна и С.Сукиасяна, приведено в табл.1.5.

Согласно этим исследованиям, в скважине N2 зафиксированы верхний лавовый поток оливинового андезито-базальта мощностью 12м с перекрывающими своими же шлаковыми образованиями (мощностью до 2.5м), средний очень мощный (28.5м) поток двупироксеновых андезитов с перекрывающими андезитовыми шлаками (3м) и третий (нижний) лавовый поток также андезитового состава с 5-метровой покрышкой шлаковых образований. Таким образом, суммарная мощность лавовых образований – около 41 метра и шлаковых не более 10 метров. С учетом вышеизложенного расчетную схему можно рассматривать как двухслойное основание с сильно отличающимися друг от друга механическими характеристиками (рис.1.26).

Таблица 1.5. Параметры геологического разреза основания АЭС

Глубина в метрах	Краткое описание пород	Скорость распространения поперечных волн v_s (м/сек)	Плотность ρ, (т·сек^2/м^4)
0.00 - 0.50	Современный почвенный слой	-	-
0.50 - 2.80	Рыхлые андезито-базальтового состава шлаковые брекчии с обломками размеров 10-12	-	0.21
2.80 - 14.7	Лавовый поток оливиновых андезито-базальтов	2930	0.232
14.7 - 17.7	Рыхлые шлаковые брекчии андезитов	-	-
17.7 - 46.0	Мощный поток двупироксеновых андезитов	2860	0.237
46.0 - 50.7	Рыхлые красновато-бурые шлаковые брекчии	-	0.21
50.7 – 51.0	Андезиты плотные, тонкозернистые-стекловатые	-	-

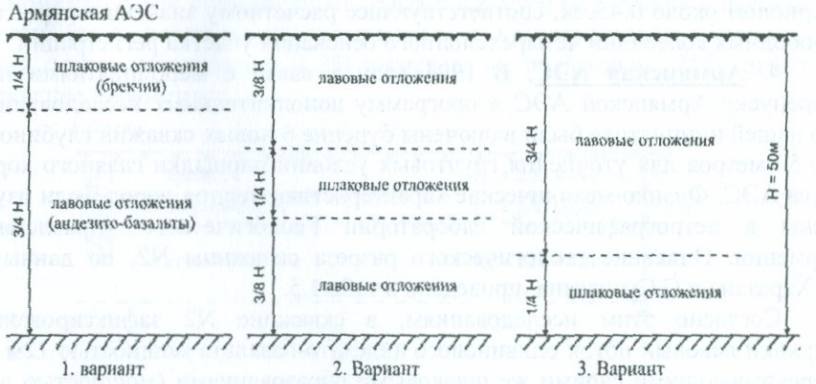


Рис. 1.26. Варианты геологического разреза площадки главного корпуса Армянской АЭС.

Для породы лавового потока скорость распространения волн сдвига можно принять как среднее из двух значений, приведенных в табл.1.5, т.е. v_s=2895м/сек, как скорость распространения поперечной волны в сплошном теле с плотностью ρ=0.23т·сек^2/м^4. Что касается шлаковых отложений, то так как они также относятся к андезито-базальтовым отложениям, но имеют рыхлый характер, величина v_s для них будет

значительно меньше: в пределах 500-1000м/сек с плотностью ρ=0.21т·сек^2/м^4.

Если пренебречь суммарным 10-метровым слоем шлаковых отложений, то по формуле (1.15) для однородного слоя при H=50м и $v_s = 2895$ м/сек для преобладающего периода получим:

$$T_{01} = \frac{4H}{v_s} = \frac{4 \cdot 50}{2895} = 0.069 \approx 0.07 \text{ сек}$$

В действительности, правильно было бы предполагать, что реальное значение v_s из-за трещиноватости и других неоднородностей **реальных условий строительной площадки** будет не менее чем в два раза меньше, чем принятое среднее значение 2895м/сек, полученное в результате лабораторного испытания сплошного небольшого образца (керна). В этом случае величина преобладающего периода может достигнуть T_{01}=0.14сек.

Теперь оценим влияние слоя шлаковых отложений, принимая следующие 3 предельных варианта их расположения в общей геологической колонке (рис.1.26):

1. Весь слой шлаковых отложений мощностью ¼ H расположен наверху всего разреза.
2. Весь слой шлаковых отложений мощностью ¼ H расположен в средней части разреза.
3. Весь слой шлаковых отложений мощностью ¼ H расположен в нижней части разреза.

Нетрудно догадаться, что из рассмотренных трех вариантов величина преобладающего периода всего разреза при варианте 3 будет наибольшая. Поэтому при аналитических расчетах будем варьировать только двумя - 1 и 3 вариантами. При этом для лавовых отложений v_s принималась равной 2895м/сек, а для v_s шлаковых отложений были приняты три предположительных значения: 500, 750 и 1000м/сек. Значения преобладающих периодов, вычисленных по трансцендентному уравнению (1.26) для **двухслойного** основания, приведены в табл.1.6.

Таблица 1.6. Значения периодов T_{01} основания АЭС

T_{01} по (1.26), в сек.	Скорость шлаковых отложений, м/сек					
	1 вариант v_{s1}			3 вариант v_{s2}		
	500	750	1000	500	750	1000
	0.110	0.085	0.076	0.301	0.203	0.152

При расчетном варианте 2 значения T_{01} для **трехслойного** основания по трансцендентному уравнению (1.27) при v_s=500м/сек для шлаковых отложений оказалось T_{01}=0.226сек.

Преобладающие периоды площадки строительства АЭС с расчетными значениями, приведенными в табл. 1.6, были проявлены во время Спитакского землетрясения 7 декабря 1988 года на спектрах реакции, по-

строенных по записанным на территории АЭС акселерограммам (0.24сек), при взрывных воздействиях (0.22сек) в 1992 году (Ф.Аракелян, В.Мнацаканян, О.Погосян), а также при анализах микроколебаний территории (0.066сек) АЭС, проведенных нами совместно с А.Хачяном. Исходя из вышеприведенных для площадки АЭС можно рекомендовать T_{01}=0.25 сек. Это значение T_{01} подтвердилось также по синтетической акселерограмме, генерированной для площадки АЭС [110].

5.1. **Ленинакан – Гюмри**. После Спитакского землетрясения развернулась большая дискуссия относительно грунтовых условий г.Ленинакана в связи с массовыми разрушениями на территории города. Согласно данным ряда авторов [10, 180, 187, 246, 254], грунты старой центральной части города представляются в виде 350-метровой шестислойной колонки со следующими параметрами:

H_1 = 5.5 м, v_{s1} = 200 м/сек, ρ_1 = 0.20 т·сек^2/м^4
H_2 = 7.0 м, v_{s2} = 300 м/сек, ρ_2 = 0.20 т·сек^2/м^4
H_3 =12.5 м, v_{s3} = 450 м/сек, ρ_3 = 0.21 т·сек^2/м^4
H_4 = 25 м, v_{s4} = 350 м/сек, ρ_4 = 0.20 т·сек^2/м^4
H_5 = 100 м, v_{s5} = 550 м/сек, ρ_5 = 0.21 т·сек^2/м^4
H_6 = 200 м, v_{s6} = 800 м/сек, ρ_6 = 0.21 т·сек^2/м^4.

Виды материалов пород слоев и принятая расчетная схема геологического разреза показаны на рис.1.27.

Так как число слоев для этого разреза больше чем 4, согласно формулам (1.30), его сначала привели к **трехслойному** разрезу со следующими приведенными параметрами:

$\overline{H}_1$ = 12.5 м, $\overline{v}_{s1}$ = 246 м/сек, $\overline{\rho}_1$ = 0.20 т·сек^2/м^4 (1 и 2 слои)

$\overline{H}_2$ = 37.5 м, $\overline{v}_{s2}$ = 378 м/сек, $\overline{\rho}_2$ = 0.203 т·сек^2/м^4 (3 и 4 слои)

$\overline{H}_3$ = 300 м, $\overline{v}_{s3}$ = 695 м/сек, $\overline{\rho}_3$ = 0.21 т·сек^2/м^4 (5 и 6 слои).

Подставляя эти данные в трансцендентное уравнение (1.27), после его решения получили следующее значение первых трех периодов свободных колебаний разреза:

T_{01}=2.011 сек, T_{02}=0.711 сек, T_{03}=0.465 сек.

Для оценки погрешности при проведении реального разреза к различным количествам слоев этот же 6-слойный разрез был приведен к 4-слойному разрезу с параметрами:

$\overline{H}_1$ = 12.5 м, $\overline{v}_{s1}$ = 246 м/сек, $\overline{\rho}_1$ = 0.20 т·сек^2/м^4 (1 и 2 слои)

$\overline{H}_2$ = 37.5 м, $\overline{v}_{s2}$ = 378 м/сек, $\overline{\rho}_2$ = 0.203 т·сек^2/м^4 (3 и 4 слои)

$\overline{H}_3$ = 100 м, $\overline{v}_{s3}$ = 550 м/сек, $\overline{\rho}_3$ = 0.21 т·сек^2/м^4 (5 слой)

$\overline{H}_4$ = 200 м, $\overline{v}_{s4}$ = 800 м/сек, $\overline{\rho}_4$ = 0.21 т·сек^2/м^4 (6 слой).

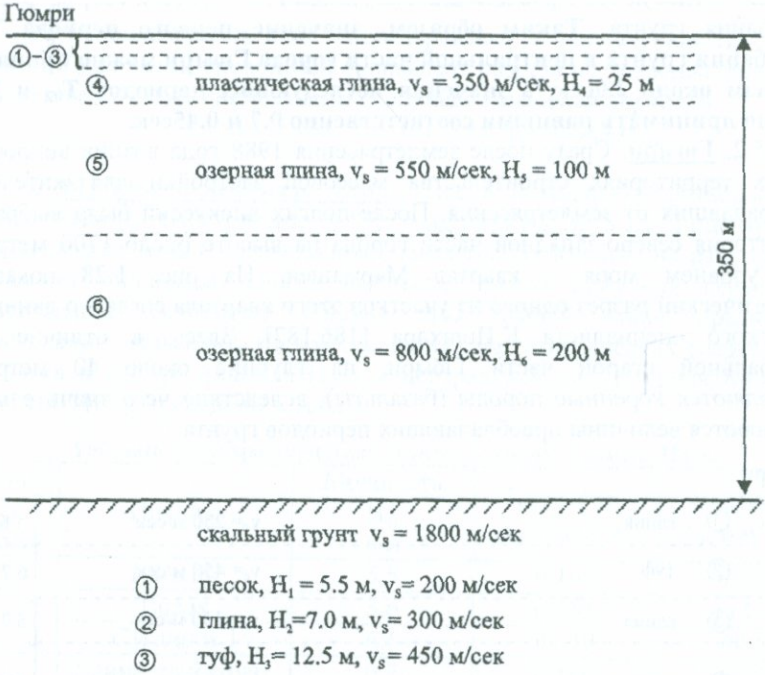


Рис. 1.27. Геологический разрез центральной части города Гюмри [180, 254].

В этом случае решения трансцендентного уравнения (1.28) для четырехслойного разреза дали следующие значения для периодов свободных колебаний:

$$T_{01}=1.869 \text{ сек}, \quad T_{02}=0.751 \text{ сек}, \quad T_{03}=0.455 \text{ сек}.$$

Как видно из сопоставления полученных результатов, наибольшее отклонение при проведении 6-слойного разреза к трехслойному или четырехслойному имеет место для периода первой формы T_{01}, и оно не превышает 7% (в сторону уменьшения), что свидетельствует о приемлемости формул приведения (1.30) независимо от числа приведенных слоев.

Как было отмечено выше, в центральной части города Гюмри при микроколебаниях преобладали периоды со значениями 0.47-1.1сек, которые близки к выше рассчитанным значениям **периодов по второй и третьей форме колебаний.** При измерении микроколебаний на участках А1, А2 (рис.1.16) с помощью **длиннопериодных** сейсмометров [244, 246] помимо этих значений были обнаружены также периоды колебаний в диапазоне 1.5÷2.5сек. Разложенные в ряд Фурье записи велисограмм (рис.1.11) на территории Гюмри во время сильного афтершока 31 декабря 1988 года содержали колебания с периодами 0.8÷2.0 [162], которые

хорошо согласуются с расчетными значениями по первой и второй форме колебания грунта. **Таким образом, значение первого периода T_{01} колебания грунта в центральной части города Гюмри можно принять равным около 2.0сек, а значения последующих периодов T_{02} и T_{03} можно принимать равными соответственно 0.7 и 0.45сек.**

5.2. **Гюмри**. Сразу после землетрясения 1988 года возник вопрос о новых территориях строительства массовой застройки для жителей, пострадавших от землетрясения. После долгих дискуссий была выбрана территория северо-западной части города на высоте около 1700 метров над уровнем моря – квартал Мармашен. На рис. 1.28 показан геологический разрез одного из участков этого квартала согласно данным японского специалиста К.Ишихара [186,187]. Здесь, в отличие от центральной старой части Гюмри, на глубине около 40 метров проявляются коренные породы (базальты), вследствие чего значительно изменяются величины преобладающих периодов грунта.

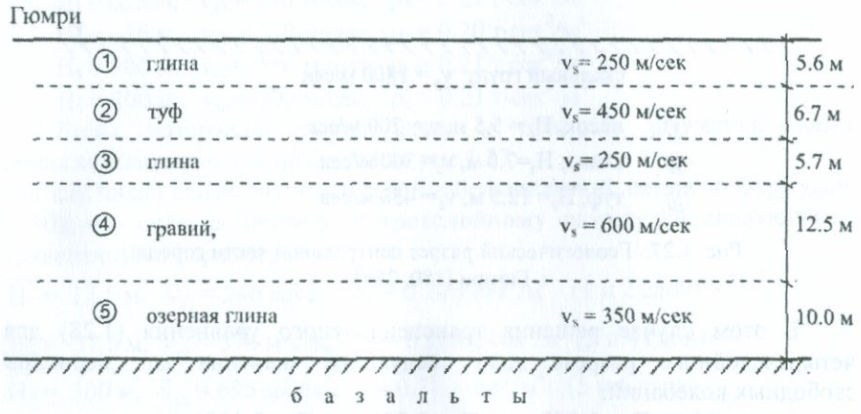


Рис. 1.28. Геологический разрез участка Мармашен города Гюмри [187].

Параметры пятислойной неоднородной литологической колонки, согласно К.Ишихара, следующие:

$H_1 = 5.6$ м, $v_{s1} = 250$ м/сек, $\rho_1 = 0.20$ т·сек^2/м^4
$H_2 = 6.7$ м, $v_{s2} = 450$ м/сек, $\rho_2 = 0.21$ т·сек^2/м^4
$H_3 = 5.7$ м, $v_{s3} = 250$ м/сек, $\rho_3 = 0.20$ т·сек^2/м^4
$H_4 = 12.5$ м, $v_{s4} = 600$ м/сек, $\rho_4 = 0.22$ т·сек^2/м^4
$H_5 = 10$ м, $v_{s5} = 350$ м/сек, $\rho_5 = 0.21$ т·сек^2/м^4.

Для вычисления периодов свободных колебаний этого разреза первый и второй слои по формулам (1.30) были приведены к одному слою со следующими параметрами:

$\overline{H}_1 = 12.3$ м, $\overline{v}_{s1} = 329$ м/сек, $\overline{\rho}_1 = 0.205$ т·сек^2/м^4

Этот приведенный слой рассматривался с последующими тремя слоями и как **четырехслойный** эквивалент разреза по трансцендентному уравнению (1.28), были получены следующие значения периодов:

T_{01}=0.428 сек, T_{02}=0.17 сек, T_{03}=0.084 сек.

6. **Мехико – Аламада Парк.** После известного сентябрьского Мексиканского землетрясения 1985г. с магнитудой M=8.1 с эпицентром в Тихом океане, когда в центральной части города Мехико на расстоянии 400км от эпицентра многие высотные здания получили серьезные повреждения, грунтовые условия этих зданий стали предметом пристального внимания. Параметры одного из геологических разрезов из 14 слоев в районе Аламада Парк в центральной части города Мехико, согласно [165], приведены в табл.1.7.

Таблица 1.7. Характеристики грунтов в районе Аламада Парк

Номер слоя	Породы	Мощность H_k, в м	Плотность ρ_k, т·сек^2/м^4	Скорость v_s, в м/сек
1.	Насыпь	5.5	0.169	76.9
2.	Песок	3.6	0.153	114.4
3.	Суглинок I	6.6	0.119	48.5
4.	Глинистый грунт	0.7	0.180	62.3
5.	Суглинок II	3.3	0.118	55.2
6.	Суглинок III	3.85	0.126	61.0
7.	Суглинок IV	3.55	0.120	62.5
8.	Суглинок V_a	1.9	0.122	76.7
9.	Суглинок V_b	4.4	0.119	77.7
10.	Песок	4.7	0.180	148
11.	Суглинок I_a	3.35	0.129	87.0
12.	Вулканический песок	0.4	0.178	105.9
13.	Суглинок I_b	3.3	0.127	93.8
14.	Песок	2.45	0.130	138.4

Общая мощность всего разреза составляет 47.7м. Грунты участка в основном являются отложениями старого озера и представлены толстым слоем глины. Породы всех слоев находятся в сильно обводненном состоянии. До глубины 33.5м наносы в основном состоят из илистой глины.

Согласно формулам (1.30) и данным табл.1.7, 14-слойный разрез был приведен к 4-слойному разрезу со следующими параметрами:

$\overline{H}_1$ =15.7 м, $\overline{v}_{s1}$ =65.59 м/сек, $\overline{\rho}_1$ = 0.144 т·сек^2/м^4 (1-3 слои)

$\overline{H}_2$ =11.4 м, $\overline{v}_{s2}$ = 59.7 м/сек, $\overline{\rho}_2$ = 0.121 т·сек^2/м^4 (4-7 слои)

$\overline{H}_3$ =11.0 м, $\overline{v}_{s3}$ = 97.37 м/сек, $\overline{\rho}_3$ = 0.146 т·сек^2/м^4 (8-10 слои)

$\overline{H}_4$ =9.5 м, $\overline{v}_{s4}$ = 99.82 м/сек, $\overline{\rho}_4$ = 0.131т·сек^2/м^4(11-14 слои).

Решение трансцендентного уравнения (1.28) для этого эквивалентного четырехслойного разреза дало следующие значения периодов:

T_{01}=2.402 сек, T_{02}=0.852 сек, T_{03}=0.553 сек.

На участке AlamedaPark в г.Мехико при двух землетрясениях значения преобладающих периодов, установленные по максимальному значению на спектре скоростей (наибольший пик при нулевом затухании) имели следующие значения [165]:

- при землетрясении 11 мая 1962 года

T_{01}=2.40 сек по компоненте N11W

T_{01}=2.35-2.50 сек по компоненте N79E

- при землетрясении 19 мая 1962 года

T_{01}=2.60 сек по компоненте N11W

T_{01}=2.40 сек по компоненте N79E.

При землетрясении 19 сентября 1985 года на территории г.Мехико преобладающие периоды колебания грунта находились в диапазоне 2.0÷2.6сек. Как видим, имеется хорошая сходимость между расчетными и регистрированными значениями преобладающих периодов.

1.8. Упрощенный способ определения преобладающих периодов многослойного основания

Как видно из вышеизложенного, определение периодов свободных колебаний невозможно без применения специальных компьютерных программ и самих компьютеров. Ниже излагается упрощенный метод определения величины основного периода свободного колебания толщи без применения компьютеров, разработанный совместно с R.A.Ahmad [208]. Мы предприняли попытку решить эту задачу путем последовательного приведения **многослойной системы к эквивалентной двухслойной.** С этой целью в трансцендентном уравнении для двухслойного основания (1.26) примем следующие обозначения (рис.1.29):

$$T_1 = \frac{4H_1}{v_{s1}} = 4H_1\sqrt{\frac{\rho_1}{G_1}}$$
$$T_2 = \frac{4H_2}{v_{s2}} = 4H_2\sqrt{\frac{\rho_2}{G_2}}, \qquad (1.31)$$

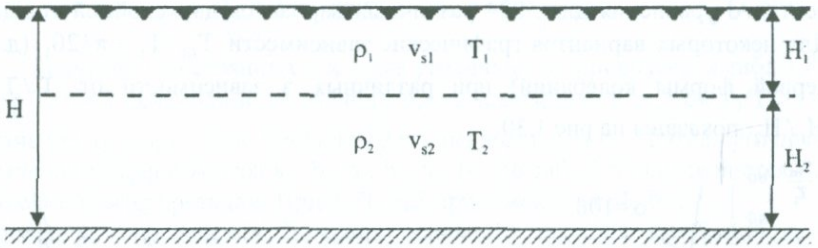


Рис. 1.29. Расчетная схема двухслойного разреза.

где T_1 и T_2 соответственно периоды основного тона свободных колебаний первого и второго слоев при условии их самостоятельного существования *как однородного однослойного основания.* С учетом обозначений (1.31) уравнение (1.26) для двухслойного разреза можно представить в виде

$$\operatorname{tg}\frac{\pi}{2}\frac{T_1}{T_0}\cdot\operatorname{tg}\frac{\pi}{2}\frac{T_2}{T_0} = \frac{\rho_2 H_2 T_1}{\rho_1 H_1 T_2}, \qquad (1.32)$$

где T_0 – период свободных колебаний общей двухслойной системы.

Обозначая

$$\frac{\pi}{2}\frac{T_1}{T_0} = \theta, \quad \frac{H_1}{H_2} = \alpha, \quad \frac{T_1}{T_2} = \beta \qquad (1.33)$$

и принимая $\rho_1 \cong \rho_2 = \rho$, (значения T_k слоев определяются с учетом реальных ρ_k) уравнение (1.32) принимает вид

$$\operatorname{tg}\theta\cdot\operatorname{tg}\frac{\theta}{\beta} = \frac{\beta}{\alpha}. \qquad (1.34)$$

Следовательно, окончательное выражение для неизвестного периода *i*-ой формы T_{0i} двухслойной системы будет

$$T_{0i} = \frac{\pi}{2\theta_i}T_1, \qquad (1.35)$$

где θ_i - корни трансцендентного уравнения (1.34) при заданных параметрах $\alpha \approx H_1/H_2$ и $\beta = T_1/T_2$.

Для охвата всех практически возможных случаев двухслойной толщи были вычислены корни уравнения (1.34) для следующих диапазонов параметров α и β:

$$0.025 \le \alpha \le 100, \quad 0.025 \le \beta \le 25$$

с очень маленькими интервалами. Всего было принято 91 значение для α и 64 значений для β, т.е. были вычислены все $91 \cdot 64 = 5824$ корни (первых трех форм колебаний) уравнение (1.34).

Таким образом, фактически, были рассчитаны корни трансцендентного уравнения для 5824 различных вариантов двухслойной толщи. Для некоторых вариантов графические зависимости $T_{01}/T_1 = \pi/2\theta_1$ (для первой формы колебаний) при различных в зависимости от T_1/T_2, H_1/H_2 показаны на рис.1.30.

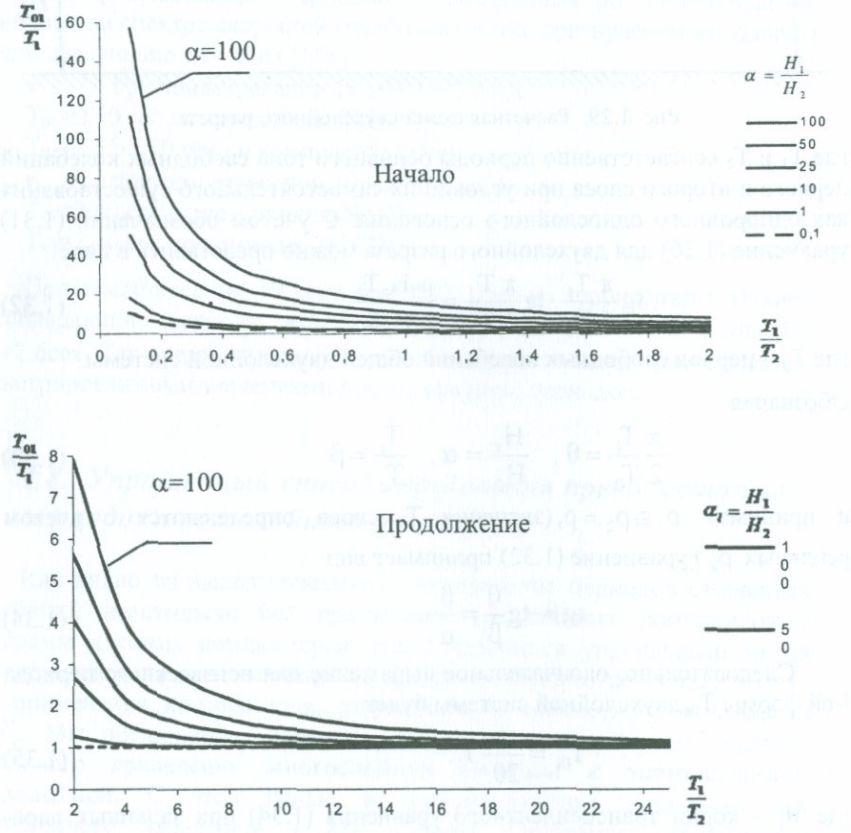


Рис. 1.30. Графическая зависимость основного периода двухслойного основания T_{01}/T_1, полученная на основе решения частотного уравнения (1.34).

Для дальнейшего облегчения процесса вычисления T_{01}, при практических применениях, зависимость (для данного отношения α) $\pi/2\theta_1$ или T_{01}/T_1 от отношения β была интерполирована экспоненциальной функцией в виде:

$$\frac{T_{01}}{T_1} = a\left(\frac{T_1}{T_2}\right)^{-b} \quad \text{или} \quad T_{01} = aT_1\left(\frac{T_1}{T_2}\right)^{-b}. \qquad (1.36)$$

Значения постоянных a и b для различных α приведены в табл.1.8. При $T_1/T_2<1$ необходимо из таблицы брать значения a_1 и b_1, при $T_1/T_2>1$ – значения a_2 и b_2, а при $10<T_1/T_2\leq 25$ – значения a_3 и b_3. Промежуточные значения коэффициентов a_1, b_1; a_2, b_2; a_3, b_3 по табл.1.8 определяются по линейной интерпретации. При $T_1/T_2>25$ принимаются a=1, b=0.

Процедура определения значения основного периода колебаний для любой толщи с n слоями производится в следующей последовательности. Сначала по данным бурения или других геотехнических методов на основании мощностей слоев H_k, скоростей волн сдвига v_{sk} (или модулей сдвига G_k) и плотностей ρ_k определяются периоды свободных колебаний каждого слоя (как однородной среды) по формуле

$$T_k = \frac{4H_k}{v_{sk}}, \qquad k = 1,\ 2,\ 3 \ldots n. \qquad (1.37)$$

Затем, сначала считается, что толща состоит только из верхних двух слоев со своими H_1 и H_2 и T_1 и T_2. По отношениям T_1/T_2 для данного отношения H_1/H_2, согласно табл. 1.8, определяются значения параметров a и b и по формуле (1.36) вычисляется период свободных колебаний ***условной двухслойной*** толщи (из первых двух слоев). Этот период обозначается через T_{01}^{1-2}. Далее, верхние два слоя рассматриваются как один эквивалентный слой с мощностью H_1+H_2 и уже вычисленным периодом T_{01}^{1-2} и его уже рассматривают с третим слоем с мощностью H_3 и периодом T_3.

Аналогичным образом по отношениям T_{01}^{1-2}/T_3 и $(H_1+H_2)/H_3$ по той же табл. 1.8 определяются новые значения параметров a и b и по той же формуле (1.36) вычисляется период свободных колебаний ***условной трехслойной*** толщи, который обозначается T_{01}^{1-3}. Этот процесс продолжается для всех слоев. Полученное в последнем этапе значение периода T_{01}^{1-n} и будет искомым значением основного периода свободных колебаний всей толщи с n слоями. В иной форме (с помощью масштабных графиков) такой подход был применен в работе [218].

Если в каком-то k-ом этапе окажется, что $T_{01}^{1-k}/T_k > 25$, то в качестве T_{01}^{1-k} принимается:

$$T_{01}^{1-k} = T_{01}^{1-(k-1)} + T_k. \qquad (1.38)$$

Таблица 1.8. Значения коэффициентов a и b

$\alpha = \frac{H_1}{H_2}$	$T_1/T_2<1$		$1<T_1/T_2<10$		$10<T_1/T_2 \le 25$		$\alpha = \frac{H_1}{H_2}$	$T_1/T_2<1$		$1<T_1/T_2<10$		$10<T_1/T_2 \le 25$	
	a_1	b_1	a_2	b_2	a_3	b_3		a_1	b_1	a_2	b_2	a_3	b_3
100	15.75	0.999	15.34	0.940	5.124	0.465	6	4.014	0.994	3.442	0.594	1.169	0.046
90	14.94	0.999	14.52	0.934	4.636	0.438	5.75	3.937	0.994	3.458	0.602	1.161	0.044
80	14.09	0.999	13.64	0.926	4.157	0.408	5.5	3.857	0.994	3.382	0.593	1.154	0.042
70	13.19	0.999	12.72	0.917	3.689	0.376	5.25	3.776	0.993	3.304	0.584	1.147	0.040
60	12.38	0.98	11.73	0.906	3.235	0.339	5	3.694	0.993	3.331	0.635	1.139	0.038
50	11.16	0.999	10.64	0.890	2.797	0.298	4.75	3.609	0.993	3.145	0.563	1.132	0.036
25	7.937	0.998	7.335	0.811	1.799	0.172	4.5	3.523	0.992	3.051	0.551	1.125	0.034
20	7.118	0.998	6.494	0.779	1.621	0.141	4.25	3.434	0.992	2.979	0.541	1.118	0.033
15	6.191	0.997	5.564	0.734	1.451	0.109	4	3.342	0.992	2.894	0.528	1.110	0.031
10	5.098	0.996	4.478	0.662	1.290	0.075	3.75	3.249	0.991	2.898	0.575	1.103	0.029
9	4.850	0.996	4.236	0.642	1.259	0.068	3.5	3.152	0.991	2.805	0.561	1.096	0.027
8.75	4.786	0.996	4.173	0.637	1.251	0.066	3.25	3.053	0.990	2.710	0.545	1.089	0.025
8.5	4.721	0.995	4.110	0.632	1.244	0.064	3	2.949	0.990	2.612	0.528	1.082	0.023
8.25	4.655	0.995	4.047	0.626	1.236	0.062	2.75	2.843	0.989	2.512	0.510	1.075	0.021
8	4.588	0.995	3.983	0.620	1.228	0.060	2.5	2.731	0.988	2.408	0.490	1.068	0.019
7.75	4.520	0.995	3.918	0.614	1.221	0.059	2.25	2.617	0.987	2.398	0.557	1.061	0.017
7.5	4.452	0.995	3.851	0.608	1.213	0.057	2	2.494	0.986	2.282	0.531	1.054	0.015
7.25	4.382	0.995	3.784	0.601	1.205	0.055	1.9	2.444	0.986	2.234	0.520	1.051	0.015
7	4.311	0.995	3.717	0.594	1.198	0.053	1.8	2.392	0.985	2.185	0.508	1.049	0.014
6.75	4.239	0.995	3.648	0.587	1.191	0.051	1.7	2.340	0.984	2.135	0.496	1.046	0.013
6.5	4.165	0.994	3.578	0.580	1.183	0.049	1.6	2.284	0.984	2.084	0.483	1.043	0.012
6.25	4.090	0.994	3.508	0.572	1.176	0.048	1.5	2.231	0.983	2.032	0.469	1.040	0.0118

Таблица 1.8. Значения коэффициентов a и b (Продалжение)

$\alpha = \frac{H_1}{H_2}$	$T_1/T_2<1$		$1<T_1/T_2<10$		$10<T_1/T_2 \le 25$		$\alpha = \frac{H_1}{H_2}$	$T_1/T_2<1$		$1<T_1/T_2<10$		$10<T_1/T_2 \le 25$	
	a_1	b_1	a_2	b_2	a_3	b_3		a_1	b_1	a_2	b_2	a_3	b_3
1.4	2.174	0.982	1.980	0.455	1.038	0.0111	0.55	1.608	0.974	1.594	0.473	1.014	0.0043
1.3	2.116	0.982	1.926	0.439	1.035	0.0102	0.525	1.590	0.973	1.574	0.464	1.014	0.0042
1.2	2.056	0.981	1.871	0.422	1.032	0.0095	0.5	1.567	0.973	1.554	0.454	1.013	0.004
1.1	1.994	0.980	1.814	0.405	1.029	0.0086	0.475	1.547	0.973	1.533	0.443	1.012	0.0038
1	1.930	0.979	1.913	0.598	1.027	0.0079	0.45	1.525	0.972	1.516	0.446	1.012	0.0035
0.975	1.914	0.979	1.897	0.593	1.026	0.0077	0.425	1.504	0.972	1.491	0.421	1.011	0.0034
0.95	1.898	0.978	1.880	0.587	1.025	0.0075	0.4	1.482	0.972	1.469	0.409	1.010	0.0032
0.925	1.881	0.978	1.864	0.582	1.025	0.0073	0.375	1.460	0.971	1.447	0.396	1.010	0.003
0.9	1.864	0.978	1.847	0.576	1.024	0.0071	0.35	1.437	0.971	1.424	0.382	1.009	0.0028
0.875	1.847	0.978	1.831	0.571	1.023	0.0069	0.325	1.414	0.971	1.401	0.368	1.008	0.0026
0.85	1.830	0.977	1.814	0.565	1.022	0.0066	0.3	1.390	0.971	1.378	0.353	1.008	0.0024
0.825	1.813	0.977	1.796	0.558	1.022	0.0065	0.275	1.366	0.971	1.353	0.337	1.007	0.0022
0.8	1.795	0.977	1.779	0.552	1.021	0.0063	0.25	1.341	0.971	1.329	0.320	1.006	0.002
0.775	1.777	0.976	1.761	0.545	1.020	0.0061	0.225	1.315	0.971	1.303	0.301	1.006	0.0018
0.75	1.760	0.977	1.744	0.538	1.020	0.0059	0.2	1.289	0.971	1.276	0.281	1.005	0.0016
0.725	1.741	0.976	1.726	0.531	1.019	0.0057	0.175	1.261	0.972	1.267	0.305	1.004	0.0014
0.7	1.723	0.976	1.708	0.524	1.018	0.0055	0.15	1.233	0.973	1.237	0.280	1.004	0.0012
0.675	1.704	0.975	1.689	0.516	1.018	0.0053	0.125	1.203	0.974	1.206	0.251	1.003	0.001
0.65	1.686	0.975	1.671	0.508	1.017	0.0051	0.1	1.172	0.975	1.173	0.218	1.002	0.0008
0.625	1.667	0.975	1.652	0.500	1.016	0.005	0.075	1.139	0.977	1.137	0.181	1.002	0.0006
0.6	1.647	0.974	1.633	0.492	1.016	0.0047	0.05	1.103	0.981	1.098	0.136	1.001	0.0004
0.575	1.637	0.971	1.613	0.483	1.015	0.0045	0.025	1.062	0.986	1.054	0.079	1.000	0.0002

В случае наличия среди слоев очень тонкого слоя с номером k, его можно объединить со следующим k+1 слоем с приведенными мощностью $\overline{H}_k$ и скоростью $\overline{v}_{sk}$:

$$\overline{H}_k = H_k + H_{k+1} \qquad \overline{v}_{sk} = \frac{H_k + H_{k+1}}{\frac{H_k}{v_{sk}} + \frac{H_{k+1}}{v_{sk+1}}}. \qquad (1.39)$$

В этом случае число слоев искусственно уменьшается на единицу.

Для иллюстрации метода рассмотрим два характерных примера. В качестве первого примера определим первый период шестислойного разреза для грунтов г.Гюмри (рис.1.27), рассмотренного выше (пример 5.1). Пять последовательных шагов будут выглядеть следующим образом:

1) $T_1 = \frac{4H_1}{V_{s1}} = 0.11$, $T_2 = \frac{4H_2}{V_{s2}} = 0.093$,

$$\alpha = \frac{H_1}{H_2} = 0.785, \ \beta = \frac{T_1}{T_2} = 1.178 > 1,$$

из табл. 1.8 находим: $a_2=1.769$, $b_2=0.548$

по формуле (1.36) $T_{01}^{1-2} = 1.769 \times 0.11 \times (1.178)^{-0.548} = 0.177$сек.

2) $T_{01}^{1-2} = 0.177$, $T_3 = \frac{4H_3}{V_{s3}} = 0.111$,

$$\alpha = \frac{H_1 + H_2}{H_3} = 1, \ \beta = \frac{T_{01}^{1-2}}{T_3} = 1.6 > 1,$$

из табл. 1.8 находим: $a_2=1.913$, $b_2=0.598$

по формуле (1.36) $T_{01}^{1-3} = 1.9135 \times 0.177 \times (1.6)^{-0.598} = 0.256$сек.

3) $T_{01}^{1-3} = 0.256$, $T_4 = \frac{4H_4}{V_{s4}} = 0.285$,

$$\alpha = \frac{H_1 + H_2 + H_3}{H_4} = 1, \ \beta = \frac{T_{01}^{1-3}}{T_4} = 0.898 < 1,$$

из табл. 1.8 находим: $a_1=1.930$, $b_1=0.980$

по формуле (1.36) $T_{01}^{1-4} = 1.930 \times 0.256 \times (0.898)^{-0.980} = 0.550$сек.

4) $T_{01}^{1-4} = 0.550$, $T_5 = \frac{4H_5}{V_{s5}} = 0.727$,

$$\alpha = \frac{H_1 + H_2 + H_3 + H_4}{H_5} = 0.5, \ \beta = \frac{T_{01}^{1-4}}{T_5} = 0.7569 < 1,$$

из табл. 1.8 находим: $a_1=1.567$, $b_1=0.973$

по формуле (1.36) $T_{01}^{1-5} = 1.567 \times 0.550 \times (0.756)^{-0.973} = 1.131$ сек.

5) $T_{01}^{1-5}=1.131,\ T_6 = \dfrac{4\ H_6}{V_{s6}} = 1,$

$$\alpha = \frac{H_1 + H_2 + H_3 + H_4 + H_5}{H_6} = 0.75,\ \beta = \frac{T_{01}^{1-5}}{T_6} = 1.131,$$

из табл. 1.8 находим $a_2=1.744,\ b_2=0.538$

по формуле (1.32) $T_{01}^{1-6} = 1.744 \times 1.131 \times (1.131)^{-0.538} = 1.846$ сек.

Окончательно получим

$$T_{01}^{1-6} = T_{01} = 1.846 \text{ сек.}$$

Отметим, что для этого примера решение трансцендентного уравнения (1.28) дало

$$T_{01} = 1.869 \text{ сек.}$$

Как видим, отклонение несущественно – около 1% в сторону уменьшения.

В качестве второго примера ниже приводится последовательность операций по вычислению T_{01} для 14-слойного участка Аламада Парк - Мексика (пример 6). Последовательность начальных 1, 2, 3 и последних 11, 12 и 13 шагов будет выглядеть следующим образом:

1) $T_1 = \dfrac{4\ H_1}{V_{s1}} = 0.286,\ T_2 = \dfrac{4\ H_2}{V_{s2}} = 0.125,$

$$\alpha = \frac{H_1}{H_2} = 1.527,\ \beta = \frac{T_1}{T_2} = 2.272,$$

из табл. 1.8 находим $a_2=2.05,\ b_2=0.47$

по формуле (1.36) $T_{01}^{1-2} = 2.05 \times 0.286 \times (2.2728)^{-0.47} = 0.398$ сек.

2) $T_{01}^{1-2} = 0.398,\ T_3 = \dfrac{4\ H_3}{V_{s3}} = 0.544,$

$$\alpha = \frac{H_1 + H_2}{H_3} = 1.378\ \beta = \frac{T_{01}^{1-2}}{T_3} = 0.732,$$

из табл. 1.8 находим $a_1=2.17,\ b_1=0.982$

по формуле (1.36) $T_{01}^{1-3} = 2.17 \times 0.398 \times (0.732)^{-0.982} = 1.155$ сек.

3) $T_{01}^{1-3} = 1.155,\ T_4 = \dfrac{4\ H_4}{V_{s4}} = 0.044,$

$$\alpha = \frac{H_1 + H_2 + H_3}{H_4} = 22.428,\ \beta = \frac{T_{01}^{1-3}}{T_4} = 25.966 > 25,$$

принимаем $T_{01}^{1-4} = T_{01}^{1-3} + T_4 = 1.155 + 0.0449 = 1.200$ сек.

11) $T_{01}^{1-11}=2.24385, T_{12} = \dfrac{4\ H_{12}}{V_{s12}} = 0.0151, \beta = \dfrac{T_{01}^{1-11}}{T_{12}} = 148.6 > 25,$

$$\alpha = \frac{H_1 + H_2 + H_3 + H_4 + H_5 + H_6 + H_7 + H_8 + H_9 + H_{10} + H_{11}}{H_{12}} = 103.625$$

принимаем $T_{01}^{1-12} = T_{01}^{1-11} + T_{12}=2.243 +0.015=2.258$сек.

12) $T_{01}^{1-12}=2.258, \quad T_{13} = \dfrac{4\ H_{13}}{V_{s13}} = 0.1407, \beta = \dfrac{T_{01}^{1-12}}{T_{13}} = 16.052 > 10,$

$$\alpha = \frac{H_1 + H_2 + H_3 + H_4 + H_5 + H_6 + H_7 + H_8 + H_9 + H_{10} + H_{11} + H_{12}}{H_{13}} = 12.682,$$

из табл. 1.8 находима$_3$=1.376, b_3=0.093

по формуле (1.36) $T_{01}^{1-13} =1.376 \text{ x} 2.258\text{x} (16.052)^{-0.093} = 2.397$ сек.

13) $T_{01}^{1-13}=2.397, T_{14} = \dfrac{4\ H_{14}}{V_{s14}} = 0.070, \beta = \dfrac{T_{01}^{1-13}}{T_{14}} = 33.863 > 25,$

$$\alpha = \frac{H_1 + H_2 + H_3 + H_4 + H_5 + H_6 + H_7 + H_8 + H_9 + H_{10} + H_{11} + H_{12} + H_{13}}{H_{14}} = 8.428,$$

принимаем $T_{01}^{1-14} = T_{01}^{1-13} + T_{14} = 2.397+0.070=2.468$ *сек.*

Окончательно получим

$$T_{01}^{1-14} = T_{01}=2.468 \text{ сек.}$$

Для этого примера решение трансцендентного уравнения дало

$$T_0 = 2.402 \text{ сек.}$$

Как и в предыдущем примере, отклонение составляет всего около 2%.

Сравнительный анализ результатов по вычислению значений основного периода T_{01} различных разрезов по трансцендентным уравнениям (1.26)-(1.28) и по предлагаемой методике приведен в табл. 1.9.

Данные таблицы подтверждают, что предлагаемый упрощенный *способ обеспечивает достаточную точность при вычислении первого* периода неоднородного многослойного основания, ***исключая раскрытие детерминантов высших порядков для получения сложных трансцендентных уравнений и их решения с применением специальных программ и компьютеров.***

Таблица 1.9. Сравнительный анализ величин периодов T_{01} различных разрезов

N N	Число слоев	Местность	Расчетные величины T_{01} в *сек.*			Экспериментальное значение T_{01} в *сек.*	
			По трансцендентным уравнениям (1.26)-(1.28)	По упрощенной методике	Отклонения в %	По микросейсмам	По записям реальных акселерограм
1	2	Эль-Центро	0.785	0.745	5.1	-	0.6
2	3	Ванадзор	0.441	0.461	4.5	0.34-0.57	-
3	4	Гукасян	0.463	0.482	4.1	-	0.43-0.45
4	4	Калифорния	1.585	1.606	1.3	-	-
5	6 ($\bar{4}$)	Гюмри (Центр)	1.896	1.846	1.2	1.5-2.5	2.0
6	5 ($\bar{4}$)	Гюмри (Мармашен)	0.428	0.474	9.7	-	-
7	14 ($\bar{4}$)	Мехико	2.402	2.468	2.7	-	2.4-2.6
8	2	Арм АЭС (Мецамор)	0.203	0.192	5.4	0.22	0.24

1.9. Периоды высших порядков неоднородного основания

Как было отмечено выше при однородном приповерхностном слое природы высших форм колебаний отличаются (уменьшаются) от основной формы нечетными числами 3, 5, 7 … 2n-1.

Возникает естественный вопрос: в каких пределах изменяются эти отношения при неоднородных разрезах. В общем случае получить ответ на поставленный вопрос весьма затруднительно.

Поэтому будем ограничиваться *изучением* этого вопроса для двухслойного разреза с большим диапазоном изменения характеристик слоев (рис. 1.31.1 и 1.31.2).

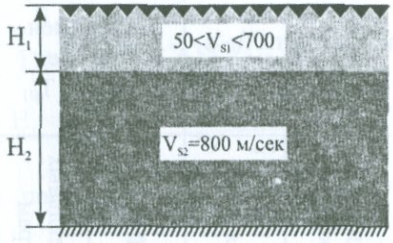


Рис. 1.31.1.

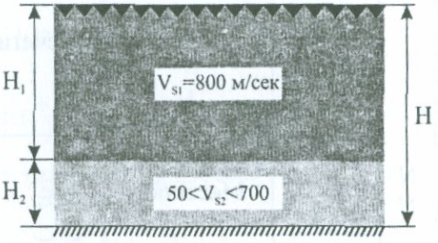


Рис. 1.31.2.

Сравнительные расчетные схемы двухслойного основания

Считаем, что эти результаты в первом приближении могут быть использованы и для многослойных разрезов. При этом будем ограничиваться исследованиями величин периодов второй и третьей форм колебаний T_{02} и T_{03}.

В качестве исходного трансцендентного уравнения для определения T_{01}, T_{02} и T_{03} было принято *точное уравнение* (1.32) при больших изменениях значений $\alpha = H_1/H_2$ и $\beta = T_1/T_2$. В табл. 1.10.1 приведены значения T_{01}/T_{02} и T_{01}/T_{03} соответственно, когда скорости волн сдвига второго-нижнего слоя v_{S2} – постоянна и равна 800м/сек, а скорости первого – верхнего слоя v_{S1} изменяются в пределах от 50м/сек до 700м/сек при различных отношениях мощности первого слоя H_1 к общей мощности H. Аналогичные результаты, когда v_{S1} постоянна (800м/сек), а значение v_{S2} изменяется от 50м/сек до 700м/сек, приведены в табл.1.10.2. В обеих таблицах реальные отношения периодов для вариантов, близкие к 3 и 5, выделены серым фоном. Из табл. 1.10.2 видно, что наибольшее отличие T_{01}/T_{02} и T_{01}/T_{03} соответственно от 3 и 5 в сторону увеличения имеет место, когда под мощным жестким первым слоем с v_{S1}=800м/сек будет расположен нижний рыхлый слой с v_{S2}=50÷150м/сек с *небольшой мощностью*. Это говорит о том, что в таких разрезах величины периодов второй и третьей форм колебаний будут значительно меньше, чем периоды основной формы колебания, и поэтому их влиянием, как очень высокочастотной составляющей воздействия, можно пренебречь. И наоборот, из табл. 1.10.1 видно, что наибольшее отличие T_{01}/T_{02} и T_{01}/T_{03} от 3 и 5 в сторону уменьшения имеет место, когда над жестким мощным нижним слоем с v_{S2}=800м/сек *расположен* верхний рыхлый слой с v_{S1}=50÷150м/сек с небольшой мощностью (H_1/H=0.1÷0.15). В этом случае T_{02} и T_{03} будут иметь сопоставимые со значением T_{01} величины и поэтому пренебречь их влиянием в общем воздействии нельзя.

блица 1.10.1. Отношения периодов высших форм колебаний T_{01}/T_{02} и T_{01}/T_{03}двухслойного основания при v_{S2} = 800 м/сек (рис. 1.31.1)

$\frac{H_1}{H}$	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1
T_{01}/T_{02}	1.88	2.96	3.05	3	3.02	3.00	2.95	2.99	3.12	3
T_{01}/T_{03}	3.15	5.15	5.07	4.94	4.99	5.00	4.92	5.10	5.20	5
T_{01}/T_{02}	1.54	3.27	2.87	2.98	2.99	3.00	3	3.00	2.99	3
T_{01}/T_{03}	3.48	5.27	3.73	4.77	4.98	4.99	5.00	5.00	5	5
T_{01}/T_{02}	1.99	1.77	2.39	2.87	2.97	2.98	2.99	2.99	3	3
T_{01}/T_{03}	3.43	3.53	3.43	3.92	4.73	4.95	4.99	5	5	5
T_{01}/T_{02}	2.42	1.79	2.09	2.62	2.91	2.98	2.99	3	3	3
T_{01}/T_{03}	3.56	3.79	3.57	3.64	5.57	4.83	4.98	4.99	5	5
T_{01}/T_{02}	2.94	2.52	2.22	2.27	2.50	2.88	2.94	2.99	3	3
T_{01}/T_{03}	4.6	4.00	4.18	4.13	4.01	4.2	4.65	4.98	5	5
T_{01}/T_{02}	2.98	2.87	2.68	2.58	2.61	2.71	2.87	2.96	3	3
T_{01}/T_{03}	4.9	4.56	4.47	4.56	4.54	4.46	4.57	4.82	5	5
T_{01}/T_{02}	3	2.93	2.84	2.75	2.72	2.79	2.9	2.96	3	3
T_{01}/T_{03}	5	4.77	4.67	4.74	4.70	4.67	4.70	4.88	5	5

ица 1.10.2. Отношения периодов высших форм колебаний двухслойного основания при T_{01}/T_{02} и T_{01}/T_{03} v_{S1} = 800 м/сек (рис. 1.31.2)

$\frac{H_1}{H}$	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1
T_{01}/T_{02}	3.02	3.13	3.34	3.66	4.09	4.68	5.55	6.97	10.06	3
T_{01}/T_{03}	5.09	5.45	6.02	6.76	7.73	8.99	10.8	20.44	17.64	5
T_{01}/T_{02}	3.02	3.13	3.34	3.65	4.08	4.67	5.52	12.79	8.55	3
T_{01}/T_{03}	5.09	5.45	6.01	6.75	7.70	8.96	10.71	26.57	20.8	5
T_{01}/T_{02}	3.02	3.13	3.34	3.65	4.07	4.64	5.46	6.65	6.13	3
T_{01}/T_{03}	5.09	5.44	6	6.73	7.67	8.87	6.65	9.51	10.22	5
T_{01}/T_{02}	3.02	3.12	3.33	3.63	4.04	4.60	5.35	6.06	4.87	3
T_{01}/T_{03}	5.08	5.44	5.98	6.70	11.1	8.68	8.99	8.06	9.06	5
T_{01}/T_{02}	3.01	3.11	3.29	3.54	6.73	4.19	4.26	6.73	3.30	3
T_{01}/T_{03}	5.07	5.38	5.85	6.40	8.73	6.44	6.34	8.73	5.89	5
T_{01}/T_{02}	3.01	3.07	3.20	5.72	3.51	3.54	3.41	3.21	3.04	3
T_{01}/T_{03}	5.05	5.27	5.57	7.72	5.61	5.56	5.71	5.59	5.18	5
T_{01}/T_{02}	3.00	3.05	3.14	3.24	3.30	3.29	3.2	3.09	3.01	3
T_{01}/T_{03}	5.03	5.19	5.36	5.39	5.32	5.34	5.41	5.28	5.06	5

го касается значения периода основной формы T_{01}, то для его ления выведены соответствующие корректирующие коэффициенты 2, для H=30-метрового основания, принятого в нормах сейсмос- о строительства многих стран мира. Эти значения приведены в .11.1 и 1.11.2. Причем k_1 соответствует случаю, когда v_{S2}=800м/сек, зменяется в пределах 25÷700м/сек, а k_2 - когда v_{S1}=800м/сек и v_{S2} ется в пределах 25÷700м/сек.

В первом случае **во втором случае**

$$T_{01} = \frac{4H}{v_{S2}} k_1, \qquad T_{01} = \frac{4H}{v_{S1}} k_2. \tag{1.40}$$

Для заштрихованных вариантов табл.1.11.1. влиянием верхнего слоя на T_{01} можно пренебречь.

Таблица 1.11.1. Значения коэффициентов k_1
(H=30м, v_{S2} = 800 м/сек, рис. 1.29.1)

v_{S1} м/сек	$\frac{H_1}{H}$	0.05	0.1	0.15	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.8	0.9
25	k_1	1.63	3.22	4.82	6.42	9.61	12.40	16.02	19.19	25.38	26.88
50	k_1	1.04	1.66	2.45	3.24	4.94	6.34	8.02	9.61	13.08	14.22
100	k_1	1.00	1.07	1.34	1.70	2.48	3.27	4.56	4.84	6.42	7.20
150	k_1	0.99	1.01	1.09	1.27	1.73	2.24	2.75	3.26	4.30	4.81
200	k_1	0.99	1.00	1.03	1.11	1.39	1.75	2.11	2.49	3.24	3.62
300	k_1	0.99	0.99	1.03	1.02	1.13	1.30	1.51	1.74	2.18	2.43
400	k_1	0.99	0.99	0.99	1.00	1.04	1.13	1.25	1.39	1.69	1.84
500	k_1	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00	1.05	1.11	1.20	1.39	1.491
600	k_1	0.99	0.98	0.98	0.98	0.99	1.01	1.04	1.08	1.20	1.26
700	k_1	0.99	0.98	0.98	0.98	0.98	0.98	0.98	0.98	1.07	1.10

Таблица 1.11.2. Значения коэффициентов k_2
(H=30м, v_{S1} = 800 м/сек, рис. 1.29.2)

v_{S2} м/сек	$\frac{H_1}{H}$	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	0.95
25	k_2	32.3	32.4	32.15	31.5	30.3	28.4	25.72	21.9	16.1	11.6
50	k_2	16.14	16.2	16.07	15.74	15.13	14.2	12.87	10.96	8.08	5.85
100	k_2	8.07	8.09	8.02	7.78	7.57	7.11	6.45	5.51	4.1	3.02
150	k_2	5.38	5.04	5.36	5.25	5.06	4.76	4.33	3.71	2.8	2.12
200	k_2	4.03	4.05	4.02	3.95	3.8	3.59	3.3	2.83	2.2	1.69
300	k_2	2.69	2.7	2.7	2.64	2.55	2.42	2.23	1.96	1.57	1.32
400	k_2	2.02	2.03	2.02	1.99	1.93	1.85	1.72	1.55	1.31	1.17
500	k_2	1.16	1.62	1.62	1.6	1.57	1.51	1.43	1.31	1.17	1.09
600	k_2	1.35	1.35	1.35	1.35	1.32	1.29	1.24	1.17	1.09	1.05
700	k_2	1.15	1.16	1.17	1.16	1.15	1.14	1.11	1.08	1.04	1.02

Вычисления показали, что при общей мощности H=30м, значения периодов T_{01} при v_{S2}=800м/сек и v_{S2}=1000м/сек для H_1/H>0.4 мало отличаются друг от друга, поэтому величину v_S=800м/сек можно считать **нижним пределом** для пород, которые можно принимать в качестве коренных при определении T_{01}при установлении категории грунта по сейсмическим свойствам (см. таблицу 1.14).

Экспериментальные значения отношений T_{01}/T_{02} и T_{01}/T_{03} были получены для ряда участков территории г. Токио [67]. Согласно данным Окомото, территория центральной части г. Токио разделена однокилометровой сеткой-картой. На ней указаны преобладающие частоты в местах пересечения линий, установленные экспериментально.

Анализ карты показывает, что для более высоко расположенных площадок территории города(район Минато) характерно наличие одного преобладающего периода, а для центрального низкорасположенного района (район Кото) – нескольких площадок с тремя и более преобладающими периодами.

Для некоторых узлов полученные значения периодов второй и третьей форм колебаний приведены в табл. 1.12 [67], где приведены также, **вычисленные нами, их отношения.**

Таблица 1.12. Экспериментальные значения периодов колебаний для г. Токио [67]

NN узла	Частоты первых трех форм колебаний, в *герцах*			Отношения	
	$f_1 = 1/T_{01}$	$f_2 = 1/T_{02}$	$f_3 = 1/T_{03}$	f_2 / f_1; T_{01}/T_{02}	f_3 / f_1; T_{01}/T_{03}
1	0.6	2.0	3.5	3.3	5.8
2	0.6	1.9	3.2	3.1	5.3
3	0.5	1.5	2.5	3.0	5.0
4	0.6	1.7	3.0	2.8	5.0
5	0.5	1.7	2.3	2.8	4.6
6	0.6	1.8	3.1	3.0	5.1
7	0.5	1.4	2.4	2.8	4.8
8	0.6	1.7	2.6	2.8	4.3
9	0.6	1.8	3.0	3.0	5.0
10	0.8	2.5	4.3	3.1	5.3
11	0.8	2.3	4.0	2.8	5.0
12	1.1	3.2	-	2.9	-
13	1.7	4.1	-	3.0	-
14	1.6	4.8	-	3.0	-
15	1.4	4.5	-	2.8	-
Среднее значение				**2.9**	**5.02**

Как видно из таблицы, для 15 узлов средние значения отношений экспериментально установленных значений периодов T_{01}/T_{02} и T_{01}/T_{03}составляют соответственно 2.9 и 5.02, т.е. близки к отношениям 3 и 5 для однородных разрезов.

1.10. Приближенные способы определения первого преобладающего периода неоднородного основания

В некоторых случаях, когда параметры слоев незначительно отличаются друг от друга значение первого преобладающего периода можно вычислить и различными приближенными способами. Рассмотрим два из таких способов, получивших широкое практическое применение и в других областях теории колебаний.

1. **Энергетический способ**. Как известно из теории колебаний сплошной среды, при приближенных способах определения первого периода можно добиваться высокой степени точности, если принятая в качестве приближенной функции упругой линии при свободных колебаниях u(x) удовлетворяет граничным условиям задачи. В случае многослойного основания (рис.1.22) в качестве такой функции можно принимать функцию формы колебания для однородного слоя (1.14) в виде:

$$u(x,t) = A\cos\frac{\pi x}{2H}\sin\frac{2\pi}{T_{01}}t\,, \tag{1.41}$$

где T_{01} - неизвестный пока период собственных колебаний, А-некоторое постоянное связанное с начальными условиями. Выражение (1.41) удовлетворяет двум граничным условиям задачи, а именно:
на свободной поверхности отсутствие касательного напряжения

$$x = 0 \;\; u'(0,t) = 0, \tag{1.42}$$

на уровне коренных пород отсутствие перемещения

$$x = H \;\; u(H,t) = 0. \tag{1.43}$$

Кроме того, как мы видели выше, выражение (1.41) является точным решением уравнения(1.5) для однородного основания с мощностью Н. Известно, что для консервативных систем (без учета затухания свободных колебаний) потенциальная и кинетическая энергии удовлетворяют условию:

$$K_{max} = \Pi_{max}. \tag{1.44}$$

В среде, подвергающейся только деформации сдвига, потенциальная и кинетическая энергии будет иметь вид:

$$\Pi = \frac{1}{2}\int_0^H G(x)\left(\frac{\partial u}{\partial x}\right)^2 dx$$
$$K = \frac{1}{2}\int_0^H \rho(x)\left(\frac{\partial u}{\partial t}\right)^2 dx. \tag{1.45}$$

Применительно к неоднородной системе, показанной на рис.1.22, подставляя (1.41) в (1.44) и (1.45), соответственно для Π_{max} и K_{max} получим:

$$\Pi_{max} = \frac{1}{2}A^2\sum_{k=1}^{n}\int_{h_k-1}^{h_k} G_k\left(\frac{\pi}{2H}\right)^2 \sin^2\frac{\pi x}{2H}dx =$$

$$= \frac{1}{2}A^2\sum_{k=1}^{n} G_k\frac{\pi^2}{4H^2}\left[\frac{h_k - h_{k-1}}{2} - \frac{H}{2\pi}\left(\sin\frac{\pi h_k}{H} - \sin\frac{\pi h_{k-1}}{H}\right)\right]$$

$$K_{max} = \frac{1}{2}A^2\sum_{k=1}^{n}\int_{h_k-1}^{h_k} \rho_k\left(\frac{2\pi}{T_{01}}\right)^2 \cos^2\frac{\pi x}{2H}dx = \quad (1.46)$$

$$= \frac{1}{2}A^2\sum_{k=1}^{n}\rho_k\left(\frac{2\pi}{T_{01}}\right)^2\left[\frac{h_k - h_{k-1}}{2} + \frac{H}{2\pi}\left(\sin\frac{\pi h_k}{H} - \sin\frac{\pi h_{k-1}}{H}\right)\right]$$

Подставляя значения (1.46) в (1.44) и после несложных операций для основного периода T_{01}, получим [128]:

$$T_{01} = 4H\sqrt{\frac{\sum_{k=1}^{n}\rho_k\left[H_k + \frac{H}{\pi}\left(\sin\frac{\pi h_k}{H} - \sin\frac{\pi h_{k-1}}{H}\right)\right]}{\sum_{k=1}^{n} G_k\left[H_k - \frac{H}{\pi}\left(\sin\frac{\pi h_k}{H} - \sin\frac{\pi h_{k-1}}{H}\right)\right]}} \quad (1.47)$$

По полученной формуле (1.47) можно вычислить преобладающий период T_{01} любого основания с любым количеством слоев n. Если вместо модулей упругости слоев G_k известны скорости волн сдвига слоев v_{sk}, то в формуле (1.47) их можно заменить по следующей формуле:

$$G_k = \rho_k v_{sk}^2. \quad (1.48)$$

Отметим одну особенность формулы (1.47). Согласно теореме Релея, истинное значение периода первой формы колебания, т.е. по трансцендентным уравнениям (1.26)-(1.28), всегда больше значения периода, найденного энергетическим методом, т.е. по формуле (1.47).

2. **Способ послойного суммирования**. Этот способ обосновывается следующими соображениями. Как видно из (1.15) для однородного основания значение основного периода T_{01} прямо пропорционально мощности слоя H и обратно – скорости волн сдвига v_s. Поэтому, если мысленно представить однородное основание как состоящееся из отдельных частей, то формулу (1.15) можно интерпретировать как сумму периодов его отдельных частей. На этом основании, если мощности H_k и скорости v_{sk} ***мало отличаются друг от друга***, то для такого основания общий период T_{01} всего основания можно приближенно принимать как сумму периодов T_{01k} отдельных слоев, т.е.

$$T_{01} = \sum_{k=1}^{n} T_{01k},\ T_{01k} = \frac{4H_k}{v_{sk}}, \quad (1.49)$$

где n - число слоев разреза, или окончательно

$$T_{01} = 4\sum_{k=1}^{n}\frac{H_k}{v_{sk}}. \qquad (1.50)$$

Формулой (1.50) пользуются во многих работах, в частности, в книге Окомото [67] и в [226].

3. **Способ осредненной скорости**. Аналогично второму способу, этот способ также применяется при незначительных отличиях в величинах скоростей волн сдвига v_{sk}. Фактически суть способа заключается в том, что вместо отдельных значений скоростей слоев v_{sk} можно принимать их осредненное значения $\bar{v}_s$ и пользоваться формулой для однородного слоя с общей мощностью $H = \sum_{i=1}^{n} H_i$ и осредненной величиной скоростей $\bar{v}_s$. Тогда преобладающий период T_{01} можно вычислить по формуле

$$T_{01} = \frac{4H}{\bar{v}_s}. \qquad (1.51)$$

Так как, чем больше мощность k-ого слоя H_k его влияние на общий период T_{01} будет больше, значение $\bar{v}_s$ логичнее определить по формуле:

$$\bar{v}_s = \frac{\sum_{k=1}^{n} H_k}{\sum_{k=1}^{n}\frac{H_k}{v_{sk}}}, \qquad (1.52)$$

где n – число всех слоев.

В случае, когда вместо v_{sk} известны G_k и ρ_k, формулу (1.52) на основании (1.48) можно представить в виде:

$$\bar{v}_s = \sqrt{\frac{\sum_{k=1}^{n} G_k H_k}{\sum_{k=1}^{n} \rho_k H_k}}. \qquad (1.53)$$

Такой способ определения $\bar{v}_s$, в частности, рекомендуется американской ассоциацией "Сейсмическая безопасность зданий" [226] и французскими нормами по сейсмостойкому строительству [228].

Легко убедиться, что значения T_{01}, вычисленные по формуле (1.49) и (1.51), дадут одинаковую величину.

В самом деле, подставляя (1.52) в (1.51) получим:

$$T_{01} = \frac{4\sum_{k=1}^{n} H_k \cdot \sum_{k=1}^{n} \frac{H_k}{v_{sk}}}{\sum_{k=1}^{n} H_k} = 4\sum_{k=1}^{n} \frac{H_k}{v_{sk}}, \qquad (1.54)$$

что совпадает с формулой (1.50).

Как показал сравнительный анализ результатов по вычислению T_{01} для рассмотренных выше примеров по приближенным формулам (1.47) и (1.50) и по трансцендентным уравнениям (1.26)-(1.28) погрешности по приближенным формулам могут достигнуть 20-30%. Причем при применении формулы (1.47) значение T_{01} по сравнению с точным всегда получается в меньшую сторону, а при применении формулы (1.50) как в меньшую, так и в большую сторону.

1.11. Классификация грунтовых условий по сейсмическим свойствам

Как мы уже неоднократно отметили, анализ результатов записей землетрясений показывает, что величины горизонтальных, вертикальных и вращательных перемещений, скоростей и ускорений грунта, при прочих равных условиях, существенно зависит от структуры геологического разреза места регистрации, физико-механических, прочностных, деформационных и акустических свойств залегающих пластов. Кроме того, анализ результатов последствий землетрясений показывает, что характер и особенности повреждений зданий и сооружений во время землетрясения также различны в зависимости от грунтовых условий. На рыхлых грунтах во время землетрясения преимущественно наблюдаются значительные осадки, наклоны и даже полные опрокидывания сооружений, а на скальных грунтах – повсеместные трещины, большие относительные перемещения и остаточные деформации по всему телу сооружения. Таким образом, грунтовые условия не только влияют на кинематические параметры сейсмического воздействия, но и существенно изменяют характер повреждения сооружения. Все эти обстоятельства должны найти отражение в Нормах по сейсмостойкому строительству как в виде количественных коэффициентов при определении величин инерционных сейсмических сил, так и в виде принципов проектирования. Для этого необходимо от общих понятий рыхлых и скальных грунтов перейти к выработке детальных рекомендаций по разделению грунтов площадки строительства на специальные категории по сейсмическим свойствам.

При классификации грунтовых условий по сейсмическим свойствам для норм сейсмостойкого строительства, по нашему мнению, необходимо исходить из следующих соображений:

- категорийность площадки строительства по сейсмическим свойствам должна устанавливаться на основании количественных показателей **динамических характеристик геологического разреза,**
- степень усиления *или понижения уровня сейсмического* воздействия (величина ожидаемого ускорения грунта) должна зависеть как от категории грунта, так и от силы землетрясения,
- очертание спектра реакции (безразмерного динамического коэффициента) на грунтах разной категории должно быть разным.

Возникает естественный вопрос о числе категории грунтов. В принципе, чем на большее число категорий разделить грунтовые условия, тем большая возможность более дифференцированного учета их влияния. В нормах США по сейсмостойкому строительству [249] их число равно 6. В нормах других стран их число 3 или 4. Для разделения грунтов на большое число категорий необходимо провести более детальные инженерно-геологические изыскания и сейсмологические исследования, что не всегда под силу проектным организациям. По-видимому, разделение на 4 категории можно считать наиболее оптимальным, подразумевая под ними: **скальные, полускальные, рыхлые и мягкие грунты.**

Задача определения категории грунта существенно затрудняется особенно для неоднородных оснований, состоящих из нескольких пластов (слоев) с мощностью H_k, плотностью ρ_k и модулем сдвига C_k от самых твердых до самых мягких. Очевидно, что главную роль в передаче энергии сейсмических волн сооружению играет верхний слой грунта, на который опирается фундамент сооружения. С другой стороны, кинематические параметры верхнего слоя в свою очередь обусловлены физико-механическими и акустическими свойствами нижележащих слоев. Здесь возникает естественный вопрос: **до какой глубины H разреза нижележащие слои грунта оказывают ощутимые влияния на амплитуду и *период ускорения* верхнего слоя.** Как мы видели выше, для скальных грунтов значение H можно принимать в пределах 30-50 метров, а для аллювиальных грунтов до уровня коренных пород – от 10 до 300 и более метров. Поэтому, ***в качестве интегральной характеристики грунтов, для установления их категорийности по сейсмическим свойствам, целесообразно принимать величину преобладающего периода*** T_{01}, ***так как на ее формирование, как мы видели выше, влияют физико-механические и мощностные характеристики всех слоев***. Кроме того, известно, что при любом динамическом воздействии отношение периодов свободных и вынужденных колебаний играет решающую роль. **При сейсмических воздействиях преобладающий период колебания грунта фактически это период вынужденных колебаний для надземных**

Таблица 1.13. Категории однородных грунтов

Грунты в пределах более чем 30-метрового слоя, считая от планировочной отметки
- скальные грунты всех видов, с пределом прочности на одноосное сжатие 15 МПа и более; - крупнообломочные грунты из магматических пород, плотные, маловлажные, содержащие до 30% песчано-глинистого заполнения;
- скальные грунты с пределом прочности на одноосное сжатие менее 15 МПа; - крупнообломочные грунты, не отнесенные к I категории; - пески гравилистые, крупные и средней крупности, плотные и средней плотности, маловлажные; - *пески мелкие и пылеватые, плотные и средней плотности, маловлажные;* - пылевато-глинистые грунты с показателем консистенции $I_L \le 0.5$ при коэффициенте пористости $e \le 0.9$ для глин и суглинков и $e \le 0.7$ - для супесей;
- пески гравилистые, крупные и средней крупности, плотные и средней плотности, водонасыщенные; - пески мелкие и пылеватые, плотные и средней плотности, влажные; - пылевато-глинистые грунты с показателем консистенции $0.5 < I_L \le 0.7$ - пылевато-глинистые грунты с показателем консистенции $I_L \le 0.5$ при коэффициенте пористости $0.9 < e \le 1.5$ для глин, $0.9 < e \le 1.0$ для суглинков и $0.7 < e \le 0.9$ - для супесей; - необводненные насыпные и почвенные грунты;
- пески рыхлые, независимо от крупности, водонасыщенные; - пески мелкие и пылеватые, плотные и средней плотности, водонасыщенные; - пылевато-глинистые грунты (супеси, суглинки и глины) с показателем консистенции $I_L \ge 0.75$, глинистые грунты с показателем консистенции $0.5 < I_L \le 0.75$ при коэффициенте пористости $e > 1.5$ для глин, $e > 1.0$ для суглинков и $e > 0.9$ - для супесей; - обводненные, насыпные и почвенные грунты; - плывуны, биогенные грунты и илы.

ия:

ся наличие в составе грунта i категории тонких слоев грунта i+1 категории стью не более чем 10 метров или грунтов i+2 категории общей мощностью м.

ов IV категории достаточно наличие 10-метрового слоя от планировочной

юзировании подъема уровня грунтовых вод или обводнения грунтов в луатации сооружения категорию грунта следует определить в зависимости нта в водонасыщенном состоянии.

стировании зданий с подземными этажами глубина разреза считается от вы фундамента.

оружений. В некоторых странах за характеристику катего- еоднородных оснований принимают среднюю скорость

поперечных волн $\overline{v}_s$ по формуле (1.52), что фактически соответствует вышесказанному T_{01}, учитывая связь между T_{01} и $\overline{v}_s$ согласно формуле (1.51). Основное различие заключается лишь в том, что величина T_{01} в этом случае вычисляется приближенным способом.

Для однородных грунтов скальных оснований основную роль при определении их категорийности могут играть также прочностные показатели грунта и мощность слоя, а для оснований из рыхлых пород – их консистенция, пористость, влажность и мощность слоя. В табл. 1.13 и 1.14 иллюстрированы приемы разделения однородных и неоднородных оснований по сейсмическим категориям, принятым в нормах по сейсмостойкому строительству Республики Армения в 2006 году [103, 127, 134]. Для неоднородных оснований за расчетную категорию из двух вариантов по табл.1.14 (в зависимости от среднего значения скоростей распространения поперечных волн $\overline{v}_s$ и преобладающего периода T_{01}) принимается категория с большим порядковым номером.

Таблица 1.14. Категории неоднородных грунтов

Категория неоднородных грунтовых оснований	Значение средней скорости $\overline{v}_s$ распространения поперечных волн в пределах всей неоднородной среды **H**от планировочной отметки до плотных пород с $v_s \geq 800$ м/с , по формуле (1.52), **м/с**	Значение преобладающего периода $\mathbf{T_{01}}$для всей неоднородной среды **H** от планировочной отметки до плотных пород с $v_s \geq 800$ м/с, **сек**
I	$\overline{v}_s > 800$	$T_{01} \leq 0.3$
II	$500 < \overline{v}_s < 800$	$0.3 < T_{01} \leq 0.6$
III	$150 < \overline{v}_s < 500$	$0.6 < T_{01} \leq 0.8$
IV	$\overline{v}_s < 150$	$T_{01} > 0.8$

Значение $\overline{v}_s$ и T_{01} определяется теоретически или экспериментально в процессе проведения инженерно-геологических изысканий и сейсмологических исследований. При установлении значений $\overline{v}_s$ и T_{01} по микросейсмам или в результате регистрации слабых взрывов за их расчетные значения, из-за нелинейной работы грунтов, соответственно принимаются $0.77\,\overline{v}_s$ и $1.3T_{01}$ от фактически измеренных значений $\overline{v}_s$ и T_{01}. Для

скальных пород со скоростью поперечных волн v_s больше чем 1500м/сек любой однородный разрез с мощностью более чем 10 метров можно отнести к I категории. Верхний слой, на который опирается фундамент сооружения, должен иметь мощность не менее 5 метров, в противном случае этот слой целесообразно удалить.

Для грунтов IV категории достаточно наличие 10-метрового мягкого слоя от уровня подошвы фундамента. Тип фундамента, его конструктивные особенности и глубина заложения, а также изменения характеристик грунта в результате его закрепления на локальном участке **не могут стать основой для изменения категории площадки строительства по сейсмическим свойствам.**

Коэффициенты грунтовых условий. Влияние локальных грунтовых условий (категорийность грунта) на колебания земной поверхности при землетрясениях является конечным результатом сложного процесса сейсмического воздействия. При этом, в зависимости от категории грунта, уровень сейсмического воздействия может или существенно увеличиться, или, наоборот, – уменьшиться. Данные имеющихся инструментальных наблюдений показывают, что показатели изменения уровня сейсмического воздействия в зависимости от грунтовых условий разные при слабых и сильных землетрясениях. При этом качественные показатели отличия величин перемещений и ускорений грунта в зависимости от грунтовых условий также различны. **Как правило, при одинаковом эпицентральном расстоянии максимальные перемещения грунта, в зависимости от грунтовых условий места регистрации, отличаются друг от друга в значительно большей степени, чем ускорения грунта.**

При слабых землетрясениях перемещения на рыхлых – аллювиальных породах могут в 10 и более раз превышать значения перемещений на скальных – плотных породах, тогда когда отношение ускорений на тех же грунтах редко превышает 2 раза. Такие явления наблюдались во время большого числа землетрясений и, в частности, во время умеренных автершоков Спитакского землетрясения 1988 года, результаты которых для четырех мест регистрации с разными грунтовыми условиями приведены в [110, 162, 174]. В некоторых случаях определенную роль в усилении или уменьшении сейсмического эффекта в зависимости от грунтовых условий играет эпицентральное расстояние и глубина очага. Один из наиболее обоснованных вариантов графического представления зависимости между ускорениями на скальных и рыхлых грунтах при землетрясениях разной интенсивности показан на рис. 1.32, заимствованный у Х.Б.Сида и И.М.Идрисса [185, 242].

На рисунке пунктиром показана рекомендуемая зависимость между ускорениями на участках со скальными и рыхлыми грунтами.

Сплошными прямоугольниками показаны диапазоны реально зарегистрированных данных при двух известных землетрясениях: 1985 года в Мехико и 1989 года в Ломо Приета.

Как видно из рисунка (по пунктирной кривой), при относительно слабых землетрясениях значения ускорения на рыхлых грунтах зарегистрированы в среднем до 2 раза больше, чем на скальных грунтовых участках; при сравнительно умеренных землетрясения хони почти равны, а при сильных землетрясениях происходит обратное явление – ускорение на скальных грунтах больше, чем на рыхлых.

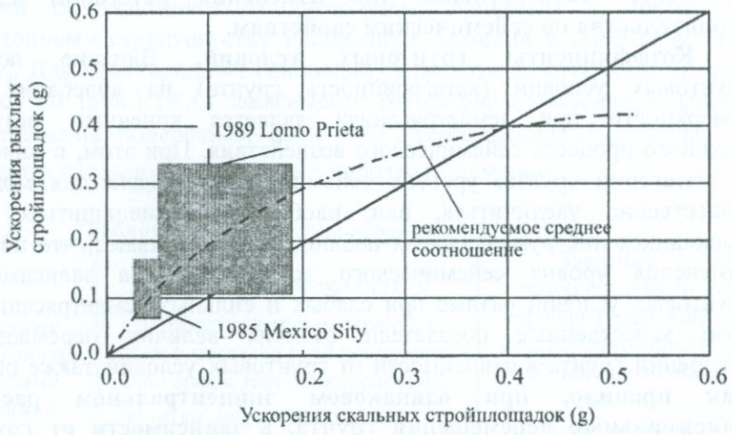


Рис. 1.32. Зависимость между ускорениями на скальных и рыхлых грунтах [226].

Непосредственное воплощение аспектов учета влияния грунтовых условий при строительстве в сейсмических районах производится посредством национальных норм сейсмостойкого строительства. По нашему мнению, наиболее комплексный и дифференцированный учет факторов грунтовых условий рекомендуется нормами США [249].

Таблица 1.15. Значение коэффициента Ca (грунтовых условий) [249].

Тип грунтового профиля (категория)	Безразмерные значения коэффициента Ca в долях g				
	Фактор сейсмических зон Z				
	Z = 0.075	Z = 0.15	Z = 0.2	Z = 0.3	Z = 0.4
S_A	0.06 **(0.8)**	0.12**(0.8)**	0.16**(0.8)**	0.24**(0.8)**	0.32 Na **(0.8)**
S_B	0.08**(1.0)**	0.15**(1.0)**	0.20**(1.0)**	0.30**(1.0)**	0.40 Na **(1.0)**
S_C	0.09**(1.2)**	0.18**(1.2)**	0.24**(1.2)**	0.33**(1.1)**	0.40 Na **(1.0)**
S_D	0.12**(1.6)**	0.22**(1.5)**	0.28**(1.4)**	0.36**(1.2)**	0.44 Na **(1.1)**
S_E	0.19**(2.5)**	0.30**(2.0)**	0.34**(1.7)**	0.36**(1.2)**	0.36 Na **(0.9)**

В табл.1.15 приведены значения коэффициента Са, на которое умножается значение горизонтальной сейсмической нагрузки в зависимости от категории грунта и сейсмической зоны Z для территории США. В скобках приведены аналогичные значения коэффициента грунтовых условий k_0, по номерам РА [97],вычисленные нами.

В табл. 1.15 коэффициент Z представляет собой отношение ожидаемого ускорения грунта данной зоны к ускорению свободного падения g, коэффициент Na – учитывает влияние активных разломов и очаговых зон на уровень сейсмического воздействия в зависимости от типа активного разлома и расстояния до строительной площадки.

Величины ускорений в ближней зоне могут достигнуть 1-2g. С практической точки зрения для норм сейсмостойкого строительства представляют интерес закономерности их затухания с удалением от линии разрыва или от эпицентра. Такие рекомендации содержатся в Американских нормах по сейсмостойкому строительству [249]. Для территории 4-й сейсмической зоны (Калифорния) с максимальным ускорением грунта z=0.4g (в которой обычно расположены активные разломы), величина сейсмической нагрузки умножается на коэффициент Na который учитывает влияние активных разломов и очаговых зон. Активные разломы и свойства очагов подразделяются на три категории A, B, C, описание и количественные параметры которых приведены в табл.1.16 [249]. Значения коэффициента Na (near-source factor) приведены в табл.1.17.

Таблица 1.16. Параметры активных разломов

Тип сейсмического очага	Описание сейсмического очага	Параметры сейсмического очага	
		Максимальная моментная магнитуда, M	Скорость проскальзывания, SR, мм/год
A	Разломы, способные генерировать землетрясения с большой магнитудой и имеющие значительный уровень сейсмической активности	M≥7.0	SR≥5
B	Все другие разломы, кроме типа A и C	M≥7.0 M<7.0 M≥6.5	SR<5 SR>2 SR<2
C	Разломы, не способные генерировать землетрясения с большой магнитудой и имеющие относительно низкий уровень сейсмической активности	M<6.5	SR≤2

Примечание: Условия максимальной моментной магнитуды и скорости проскальзывания должны быть удовлетворены одновременно при определении типа сейсмического очага.

Местоположение и тип сейсмического очага устанавливаются с учетом геотехнических данных новейших карт активных разломов, разработанных Геологической Службой Соединенных Штатов или Калифорнийским подразделением Угледобычи и Геологии.

В нормах Республики Армения по сейсмостойкому строительству влияние грунтовых условий площадки строительства учитывается безразмерным коэффициентом грунтовых **условий k_0, на которое умножается ожидаемое ускорение грунта данной сейсмической зоны.** Значения k_0 в зависимости от категории грунта и номера сейсмической зоны принимаются по табл. 1.18 [97].

Таблица 1.17. Значения коэффициента N_a

Тип сейсмического очага	Наиближайшее расстояние сейсмического очага			
	Значение коэффициента N_a			
	≤ 2 км	**5 км**	**10 км**	**≥ 15 км**
A	2.0	1.6	1.2	1.0
B	1.6	1.2	1.0	1.0
C	1.0	1.0	1.0	1.0

При проектировании особо ответственных зданий и сооружений (атомные и крупные гидроэлектростанции, большие плотины и водохранилища, большепролетные мосты и эстакады) возникает необходимость дополнительной информации о продолжительности интенсивных колебаний грунтов, величинах горизонтальных и вертикальных перемещений, преобладающих периодах и длине поверхностных поперечных волн для грунтов разной категории. В принципе чем сильнее землетрясение, тем долго оно длится.

Таблица 1.18. Значения коэффициента грунтовых условий k_0понорманн РА

Категория грунтов	Значения k_0		
	Сейсмические зоны – ускорение грунта		
	1 - 0.2g	**2** - 0.3g	**3** - 0.4g
I	0.7	0.8	0.9
II	1.0	1.0	1.0
III	1.3	1.2	1.1
IV	1.5	1.3	1.0

Но продолжительность интенсивных колебаний грунта обусловлена также эпицентральным расстоянием. Eurocode 8 [175] рекомендует следующие продолжительности интенсивных колебаний грунта для строительных площадок до 30км от эпицентра в зависимости от ожидаемого ускорения грунта, приведены в таблице 1.19.

Таблица 1.19. Продолжительность интенсивных колебаний грунта

Максимальное ускорение грунта $\ddot{u}_{0max}$ в долях g	0.1	0.2	0.3	0.4
Продолжительность интенсивных колебаний грунта в *сек*	10	15	20	25

Для максимальных перемещений грунта y_{0max} (в см) согласно тем же нормам Eurocode 8 предлагается формула:

$$u_{0max} = 0.05\,\ddot{u}_{0max}\,g\,k_0\,T_0\,T_d, \qquad (1.55)$$

где k_0 – коэффициент грунтовых условий (в частности, их значения можно принимать по табл.1.18), T_d – принимается равным 3.0сек, T_0 – преобладающий период грунта данной категории, значения которого в среднем можно принимать:

для грунтов I категории $T_0 = 0.3$сек
для грунтов II категории $T_0 = 0.5$сек
для грунтов III категории $T_0 = 0.7$сек
для грунтов IV категории $T_0 = 0.9$сек.

Длина λ поверхностных поперечных сейсмических волн зависит от скорости и периода колебаний частиц грунта. Согласно СНРА II-6.02.2006 [97], для λ рекомендуются следующие значения [138]:

для грунтов I категории – λ>350м
для грунтов II категории – 250м<λ<350м
для грунтов III категории – 150м<λ<250м
для грунтов IV категории – λ<100м.

С целью уменьшения влияния дополнительных крутильных колебаний рекомендуется длину (ширину) здания (отсека) принимать не более 0.25λ. Значения продолжительности интенсивных сотрясений грунта преобладающих периодов и длин сейсмических волн можно использовать также при генерировании синтетических акселерограмм для данной строительной площадки.

Очертание спектров реакции. За последние годы накопился большой объем информации о геометрическом очертании спектра реакции, построенного по акселерограммам сильных землетрясений, зарегистрированных на грунтах с различными геологическими разрезами. О некоторых из таких спектров мы уже говорили выше; они были приведены на рис. 1.13.

В дополнение к приведенному на рис.1.33 показаны нормализованные спектры реакции 20 сильных землетрясений, приписываемые к грунтам разных категорий для коэффициента затухания n=5%, заимствованные из работы [255].

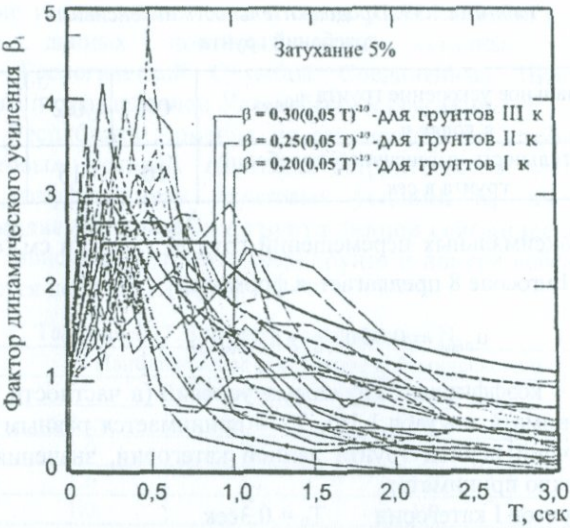


Рис. 1.33. Спектры реакций 20 сильных землетрясений [255].

Аналитическое выражение коэффициента динамичности β(T) (безразмерного отношения ускорения инертной массы линейного осциллятора с периодом T к ускорению грунта) в общем виде, для произвольного значения коэффициента затухания n, представляется:

$$\beta(T)=\frac{\left[\frac{2\pi}{T}\int_0^t e^{-\frac{n}{T}(t-\xi)}\,u_0''(\xi)\,\sin\frac{2\pi}{T}(t-\xi)d\xi\right]_{max}}{u''_{0max}}.$$

В нормативных документах по сейсмостойкому строительству очертания спектра реакции обычно подвергают существенным корректировкам и осреднениям (при n=5%) для облегчения их использования при проектировании обычных зданий и сооружений. В общем случае упрощенное очертание спектра реакции, принятое в нормах большинства стран в мире, представляется в виде трех отрезков: восходящей от 1 прямой, постоянной горизонтальной прямой $\beta=\beta_{max}$ и нисходящей более пологой кривой (рис.1.34):

$$\begin{aligned}
&\beta(T)=1+{}^{T}\!/_{T_a}\,(\beta_{max}-1) \quad \text{для } 0\le T\le T_a\\
&\beta(T)=\beta_{max} \quad \text{для } T_a\le T\le T_в\\
&\beta(T)=\left({}^{T_в}\!/_{T}\right)^{\upsilon}\beta_{max} \quad \text{для } T\ge T_в
\end{aligned} \qquad (1.56)$$

Степень затухания и их различия, связанные с видом материала или конструктивной схемы сооружения, в явном виде, не входит в (1.56). Для сооружений из материалов ***с низкой степенью (n<5%) затухания*** (стальные конструкции) и ***меньшим разбросом прочностных характеристик***

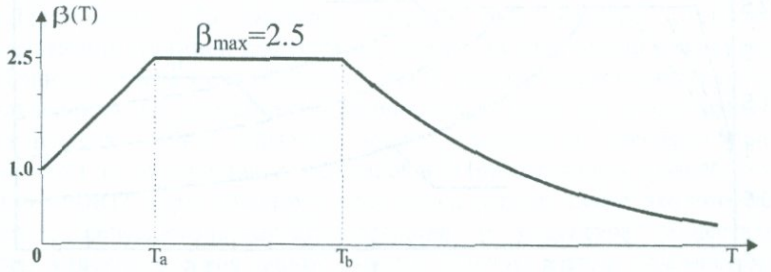


Рис. 1.34. Общий вид зависимости коэффициента динамичности от периода.

и для сооружений из материалов ***с высокой степенью (n>5%) затухания*** (железобетонные и каменные конструкции) и ***высоким разбросом прочносных показателей*** можно считать, что влияние этих факторов, с точки зрения обеспечения надежности расчета на сейсмостойкость, взаимно уравновешивается.

Кроме того, для сооружений с периодом T>1.5сек и грунтов I и II категорий ординаты спектров реакции почти не зависят от уровня затухания. Более детальный учет влияния уровня затухания на ординаты спектров реакции по отношению к спектрам при n=5% можно произвести по следующей формуле:

$$\beta(T,n) = k_з \beta(T,5), \quad \text{где} \quad k_з = \left(\frac{5}{n}\right)^{0.4} \tag{1.57}$$

рекомендуемой французскими нормами по сейсмостойкому строительству [228] для n от 2% до 30%. При n=5 $k_з$=1. Ниже для различных n приведены значения $k_з$:

Таблица 1.20. Значения коэффициента $k_з$

n, в %	2	3	5	7	10	12	15	20	30
$k_з$	1.44	1.22	1.0	0.87	0.75	0.70	0.64	0.57	0.48

Весь вопрос заключается в оптимальном подборе количественных значений коэффициентов β_{max}, ν, T_a и $T_в$, которые, по нашему мнению, в принципе должны быть одинаковыми для всех сейсмоактивных стран мира [205]. В настоящее время в национальных нормах по

сейсмостойкому строительству значения этих коэффициентов почти стабилизировались и отличаются друг от друга незначительно.

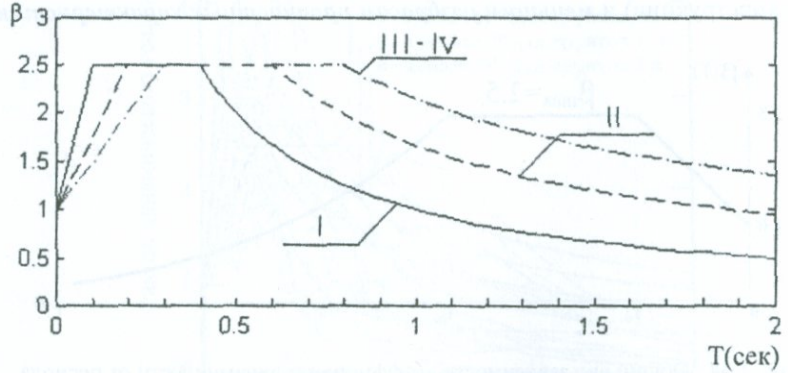


Рис. 1.35. Графики коэффициента динамичности β по нормам РА [97].

Например, для грунтов II категории их значения находятся в следующих диапазонах:

$$\beta_{max} \sim 2.5 \div 3.0$$

$$T_a \sim 0.2 \div 0.4, \quad T_в \sim 0.6 \div 0.7 \qquad (1.58)$$

$$\nu \sim 2/3 \div 1.0$$

Согласно норм Армении [97], эти коэффициенты имеют следующие значения:

$\beta_{max} = 2.5$ для всех категорий

$T_a = 0.1, 0.2, 0.3$сек соответственно для грунтов I, II, III и IV категорий,

$T_в = 0.4, 0.6, 0.8$сек соответственно для грунтов I, II, III и IV категорий,

$\nu = 1, 4/5, 2/3$ соответственно для грунтов I, II, III и IV категорий.

Соответствующие графические очертания спектров реакции показаны на рис.1.35.

В заключение несколько слов ***о нормах по сейсмостойкому строительству***. В настоящее время в разных сейсмоактивных странах мира действуют разные национальные нормы проектирования, несмотря на то, что в основе всех норм лежат одни и те же явления природы:

колебания грунтов при землетрясениях и реагирование различных сооружений на эти специфические возмущения. Сопоставление норм разных стран приводит к существенным их расхождениям как в количественном отношении, так и по тем предпосылкам, на основании которых они были разработаны. Такое положение нам кажется неестественным. По нашему мнению оно вызвано отсутствием полноценной взаимной информации между специалистами разных стран, особенно в период 1950-1970 годов, когда начались интенсивные научные исследования по разработке национальных норм по сейсмостойкому строительству. Оно является также следствием консервативности мышления и стремления к национальной престижности разработчиков национальных норм. Немалую роль здесь играли также экономические аспекты сейсмостойкого строительства и структура общественно-государственного строя данной страны. Конечно, нормы сейсмостойкого строительства должны учитывать локальные геолого-тектонические условия и фактическую статистику происшедших слабых и сильных землетрясений на территории данной страны, ***т.е. нормы всех стран мира в принципе должны отличаться только картами сейсмического районирования.*** Однако отражение в национальных нормах даже этих специфических особенностей не должно привести к столь большим расхождениям, которые имеют место в нормах более 50 сейсмоактивных стран мира [237].

В последние годы появились Нормы сейсмостойкого строительства отдельных регионов: Еврокод, ISO 3010, Нормы Балканских стран, стран СНГ. Все это свидетельствует о необходимости объединения усилий ученых и инженеров мира с целью разработки единых Норм и правил по сейсмостойкому строительству. Мы полагаем, что статистические наборы записей сильных и разрушительных землетрясений, накопленные во всех сейсмоактивных регионах мира за последние 50 лет, инженерный анализ последствий этих землетрясений, теоретические и экспериментальные исследования по сейсмическим воздействиям на здания и сооружения, а также мировой опыт сейсмостойкого строительства позволяют уже сейчас приступить к разработке таких международных норм по сейсмостойкому строительству.

1.12. О поведении грунтов при землетрясениях

В предыдущих разделах мы в основном остановились на параметрах оснований сооружений: ускорениях, скоростях перемещений, их периодах (грунтов). Основанием для любого сооружения служит определенный тип грунта (порода). Поэтому, для того, чтобы породы под зданием во время срока их эксплуатации служили как надежное основание, причем не только во время землетрясения, но и в обычное время, необходимо знание

физико-механических, химических, гидрогеологических, фильтрационных свойств пород и особенностей грунтов - **как несущего элемента, подвергающегося различным воздействиям.** В этом подразделе мы коротко обсудим некоторые практические вопросы поведения грунтов при землетрясениях. Более подробный анализ результатов экспериментально-теоретических исследований по поведению различных грунтов при динамических воздействиях приведены в работах [67, 104].

По нашему мнению, классическое определение грунта как сложного материала дано в статье Э.Фаччиоли и Д.Резендиц [104], где сказано: ***"Грунт представляет собой агрегат отдельных частиц, пустоты между которыми заполнены воздухом или водой. Следовательно, грунт – это двух- или трехфазная субстанция, напряженное состояние которой может быть полностью описано, если заданы напряжения, соответствующие каждой фазе"***.

По инженерно-геологической классификации горные породы делятся (по Ф.П. Саваренскому с дополнениями В.Д.Ломтадзе [41]) на 5 классов:

1. **Скальные**: андезиты, базальты, песчаники и конгломераты с прочным цементом, известняки и доломиты плотные и прочные.
2. **Полускальные**: выветрелые и сильно трещиноватые породы первой группы, вулканические туфы, туфиты и туфогенные породы, песчаники, глинистые сланцы, известняки и доломиты глинистые, мегрели, мел, кремнистые породы.
3. **Рыхлые несвязанные**: пески, гравий, галечники.
4. **Мягкие связанные**: глины, суглинки, супеси, лесовые породы.
5. **Породы особого состава, состояния и свойства**: пески-плывуны, песчаные илы, глинистые породы засоленные, глинистые илы, торфы, почва, гипс.

Большинство повреждений зданий и сооружений во время землетрясений связано с низкой прочностью и обрушениями грунтов, которые проявляются в виде ***оползней, срыва пород, разжижением грунта, расслоения насыпей, потери устойчивости склонов, осадков фундаментов***. Грунты оказывают то или иное сопротивление при растяжении, сжатии и сдвиге. **Прочность грунта определяется в основном его сопротивлением сдвигу, так как сопротивление сжатию в редких случаях оказывается исчерпанным, а растяжению грунт в реальных условиях почти не подвергается.**

Сопротивления сдвигу грунтов. Статическое сопротивление (*предел прочности*) сдвигу грунтов определяется соотношением:

$$\tau = (\sigma - \sigma_0)\mathrm{tg}\varphi + c, \qquad (1.59)$$

τ - сопротивление сдвигу, σ - нормальное напряжение по плоскости разрушения, σ_0 - давление поровой воды, $\mathrm{tg}\varphi$ - коэффициент внутреннего трения, φ- угол внутреннего трения, **c** – сцепление. В (1.59) $(\sigma - \sigma_0)$

представляет собой эффективное нормальное напряжение, определяемое структурой грунта, оно называется также ***трением грунта***; второе слагаемое **c** в (1.59) называется ***сцеплением***. Для сыпучих грунтов сцепление отсутствует, т.е. **c =0**, для сугленков c =0.06÷0.14, для глин c=0.35÷0.65кг/см^2. Значение угла внутреннего трения φ зависит от условий залегания, пористости и плотности грунта. С увеличением плотности и уменьшением пористости значение φ растет: для различных илов $\varphi \approx 13\text{-}16^0$, песчаных глин - $\varphi = 22\text{-}27^0$, песков - $\varphi = 35\text{-}40^0$. При $\tau < (\sigma - \sigma_0)\mathrm{tg}\varphi + c$ сдвига (разрушения) грунта не происходит.

Основными характеристиками при динамических нагружениях являются: модуль сдвига G при малоамплитудных циклических деформациях, внутреннее поглощение, зависимость напряжение-деформация для циклических деформаций с большой амплитудой и прочность при циклической нагрузке. В грунте, подвергаемом знакопеременной сдвиговой деформации, всегда имеют место необратимые процессы независимо от уровня нагружения. Кривая напряжение-деформация после нескольких циклов принимает вид замкнутой петли, которая имеет две основных параметра: ***средний наклон петли определяет модуль сдвига, площадь петли – определяет внутреннее поглощение***. На величину сдвига влияют коэффициент пористости, степень водонасыщения и частоты приложения нагрузок. С увеличением амплитуды сдвига γ модуль сдвига G уменьшается. Установлено, что коэффициент Пуассона при динамических нагрузках не зависит от частоты и изменяется в пределах 0.25-0.35 для несвязанных грунтов и в пределах 0.4-0.5 для связанных грунтов [104]. Для измерения сил внутреннего трения используются следующие параметры: коэффициент поглощения энергии Ω, логарифмический декремент δ и фазовый угол между силой и деформацией α. Эти параметры связаны между собой соотношениями:

$$\Omega = 2\delta = 2\pi\alpha. \qquad (1.60)$$

Водонасыщенность приводит к почти двукратному увеличению декремента колебаний δ по сравнению грунтов с их сухим состоянием. Для сухих песков среднее значение δ при средних деформациях $(\gamma = 10^{-3})$ доходит до 0.2. Ввиду большой зависимости значений модуля сдвига и декремента колебания от многих факторов их целесообразно для каждого конкретного грунта определять экспериментально при помощи специально предназначенных для таких испытаний аппаратур.

Разжижение грунта. Насыщенный водой песок при интенсивных колебаниях испытывают разжижение. Во время землетрясения верхние части таких грунтов теряют несущую способность. В результате сооружения, построенные на этих грунтах, получают осадки, а

заглубленные в грунт системы инженерных сооружений разрушаются и всплывают. Прочность песка при переменных касательных напряжениях пропорциональна силе обжатия. На приповерхностной толще, где сила обжатия мала, сопротивление сдвига меньше, чем на более глубинных слоях, поэтому вероятность разжижения больше в верхних слоях. По результатам специальных опытов установлено, что мелкозернистый песок разжижается быстрее, чем крупнозернистый. Быстрее разжижается также увлажненный песок, чем сухой. По данным Окомото [67], экспериментально установленные предельные ускорения грунта (в галах), при которых происходит его разжижение грунта, приведены в табл.1.21.

Таблица1.21. Значения ускорения грунта при его разжижении

Степень влажности	**Мелкозернистый песок (эфф. диаметр≤0.17мм)**	**Крупнозернистый песок (эфф. диаметр≥1.33мм)**
Полностью насыщенный	Разжижение при ускорении грунта 50-200гал	Разжижение при ускорении грунта 200-300гал
Частично насыщенный	Не разжижается при ускорении грунта до 400 гал	Не разжижается при ускорении грунта 500 гал и ниже
Сухой	Не разжижается при ускорении грунта 500 гал и ниже	

Экспериментальными исследованиями многих ученых показано, что чем выше обжатие песка и меньше число циклических напряжений, тем выше амплитуда повторно-переменных напряжений, которые вызывают разжижение грунта. Период колебания грунта почти не влияет на разжижение грунта.

Реакция ***твердых грунтов*** при землетрясениях аналогична реакции упругой системы при ***ударных воздействиях***, во время которых коэффициент динамичности может доходить до 40-50, а реакция ***мягких грунтов – продолжительным вынужденным воздействиям***, при которых коэффициент динамичности доходит до 5-10 раз.

Поэтому при землетрясениях с малой продолжительностью ускорения на скальных участках грунтов, в принципе, должны быть больше, чем на рыхлых участках, а при землетрясениях с большой продолжительностью, наоборот, ускорения на рыхлых участках грунтов должны быть больше.

Устойчивость откосов при землетрясении. Основной причиной разрушения откосов при землетрясениях является увеличение интенсивности сейсмического воздействия вблизи откоса вследствие резкого изменения рельефа местности. Известны случаи возрастания ускорения верха утеса на 20-30% по сравнению с ускорениями основания. Этот эффект учитывается многими нормами по сейсмостойкому строительству, в частности, французскими и армянскими [96, 228]. Кроме того, на разрушение откосов влияют также снижение прочности и

устойчивость грунтов из-за их колебаний во время землетрясения. Расчеты по обеспечению устойчивости откоса во время землетрясения производится как при обычных условиях (без землетрясения) с дополнительным учетом влияний горизонтальных и вертикальных инерционных нагрузок инертной массы грунта от его горизонтальных и вертикальных ускорений во время землетрясения. В отличии от других сооружений, при расчете земляных сооружений влияние вертикальной составляющей землетрясения достаточно велико.

В общем случае, при неоднородных грунтах, для проверки устойчивости откоса массив грунта расчленяется на большое число отдельных частей. Произвольно назначая расположение центра **0** и радиус круга **r**, после проведения поверхности (A, B) скольжения массив грунта вертикальными сечениями разделяется на ряд столбцов, как это показано на рис.1.36. На рисунке выделен один из таких столбцов **abcd** и для него рассматривается условие равновесия сил.

К этим силам относятся:

W – вес столбца (включая вес воды),

S – сила сцепления по дуге скольжения,

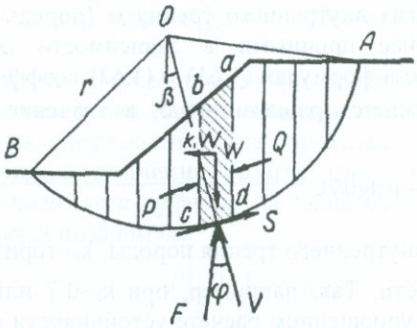


Рис. 1.36. Расчет устойчивости откоса с учетом сейсмического воздействия [67].

$F_S = [W(1-k_в)\cos\beta - k_r W\sin\beta - V]\operatorname{tg}\varphi$ – сила внутреннего трения, φ - угол внутреннего трения, V – давление воды, k_r и $k_в$– горизонтальный и вертикальный коэффициенты сейсмичности – отношение ускорения грунта к ускорению силы тяжести в соответствующем направлении,

$F_n = W(1-k_в)\cos\beta - k_r W\sin\beta - V$ – нормальная сила на дугу **cd**,

P – давление грунта на вертикальную плоскость **bc**,

Q – давление грунта на вертикальную плоскость **ad**.

Силы P и Q являются неизвестными величинами, которые уравновешивают друг друга.

Сумма моментов внешних сил (собственный вес плюс горизонтальная и вертикальная силы инерции от землетрясения) относительно точки 0 будет:

$$M_w^0 = \sum r(1-k_в)W\sin\beta + \sum k_г yW, \qquad (1.61)$$

где **y** – плечо силы $k_г W$ ($k_г$– коэффициент сейсмичности в горизонтальном направлении) относительно точки 0.

Сумма моментов внутренних сил (сила внутреннего трения плюс сила сцепления) относительно точки 0 будет:

$$M_\varphi^0 = r\left\{\sum S + \sum\left[W(1-k_в)\cos\beta - k_г W\sin\beta - V\right]\mathrm{tg}\varphi\right\}. \qquad (1.62)$$

Для обеспечения устойчивости откоса, т.е. для того, чтобы массив грунта не подвергался скольжению (сдвигу), необходимо, чтобы

$$M_\varphi^0 > M_w^0. \qquad (1.63)$$

За величину коэффициента запаса при расчете откоса принимается минимальное значение отношения M_φ^0 / M_w^0. Для обычных условий (при отсутствии землетрясения) в уравнениях $k_г$ и $k_в$ принимаются равными нулю.

Другой, более упрощенный вариант расчета устойчивости с учетом сейсмического воздействия заключается в том, что расчет устойчивости производится как при обычном статическом расчете по формуле (1.63), но с уменьшенным значением угла внутреннего трения φ (породы склона искусственно считаются менее прочными в зависимости от силы землетрясения). В этом случае в формулах (1.61) и (1.62) коэффициенты сейсмичности $k_г$ и $k_в$ принимается равным нулю, а значение угла φ вычисляется по формуле

$$\varphi = \varphi_{ст} - \mathrm{arctg}\,0.7k_г, \qquad (1.64)$$

где $\varphi_{ст}$ - реальный угол внутреннего трения породы, $k_г$- горизонтальный коэффициент сейсмичности. Так, например, при $k_г$=0.2 или $k_г$=0.4 угол внутреннего трения, при упрощенном расчете устойчивости откоса с учетом сейсмического воздействия, согласно (1.64), необходимо принимать соответственно на 8^0 и 15.6^0 меньше, чем реальный $\varphi_{ст}$.

Давление грунта на подпорные стены при землетрясениях. Активное давление грунта на подпорные стены при обычных условиях (без землетрясений) определяется методом Кулона, как это показано на рис.1.37, где приняты следующие обозначения: w – вес массива грунта единичной толщины, q – нагрузка на поверхности грунта, Q=cBC – сила сцепления, R – сила трения, P – давление на стену, φ - угол внутреннего трения грунта, $\delta_т$ - угол трения стены, обычно принимаемый равным φ/2, BC – плоскость скольжения.

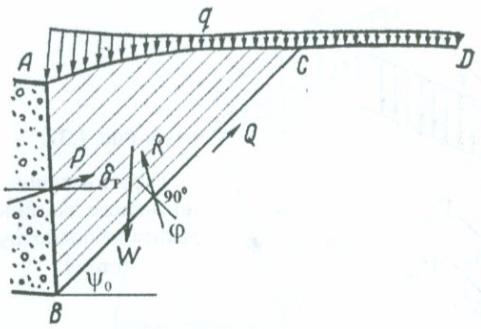


Рис. 1.37. Схема расчета давления грунта на подпорную стену.

Неизвестные силы P и R и угол ψ_0 определяются из уравнений статического равновесия массива грунта ABC. Мононобе, развивая идеи Кулона, разработал метод определения давления P на стену ***с учетом сейсмических воздействий*** [67]. Эффект землетрясения учитывается путем изменения величины ускорения свободного падения g и его поворота на угол θ по формулам:

$$g' = g\sqrt{(1-k_в)^2 + k_г^2}, \quad \theta = \operatorname{arctg}\frac{k_г}{1-k_в}. \tag{1.65}$$

Им получены нижеприведенные выражения для активного P_a и пассивного давления P_p. При этом давление от веса грунта и от внешней нагрузки на поверхности грунта определяются раздельно.

Активное давление грунта (рис.1.38). Активное давление ***от собственного веса грунта*** на обратную сторону подпорной стены определяется по формуле

$$P_{aw} = \frac{1-k_в}{2} C_a \overline{W} H^2. \tag{1.66}$$

Активное давление грунта ***от внешней нагрузки*** на поверхность равно:

$$P_{aq} = \frac{(1-k_в)\cos\psi}{\cos(\psi-\theta_0)} C_a q H, \tag{1.67}$$

где $\overline{W}$ - объемный вес грунта единичной толщины (кг/см^2), H – высота подпорной стены, φ - угол внутреннего трения грунта, ψ - угол наклона стены, θ_0 - угол наклона поверхности грунта, ψ_0 - угол между горизонтальной плоскостью и плоскостью скольжения, q – интенсивность внешней погонной нагрузки (кг/см^2) на наклонную поверхность, коэффициент C_a выражается формулой:

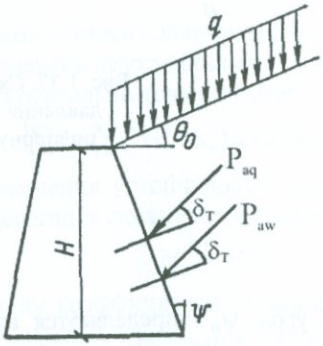


Рис. 1.38.

Расчет величин активного давления грунта на подпорную стену.

$$C_a = \frac{\cos^2(\varphi-\theta-\psi)}{\cos\theta\cdot\cos^2\psi\cdot\cos(\delta_т+\psi+\theta)(1+z)^2}$$

$$z = \sqrt{\frac{\sin(\varphi+\delta_т)\cdot\sin(\varphi-\theta-\theta_0)}{\cos(\delta_т+\psi+\theta)\cdot\cos(\theta_0-\psi)}}. \qquad (1.68)$$

Сила P_{aw} приложена на расстоянии 2/3 высоты подпорной стены от ее верха, а сила P_{aq} приложена по середине высоты стены и составляют угол $\delta_т$ к ее поверхности.

Пассивное давление грунта (рис.1.39). Пассивное давление грунта на обратную сторону стены ***от собственного веса*** определяется формулой:

$$P_{pw} = \frac{1-k_в}{2} C_p \overline{W} H^2, \qquad (1.69)$$

где

$$C_p = \frac{\cos^2(\varphi-\theta+\psi)}{\cos\theta\cdot\cos^2\psi\cdot\cos(\psi-\theta)(1-z^*)^2}$$

$$z^* = \sqrt{\frac{\sin\varphi\cdot\sin(\varphi+\theta_0-\theta)}{\cos(\psi-\theta)\cdot\cos(\theta_0-\psi)}}. \qquad (1.70)$$

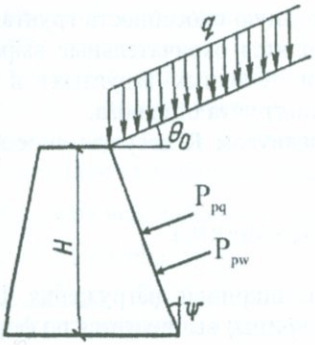


Рис. 1.39.

Схема расчета величин пассивного давления грунта на подпорную стену.

Пассивное давление грунта ***от внешней нагрузки*** определяется формулой:

$$P_{pq} = \frac{(1 - k_в)\cos\psi}{\cos(\psi - \theta_0)} C_p \, q \, H. \qquad (1.71)$$

Сила P_{pw} приложена на расстоянии 2/3 высоты подпорной стены от ее верха, а направление перпендикулярно поверхности стены, сила P_{pq} приложена по середине высоты стены и перпендикулярно к ее поверхности. Формулы (1.67) и (1.68) показывают, что в случае вертикальной подпорной стены ($\delta_\tau = 0, \psi = 0$) и горизонтальной поверхности грунта с повышением коэффициента сейсмичности $k_г$, активное давление грунта возрастает, а пассивное давление – убывает. При этом, по сравнению с обычными условиями ($k_г$=0) для $k_г$=0.4 активное давление при $\varphi=30^0$ увеличивается в 2.12 раза, а пассивное – уменьшается 1.41 раза.

Давление грунта на подпорную стену определяется в обычных условиях ***разностью активного и пассивного давления*** (критическое давление). В момент начала опрокидывания стены давление грунта определяется только активным давлением на стену. И наоборот, когда сила приложена к подпорной стене с фронтальной поверхности, давление грунта может доходить до пассивного давления. Это способствует устойчивости подпорной стены в критическом состоянии.

Несущая способность грунта при землетрясениях. Несущая способность грунта при сильных землетрясениях значительно снижается. Количественная характеристика этого снижения зависит от многих факторов и главным из них является величина ускорения грунта в горизонтальном и вертикальном направлениях. Если принимать, что землетрясение приводит к уменьшению угла внутреннего трения грунта по сравнению с обычными условиями, то можно на основании расчета несущей способности фундаментов при обычных условиях определить их

несущую способность при сейсмических воздействиях. Такой способ учета влияния землетрясения на несущую способность грунта разработан в работе Ш.Окомото. Ниже приводятся окончательные выражения для определения несущей способности точечных (круглых) и ленточных фундаментов, при общем разрушении грунта от сдвига.

Для круглого фундамента с радиусом R несущая способность – Q определяется формулой:

$$Q = \pi R^2 (1.3 c N_c + \gamma D_f N_q + 0.6 \gamma R N_\gamma). \qquad (1.72)$$

Для ленточного фундамент с шириной нагружения B погонная несущая способность (на единицу ширины) вычисляется по формуле:

$$Q = B\left(0.66 c N_c' + \gamma D_f N_q' + 0.5 \gamma B N_\gamma'\right), \qquad (1.73)$$

где **c** – удельное сцепление грунта, γ - объемный вес грунта, D_f - глубина заложения фундамента. Значения безразмерных коэффициентов N_c, N_q, N_γ, N_c', N_q' и N_γ' соответственно для круглого и ленточного фундаментов в зависимости от значений ускорений грунта в горизонтальном и вертикальном направлениях $k_г$ и $k_в$ и угла внутреннего трения грунта φ приведены в табл.1.22. В таблице через k_c обозначен суммарный коэффициент сейсмичности:

Таблица 1.22. Значения коэффициента формул (1.72) и (1.73)

Коэффициенты	$\varphi=35^0$					$\varphi=30^0$					$\varphi=25^0$				
	k_c					k_c					k_c				
	0	**0.1**	**0.2**	**0.3**	**0.4**	**0**	**0.1**	**0.2**	**0.3**	**0.4**	**0**	**0.1**	**0.2**	**0.3**	**0.4**
N_c	**58**	34	22	16	12	**36**	22	17	12	9	**22**	17	12	9	6
N_q	**43**	20	12	7	4	**22**	12	7	4	3	**12**	7	5	3	3
N_γ	**42**	20	9	3	2	**20**	9	4	2	1	**9**	4	2	1	0
N_c'	**24**	18	13	11	9	**18**	13	12	9	8	**13**	12	9	8	6
N_q'	**13**	8	5	3	2	**8**	5	4	2	2	**5**	4	3	2	1
N_γ'	**10**	5	2	1	0	**6**	2	1	0	0	**2**	1	0	0	0

$$k_c = \frac{k_г}{1 - k_в}. \qquad (1.74)$$

Данные табл.1.22 при k_c=0 соответствуют случаю определения величины несущей способности фундаментов Q без учета влияния землетрясения.

Как показывает анализ таблицы, при увеличении коэффициента сейсмичности k_c (интенсивности землетрясения), наиболее значительно несущая способность грунта снижается за счет сопротивления трения (N_γ), затем несущая способность снижается за счет заглубления фундамента (N_q) и, наконец, снижение несущей способности самое незначительное за счет сцепления (N_c).

Осадка грунта. При сейсмическом воздействии слабоконсолидированный грунт уплотняется и подвергается осадке. Предельная величина осадки в основном зависит от амплитуды ускорения грунта. Когда горизонтальное ускорение грунта достигает 300-400см/сек^2, песчаный грунт на поверхности Земли течет и его состояние сильно изменяется. Наличие сооружения на поверхности грунта (дополнительное вертикальное нагружение) сильно влияет на характер осадки в зависимости от веса сооружения и частоты колебания грунта. Для ответственных сооружений на эти вопросы можно получить конкретные ответы только путем специальных экспериментальных модельных исследований.

Напряжение в грунте от сосредоточенной силы. От действия сосредоточенной силы на поверхности грунтового массива (рис.1.40), ограниченной горизонтальной плоскостью и имеющей большие (неограниченные) размеры в остальных направлениях, нормальные σ_z и касательные напряжения τ_{xy} и τ_{zx} имеют следующие значения [147]:

$$\sigma_z = \frac{3}{2\pi}\frac{P}{R^5}z^3, \qquad \tau_{xy} = \frac{3}{2\pi}\frac{P}{R^5}yz^2, \qquad \tau_{zx} = \frac{3}{2\pi}\frac{P}{R^5}xz^2. \tag{1.75}$$

Эти формулы известны как формулы Буссинеска и имеют большое практическое применение. Для сжимающих напряжений σ_z обычно пользуются более простой формулой:

$$\sigma_z = k\frac{P}{z^2}, \tag{1.76}$$

где через k обозначено

$$k = \frac{3}{2\pi}\frac{1}{\left[1+\left(\frac{r}{z}\right)^2\right]^{5/2}}, \qquad r = \sqrt{R^2 - z^2} \tag{1.77}$$

Коэффициенты k называются коэффициентами Буссинеска. Их табличные значения для различных отношений r/z приводятся во многих ученых пособиях по механике грунтов.

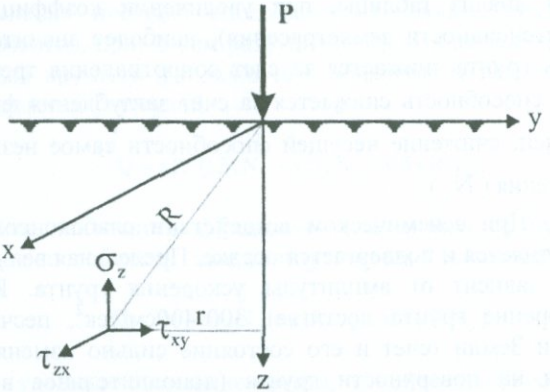


Рис. 1.40. Нормальное и касательное напряжение в грунте от сосредоточенной силы.

В точке непосредственного приложения сосредоточенной силы сжимающие напряжения, как и следовало ожидать, достигают очень больших величин и грунт подвергается пластическим деформациям. Поэтому для некоторой полушаровой области вокруг сосредоточенной силы формулы (1.75) неприемлемы. Для получения более соответствующей действительности картины напряжения их значения вычисляются на некотором расстоянии (глубине) ниже точки приложения сосредоточенной силы. В случае ***равномерно распределенной внешней нагрузки*** для применения формул (1.76) ее можно разделить на равные участки и их рассматривать как ***сосредоточенные***. Иными словами, равномерно распределенную нагрузку в первом приближении можно заменить эквивалентными сосредоточенными силами. Сжимающее напряжение σ_z в заданной точке грунта в этом случае вычисляется как сумма сжимающих напряжений от каждой сосредоточенной силы по формуле:

$$\sigma_z = \sum_{i=1}^{n} k_i \frac{P_i}{z^2}, \qquad (1.78)$$

где n – число участков разделения равномерно распределенной внешней нагрузки, k_i - коэффициент Буссинеска, определенный в зависимости от отношения r_i/z для i-ого участка. Как показывает анализ различных примеров, при применении этого способа, в зависимости от длины распределенной нагрузки, погрешность вычисления σ_z не превышает 6%.

Глава 2. ЗАДАЧА УСИЛЕНИЯ ИЛИ ОСЛАБЛЕНИЯ ЭФФЕКТА СЕЙСМИЧЕСКОГО ВОЗДЕЙСТВИЯ НА ПОВЕРХНОСТИ ЗЕМЛИ

В прикладной сейсмологии большое практическое значение имеет так называемая задача поверхностного слоя. Как было указано в первой главе, обычно грунты данной строительной площадки представляют собой систему из многих слоев пород с различными физико-механическими характеристиками и мощностями. С точки зрения оценки сейсмического воздействия, всегда возникает естественный вопрос – как влияют разные расположения слоев на уровень колебаний (усиление или ослабление) частиц на поверхности Земли [110, 140].

2.1. Случай двухслойного основания

Для простоты задачи сначала будем считать, что данная стройплощадка состоит из двух слоев, как это показано на рис. 2.1.

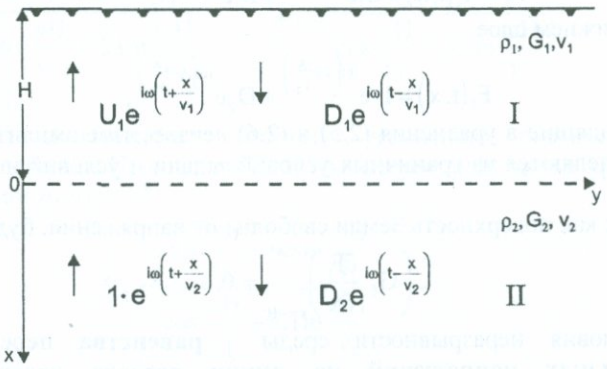


Рис.2.1. Задача поверхностного слоя.

Начало координат будем принимать на месте раздела двух слоев. Мощность поверхностного слоя обозначим через H, его физико-механические характеристики плотность, модуль сдвига, скорость распространения волн сдвига через – ρ_1, G_1, v_1. Будем считать, что из нижнего слоя с неограниченной мощностью и характеристиками ρ_2, G_2, v_2 под прямым углом распространяется поперечная сейсмическая волна с единичной амплитудой и частотой ω:

$$1 \cdot e^{i\omega\left(t+\frac{x}{v_2}\right)}, \tag{2.1}$$

которая, проникая в поверхностный слой, преобразуется в новую волну с той же частотой, но с амплитудой U_1:

$$U_1 e^{i\omega\left(t+\frac{x}{v_1}\right)}. \tag{2.2}$$

В свою очередь волна (2.2), отражаясь от поверхности Земли приобретает вид:

$$D_1 e^{i\omega\left(t-\frac{x}{v_1}\right)}, \tag{2.3}$$

которая в свою очередь, вновь проникая в нижний слой, преобразуется в новую волну:

$$D_2 e^{i\omega\left(t-\frac{x}{v_2}\right)}. \tag{2.4}$$

Таким образом, в поверхностном (верхнем) и нижнем слоях движение частиц грунтов будет описываться уравнениями:

в поверхностном слое

$$F_1(t,x) = U_1 e^{i\omega\left(t+\frac{x}{v_1}\right)} + D_1 e^{i\omega\left(t-\frac{x}{v_1}\right)}, \tag{2.5}$$

в нижнем слое

$$F_2(t,x) = 1\cdot e^{i\omega\left(t+\frac{x}{v_2}\right)} + D_2 e^{i\omega\left(t-\frac{x}{v_2}\right)}. \tag{2.6}$$

Входящие в уравнения (2.5) и (2.6) неизвестные амплитуды U_1, D_1 и D_2 определяются из граничных условий задачи и условий неразрывности среды.

Так как поверхность Земли свободна от напряжений, будем иметь:

$$\left(G_1 \frac{\partial F_1}{\partial x}\right)_{x=-H} = 0. \tag{2.7}$$

Условия неразрывности среды - **равенства перемещений и касательных напряжений на линии раздела слоев** запишутся следующими уравнениями:

$$F_1(t, 0) = F_2(t, 0)$$

$$\left(G_1 \frac{\partial F_1}{\partial x}\right)_{x=0} = G_2\left(\frac{\partial F_2}{\partial x}\right)_{x=0}. \tag{2.8}$$

На основании (2.5) и (2.6), условия (2.7) и (2.8) примут вид:

$$\begin{gathered} U_1 e^{i\omega\left(t-\frac{H}{v_1}\right)} - D_1 e^{i\omega\left(t+\frac{H}{v_1}\right)} = 0 \\ U_1 + D_1 = 1 + D_2 \\ k(U_1 - D_1) = 1 - D_2, \end{gathered} \tag{2.9}$$

где приняты обозначения:

$$G_1 = \rho_1 v_1^2,\ G_2 = \rho_2 v_2^2,$$
$$k = \frac{G_1 v_2}{G_2 v_1} = \frac{v_1 \rho_1}{v_2 \rho_2}. \qquad (2.10)$$

Решая систему (2.9) для неизвестных постоянных U_1, D_1 и D_2, соответственно получим:

$$U_1 = \frac{2}{(1+k)+(1-k)e^{-2i\frac{\omega H}{v_1}}}$$
$$D_1 = \frac{2e^{-2i\frac{\omega H}{v_1}}}{(1+k)+(1-k)e^{-2i\frac{\omega H}{v_1}}} \qquad D_2 = \frac{(1-k)+(1+k)e^{-2i\frac{\omega H}{v_1}}}{(1+k)+(1-k)e^{-2i\frac{\omega H}{v_1}}}. \qquad (2.11)$$

Однако с целью облегчения процесса числовых операций выражения для U_1 и D_1 можно представить и следующим образом:

$$U_1 = \frac{\cos\frac{\omega H}{v_1} + i\sin\frac{\omega H}{v_1}}{\cos\frac{\omega H}{v_1} + ik\sin\frac{\omega H}{v_1}} \qquad D_1 = \frac{\cos\frac{\omega H}{v_1} - i\sin\frac{\omega H}{v_1}}{\cos\frac{\omega H}{v_1} + ik\sin\frac{\omega H}{v_1}}, \qquad (2.12)$$

которые удовлетворяют первому уравнению системы (2.9). Подставляя значения U_1 и D_1 по (2.12) во второе или третье уравнение (2.9) для D_2 получим:

$$D_2 = \frac{\cos\frac{\omega H}{v_1} - ik\sin\frac{\omega H}{v_1}}{\cos\frac{\omega H}{v_1} + ik\sin\frac{\omega H}{v_1}}. \qquad (2.13)$$

Окончательно для распространяющихся в поверхностном и нижнем слоях волн $F_1(t, x)$ и $F_2(t, x)$ получим:

$$F_1(t,x) = \frac{\left(\cos\frac{\omega H}{v_1} + i\sin\frac{\omega H}{v_1}\right)e^{i\omega\left(t+\frac{x}{v_1}\right)} + \left(\cos\frac{\omega H}{v_1} - i\sin\frac{\omega H}{v_1}\right)e^{i\omega\left(t-\frac{x}{v_1}\right)}}{\cos\frac{\omega H}{v_1} + ik\sin\frac{\omega H}{v_1}},$$
$$F_2(t,x) = \frac{\left(\cos\frac{\omega H}{v_1} + ik\sin\frac{\omega H}{v_1}\right)e^{i\omega\left(t+\frac{x}{v_2}\right)} + \left(\cos\frac{\omega H}{v_1} - ik\sin\frac{\omega H}{v_1}\right)e^{i\omega\left(t-\frac{x}{v_2}\right)}}{\cos\frac{\omega H}{v_1} + ik\sin\frac{\omega H}{v_1}}. \qquad (2.14)$$

На поверхности Земли при x=-H, для волны $F_1(t,x)$ будем иметь:

$$F_1(t)=\frac{\cos\frac{\omega H}{v_1}+i\sin\frac{\omega H}{v_1}}{\cos\frac{\omega H}{v_1}+ik\sin\frac{\omega H}{v_1}}e^{i\omega\left(t-\frac{H}{v_1}\right)}+\frac{\cos\frac{\omega H}{v_1}-i\sin\frac{\omega H}{v_1}}{\cos\frac{\omega H}{v_1}+ik\sin\frac{\omega H}{v_1}}e^{i\omega\left(1+\frac{H}{v_1}\right)}. \qquad (2.15)$$

Заменяя в (2.15) показательные функции типа $e^{i\xi}$ тригонометрическими функциями, (2.15) примет вид:

$$F_1(t)=\frac{2(\cos\omega t+i\sin\omega t)}{\cos\frac{\omega H}{v_1}+ik\sin\frac{\omega H}{v_1}}. \qquad (2.16)$$

В (2.16) разделяя действительную и мнимую части, для *действительной части получим:*

$$F_1(t)=\frac{2\cos\frac{\omega H}{v_1}}{\cos^2\frac{\omega H}{v_1}+k^2\sin^2\frac{\omega H}{v_1}}\cos\omega t+ \\ +\frac{2k\sin\frac{\omega H}{v_1}}{\cos^2\frac{\omega H}{v_1}+k^2\sin^2\frac{\omega H}{v_1}}\sin\omega t \qquad (2.17)$$

или в более наглядном виде:

$$F_1=A_1\sin(\omega t+\varphi_1), \qquad (2.18)$$

где приняты обозначения:

$$A_1=\frac{2}{\sqrt{\cos^2\frac{\omega H}{v_1}+k^2\sin^2\frac{\omega H}{v_1}}} \qquad \operatorname{ctg}\varphi_1=\operatorname{ktg}\frac{\omega H}{v_1}. \qquad (2.19)$$

Аналогичным образом на линии раздела двух слоев, принимая $x=0$, для волны $F_2(t, x)$ получим:

$$F_2=A_2\sin(\omega t+\varphi_2), \qquad (2.20)$$

где

$$A_2=\frac{2\cos\frac{\omega H}{v_1}}{\sqrt{\cos^2\frac{\omega H}{v_1}+k^2\sin^2\frac{\omega H}{v_1}}} \qquad \operatorname{tg}\varphi_2=\operatorname{ktg}\frac{\omega H}{v_1}. \qquad (2.21)$$

Теперь изучим зависимости амплитуд колебаний A_1 и A_2 в зависимости от параметров поверхностного слоя k, H и частоты ω падающей волны (2.1). Так как имеют место соотношения

$$T = 2\pi/\omega, \quad \lambda = v_1 T \tag{2.22}$$

где λ - длина волны в поверхностном слое, то целесообразно в формулах (2.19) и (2.21) выражение $\frac{\omega H}{v_1}$ заменить выражением $2\pi\frac{H}{\lambda}$.

Если $H/\lambda => 0$, то по формулам (2.19) и (2.20) получим A_1=2, A_2=2. Физически это означает, что или мощность поверхностного слоя H ***очень маленькая,*** или длина распространяющей волны λ ***очень большая*** и волна "не замечает" слишком тонкий слой. Поэтому двухслойная среда ведет себя как однослойная, на свободной поверхности которой амплитуда вследствие отраженной волны вдвое больше, чем в падающей волне [88]. Как видно из (2.19), если породы поверхностного слоя менее прочные, чем нижнего слоя, т.е. k<1, в поверхностном слое амплитуды колебаний A_1 увеличивается. Наибольшее усиление происходит когда $\frac{\omega H}{v_1} = \frac{\pi}{2}$, т.е. при $\omega = \frac{\pi v_1}{2H}$ или при $T = \frac{2\pi}{\omega} = \frac{4H}{v_1} = T_{01}$, где T_{01} первый период свободных колебаний поверхностного слоя с мощностью H. Это означает, что наибольшее усиление колебаний происходит при резонансе, когда период падающей волны T совпадает с периодом свободных колебаний поверхностного слоя T_{01}. В этом случае для A_1 имеем

$$A_1 = \frac{2}{k} = \frac{2v_2\rho_2}{v_1\rho_1}. \tag{2.23}$$

С другой стороны, так как величина $H/v_1 = T/4$ - это время прохождения падающей волны по всей глубине поверхностного слоя, то выходит, что если период падающей волны T в 4 раза больше этой продолжительности колебания на поверхности Земли сильно усиливаются. При более прочных породах поверхностного слоя по сравнению с нижним слоем, т.е. при k>1 амплитуды колебания на поверхности Земли понижаются. При этом, наибольшее понижение опять происходит, когда имеет место $\frac{\omega H}{v_1} = \frac{\pi}{2}$ равенство, т.е. при $T=T_{01}$. В общем случае графические зависимости A_1 от k по формуле (2.19) показаны на рис. 2.2. [67]. Из рисунка видно, что влияние коэффициента k существенно только в резонансной зоне; вне этой зоне его влияние не превышает 3-5%.

С прикладной точки зрения большой интерес представляет также отношение амплитуд колебаний на поверхности Земли A_1 и на уровне линии раздела слоев A_2. Согласно формулам (2.19) и (2.21) будем иметь:

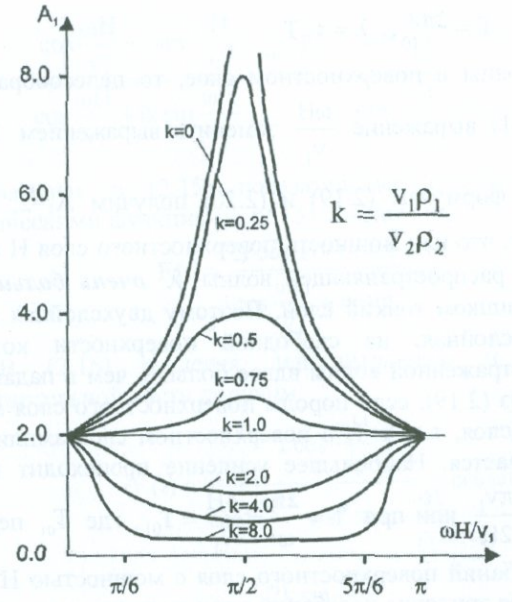


Рис. 2.2. *Усиление или* ослабление амплитуд колебаний на поверхности Земли в зависимости от характеристик слоев k и частоты падающей волны ω. [67]

$$\frac{A_1}{A_2} = \frac{1}{\cos\dfrac{\omega H}{v_1}}, \qquad (2.24)$$

из которой видно, что отношение A_1/A_2 может изменяться от 1 до ∞. Полученные формулы (2.18)-(2.24) дают возможность при любых характеристиках поверхностного слоя и частоты падающей волны определить уровень колебаний на поверхности Земли. В качестве примера определим колебания на поверхности Земли, когда нижний слой представляет *собой плотные породы* со скоростью v_2=1000м/сек и плотностью ρ_2=0.22т·сек^2/м^4 – **полускальные и крупнообломочные грунты**. Будем принимать, что период падающей волны T *с единичной* амплитудой изменяется в большем диапазоне от 0.1 сек до 1.0 сек, наблюдающегося при умеренных землетрясениях. Мощность *поверхностного* слоя H примем равной 30 метров, принятой в нормах по сейсмостойкому строительству многих стран. Будем рассматривать три разных варианта характеристик пород поверхностного слоя:

- v_1= 200 м/сек, ρ_1= 0.16 т·сек^2/м^4, k = 0.14, **рыхлые, насыпные и почвенные грунты**
- v_1= 400 м/сек, ρ_1= 0.18 т·сек^2/м^4, k = 0.32, **глины, суглинки, мелкие пески**
- v_1= 600 м/сек, ρ_1= 0.20 т·сек^2/м^4, k = 0.54, **галечник, гравий, туфы.**

На рис. 2.3 показаны зависимости $A_1(T)$, вычисленные по формуле (2.19). Как видно из рисунка, амплитуды колебаний на поверхности Земли сильно растут для поверхностных слоев с рыхлыми породами, для которых v_1=200-400м/сек; при v_1=600 м/сек, т.е. при поверхностном слое из относительно плотных пород незначительное усиление колебаний на поверхности Земли имеет место только для падающей волны с периодом 0,2; при других периодах, вплоть до 1,0 сек, эффектом усиления можно пренебречь.

Из рисунка также видно, что наибольшее усиление колебаний при рыхлых породах (v_1=200м/сек) поверхностного слоя имеет место не только при совпадении периода T падающей волны с первым периодом T_{01} свободных колебаний поверхностного слоя, но и при меньших и больших от T_{01} значениях T. В данном случае для v_1=200м/сек, H=30м, T_{01}=0.6. Из рис. 2.3 видно, что не только при T=0.6сек, но и при T=0.2сек A_1=14 (усиление в 7 раз), а при T=0.9сек A_1=6.8 (усиление в 3.4 раза). Это свидетельствует о том, что в рыхлых грунтах реальная вероятность локального усиления сейсмического эффекта значительно высока, чем на плотных грунтах.

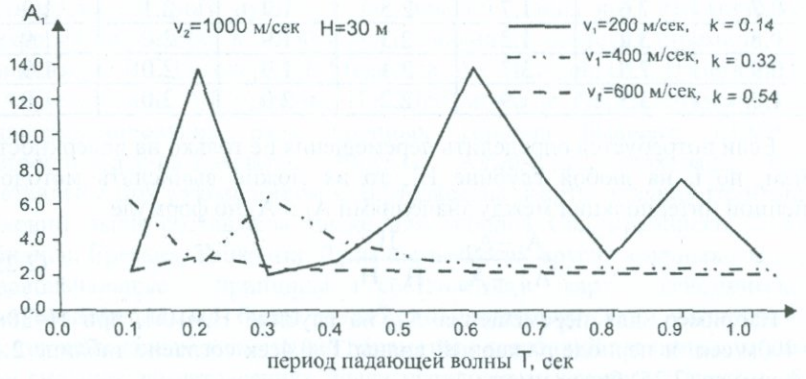


Рис. 2.3. Усиление уровня колебаний на поверхности Земли в зависимости от периода падающей волны T и характеристик слоя.

В табл. 2.1 приведены значения амплитуд A_1 и A_2 для H=30 метрового поверхностного слоя, согласно (2.24), т.е. при

$$A_2 = A_1 \cos\frac{2\pi 30}{Tv_1}.$$

Данные таблицы выявляют одно важное обстоятельство: для тех периодов T падающей волны, при которых на поверхности Земли возникают большие перемещения (A_1), на уровне нижнего слоя они (A_2) почти отсутствуют. Это означает, что для таких вариантов отраженная от поверхности Земли и вновь проникавшая в нижний слой волна гасит

исходную падающую волну. Случаи резонанса в таблице показаны жирными цифрами. Они показывают, что в поверхностных слоях с более прочными породами резонансные усиления на поверхности земли значительно ослабляются – от 13.8 раза для рыхлых пород до 3.0 раза. Кроме того, данная таблица указывает, что в рыхлых поверхностных слоях возможны резонансные усиления на поверхности земли не только по первой форме колебания слоя (T_{01}=0.6сек и T_{01}=0.3сек), но и по второй форме колебания (T_{02}=0.2сек и T_{02}=0.1сек).

Таблица 2.1. Значения амплитуд A_1, A_2

T (сек)	v_1 = 200 м/сек T_{01}=0.6сек		v_1 = 400 м/сек T_{01}=0.3сек		v_1 = 600 м/сек T_{01}=0.2сек	
	A_1	A_2	A_1	A_2	A_1	A_2
0.1	2.0	2.0	**6.2**	0	2.0	2.0
0.2	**13.8**	0	2.7	2.4	**3.0**	0
0.3	2.0	2.0	**6.3**	0	2.7	1.3
0.4	2.81	1.98	4.1	1.6	2.4	1.7
0.5	5.9	1.82	3.1	1.8	2.2	1.8
0.6	**13.8**	0	2.5	1.8	2.1	1.9
0.7	7.6	1.7	2.5	1.9	2.1	1.9
0.8	3.2	1.2	2.3	1.9	2.0	1.9
0.9	7.5	3.7	2.3	1.9	2.0	1.9
1.0	3.3	1.9	2.2	2.0	2.0	1.9

Если потребуется определить перемещения не только на поверхности Земли, но и на любой глубине H_1, то их можно вычислить методом линейной интерполяции между значениями A_1 и A_2 по формуле

$$\frac{A_1 - A_2}{A_{H_1} - A_2} = \frac{H}{H - H_1}. \qquad (2.25)$$

Например, для перемещения A_{10} на глубине H_1=10м, при H=30м, v_1=400м/сек и периоде падающей волны T=0.4сек согласно таблице 2.1, по формуле (2.25) будем иметь:

$$\frac{4.1 - 1.6}{A_{10} - 1.6} = \frac{30}{30 - 10},$$

откуда получим A_{10}=3.26, т.е. на этой глубине коэффициент усиления равен 1.63.

2.2. О сейсмическом микрорайонировании. влияние многослойной поверхностной толщи

В сейсмостойком строительстве кроме карт общего сейсмического районирования (зонирования), пользуются также так называемыми

картами ***сейсмического микрорайонирования***. Они получили большое распространение в основном в бывшем Советском Союзе. Что из себя представляют эти карты. При разработке проектов архитектурно-планировочных решений территорий для новых населенных пунктов или при освоении еще незастроенных территорий городов, а также в стадии подготовки технико-экономических обоснований строительства крупных производственных комплексов (в состав которых входят десятки отдельных объектов) возникает естественная необходимость заранее выделить, в общей, подлежащей застройке территории отдельные зоны, имеющие разные, с точки зрения сейсмической опасности, уровни. **Схематическое изображение территории, разделенной на такие зоны – это и есть карта сейсмического микрорайонирования данной территории.** Как было отмечено выше, уровень сейсмического воздействия обусловлен структурой геологического разреза основания сооружения, поэтому эти карты в основном должны отражать особенности акустических и физико-механических характеристик пород слоев выделенных микрозон, которые в той или иной степени могут повышать или понижать уровень сейсмического воздействия, предусмотренный картой общего сейсмического районирования для данного населенного пункта. К составлению таких карт сейсмического микрорайонирования в 40-60-х годах прошлого столетия стремились их инициаторы В.О.Цшохер, С.В.Медведев, А.Г.Назаров, Ш.Г.Напетваридзе, И.А.Гзелишвили, А.К.Сафарян, Н.В.Шебалин и др. Карты сейсмического микрорайонирования ряда крупных городов бывшего СССР – Петропавловск-на-Камчатке, Фрунзе, Алма-Аты, Ашхабада, были составлены под руководством С.В.Медведева. Карты влияния грунтовых условий были составлены также для городов Сан-Франциско, Токио, Тбилиси, Еревана, Ташкента, Душанбе и многих других крупных городов. Первоначальные принципы составления карт сейсмического микрорайонирования были разработаны при отсутствии полноценных инструментальных регистраций параметров колебаний различных грунтов при сильных землетрясениях. Были предложены некоторые упрощенные схемы учета влияния местных геологических условий, применением которых рассчитывались количественные показатели приращения (в сторону увеличения или уменьшения) уровня сейсмической опасности на общей карте сейсмического районирования (исходная сейсмичность). Так как на картах общего сейсмического районирования уровень исходной сейсмической опасности оценивался целыми **баллами**, то и на картах сейсмического микрорайонирования приращения также указывались целыми единицами балла, округляя их от 0 или до ±1. Таким образом, такой способ учета влияния местных грунтовых условий приводил к увеличению или уменьшению уровня сейсмического воздействия минимально в 2 раза и максимально в 4 раза, так как уровень

сейсмического воздействия при переходе от одного балла к предыдущему или последующему изменяется в два раза. В действительности, при реальных умеренных и сильных землетрясениях такие различия инструментально не регистрируются. То, что грунтовые условия оказывают существенное влияние на колебания на поверхности Земли и на поведение здания, неоспоримо и неоднократно наблюдалось при сильных землетрясениях. И не случайно, что в нормах по сейсмостойкому строительству всех стран имеются специальные коэффициенты грунтовых условий. Для США и РА они были приведены в табл. 1.15 и 1.18. В действительности, сущность сейсмического микрорайонирования – это учет влияния локальных грунтовых условий на усиление или уменьшение сейсмического воздействия на поверхности Земли, о котором подробно остановились в предыдущем параграфе.

С целью выявления более четкой сущности сейсмического микрорайонирования еще раз остановимся на задаче о роли приповерхностной толщи на формирование колебательного процесса на поверхности Земли в более общей постановке.

И так, предположим, что для некоторой небольшой территории данной сейсмической зоны требуется составить карту сейсмического микрорайонирования по вышеописанным принципам. Будем считать, что в результате геотехнических и геофизических изучений получены все инженерно-геологические и физико-механические параметры геологических разрезов исследуемой территории. Естественно, что эти данные позволят составить литологическую колонку для любого вертикального разреза типа, рассмотренного выше в 1.6. В первом приближении примем, что все плоскости колонки имеют горизонтальную направленность. По аналогии с однослойным вариантом в качестве расчетной примем показанную на рис. 2.4 схему, где для упрощения вычислительных операций в отличие от схемы 2.1 для каждого слоя начало координат принято на его верхней плоскости.

Допустим, что из коренных пород в сторону расположения слоев под прямым углом распространяется произвольная поперечная волна f(t).

Волну, проникающую из слоя i+1 в i –ый слой, обозначим через $U_i f(t)$, а волну (отраженную), проникающую из i-1 в i-ый слой, через $D_i f(t)$, где U_i и D_i пока неизвестные коэффициенты. Перемещения слоев $U_i(x,t)$ будут обусловлены падающими и отраженными волнами и выражаться уравнениями:

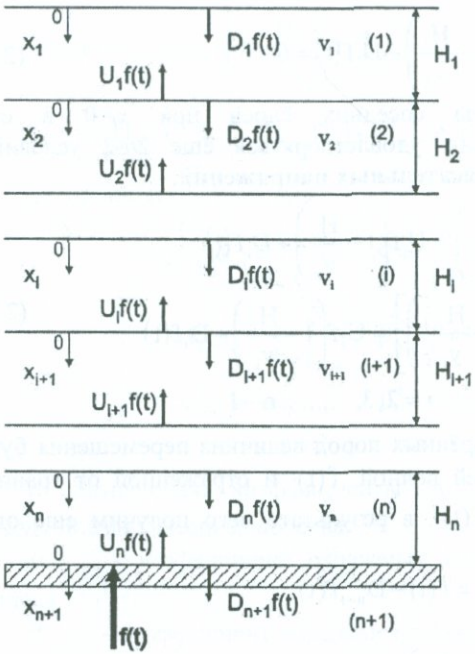


Рис. 2.4. Расчетная схема многослойного литологического разреза [67, 123].

$$
\begin{aligned}
u_1(x,t) &= U_1 f\left(t+\frac{x_1-H_1'}{v_1}\right)+D_1 f\left(t-\frac{x_1}{v_1}\right)\\
u_2(x,t) &= U_2 f\left(t+\frac{x_2-H_2}{v_2}\right)+D_2 f\left(t-\frac{x_2}{v_2}\right)\\
&- \quad - \quad - \quad - \quad - \quad -\\
u_i(x,t) &= U_i f\left(t+\frac{x_i-H_i}{v_i}\right)+D_i f\left(t-\frac{x_i}{v_i}\right)\\
&- \quad - \quad - \quad - \quad - \quad -\\
u_n(x,t) &= f\left(t+\frac{x_n-H_n}{v_n}\right)+D_n f\left(t-\frac{x_n}{v_n}\right)
\end{aligned}
\qquad (2.26)
$$

$$0 \le x_i \le H_i, \qquad i = 1,2...n.$$

Так как поверхность Земли свободна от напряжений, должно иметь место равенство:

$$G_1 \frac{\partial u_1(x_1,t)}{\partial x} = 0, \quad \text{при } x_1 = 0$$

или

$$U_1 f\left(t-\frac{H_1}{v_1}\right)-D_1 f(t)=0. \qquad (2.27)$$

На плоскостях раздела соседних слоев при x_i=0 в силу непрерывности среды должны удовлетворяться еще 2n-2 условий - **равенства перемещений и касательных напряжений**:

$$\begin{aligned} &U_{i-1}f(t)+D_{i-1}f\left(t-\frac{H_{i-1}}{v_{i-1}}\right)=U_i f\left(t-\frac{H_i}{v_i}\right)+D_i f(t)\\ &k_{i-1}\left[U_{i-1}f(t)-D_{i-1}f\left(t-\frac{H_{i-1}}{v_{i-1}}\right)\right]=U_i f\left(t-\frac{H_i}{v_i}\right)-D_i f(t)\\ &\qquad i=2,3,\ \ldots\ldots n-1 \end{aligned} \qquad (2.28)$$

И наконец, на уровне коренных пород величина перемещения будет обусловлена только падающей волной $f(t)$ и отраженной от границы нижнего слоя волной $D_{n+1}f(t)$, в результате чего получим еще одно равенство в виде:

при $x_n = H_n$, $\quad u_n(x,t)=f(t)-D_{n+1}f(t)$

или

$$f(t)+D_n f\left(t-\frac{H_n}{v_n}\right)=f(t)-D_{n+1}f(t). \qquad (2.29)$$

Из полученных уравнений (2.27)-(2.29) получаются следующие 2n выражений для определения коэффициентов D_i и U_i [67, 123]:

для волн, проходящих в первом слое (2 уравнения):

$$\begin{aligned} &D_1 f(t)=U_1 f\left(t-\frac{H_1}{v_1}\right)\\ &U_1 f(t)=\beta_{0,1,2}U_2 f\left(t-\frac{H_2}{v_2}\right)+\alpha^0_{1,2}D_1 f\left(t-\frac{H_1}{v_1}\right), \end{aligned} \qquad (2.30)$$

для волн, проходящих в 2÷(n-1) слоях ((2n-4) уравнения):

$$\begin{aligned} &D_i f(t)=\alpha_{0,i-1,i}U_i f\left(t-\frac{H_i}{v_i}\right)+\beta^0_{i-1,i}D_{i-1}f\left(t-\frac{H_{i-1}}{v_{i-1}}\right)\\ &U_i f(t)=\beta_{0,i,i+1}U_{i+1}f\left(t-\frac{H_{i+1}}{v_{i+1}}\right)+\alpha^0_{i,i+1}D_i f\left(t-\frac{H_i}{v_i}\right)\\ &\qquad i=2,3,\ \ldots\ldots n \quad U_{n+1}=1, \end{aligned} \qquad (2.31)$$

для волн, проходящих в нижнем n-ом слое (2 уравнения):

$$D_n(t) = \alpha_{0,n-1,n} U_n f\left(t - \frac{H_n}{v_n}\right) + \beta^0_{n-1,n} + \beta^0_{n-1,n} D_{n-1} f\left(t - \frac{H_{n-1}}{v_{n-1}}\right)$$

$$U_n(t) = \beta_{0,n,n+1} U_{n+1} f(t) + \alpha^0_{n,n+1} D_n f\left(t - \frac{H_n}{v_n}\right), \qquad (2.32)$$

где приняты обозначения

$$k_{i-1} = \frac{\rho_{i-1} v_{i-1}}{\rho_i v_i}, \quad v_i = \sqrt{\frac{G_i}{\rho_i}}$$

$$\alpha_{0,i-1,i} = \frac{1-k_{i-1}}{1+k_{i-1}}, \quad \beta_{o,i,i+1} = 1 + \alpha_{0,i,i+1} \qquad (2.33)$$

$$\alpha^0_{i,i+1} = -\alpha_{0,i,i+1}, \quad \beta^0_{i-1,i} = 1 - \alpha_{0,i-1,i}$$

$$i = 2,3, \ldots\ldots n-1$$

В обозначениях коэффициенты α_0, β_0 и α^0 и β^0 выражают следующие физические свойства:

$\alpha_{0,i-1,i}$ - коэффициент отражения от нижней границы плоскости раздела,

$\beta_{o,i,i+1}$ - коэффициент передачи от нижнего слоя к верхнему слою по плоскости раздела,

$\alpha^0_{i,i+1}$ - коэффициент отражения от верхней границы плоскости раздела,

$\beta^0_{i-1,i}$ - коэффициент передачи от верхнего слоя к нижнему слою по плоскости раздела.

Полученные уравнения (2.30)-(2.32) позволяют при произвольной падающей от коренных пород волны f(t) и известных параметрах слоев ρ_i, G_i, v_i, H_i вычислить величины перемещений скоростей и ускорений на уровне поверхности Земли $u_1(0,t)$, $u_1'(0,t)$ и $u_1''(0,t)$, а также на уровнях всех слоев $u_i(0,t)$, $u_i'(0,t)$ и $u_i''(0,t)$. А это позволит ответить на главный вопрос задачи сейсмического микрорайонирования – какое влияние оказывают физико-механические и акустические характеристики всех слоев приповерхностной толщи на величину параметров колебаний на поверхности Земли.

Согласно [67] Х. Кобояши применил уравнения (2.26) для 8-слойного неоднородного основания с различными характеристиками, приведенными на рис.2.5.

Вычисленное, по формулам 1-ого раздела, значение периода основной формы колебания рассматриваемого неоднородного основания оказалось равным T_{01}=1сек. Без верхнего почвенного слоя (обычно его

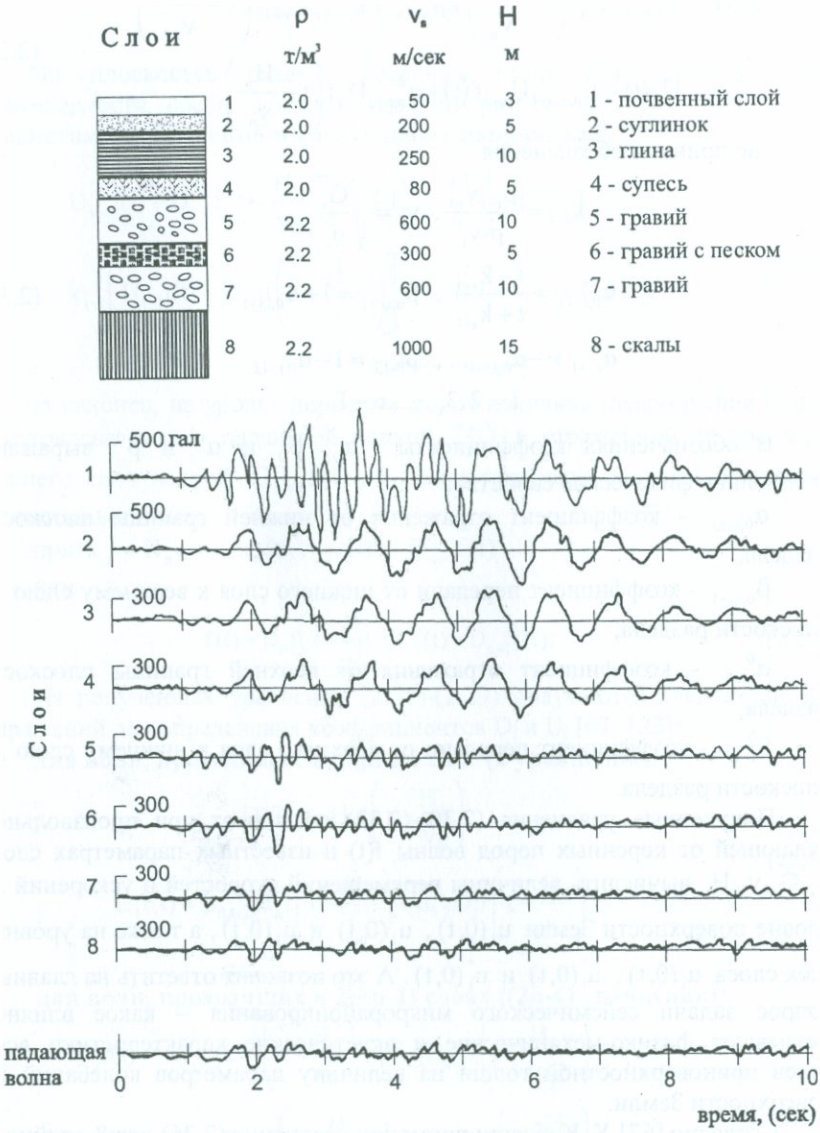


Рис. 2.5. Изменение во времени ускорений различных глубинных слоев при падающей волне для воздействия типа землетрясения в Эль-Центро с условным ускорением 100 галл [67].

удаляют) – T_{01}=0,76сек, что соответствует грунтам III категории по нормам сейсмостойкого строительства РА [97].

В качестве внешнего воздействия была принята падающая поперечная волна для воздействия типа Эль-Центро [67] с максимальным ускорением 100 гал, которая падает к нижнему слою основания. В результате были получены значения ускорений всех слоев, показанные на рис.2.5. Как видно из рисунка, наибольшее увеличение (усиление) ускорения в более чем 10 раза произошло в первом почвенном слое с v_{s1}=50м/сек. Во втором слое на глубине всего 3 метра с v_{s2}=200 м/сек (суглинок) усиление падало до 3,5 раза.

Эти результаты еще раз говорят о целесообразности удаления верхнего почвенного слоя, так как в этом случае основание будущего сооружения, будет подвергаться до 3 раза (в данном случае), меньшим горизонтальным ускорениям.

Решение задачи приобретает значительное прикладное значение, если в качестве падающей волны f(t) принимать гармоническую волну с единичной амплитудой, как это было принято в случае двухслойного основания, т.е. принимать

$$f(t) = 1 \cdot \sin\frac{2\pi}{T}t, \qquad (2.34)$$

где T – период падающей волны, p=1/T – ее частота. Давая периоду T падающей волны разные значения для данной многослойной приповерхностной толщи, можно получить соответствующие ***коэффициенты отклика*** на поверхности Земли $R(T) = u_{1max} / f_{max}$ в случае (2.34) $f_{max} = 1$. По всей вероятности, наибольшие значения R(T) окажутся для тех значений T, которые совпадают с периодами свободных колебаний T_{01}, T_{02}, T_{03} приповерхностного слоя, т.е. при наличии резонансных явлений в приповерхностной толще. Методы определения периодов свободных колебаний T_{01}, T_{02} ... T_{0n} рассмотрено в 1-ом разделе.

Для установления параметров любого геологического разреза (колонки) территории, подлежащей микрорайонированию, потребуется большой объем изыскательных работ и средств. В этом деле наиболее рациональным будет установить такие параметры для тех участков территории, которые имеют на поверхности Земли однотипные обнаженные породы (первый слой) независимо от его мощности и нижних напластований.

Обычно обнаженные на поверхности Земли породы подразделяются на четыре основных типа: скальные, полускальные, рыхлые и мягкие. При этом на подлежащей микрорайонированию территории могут встречаться

различные варианты геологического разреза. Например, для участков со скальными обнажениями мощность скального слоя и структура нижних напластований могут быть разными. В общем случае на территории, подлежащей микрорайонированию, могут встречаться с верхним скальным слоем n-ое количество разных разрезов, а с верхним рыхлым слоем – m разных разрезов. Располагая параметрами всех разрезов данного типа, по описываемой выше методике, строятся зависимости R(T) для каждого разреза, производится их осреднение, в результате получаем одну расчетную зависимость R(T) для данного типа стройплощадки. Таким образом, в итоге для территории, подлежащей микрорайонированию получим четыре графические зависимости R(T) (спектры) для стройплощадок со скальными, полускальными, рыхлыми и мягкими обнаженными породами на поверхности Земли. Напомним, что T – здесь период в секундах падающей от нижних коренных пород гармонической волны **с единичной амплитудой,** поэтому значение R(T) в действительности будет коэффициентом локального усиления или понижения уровня сейсмического воздействия. Преимущество этого способа заключается в том, что он позволяет в результате микрорайонирования данной территории не только определить степень изменения уровня сейсмической опасности в локальной стройплощадке, но и определить действительный уровень сейсмического воздействия на здания и сооружения с различными периодами собственных колебаний, которые предусматриваются возвести на этой площадке. Это вытекает из характера спектров R(T) отклика грунтов. Те значения периода падающей волны T, при которых на спектрах прослеживаются наибольшее или наименьшее значения ординат R, одновременно будут означать, что здания и сооружения с такими же значениями периодов собственных колебаний будут подвергаться наибольшему или наименьшему уровню сейсмического воздействия. Таким образом, осуществленное по вышеизложенной методике микрорайонирование территории (городов, крупных промузлов и электростанций) не только ответит на основной вопрос – для каких локальных стройплощадок имеет место усиление или понижение уровня сейсмической опасности, но на новый неменее важный вопрос – на данной стройплощадке какие здания и сооружения целесообразно возвести с точки зрения обеспечения наиболее благоприятных условий (с меньшими затратами) для их сейсмостойкости. А это, с нашей точки зрения, наиважнейшая задача сейсмостойкого строительства. В качестве примера ниже приводятся результаты исследований по микрорайонированию территории города Сан Франциско, проведенные группой авторов в составе Жака Боатвричта, Линды

Сиикинга и Мануела Бониллы в 1995 году после Ломо-Приетского землетрясения [190]. Грунты всей территории города размерами 14x12 километров, были разделены на следующие четыре основные типы по обнаженным на поверхности Земли породами:

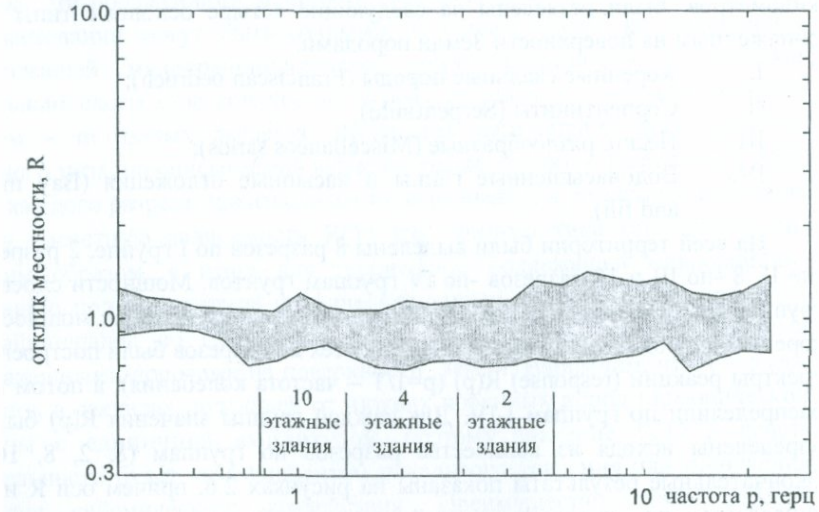
I. Коренные скальные породы (Franciscan bedroch);
II. Серпентиниты (Serpentinite);
III. Пески, разнообразные (Miscellaneos sands);
IV. Водонасыщенные глины и насыпные отложения (Bay mud and fill).

На всей территории были выделены 8 разрезов по I группе, 2 разреза -по II, 8 -по III и 10 разрезов -по IV группам грунтов. Мощности слоев в группах III и IV оказались небольшими – меньше чем 4 метра, мощность коренных пород были до 30 метров. Для всех 28 разрезов были построены спектры реакции (response) R(p) (p=1/T – частота колебания), а потом их распределили по группам I-IV. Для каждой группы значения R(p) были определены исходя из количества разрезов по группам (8, 2, 8, 10). Окончательные результаты показаны на рисунках 2.6, причем оси R и p приведены по логарифмической шкале. Безразмерные значения коэффициента локального усиления R изменяются от 0.3 до 10 раз, а значения (частоты падающей волны) p – от 0.3 герц до 10 герц (для периода падающей волны T соответственно от 3.3сек до 0.1сек). На графиках R(p) штрихованные площади показывают пределы изменения значений R для фиксированного значения p. На оси p на графиках указаны также пределы собственных частот двухэтажных, четырехэтажных и десятиэтажных зданий:

для 2-этажных зданий 2.9÷5.4 герц (0.34÷0.18сек),
для 4-этажных зданий 1.4÷2.9 герц (0.7÷0.34сек),
для 10-этажных зданий 0.78÷1.4 герц (1.28÷0.7сек),

которые позволяют оценить степень усиления или понижения уровня сейсмического воздействия на такие здания, возведенные на грунтах данного типа. Как видно из графиков, для всех трех видов зданий (3-, 4-, 10-этажных), возведенных на грунтах I типа, значения коэффициентов *R* почти равны 1 и изменяются в узком диапазоне от 0.8 до 1.1. А для этих же зданий, возведенных на грунтах IV типа, значения R сильно отличаются друг от друга, достигая от 3.2 раза до 8.5 раза для 10-этажного здания. Это значит, что на грунтах IV типа 10-этажные здания будут подвергаться от 4 до 7.2 раза большему сейсмическому воздействию, чем если бы они были бы возведены на грунтах I типа.

I. Коренные породы (Franciscan bedrock)



II. Серпентиниты (Serpentinite)

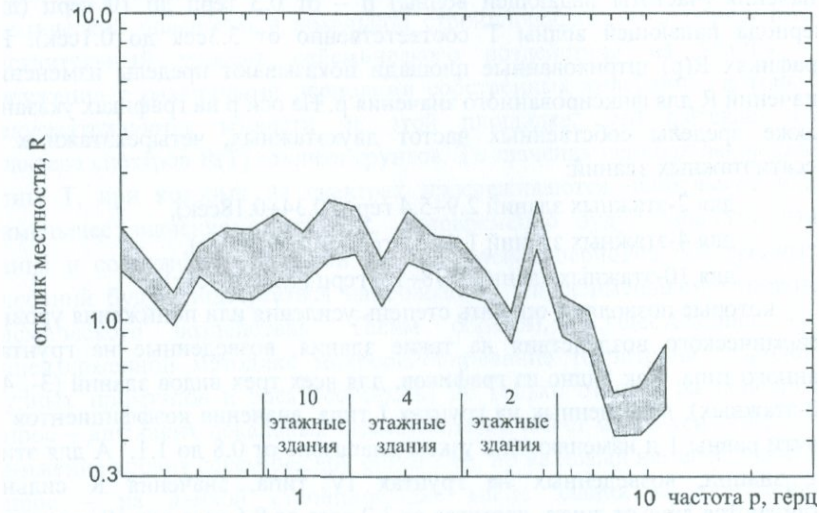
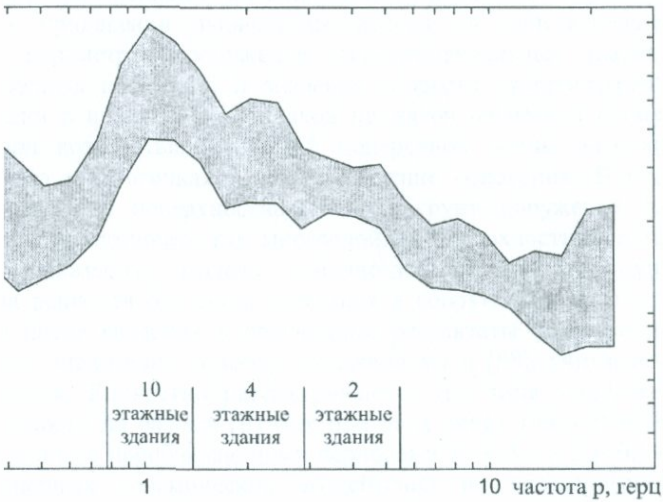


Рис. 2.6. Спектры откликов строительных площадок города Сан Франциско с различными грунтовыми условиями [190].

1 10 частота p, герц

енные глины и насыпные отложения (Bay mud and fill)



ктры откликов строительных площадок города Сан Франциско
с различными грунтовыми условиями [190].

Анализ всех спектров R(p) показывает, что для данной территории (территории города Сан Франциско) на грунтах I типа все здания (по этажности и жесткости), с точки зрения их сейсмостойкости, находятся в благоприятных условиях. На грунтах II типа в наиболее благоприятных условиях находятся здания, имеющие собственную частоту больше чем 4 герца; здания с собственной частотой меньше чем 1 герц на этих грунтах также не будут подвергаться большим сейсмическим воздействиям. Грунты III типа предпочтительны для возведения зданий с собственной частотой меньше 1 герца. И наконец, все здания и сооружения, возведенные на грунтах IV типа, во время землетрясений будут подвергаться дополнительным большим сейсмическим возведениям.

По мнению авторов этих исследований Ж.Боатвричта, Л.Сиикинга и М. Бониллы, уровни повреждений разных зданий, на территории города Сан Франциско, во время Лома Приетского землетрясения 17 октября 1989 года, в основном соответствовали вышеприведенным выводам.

Глава 3. ВЗАИМОДЕЙСТВИЕ СЕЙСМИЧЕСКИХ ВОЛН С СООРУЖЕНИЕМ

3.1. Постановка задачи

Инструментально установлено, что при сейсмических воздействиях большое влияние на динамические реакции сооружения оказывает эффект взаимодействия сооружения с грунтом, которое оценивается сравнением величин записей перемещений (ускорений, скоростей) в основании сооружения со значениями, полученными на свободном грунте вне здания [92]. Целью приведенных ниже исследований, выполненные совместно с В.А. Амбарцумяном и А.Г. Саркисяном [123], является учет слоистости грунтового основания и получение более простых инженерных формул для определения динамических реакций сооружений различной жесткости с учетом взаимодействия. Грунт основания, как и в предыдущей части, принимается в виде горизонтального поверхностного слоя, лежащего на коренных породах. Коренные породы идеализируются в виде однородного, изотропного упругого полупространства. Поверхностный слой принимается как однородным и изотропным так и неоднородным слоистым. Сооружение в виде сдвигаемого бруса заменяется эквивалентным слоем с приведенными значениями модуля сдвига и плотности. Коэффициенты приведения выбираются исходя из действительных динамических параметров сооружения: экспериментальных значений периодов свободных колебаний и значения скорости распространения волн деформации в них [109]. При такой принятой расчетной схеме в сооружении под воздействием плоской поперечной волны возникает волновая картина, аналогичная волновой картине основания. В итоге получаем, что систему поверхностный слой и грунт-сооружение фактически можно рассматривать как многослойная поверхностная толща. Принимается одномерная модель линейно-деформируемого грунта. Задача сначала решается без учета затухания в сооружении и в грунте основания, но после введения в полученные результаты комплексного волнового числа аналогично способу, изложенному в [88], учитывается влияние затухания. Конкретно рассматриваются три типа сооружения различной жесткости на разных грунтах при двух типах гармонической сейсмической волны с преобладающими периодами T_0=0.3 с и T_0= 0.6 с и при нестационарных сейсмических воздействий по акселерограмме реального землетрясения. Такая постановка дает возможность найти оптимальные соотношения жесткости грунта (категории по сейсмическим свойствам) и сооружения (период свободного тон свободных колебаний),

т. е. целесообразность возведения того или иного сооружения на заданных грунтовых условиях.

3.2. Взаимодействие сооружения со слоистым основанием при стационарных воздействиях

Рассмотрим колебания сооружения, расчетная схема которого представляется в виде системы с распределенными параметрами (в виде сдвигаемого бруса) с приведенной плотностью ρ_0, скоростью распространения поперечных волн сдвига v_0 и модулем сдвига G_0. Грунт слоя предполагается однородным постоянной толщины H_1, плотностью ρ_1, скоростью распространения поперечных волн v_1 и модулем сдвига G_1. Упругое полупространство соответственно имеет характеристики ρ_2, v_2,G_2. Предполагается, что перемещение точек фундамента сооружения полностью совпадают с перемещением точек на верхней грани слоя.

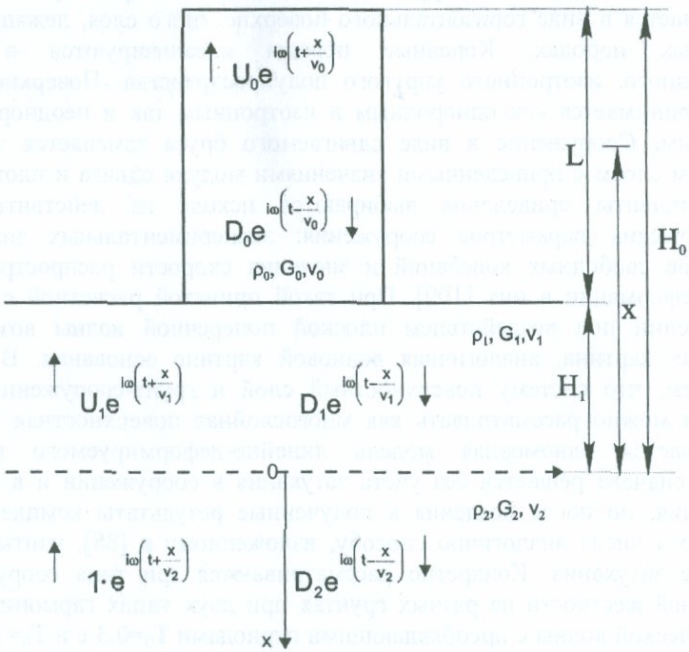


Рис. 3.1. Условная схема сооружения и слоистого основания

Предположим, что от подстилающих коренных пород вертикально вверх движется гармоническая поперечная волна с единичной амплитудой и круговой частотой ω:

$$f(x,t)=1\cdot e^{i\omega\left(t+\frac{x}{v_2}\right)}$$

При этом отраженные и проходящие волны от границ x=0, x=-H_1 и x=-H_0 также будут поперечными гармоническими с частотой ω (рис. 3.1).

Таким образом в здании, поверхностном слое и в нижнем слое движение частиц будут описывается следующими уравнениями:

$$\begin{aligned} F_0(x,t)&= U_0 e^{i\omega\left(t+\frac{x}{v_0}\right)}+D_0 e^{i\omega\left(t-\frac{x}{v_0}\right)}\\ F_1(x,t)&= U_1 e^{i\omega\left(t+\frac{x}{v_1}\right)}+D_1 e^{i\omega\left(t-\frac{x}{v_1}\right)}\\ F_2(x,t)&= 1\cdot e^{i\omega\left(t+\frac{x}{v_2}\right)}+D_2 e^{i\omega\left(t-\frac{x}{v_2}\right)} \end{aligned} \qquad (3.1)$$

Коэффициенты U_0, D_0 ,U_1, D_1 и D_2 определяются из аналогичных условий типа (2.7) и (2.8) предыдущей главы. В данном случае к указанным условиям необходимо добавить еще условии о равенстве перемещений и скоростей точек на линии раздела сооружения и поверхностного слоя (см. также ниже в подразделе 3.3). Определяя из системы 5 алгебраических условий значения коэффициентов U_0, D_0 ,U_1, D_1 и D_2 получим полные значения перемещений (3.1). В частности для перемещения сооружения $F_0(x,t)$ после ряда преобразований получим:

$$F_0(x,t)=F_0(x)e^{i(\omega t-\gamma_0)} \qquad (3.2)$$

где

$$F_0(x)=\frac{1}{\sqrt{2(a^2+b^2)}}\cos[\omega(L-L_x)/v_0] \qquad (3.2a)$$

где

$$\begin{aligned} a&=\cos(\omega H_1/v_1)\cos(\omega L/v_0)-k_0\sin(\omega H_1/v_1)\sin(\omega L/v_0)\\ b&=k_1k_0\cos(\omega H_1/v_1)\sin(\omega L/v_0)+k_1\sin(\omega H_1/v_1)/\cos(\omega L/v_0) \end{aligned} \qquad (3.3)$$

$$\gamma_0=\operatorname{arctg}(b/a),\quad k_1=\rho_1v_1/\rho_2v_2,\quad k_0=\rho_0v_0/\rho_1v_1,$$

$$L_x=x-H_1,\ L=H_0-H_1$$

Эти результаты получены для случая, когда затухание отсутствует. Последнее как отмечалось выше, учитывается введением комплексного волнового числа $k^j=k^{j1}-ik^{j2}(j=0;1)$, где k^{j2} обусловливает затухание. Коэффициенты k^{j1} и k^{j2} определяется из системы уравнений [88]

$$k^{j1^2}-k^{j2^2}=\frac{\omega^2}{v_j^2\left(1+\left(\Psi_j/2\pi\right)^2\right)},$$

$$2k^{j1}k^{j2} = \frac{\omega^2\left(\Psi_j/2\pi\right)}{v_j^2\left(1+\left(\Psi_j/2\pi\right)^2\right)} \qquad (3.4)$$

Здесь $\Psi_j/2\pi$-коэффициент поглощения j-го слоя, который можно также представить в виде

$$\Psi_j/2\pi = \Psi_j\omega/2\pi\omega = G_j\Psi_j\omega/2\pi\omega G_j = \eta_j\omega/G_j = \theta_j\omega, \quad \delta_i = 2\psi_i, \qquad (3.5)$$

где ω-круговая частота падающей гармонической волны; $\eta_j=\dot{G}_j\Psi_j/2\pi\omega$ - эквивалентный коэффициент вязкости условной среды с последствием; $\theta=\eta_j/G_j$ — время последствия, δ_i -декремент колебания.

Полагая волновое число ($k^j= \omega/G_j$, j=0.1) комплексным, после соответствующих преобразований получим

$$F_0(x,t) = |F_0(x)|e^{i[\omega t+(\gamma_1-\gamma_2)]} \qquad (3.6)$$

где

$$F_0(x) = 4\sqrt{\frac{E^2+M^2}{(A+B)^2+(C+D)^2}} \qquad (3.7)$$

Здесь приняты следующие обозначения:

$$E = \cos\left[k^{01}(L-L_x)\right]\mathrm{ch}\left[k^{02}(L-L_x)\right],$$

$$M = \sin\left[k^{01}(L-L_x)\right]\mathrm{sh}\left[k^{02}(L-L_x)\right],$$

$$A = (1+k_0)\cos\left(H_1k^{11}+Lk^{01}\right)\left[\mathrm{ch}\left(H_1k^{12}+Lk^{02}\right)+k_1\,\mathrm{sh}\left(H_1k^{12}+Lk^{02}\right)\right],$$

$$B = (1-k_0)\cos\left(H_1k^{11}-Lk^{01}\right)\left[\mathrm{ch}\left(H_1k^{12}+Lk^{02}\right)+k_1\,\mathrm{sh}\left(H_1k^{12}-Lk^{02}\right)\right], \qquad (3.7a)$$

$$C = (1+k_0)\sin\left(H_1k^{11}+Lk^{01}\right)\left[\mathrm{sh}\left(H_1k^{12}+Lk^{02}\right)+k_1\,\mathrm{ch}\left(H_1k^{12}+Lk^{02}\right)\right],$$

$$D = (1-k_0)\sin\left(H_1k^{11}-Lk^{01}\right)\left[\mathrm{sh}\left(H_1k^{12}-Lk^{02}\right)+k_1\,\mathrm{ch}\left(H_1k^{12}-Lk^{02}\right)\right],$$

$$\gamma_1 = \mathrm{arctg}\ M/E, \quad \gamma_2 = \mathrm{arctg}\ (C+D)/(A+B).$$

С помощью формулы (3.6) легко определяются также скорость, ускорение и напряжение сдвига на любой высоте сооружения.

Принимаем, что все рассматриваемые сооружения имеют высоту 36 м. Периоды основного тона T_1 соответственно составляют 0.17; 0.48 и 1.2 с, скорости v_0 распространения поперечных волн -850, 300 и 120 м/с, приведенные ρ_0 плотности — 0.363; 0.358 и 0.35 т/м^2, коэффициенты поглощения Ψ_0— 0.65; 0.55 и 0.45. Поверхностный слой принимается толщиной H_1=60м. Рассматривались как жесткие, так и податливые грунты (слои) с широким диапазоном изменения характеристик скорости v_1 распространения волн сдвига — 200, 400, 600, 800, 1000, 1200 м/с, соответственно плотности ρ_1 грунта — 1.6; 1.8; 2.0; 2.2; 2.2; 2.2 т/м^3 и

коэффициенты поглощения Ψ_1— 1.22; 0.8; 0.3; 0.1; 0.1; 0.1. Характеристики полупространства следующие: ρ_2 =2.2 т/м^3, v_2 = 1000 м/с. Период падающей волны $T_0 = 2\pi/\omega$ изменяется 0.1 сек до 1.8 сек.

По формуле (3.7) вычислены амплитуды перемещений (или соответствующие коэффициенты усиления, так как амплитуда падающей волны принята равной 1) на уровнях контакта сооружения с грунтом и в верхнем сечении сооружения. Вычислены также перемещения на поверхности грунта основания при отсутствии сооружения. На рис. 3.2—3.5 построены амплитудные спектры перемещений на свободной поверхности слоя, на уровне контакта основания с сооружением, в среднем и верхнем уровнях сооружения. Как видно из рисунка 3.2 при отсутствия сооружения спектр усиления уровня колебания на

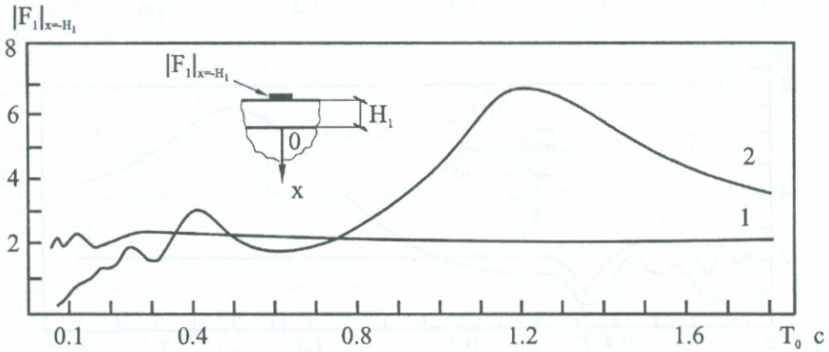


Рис. 3.2. Амплитудный спектр перемещений
на свободной поверхности слоя (без сооружения)
1 — жесткий грунт (v_1 = 800 м/с) ;
2 — податливый грунт (v_1 = 200 м/с)

поверхности земли имеет такой же характер, какой был получен в предыдущей главе (рис. 2.3). При жестком слое (v_1=800 м/с) при всех значениях периода падающей волны усиление почти не наблюдается. При мягком слое (v_1=200 м/с) наибольшее усиление наблюдается при падающей волне с периодом около 1.2 с, что совпадает в периодом свободных колебаний слоя, равное $4H_1/v_1 = 4 \cdot 60/200 = 1.2$ с, т.е. при резонансных колебаниях в слое. При этом, как видно из сравнения рис. 2.3 и 3.2, учет затухания колебаний привела к уменьшению амплитуды в 14/7=2 раза.

Из рисунка 3.3 видно, что наличие сооружения почти не влияет на величину усиления (с периодом T_1=0.17 или T_1=0.48 с) но увеличение амплитуды колебаний грунта наступает уже при более больших периодах (около 1.4 с) падающей волны. Это естественно так как система «грунт-

сооружение» становится более «гибким» чем грунт без сооружения. На рисунке 3.4, 3.5 показаны реакция сооружения (на среднем и верхнем

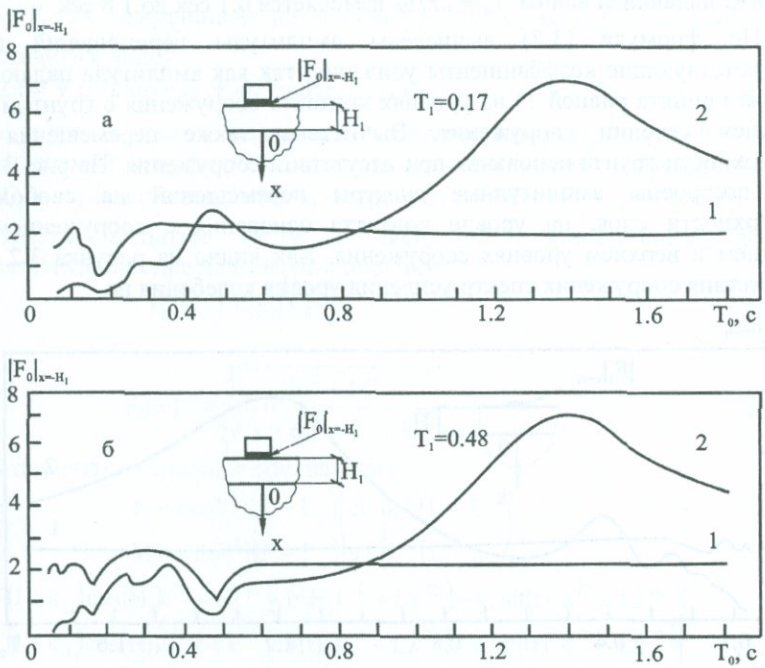


Рис. 3.3. Амплитудный спектр перемещений грунта основания на уровне контакта с сооружением **а** — сооружение с периодом основного тона T_1=0.17 с; **б** — сооружение с периодом основного тона T_1=0.48 с; 1 - жесткий грунт (v_1 = 800 м/с) ; 2 - податливый грунт (v_1 = 200 м/с)

уровнях) на гармоническое воздействие от коренных пород от 0.1 с до 1.8 с.

Из рисунков 3.4 и 3.5 видно, что сооружение, находящееся на жестком грунте (кривая *1*, v_1= 800 м/с), имеет в 2 и более раза большие перемещения, чем на податливом основании (кривая *2*, v_1 = 200 м/с). Жесткие массивные сооружения на податливом основании смещаются практически как единое целое, что обусловливает небольшие величины усилий в элементах конструкции. По полученным данным построены зависимости коэффициента взаимодействия (отношение реакции в основании сооружения $|F_0|_{x=-H_1}$ на реакцию свободной поверхности при

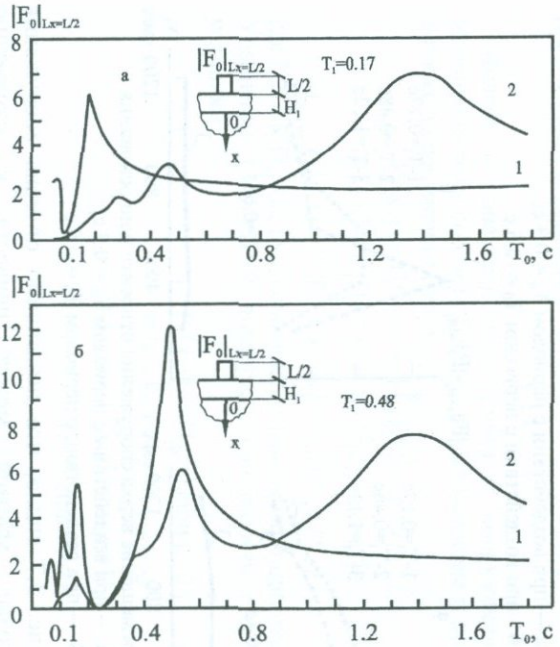


Рис. 3.4. Амплитудный спектр на среднем сечении сооружения
а — сооружение с периодом 0.17 с;
б — сооружение с периодом 0.48 с;
1 — жесткий грунт основания (v_1 = 800 м/с);
2 — податливый грунт основания (v_1 = 200 м/с)

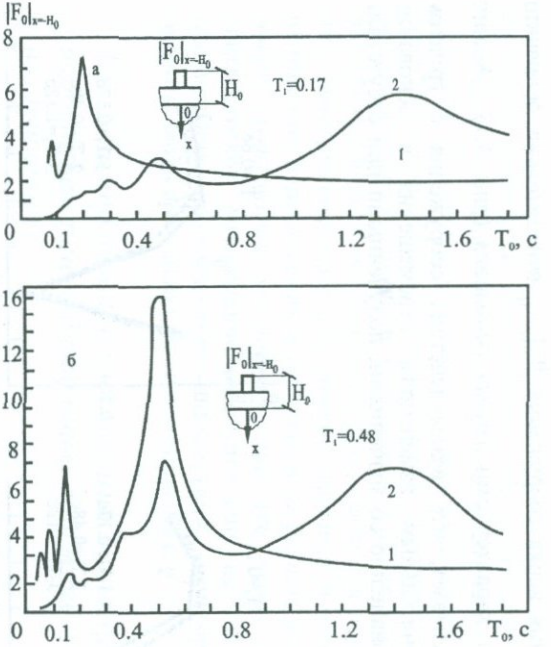


Рис. 3.5. Амплитудный спектр перемещений на уровне верха сооружения
а — сооружения с периодом 0.17 с; **б** - 0.48 с;
1 - жесткий грунт (v_1= 800 м/с) ;
2 -податливый грунт (v_1 = 200 м/с)

отсутствии сооружения $|F_1|_{x=-H_1}$) от характеристик грунта основания (рис. 3.6) и перемещения верха сооружения $|F_0|_{x=-H_1}$ относительно основания $|F_0|_{x=-H_1}$ также от характеристик грунта основания (рис. 3.7). Анализ результатов показывает, что взаимодействие сооружения с грунтом приводит к значительным изменениям перемещения в основании сооружения по сравнению со значениями, полученными при отсутствии сооружения.

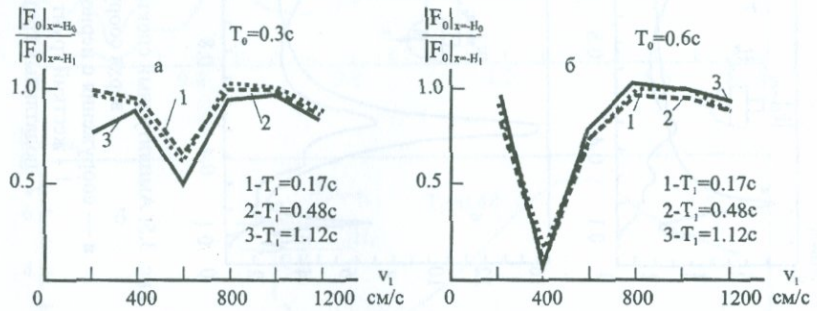


Рис. 3.6. Зависимость коэффициента взаимодействия от скорости волн сдвига v_1
а — при воздействии с периодом T_0 = 0.3 с;
б - при воздействии с периодом T_0 = 0.6 с

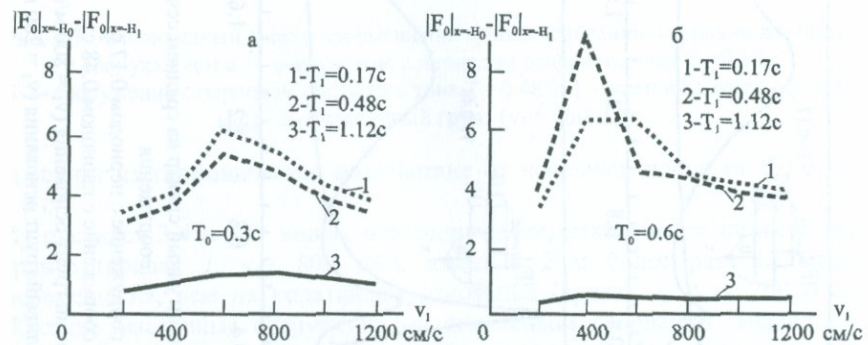


Рис. 3.7. Перемещение верха сооружения относительно основания
а — при воздействии с периодом T_0 = 0.3 с;
б — при воздействии с периодом T_0 = 0.6 с

Кроме того, из рис. 3.7 видно, что независимо от типа сооружения изменение грунтовых условий может привести к изменению

относительных перемещений верха сооружения $\left|F_0\right|_{x=-H_0} - \left|F_0\right|_{x=-H_1}$, которые обусловливают величины усилий в элементах конструкции, примерно в два раза. Это означает, что различные грунтовые условия независимо от типа землетрясения и характеристик сооружений могут привести к изменению сейсмического воздействия на сооружения в пределах одного балла. Отсюда важный практический вывод - сейсмическое микрорайонирование (установление расчетной сейсмичности для данной площадки) целесообразно произвести для конкретного сооружения. **Инструментально или иными другими путями установленные отношения перемещений и ускорений на разных площадках с различными грунтовыми условиями (как это часто производится при сейсмическом микрорайонировании) еще не говорят о таких же отношениях сейсмического воздействия на сооружения, которые должны быть возведены на этих площадках.**

3.3. Взаимодействие сооружений с многослойным основанием при произвольных сейсмических воздействиях

Пусть от подстилающих пород вертикально вверх движется волна произвольного характера

$$f\left(t + x/v_2\right).$$

Модель и характеристики грунта и сооружения остаются те же. Уравнения волн соответственно в подстилающем и поверхностном слоях, а также в сооружении будут

$$F_2(x,t) = f\left(t + x/v_2\right) + D_2 f\left(t - x/v_2\right) \tag{3.8}$$

$$F_1(x,t) = U_1 f\left(t + x/v_1\right) + D_1 f\left(t - x/v_1\right) \tag{3.9}$$

$$F_0(x,t) = U_0 f\left(t + x/v_0\right) + D_0 f\left(t - x/v_0\right) \tag{3.10}$$

где D_2, U_1, D_1, U_0, D_0 - пока неизвестные коэффициенты.

Уравнение (3.8)-(3.10) должны удовлетворять следующим граничным условиям:

$$F_2(x,t) = F_1(x,t) \text{ при } x=0$$

$$F_2'(x,t) = F_1'(x,t) \text{ при } x=0$$

$$F_0(x,t) = F_1(x,t) \text{ при } x=-H_1$$

$$F_0'(x,t) = F_0'(x,t) \text{ при } x=-H_1$$

$$G_0 \frac{\partial F_0}{\partial x} \text{ при } x=-H_0$$

Удовлетворяя граничным условиям получим следующие уравнения

$$U_1 + D_1 = 1 + D_2,$$

$$k_1(U_1 - D_1) = 1 - D_2,$$

$$U_1 f(t - H_1/v_1) + D_1 f(t + H_1/v_1) = U_0 f(t - H_1/v_0) + D_0 f(t + H_1/v_0) \quad (3.11)$$

$$[U_1 f'(t - H_1/v_1) - D_1 f'(t + H_1/v_1)]/k_0 = U_0 f'(t - H_1/v_0) - D_0 f'(t + H_1/v_0)$$

$$U_0 f'(t - H_0/v_0) - D_0 f'(t + H_0/v_0) = 0$$

Интегрируя последние два уравнения и принимая во внимание следующее начальное условие:

$$t=0\ ,\ f(t \pm x/v_j) = 0,$$

получаем

$$[U_1 f(t - H_1/v_1) - D\ f(t + H_1/v_1)]/k_0 = \\ = U_0 f(t - H_1/v_0) - D_0 f(t + H_1/v_0) \quad (3.12)$$

Совместно решив остальные уравнения (3.11) с уравнениями (3.12), найдем неизвестные коэффициенты

$$U_0 = Lf(t + H_1/v_1) f(t - H_1/v_1) \times \\ \times \{k_0[(1+k_1) f(t + H_1/v_1) - (1-k_1) f(t - H_1/v_1)]A + \\ + [(1+k_1) f(t + H_1/v_1) + (1-k_1) f(t - H_1/v_1)]B\} \quad (3.13)$$

$$D_0 = U_0 f(t - H_0/v_0)/f(t + H_0/v_0) \quad (3.14)$$

$$D_1 = 2f(t - H_1/v_1)(B - k_0 A) \times \\ \times \{k_0[(1+k_1) f(t + H_1/v_1) - (1-k_1) f(t - H_1/v_1)]A + \\ + [(1+k_1) f(t + H_1/v_1) + (1-k_1) f(t - H_1/v_1)]B\} \quad (3.15)$$

$$U_1 = 2/(1+k_1) - D_1(1-k_1)/(1+k_1)$$

$$D_2 = (1-k_1)/(1+k_1) + 2D_1 k_1/(1+k_1) \quad (3.16)$$

где приняты следующие обозначения:

$$A = f(t - H_1/v_0) - f(t - H_0/v_0) f(t + H_0/v_0)/f(t + H_0/v_0),$$

$$B = f(t - H_1/v_0) + f(t - H_0/v_0) f(t + H_1/v_0)/f(t + H_0/v_0),$$

После подстановки полученных значений неизвестных коэффициентов в (3.8), (3.9) и (3.10) окончательно получаем уравнения волн в слоях и сооружении. В частности, для сооружения из (3.10) получим

$$F_0(x,t) = U_0[f(t + x/v_0) + f(t - H_0/v_0) f(t - x/v_0)/f(t + H_0/v_0)] \quad (3.17)$$

где U_0 определяется формулой (3.13). С помощью (3.17) определяется реакция на любом уровне сооружения при произвольном возмущении основания. Например, при $x = -H_0$ имеем

$$|F_0(x,t)|_{x=-H_0} = 2U_0 f(t - H_0/v_0) \quad (3.18)$$

Теперь рассмотрим более общую задачу — когда поверхностный слой сложен из нескольких пластов. Снова предполагаем, что свойства среды постоянны внутри каждого слоя мощностью H_i и представлены плотностью ρ_i, скоростью распространения поперечных волн v_i и модулем сдвига G_i. Количество слоев (пластов) равно n (рис. 3.8).

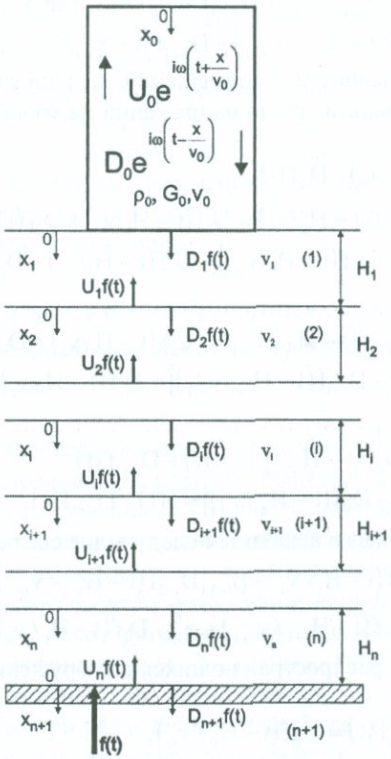


Рис. 3.8. Общая схема многослойного основания и сооружения

Предположим, что от коренных (подстилающих) пород вертикально вверх движется волна произвольного характера. Тогда согласно принятой расчетной схеме (модели) имеем: $U_{n+1}(t)=f(t)$ - волна, входящая в поверхностный слой; $U_if(t)$ -волна, которая распространяется вверх от границы i-го и (i + 1)-го слоев; $D_if(t)$ - волна, которая распространяется вниз от границы (i - 1) -го и i-го слоев. Здесь U_i и D_i - неизвестные функции.

Уравнения волн в слоях и сооружениях будут:

$$F_0(x,t)=U_0f(t+x_1/v_0)+D_0f(t-x_0/v_0),\quad \text{где } x_1=x_0-H_0 \tag{3.19}$$

$$F_1(x,t)=U_1f(t+x_2/v_1)+D_1f(t-x_1/v_1),\quad \text{где } x_2=x_1-H_1 \tag{3.20}$$

.....

$$F_i(x,t)=U_if(t+x_{i+1}/v_i)+D_if(t-x_i/v_i),\quad \text{где } x_{i+1}=x_i-H_i \tag{3.21}$$

.....

$$F_n(x,t)=U_nf(t+x_{n+1}/v_n)+D_nf(t-x_n/v_n),\ \text{где } x_{n+1}=x_n-H_n \tag{3.22}$$

$$F_{n+1}(x,t)=U_{n+1}f(t+x_{n+1}/v_{n+1})+D_{n+1}f(t-x_{n+1}/v_{n+1}). \tag{3.23}$$

Из условий неразрывности перемещений и напряжений на границах контакта слоев и равенства нулю напряжений на уровне верха сооружения (x_0=0) получаем

$$x_0=0,\quad U_0f(t-H_0/v_0)-D_0f(t),$$

$$x_1=0,\quad \begin{cases}U_0f(t)+D_0f(t-H_0/v_0)=U_1f(t-H_1/v_1)+D_1f(t)\\ k_0\left[U_0f(t)-D_0f(t-H_0/v_0)\right]=U_1f(t-H_1/v_1)-D_1f(t)\end{cases}$$

.....

$$x_i=0,\quad \begin{cases}U_{i-1}f(t)+D_{i-1}f(t-H_{i-1}/v_{i-1})=U_if(t-H_i/v_i)+D_if(t)\\ k_{i-1}\left[U_{i-1}f(t)-D_{i-1}f(t-H_{i-1}/v_{i-1})\right]=U_if(t-H_i/v_i)-D_if(t)\end{cases} \tag{3.24}$$

.....

$$x_{n+1}=0,\quad \begin{cases}U_nf(t)+D_nf(t-H_n/v_n)=f(t)+D_{n+1}f(t)\\ k_n\left[U_nf(t)-D_nf(t-H_{n1}/v_n)\right]=f(t)-D_{n+1}f(t)\end{cases}.$$

Из уравнений (3.24) легко выводятся следующие соотношения:

$$D_if(t)=\alpha_{0,i-1,i}U_if(t-H_i/v_i)+\beta^0_{i-1,i}D_{i-1}f(t-H_{i-1}/v_{i-1}),$$

$$U_if(t)=\beta_{0,i,i+1}U_{i+1}f(t-H_{i+1}/v_{i+1})+\alpha^0_{i,i+1}D_if(t-H_i/v_i). \tag{3.25}$$

Конкретно для волн, распространяющихся в сооружении:

$$D_0f(t)=U_0f(t-H_0/v_0), \tag{3.26}$$

$$U_0f(t)=\beta_{0,0,1}U_1f(t-H_1/v_1)+\alpha^0_{0,1}D_0f(t-H_0/v_0)$$

для волн, распространяющихся в i+(n-1) слоях:

$$D_if(t)=\alpha_{0,i-1,i}U_if(t-H_i/v_i)+\beta^0_{i-1,i}D_{i-1}f(t-H_{i-1}/v_{i-1}), \tag{3.27}$$

$$U_if(t)=\beta_{0,i,i+1}U_{i+1}f(t-H_{i+1}/v_{i+1})+\alpha^0_{i,i+1}D_if(t-H_i/v_i);$$

для волн, распространяющихся в n-м слое:

$$D_nf(t)=\alpha_{0,n-1,n}U_nf(t-H_n/v_n)+\beta^0_{n-1,n}D_{n-1}f(t-H_{n-1}/v_{n-1}), \tag{3.28}$$

$$U_nf(t)=\beta_{0,n,n+1}f(t)+\alpha^0_{n,n+1}D_nf(t-H_n/v_n),$$

где $\alpha_{0,i-1,i} = (1 - k_{i-1})/(1 + k_{i-1})$ -коэффициент отражения от нижней границы (i-1) -го слоя и i-го слоя; $k_{i-1} = \rho_{i-1}v_{i-1}/\rho_i v_i$ - отношение сейсмических жесткостей этих же слоев; $\beta_{0,i,i+1} = 1 + \alpha_{0,i,i+1}$ - коэффициент передачи от нижнего слоя (i + 1) к верхнему слою *i* по плоскости раздела; $\alpha^0_{i,i+1} = -\alpha_{0,i,i+1}$ - коэффициент отражения от верхней границы i-го слоя и (i + 1) -го слоя; $\beta^0_{i-1,i} = 1 - \alpha_{0,i-1,i}$ -коэффициент передачи от верхнего слоя (i- 1) к нижнему слою *i* по плоскости раздела.

Из совместного рассмотрения соотношений (3.26), (3.27) и (3.28) определяются $U_i f(t)$ и $D_i f(t)$ (i=0, 1, 2, ..., n), т.е. уравнения волн на границах всех слоев и сооружений при произвольном возмущении коренных пород. Подставив полученные значения $U_i f(t)$ и $D_i f(t)$ в уравнения (3.19), (3.20), (3.21) и (3.22), найдем уравнения волн на любом уровне каждого слоя и сооружения.

3.4. Исследование взаимодействия сооружения со слоистым основанием по акселерограмме землетрясения

При наличии акселерограммы конкретного землетрясения задача определения неустановившейся реакции решается с помощью решений для установившейся реакции. Сущность метода заключается в следующем: решение задачи о неустановившейся реакции представляется в виде сложения (суперпозиции) соответствующих стационарных решений. Это достигается путем разложения нестационарного воздействия (в данном случае акселерограммы землетрясения) в ряды Фурье с последующим нахождением для отдельных гармоник стационарных решений. *Общее решение задачи* получается путем наложения этих частных решений. Но при разложении в ряд Фурье функции, заданной на конечном интервале, как известно, принимается, что она периодически приложена по всей оси в виде независимой переменной величины, что в нашем случае является нарушением начальных условий, так как сейсмическое воздействие является внезапно начинающимся процессом, до которого система находилась в состоянии покоя. Поэтому для сохранения реальной картины деформированного состояния сооружения необходимо периодически прилагать не саму акселерограмму, а следующую сложную функцию:

$$f(t)=\begin{cases}0,\ 0\le t\le t_0\\ y_0''(t),\ t_0\le t\le t_0+\Delta\\ 0,\ t_0+\Delta<t<2t_0+\Delta\end{cases}\qquad(3.29)$$

где $y_0''(t)$— акселерограмма землетрясения; Δ — ее продолжительность. Промежуток $2t_0$ между акселерограммами выбирается так, чтобы сооружение успело возвратиться в первоначальное недеформированное состояние покоя. Физический механизм возвращения сооружения в состояние покоя обусловлен наличием демпфирования в сооружении и основании. Согласно изложенному выше, разложим (3.29) в ряд Фурье:

$$f(t)=\sum_{n-1}^{\infty}b_n\sin(n\pi t/T)$$

где

$$T=\Delta+2t_0,\ b=(2/T)\int_{t_0}^{t_0+\Delta}y_0''(t)\sin(n\pi t/T)dt\qquad(3.30)$$

При этом f(t) продолжена нечетным образом, чтобы избежать постоянного члена ряда, которому соответствует статическая задача. Для отдельных гармоник разложения (5.30), рассматриваемых как внешнее воздействие, т.е. имеем стационарную задачу, решение которой имеет вид (3.6),

$$F_0(t)=|F_0|\sin[pt+(\gamma_1-\gamma_2)]\qquad(3.31)$$

где $F_0(t)$ — установившаяся реакция на гармоническое возмущение с единичной амплитудой и частотой ω, $|F_0|$— амплитуда этой реакции, вычисляемой по формуле (3.7).

При выборе значений γ_1 и γ_2 в формулах (3.7а) нужно учесть знаки числителей и знаменателей следующим образом: если имеет место комбинация (+)/(-) и (-)/(-), то значения γ_1 и γ_2 вычисляются по формулам

$$\gamma_1=\operatorname{arctg}(M/E+\pi),\ \gamma_2=\operatorname{arctg}[(C+D)/(A+B)+\pi];$$

$$\gamma_1=\operatorname{arctg}(M/E),\ \gamma_2=\operatorname{arctg}[(C+D)/(A+B)].$$

Для отдельных гармоник разложения (3.30) с амплитудами b_n выражение (3.31) примет вид

$$F_0^n=b_n|F_0|_n\sin[\omega_n t+(\gamma_1-\gamma_2)],$$

$$\text{где } t_0\le t\le t_0+\Delta,\ \omega_n=n\pi/T=\pi n/(\Delta+2t_0)\qquad(3.32)$$

Согласно изложенному выше, неустановившуюся реакцию определяем наложением стационарных решений (3.32). Таким образом, для поставленной задачи окончательно получим

$$F_0 = \sum_{n-1}^{\infty} b_n |F_0|_n \sin[\omega_n t + (\gamma_1 - \gamma_2)]. \qquad (3.33)$$

В качестве иллюстрации рассмотрим конкретные примеры. Рассмотрим три типа сооружений различной жесткости при разных грунтах поверхностного слоя. Воздействие принято согласно горизонтальной составляющей S 31 акселерограммы землетрясения в Сан-Джозе от 09.04.1955 г. с максимальным ускорением 0.12g и продолжительностью интенсивного участка Δ = 3 с (рис. 3.9).

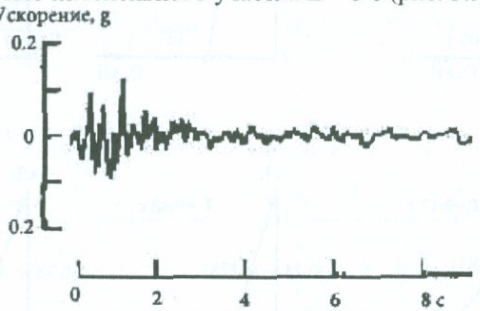


Рис 3.9. Акселерограмма землетрясения от 9.04.1955 г. Сан-Джонс (США)

По формуле (3.30) были вычислены коэффициенты Фурье для 60 первых членов разложения. Для t_0 принималось значение t_0 =1.5 с, при котором получалась удовлетворительная аппроксимация с соблюдением начальных условий.

После этого по формуле (3.33) вычислены реакции (в данном случае ускорения) на уровнях контакта сооружения с грунтом и на четырех сечениях по высоте сооружения. По этим данным построены эпюры поперечных сил Q при различных комбинациях принятых типов сооружений и оснований (рис. 3.10).

Эти значения вычислены также на поверхности грунта основания при отсутствии сооружения, принимая в формуле (3.33) L = 0; L - L_x = 0; k_{01}, = 0; k_{02} = 0 (рис. 3.11 и 3.12). Анализ полученных результатов показывает, что взаимодействие сооружения с грунтом приводит к значительному изменению характера (частотного состава) и максимальных амплитуд колебательного движения грунта (рис. 3.11, 3.12).

Как видно из рис. 3.10 для жестких сооружений ($0.1<T_{01}<0.5$ с) грунтовые условия оказывают существенное влияние на сейсмические воздействия и могут привести к изменению его уровня в пределах 2-3 раза. Для гибких сооружений с $T_{01}\geq 1.2$ с влияние грунтовых условий при рассматриваемых воздействиях не значительно. Оптимальное сочетание сооружения и грунта следующее: **податливый грунт — жесткое сооружение,**

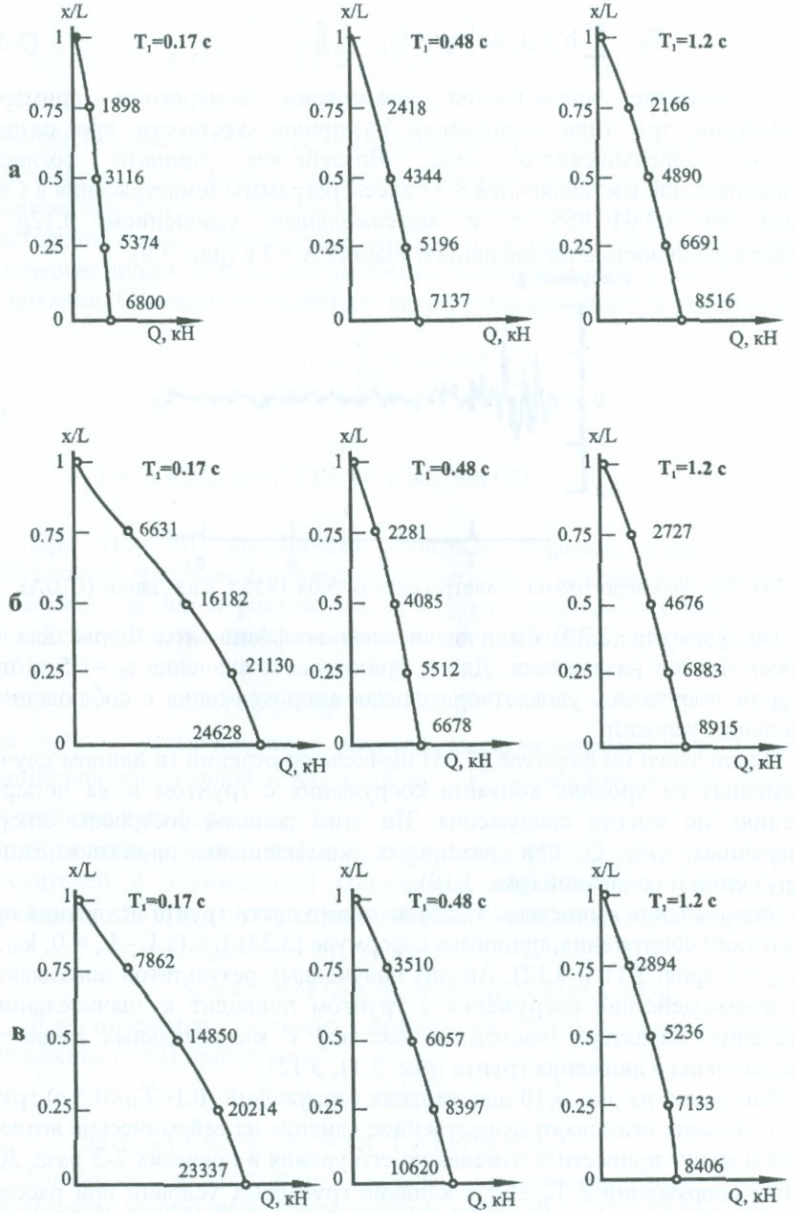


Рис. 3.10. Эпюры поперечных сил Q для различных типов сооружений и грунтов, **а** - v_1 = 200 м/с; **б** - v_1 = 500 м/с; **в** - v_1 = 800 м/с

жесткий грунт — гибкое сооружение. Полученные результаты и анализ многих других исследований по взаимодействию между сооружением и грунтом позволили предположить рекомендации по его учету при нормативном

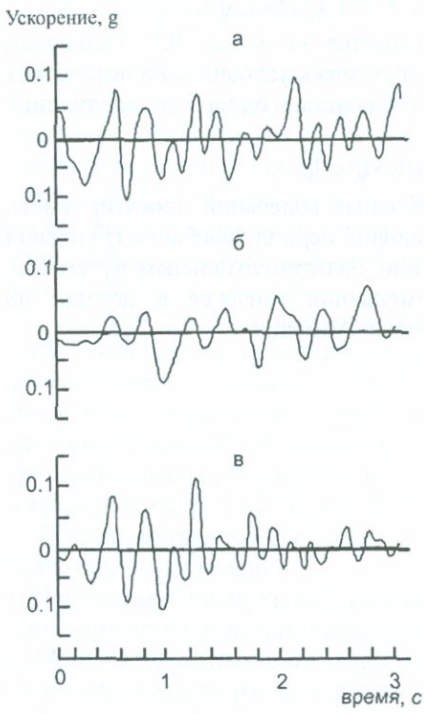


Рис. 3.11 Акселерограммы колебаний
а - на свободной поверхности поверхностного слоя при v_1 = 200 м/с (без сооружения);
б - на уровне контакта сооружения с периодом T_1= 0.17с, при v_1 = 200 м/с;
в - исходная акселерограмма (на уровне коренных пород)

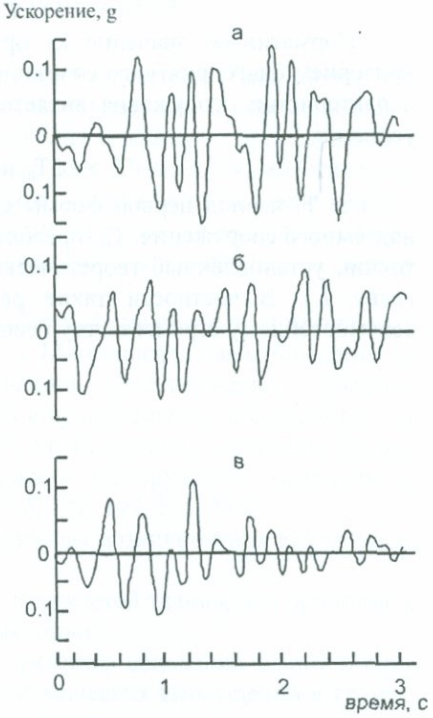


Рис. 3.12 Акселерограммы колебаний
а - на свободной поверхности поверхностного слоя при v_1 = 500 м/с (без сооружения);
б - на уровне контакта сооружения с периодом T_1=0.48с, при v_1 = 500 м/с;
в - исходная акселерограмма (на уровне коренных пород)

определении величин сейсмических сил S_{ki}. Это производится путем умножения значения S_{ki}, вычисленное без учета взаимодействия, на коэффициент взаимодействия k_3 в зависимости от грунтовых условий и периода свободных колебаний сооружения. При этом:

–для всех грунтов и сооружений не зависимо от категорий грунтов и сооружений с периодом свободных колебаний T_1>0.6 с, значение k_3=1

-для грунтов II и III категорий и сооружений с $0.1 \le T_{11} \le 0.6$ с, значение k_3 соответственно определяется по формулам

$$k_3 = 1.2 - 0.2/\sqrt{T_1}\ ,\ k_3 = 1.2 - 0.25/\sqrt{T_1}\ .$$

Нормативное значение k_3 принимается не менее 0.7. Основным критерием благоприятного сочетания грунтовых условий и динамических характеристик сооружения является соблюдение одного из следующих условий:

$$T_1 > 1.5T_{01} \text{ или } 1.5T_1 < T_{01}\ ,$$

где T_1-период первой формы свободных колебаний проектируемого надземного сооружения, T_{01}-преобладающий период колебания грунтовой толщи, установленный теоретически или экспериментальным путем (см. главу 1.). В частности такие рекомендации имеются в нормах по сейсмостойкому строительству Республики Армения.

Глава 4. ВРАЩАТЕЛЬНОЕ ДВИЖЕНИЕ ГРУНТА И КРУТИЛЬНЫЕ КОЛЕБАНИЯ СООРУЖЕНИЙ

4.1. Общие сведения

В процессе деформации грунта во время землетрясения любой его элемент меняет форму и испытывает поступательное перемещение и вращение. Произвольная сейсмическая волна в общем виде представляет суперпозицию поперечных и продольных волн. Полная сейсмологическая информация о землетрясении должна заключать в себе шесть составляющих движений грунта, три из которых определяют вектор поступательного движения, а остальные три составляющие — вектор вращательного движения.

За последние годы накоплена большая информация о поступательных колебаниях грунтов при землетрясениях. Многочисленные наблюдения за последствиями сильных землетрясений подтверждают наличие крутильных деформаций в сооружениях и вращательных движений грунта при землетрясениях. О важности учета вращательного движения грунта при сейсмических воздействиях на здания и сооружения говорится во многих работах [37, 57, 65, 66, 74, 79, 116, 124, 197, 215, 248].

Обычно изучаются две основные причины возникновения крутильных колебаний сооружений:

1. Несовпадение центра масс и центра жесткостей здания, что приводит к эксцентриситету горизонтальных сил инерции.
2. Несинхронное движение отдельных участков основания здания в виду конечной скорости распространения сейсмических возмущений в грунте, т.е. учитывается протяженность здания в плане.

К этим двум основным причинам возникновения крутильных колебаний в зданиях нужно добавить еще вращательное движение основания в горизонтальной плоскости. В этом случае даже в совершенно симметричных и непротяженных зданиях при сейсмических воздействиях возникнут крутильные колебания, которые обусловлены исключительно вращательной составляющей сейсмической волны относительно вертикальной оси здания.

Цель нижеприведенных исследований — получение вращательных составляющих движения грунтового основания и количественная оценка величин реакций зданий при совместном действии вращательных и поступательных составляющих движения основания во время землетрясения.

4.2 Кинематические параметры вращательного движения грунта при землетрясениях

Для регистрации вращательных движений грунта еще не созданы надежные инструменты, поэтому реальные регистрации таких движений во время реальных землетрясений пока отсутствуют. Их можно получить косвенным путем, исходя из основных *уравнений теории упругости*, используя реальные записи движения грунта по двум взаимоперпендикулярным направлениям. Для этого рассмотрим пространственное напряженно-деформированное состояние элементарного тела (грунта) упругой среды, как это показано на рис.4.1 [124].

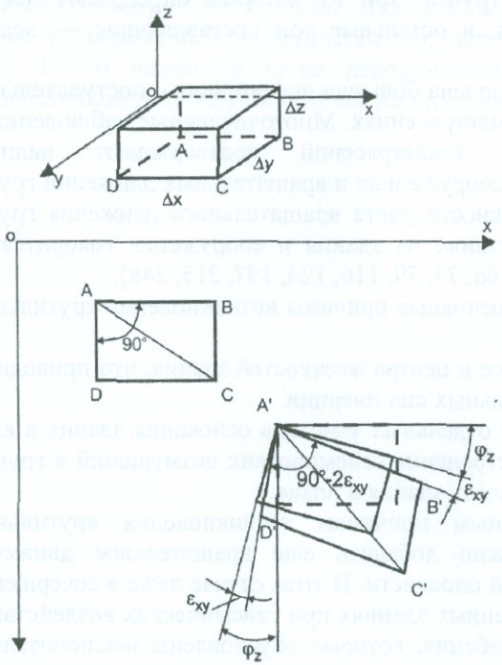


Рис. 4.1. Крутильные деформации элемента грунта. Не деформированное состояние прямоугольника ABCD в процессе землетрясения принимает вид косоугольника A'B'C'D'.

Принимаем, что плоскость **oxy** совпадает с плоскостью поверхности Земли. Если перемещения точки A элементарного тела в процессе деформации обозначить через x_0, y_0, z_0, то соответствующие перемещения x_0', y_0' и z_0' в новом ее положении A' можно будет представить следующим образом [100]:

$$x_0' - x_0 = \frac{\partial x_0}{\partial x}\Delta x + \frac{\partial x_0}{\partial y}\Delta y + \frac{\partial x_0}{\partial z}\Delta z$$
$$y_0' - y_0 = \frac{\partial y_0}{\partial x}\Delta x + \frac{\partial y_0}{\partial y}\Delta y + \frac{\partial y_0}{\partial z}\Delta z \qquad (4.1)$$
$$z_0' - z_0 = \frac{\partial z_0}{\partial x}\Delta x + \frac{\partial z_0}{\partial y}\Delta y + \frac{\partial z_0}{\partial z}\Delta z.$$

Пользуясь принятыми в теории упругости обозначениями:

$$\varepsilon_{xx} = \frac{\partial x_0}{\partial x}, \qquad \varepsilon_{yy} = \frac{\partial y_0}{\partial y}, \qquad \varepsilon_{zz} = \frac{\partial z_0}{\partial z},$$
$$2\varepsilon_{xy} = \frac{\partial x_0}{\partial y} + \frac{\partial y_0}{\partial x}, \qquad 2\varepsilon_{xz} = \frac{\partial x_0}{\partial z} + \frac{\partial z_0}{\partial x}, \qquad 2\varepsilon_{yz} = \frac{\partial y_0}{\partial z} + \frac{\partial z_0}{\partial y},$$
$$\frac{\partial z_0}{\partial y} - \frac{\partial y_0}{\partial z} = 2\varphi_x, \qquad \frac{\partial x_0}{\partial z} - \frac{\partial z_0}{\partial x} = 2\varphi_y, \qquad \frac{\partial y_0}{\partial x} - \frac{\partial x_0}{\partial y} = 2\varphi_z, \qquad (4.2)$$
$$\varepsilon_{xy} = \frac{1}{2}\gamma_{xy}, \qquad \varepsilon_{xz} = \frac{1}{2}\gamma_{xz}, \qquad \varepsilon_{yz} = \frac{1}{2}\gamma_{yz},$$

уравнения (4.1) можно представить в следующем виде:

$$x_0' - x_0 = \varepsilon_{xx}\Delta x + \varepsilon_{xy}\Delta y + \varepsilon_{xz}\Delta z - \varphi_z\Delta y + \varphi_y\Delta z$$
$$y_0' - y_0 = \varepsilon_{xy}\Delta x + \varepsilon_{yy}\Delta y + \varepsilon_{yz}\Delta z - \varphi_x\Delta z + \varphi_z\Delta x \qquad (4.3)$$
$$z_0' - z_0 = \varepsilon_{xz}\Delta x + \varepsilon_{yz}\Delta y + \varepsilon_{zz}\Delta z - \varphi_y\Delta x + \varphi_x\Delta y.$$

Главная особенность уравнения (4.3) заключается в том, что любые относительные перемещения по осям x, y, z представляют как сумму (разность) ***из двух частей: первая составляющая представляет из себя сумму из всех трех поступательных деформаций, а вторая часть – сумму только двух из трех поворотов*** φ_x, φ_y, φ_z элементарного тела по осям x, y, z.

Теперь, принимая, что перемещения $x_0(t)$ и $y_0(t)$ обусловлены распространяющимися по осям x и y поперечными сейсмическими волнами со скоростью v_s, их можно представить следующим образом:

$$x_0(y,t) = F_1(y \pm v_s t)$$
$$y_0(x,t) = F_2(x \pm v_s t), \qquad (4.4)$$

которые удовлетворяют волновым уравнениям

$$v_s^2 \frac{\partial^2 x_0}{\partial y^2} - \frac{\partial^2 x_0}{\partial t^2} = 0, \qquad v_s^2 \frac{\partial^2 y_0}{\partial x^2} - \frac{\partial^2 y_0}{\partial t^2} = 0, \tag{4.5}$$

Из (4.4) будем иметь:

$$\frac{\partial x_0}{\partial y} = F_1'(y \pm v_s t), \qquad \frac{\partial y_0}{\partial x} = F_2'(x \pm v_s t),$$
$$\frac{\partial x_0}{\partial t} = \pm v_s F_1'(y \pm v_s t), \qquad \frac{\partial y_0}{\partial t} = \pm v_s F_2'(x \pm v_s t). \tag{4.6}$$

Из уравнения (4.6) для поворота φ_z элементарного куба относительно вертикальной оси z (относительно поверхности Земли), согласно последнему выражению (4.2), получим:

$$\varphi_z(t) = \frac{1}{2}\left(\frac{\partial y_0}{\partial x} - \frac{\partial x_0}{\partial y}\right) = \frac{1}{2}\left[F_2'(x \pm v_s t) - F_1'(y \pm v_s t)\right] =$$
$$= \frac{1}{2}\left[\frac{1}{v_s}\frac{\partial y_0}{\partial t} - \frac{1}{v_s}\frac{\partial x_0}{\partial t}\right] = \frac{1}{2v_s}\left[\frac{\partial y_0}{\partial t} - \frac{\partial x_0}{\partial t}\right]. \tag{4.7}$$

Аналогичным образом для поворотов по другим двум направлениям (перпендикулярно горизонтальным осям x и y) получим:

$$\varphi_x(t) = \frac{1}{2v_s}\left[\frac{\partial z_0}{\partial t} - \frac{\partial y_0}{\partial t}\right], \quad \varphi_y(t) = \frac{1}{2v_s}\left[\frac{\partial x_0}{\partial t} - \frac{\partial z_0}{\partial t}\right]. \tag{4.7a}$$

Как видно из (4.7) и (4.7a), при землетрясении поворотные движения грунта $\varphi_x(t)$, $\varphi_y(t)$ и $\varphi_z(t)$ выражаются через выражение скоростей колебания грунта $x_0'(t), y_0'(t)$ и $z_0'(t)$ по трем взаимоперпендикулярным направлениям. Следовательно, скорости и ускорения поворотных движений грунта соответственно будут выражаться через поступательные ускорения грунта (акселерограмм) и их первых производных. Таким образом, горизонтальные повороты грунта относительно вертикальной оси на поверхности Земли, их угловые скорости и ускорения через горизонтальные перемещения грунта $x_0(t)$ и $y_0(t)$ будут выражаться формулами:

$$\varphi_z(t)=\frac{1}{2v_s}\left[\frac{\partial y_0}{\partial t}-\frac{\partial x_0}{\partial t}\right],\qquad \varphi_z'(t)=\frac{1}{2v_s}\left[\frac{\partial^2 y_0}{\partial t^2}-\frac{\partial^2 x_0}{\partial t^2}\right],$$
$$\varphi_z''(t)=\frac{1}{2v_s}\left[\frac{\partial^3 y_0}{\partial t^3}-\frac{\partial^3 x_0}{\partial t^3}\right]. \tag{4.8}$$

Учитывая, что обычно две горизонтальные составляющие движения грунта отличаются друг от друга незначительно, Н.Ньюмарк [65, 227] для симметричных зданий еще упростил задачу, представив (4.8) через одну из горизонтальных составляющих:

$$\varphi_z(t)=\frac{1}{v_s}\frac{\partial y_0}{\partial t},\qquad \varphi_z'(t)=\frac{1}{v_s}\frac{\partial^2 y_0}{\partial t^2},\qquad \varphi_z''(t)=\frac{1}{v_s}\frac{\partial^3 y_0}{\partial t^3}. \tag{4.8а}$$

Внимание читателей обращаем на то обстоятельство, что если во всех вышеизложенных формулах принимать, что скорость поперечных волн стремится к бесконечности $v_s\to\infty$, все поворотные эффекты будут стремиться к нулю. Отсюда вытекает важный практический вывод: ***вращательные эффекты грунта при землетрясениях существенны только для рыхлых и мягких грунтов, для скальных грунтов их влиянием можно пренебречь.***

В дальнейшем, к решению этой задачи обратились также Кобори, Шипо-Заки, Вонг и Трифунак, Лии и другие [215, 248]. По акселерограммам Монтегройского землетрясения 1979 года, зарегистрированные в Герцогнови и Улцинже [245] (рис.4.2), нами по формулам (4.8) для $v_s=300$ м/сек были вычислены изменения во времени поворотов $\varphi_z(t)$ (в рад.) и их скоростей $\varphi_z'(t)$ (в рад/сек) и ускорений $\varphi_z''(t)$ (в рад/сек^2), которые показаны на рис. 4.3 и 4.4. В.Лии и М.Трифунак [215] получили синтетическую вращательную акселерограмму для местности Вестморелад в долине Империал Валлей. Для этого сначала генерировали синтетическую горизонтальную акселерограмму для многослойной поверхностной толщи большой глубины со скоростью $v_s=980$ м/сек верхнего слоя. Эта акселерограмма вместе с полученной на ее основе вращательной сейсмограммой, велисограммой и акселерограммой приведена на рис.4.5 [215].

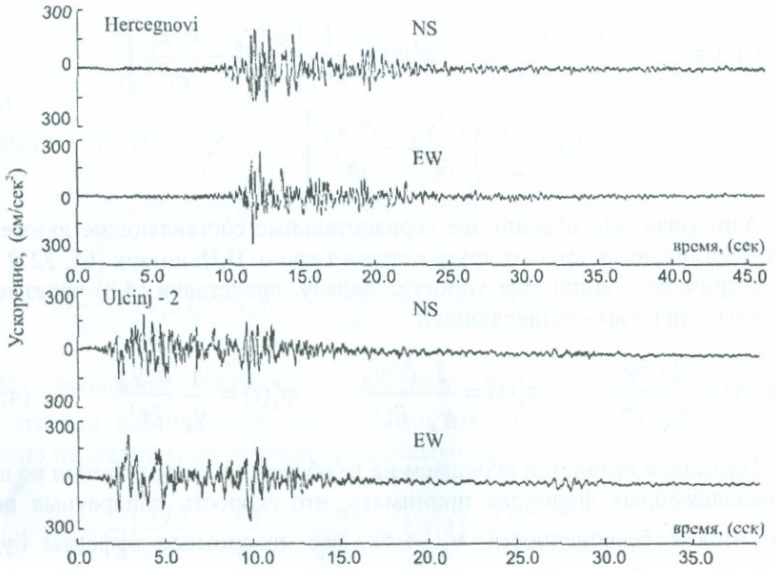


Рис. 4.2. Горизонтальные компоненты ускорения грунта, записанные в станциях Герцегнови и Улцинже во время землетрясения в Монтенегро 15 апреля 1979г. [245].

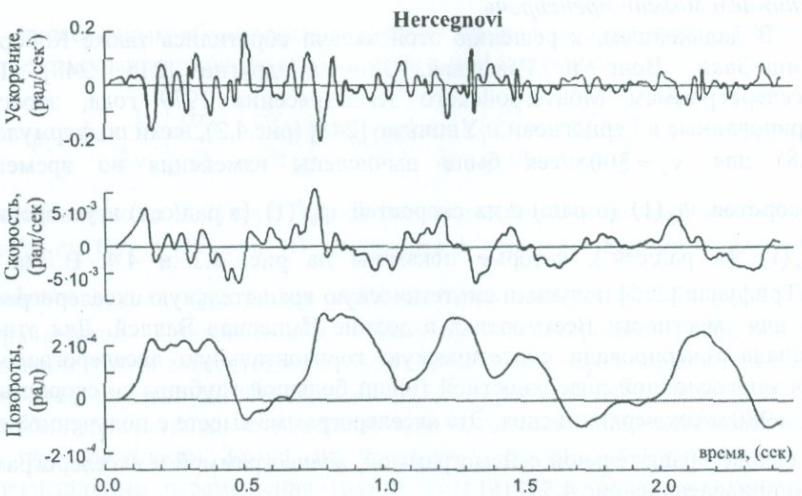


Рис. 4.3. Кинематические параметры вращательных движений грунта, полученные по двум горизонтальным компонентам акселерограмм грунта, записанные на станции Герцегнови (для стадии начальных интенсивных сотрясений грунта) [124].

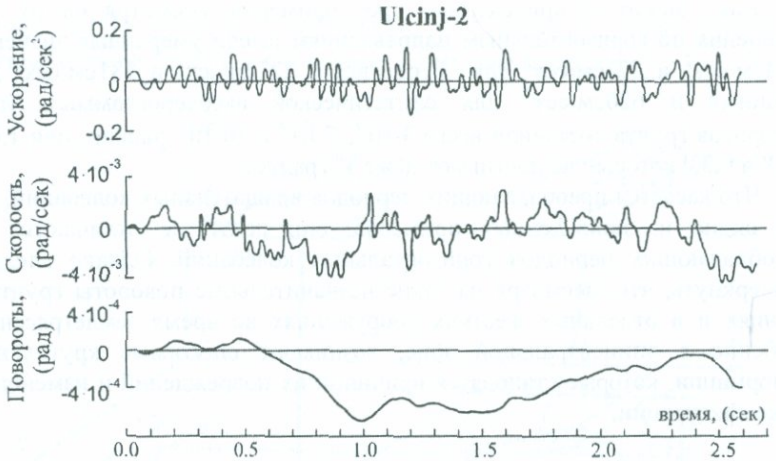


Рис. 4.4. Кинематические параметры вращательных движений грунта, *полученные* по двум горизонтальным компонентам акселерограмм грунта, записанные на станции Улцинже (для стадии *начальных сильных* сотрясений грунта) [124].

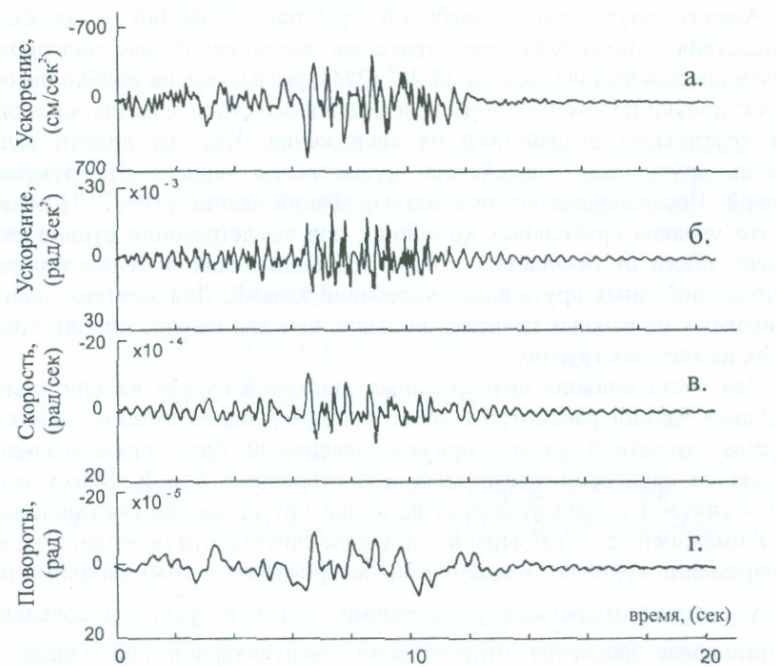


Рис. 4.5. Синтетическая горизонтальная акселерограмма грунта (а) и полученные на ее основе параметры крутильных движений грунта (б, в, г) [215].

Как видно из приведенных трех примеров, несмотря на то, что ускорения по горизонтальным направлениям имели умеренные значения (254см/сек^2 и 221см/сек^2 для Герцогнови, 227см/сек^2 и 181см/сек^2 для Улцинже и 620см/сек^2 для синтетической акселерограммы), углы поворотов грунта составили всего $3\cdot10^{-4}$, $7\cdot10^{-4}$ и $10\cdot10^{-5}$ радиан, или 1.03', 2.43' и 0.33' которые не достигают даже 1^0 градуса.

Что касается преобладающих периодов вращательных колебаний, то, как видно из приведенных примеров, они почти не отличаются от преобладающих периодов горизонтальных колебаний. Однако следует подчеркнуть, что, несмотря на такие незначительные повороты грунта в зданиях и в отдельных жестких сооружениях во время землетрясения, особенно в эпицентральной зоне, возникают ощутимые крутильные деформации, которые становятся причиной их повреждений и изменений их конфигурации.

4.3 Спектры реакции крутильных колебаний сооружений при землетрясениях

Анализ крутильных колебаний грунтов и зданий и особенно последствия Спитакского землетрясения, когда некоторые надгробные памятники поворачивались на $30\text{-}40^0$ [254], указывают на необходимость корректировки положений норм сейсмостойкого строительства, касающегося крутильных воздействий на сооружения. Как мы видели выше, уровень крутильных воздействий существенно зависит от грунтовых условий. Исследования крутильных колебаний зданий [109, 217] показали, что уровень крутильных колебаний при землетрясении существенно зависит также от отношения сторон здания в плане и от жесткости – периода свободных крутильных колебаний зданий. Для жестких зданий, возводимых на рыхлых грунтах, он выше, чем для гибких зданий, возводимых на твердых грунтах.

Для учета влияния вращательных движений грунта на крутильные колебания зданий рассмотрим простой пример одноэтажного здания. В качестве расчетной схемы примем невесомый брус прямоугольного сечения со сдвиговой жесткостью **a** и сторонами **b** и **h**. Массу всего здания считаем сосредоточенной на конце бруса, жестко соединенной с ним и имеющей те же размеры **b** и **h**. Будем считать, что основание здания одновременно колеблется в двух взаимоперпендикулярных направлениях x и y с горизонтальными ускорениями $\ddot{x}_0(t)$ и $\ddot{y}_0(t)$ и совершает вращательные движения относительно вертикальной оси здания по

закону $\varphi''_z(t)$ (рис.4.6). Принимаем, что здание в плане абсолютно систематично и центр масс совпадает с центром жесткости.

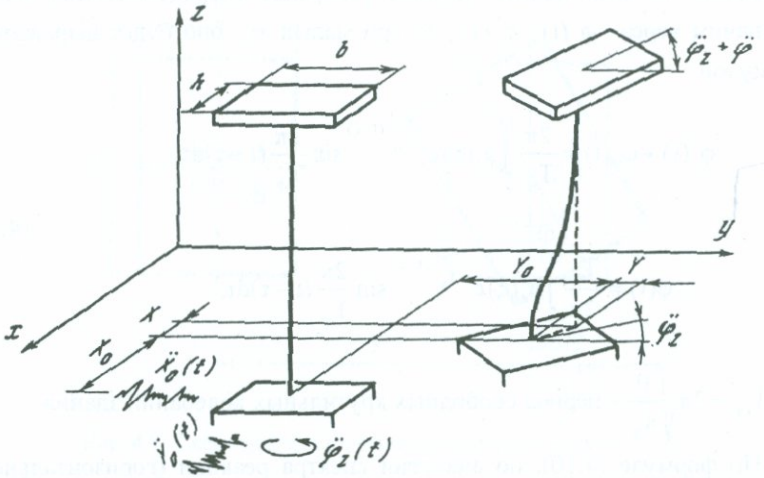


Рис. 4.6. Расчетная схема горизонтальных и крутильных движений грунта и линейного осциллятора.

Как известно, при малых упругих деформациях пространственные колебания можно разделить на три плоских движения относительно осей координат. Тогда поступательные и крутильные колебания массы m будут иметь вид:

$$\begin{aligned} mx'' + \sqrt{ma_x}\,\alpha_x x' + a_x x &= mx''_0(t) \\ my'' + \sqrt{ma_y}\,\alpha_y y' + a_y y &= my''_0(t) \\ \theta\varphi'' + \sqrt{\theta a_\varphi}\,\alpha_\varphi \varphi' + a_\varphi \varphi &= \theta\varphi''_z(t), \end{aligned} \qquad (4.9)$$

где a_x и a_y – горизонтальные жесткости здания в направлениях x и y, α_x и α_y – соответствующие коэффициенты внутреннего трения, $\theta = mJ_p / F$ - физический момент инерции относительно центра вращения, $J_p = (b^3h + h^3b)/12$ - полярный момент инерции поперечного сечения стойки, a_φ и α_φ - соответственно жесткость стойки при кручении относительно вертикальной оси, α_φ - коэффициент затухания при кручении, φ - угол поворота стойки с жестко закрепленной массой в виде прямоугольника.

Решение первых двух уравнений, приводящих к понятию спектра реакции землетрясения, приводится во многих работах. В данной задаче они не представляют принципиального значения. Что касается последнего уравнения, то если полное угловое ускорение сосредоточенной массы обозначим через $\varphi''(t)+\varphi_z''(t)$, то при малых α_φ оно будет выражаться формулой

$$\varphi''(t)+\varphi_z''(t)=\frac{2\pi}{T_{кр}}\int_0^0\varphi_z''(\xi)e^{-\frac{\alpha_\varphi\pi}{T_{кр}}(t-\xi)}\sin\frac{2\pi}{T_{кр}}(t-\tau)d\tau,$$

$$\varphi(t)=\frac{T_{кр}}{2\pi}\int_0^0\varphi_z''(\xi)e^{-\frac{\alpha_\varphi\pi}{T_{кр}}(t-\xi)}\sin\frac{2\pi}{T_{кр}}(t-\tau)d\tau, \qquad (4.10)$$

где $T_{кр}=2\pi\sqrt{\frac{\theta}{a_\varphi}}$ - период свободных крутильных колебаний здания.

По формуле (4.10), по аналогии спектра реакции (горизонтальной) землетрясения можно построить спектры крутильных реакций землетрясения. Для полученных выше крутильных акселерограмм $\varphi_z''(t)$ (по горизонтальным акселерограммам на станциях Герцегнови и Улцинджи-2 рис. 4.3 и рис. 4.4) спектры крутильных реакций, вычисленные по (4.10), приведены на рис.4.7.

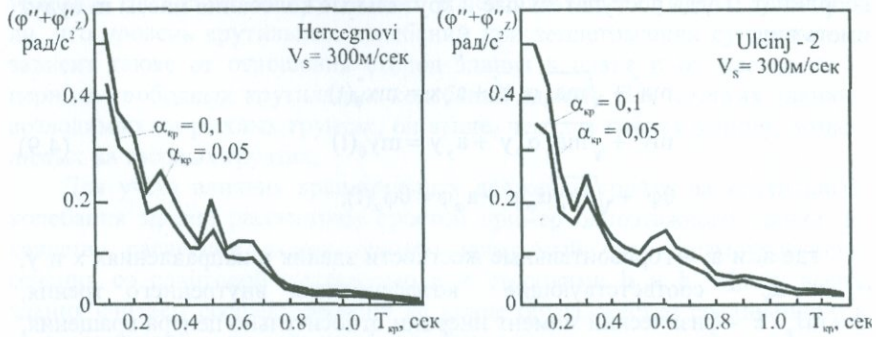


Рис. 4.7. Спектры крутильных реакций линейного осциллятора.

Для упрощения приняты, что b/h=1, тогда $T_{кр}=T_{хсд}=T_{усд}$. Спектры угловых ускорений идентичны таким же спектрам ускорений от поступательных движений грунта, однако пики угловых ускорений смещены вправо и с увеличением периода свободных (крутильных)

колебаний они очень быстро уменьшаются. От вращательного движения грунта в зданиях возникают также дополнительные горизонтальные перемещения (рис.4.8).

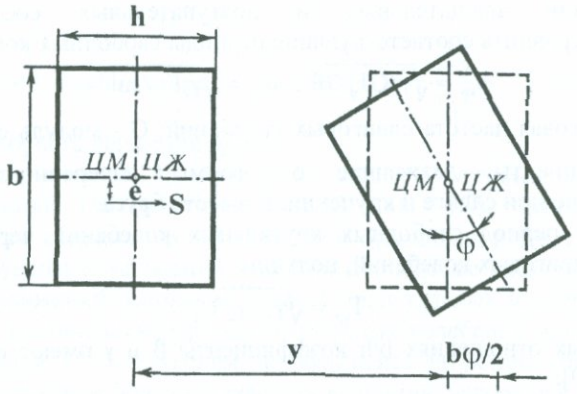


Рис. 4.8. Схема деформирования сооружения в плане.

Например, в горизонтальном направлении y, от вращательного движения грунта дополнительное перемещение, вызванное кручением, будет:

$$y_{\varphi} = \frac{\varphi b}{2}, \tag{4.11}$$

где φ - угол поворота здания, b – длина здания.

Дополнительное тангенциальное ускорение точек здания, находящегося на расстоянии b/2 от центра вращения, будет:

$$y''_{\varphi} = \frac{(\varphi'' + \varphi''_z)b}{2} \tag{4.12}$$

Если допустить, что в здании преобладают сдвиговые деформации, то относительное перемещение от поступательного движения грунта равно $y=S/a_{сд}$, S – максимальная сейсмическая нагрузка от поступательного движения, $a_{сд}$ – поступательная сдвиговая жесткость. При вращательном движении здания крутящий момент будет $M_{кр} = \varphi a_{\varphi}$. Крутящий момент $M_{кр}$ в здании от вращательного движения грунта можно заменить эквивалентным сосредоточенным крутящим моментом от внецентренного приложения горизонтальной сейсмической нагрузки S на расстоянии **e** от центра жесткостей (в плане) следующим образом:

$$M_{кр} = eS = ya_{сд}e = \varphi a_{\varphi}. \qquad (4.13)$$

Для возможности сопоставления реакций симметричных в плане зданий при действии вращательных и поступательных составляющих необходимо сравнить соответствующие периоды свободных колебаний:

$$\omega_{кр} = \sqrt{\gamma_k GJ_p / \theta l}\ ,\ \omega_{сд} = \sqrt{\gamma_c Fa / ml}$$

где $\omega_{сд}$ - круговая частота сдвиговых колебаний; G - модуль сдвига; γ_c и γ_k - коэффициенты, зависящие от формы поперечного сечения соответственно при сдвиге и кручении; l -высота бруса.

Выражая период свободных крутильных колебаний через период свободных сдвиговых колебаний, получим

$$T_{кр} = \sqrt{\gamma_c / \gamma_k}\, T_{сд}$$

при различных отношениях b/h коэффициенты β и γ имеют следующие значения [109]:

b/h	γ_c	γ_k	b/h	γ_c	γ_k
1.0	0.82	0.84	3	0.84	0.31
1.5	0.84	0.72	4	0.84	0.20
2	0.84	0.55	6	0.84	0.10

Как было указано выше, для получения углового ускорения вращательного движения грунта нужно дифференцировать акселерограммы поступательного движения заданные в двух перпендикулярных направлениях. Однако следует отметить, что формулы численного дифференцирования являются менее точными по сравнению с интерполяционными, поэтому целесообразно определить спектры реакций крутильных колебаний не по угловым ускорениям движения основания, а по угловым скоростям, так как последние определяются непосредственно по записям ускорений поступательного движения основания (4.8).

Чтобы получить зависимость угла вращения сооружений от угловой скорости колебания грунта $\dot{\varphi}_z(t)$, произведем интегрирование по частям выражения (4.10), тогда получим:

$$\ddot{\varphi}(t) + \ddot{\varphi}_z(t) = \frac{2\pi\gamma_k}{T_{сд}\gamma_c}\left\{\dot{\varphi}_z(0)e^{-\frac{\alpha_\varphi \pi\gamma_k}{T_{сд}\gamma_c}t}\sin\frac{2\pi\gamma_k}{T_{сд}\gamma_c}t + \right. \qquad (4.14)$$

$$\left. + A\int_0^t \dot{\varphi}_z(\tau)e^{-\frac{\alpha_\varphi \pi\gamma_k}{T_{сд}\gamma_c}(t-\tau)}\sin\left[\frac{2\pi\gamma_k}{T_{сд}\gamma_c}(t-\tau)-\delta\right]d\tau\right\}$$

где $\delta = \operatorname{arctg}\left(2/\alpha_\varphi\right);$

$$A = \sqrt{\left(\frac{2\pi\gamma_k}{T_{сд}\gamma_c}\right)^2 + \left(\frac{\alpha_\varphi \pi\gamma_k}{T_{сд}\gamma_c}\right)^2}.$$

При $\alpha_\varphi << 1$ можно принять $\delta = \pi/2$ и $A = \frac{2\pi\gamma_k}{T_{сд}\gamma_c}$, $\dot{\varphi}_z(0)$ - начальная угловая скорость движения грунта.

По формуле (4.14) вычислены спектры угловых ускорении для землетрясений Hercegnovi и Ulcinj-2 (рис. 4.7). Отношение сторон консольного стержня b/h = 1, для этого отношения $\beta/\gamma = 1$, т.е. $T_{кр} = T_{сд}$. Спектры угловых ускорений идентичны таким же спектрам от поступательных движений основания, однако пики угловых ускорений смещены влево и с увеличением периодов свободных колебаний они очень быстро уменьшаются. С увеличением коэффициента затухания спектры сглаживаются. Затухание больше влияет на величины ускорений для тех значений $T_{кр}$, при которых получаются пики на спектрах. Для больших значений периодов свободных крутильных колебаний влияние затухания уменьшается.

От вращательного движения грунта в зданиях возникают дополнительные перемещения (рис. 4.8). Для дополнительного перемещения здания, вызванного кручением, можем написать

$$Y_\varphi = \varphi b/2, \qquad (4.15)$$

где φ - угол поворота здания от вращения основания; b - длина здания.

Дополнительное ускорение (тангенциальное) точек здания, находящихся на расстоянии b/2 от центра вращения, будет

$$\ddot{Y}_\varphi = \left(\ddot{\varphi} + \ddot{\varphi}_z\right)\left(b/2\right)$$

Для разных соотношений b/h, h - ширина здания, построены спектры от поступательного и дополнительного вращательного движения основания (рис. 4.9; 4.10). Максимальные значения Y_φ и $\ddot{Y}_\varphi$ определены из следующих уравнений:

$$Y_\varphi = \frac{T_{сд}\gamma_c}{2\pi\gamma_k}\left|\int_0^t \ddot{\varphi}_z(\tau)\, e^{-\frac{\alpha_\varphi \pi\gamma_k}{T_{сд}\gamma_c}(t-\tau)} \sin\frac{2\pi\gamma_k}{T_{сд}\gamma_c}(t-\tau)d\tau\right|_{max} \frac{b}{2}$$

$$\ddot{Y}_\varphi = \frac{T_{сд}\gamma_c}{2\pi\gamma_k}\left|\int_0^t \ddot{\varphi}_z(\tau)\, e^{-\frac{\alpha_\varphi \pi\gamma_k}{T_{сд}\gamma_c}(t-\tau)} \sin\sin\frac{2\pi\gamma_k}{T_{сд}\gamma_c}(t-\tau)d\tau\right|_{max} \frac{b}{2}$$

Приняты следующие значения a_φ=0,1; h=15м; скорость распространения поперечной сейсмической волны 300 м/с.

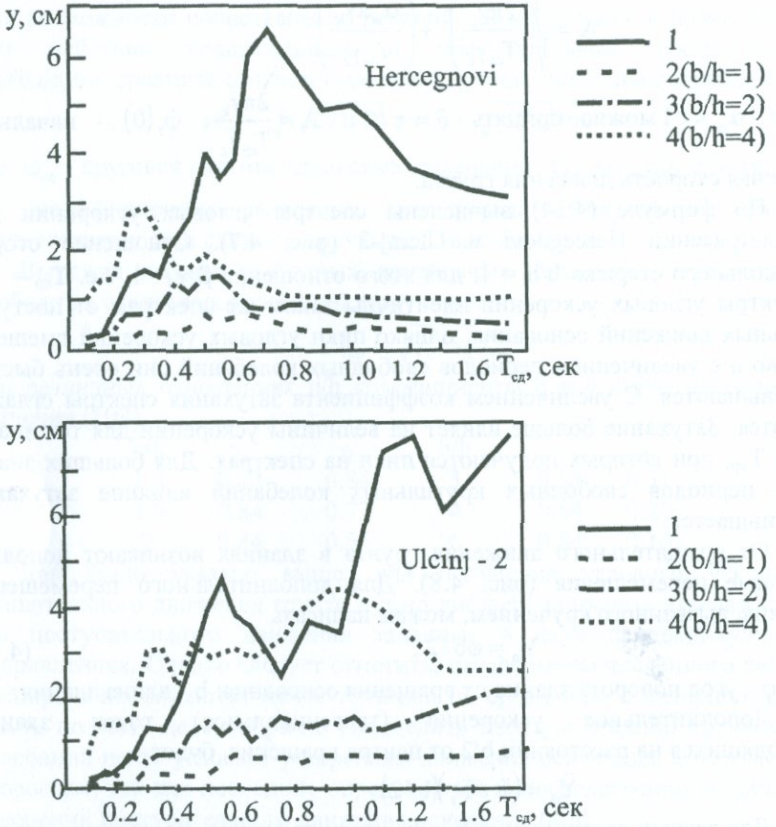


Рис. 4.9. Спектры перемещений от поступательного (1) и дополнительного вращательного движения основания (2-4) по акселерограммам землетрясений в Hercegnovi и Ulcinj-2

Из приведенных рисунков видно, что дополнительные ускорения и перемещения от вращения основания для зданий с периодом свободных сдвиговых колебаний меньше 0.3 с в отдельных случаях могут превышать ускорения и перемещения от поступательного движения основания. В работе [227] изложен метод определения эксцентриситета инерционных сил для симметричных в плане зданий.

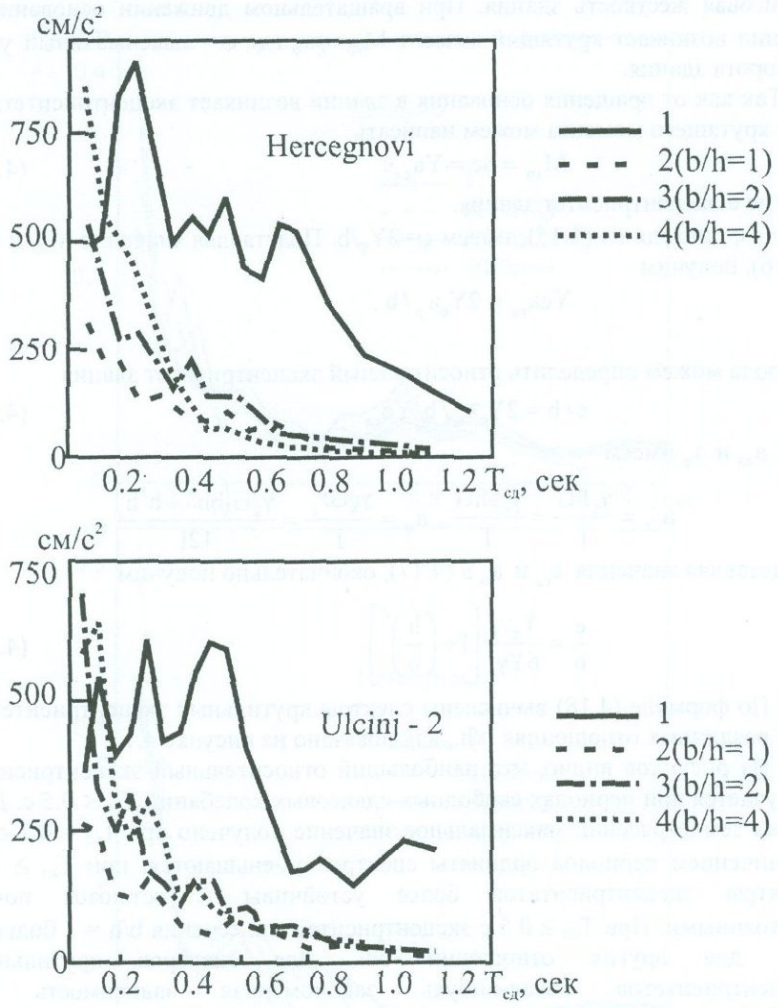


Рис. 4.10. Спектры ускорений от поступательного (1) и дополнительного *вращательного движения основания* (2-4) *по акселерограммам землетрясений* в Hercegnovi и Ulcinj-2

Причиной возникновения эксцентриситета является исключительно вращательное движение основания здания. Если допустить, что в здании преобладают сдвиговые деформации, то относительное перемещение от поступательного движения основания равно $Y=S/a_{сд}$, где S - максимальная сейсмическая нагрузка от поступательного движения основания; $a_{сд}$ —

сдвиговая жесткость здания. При вращательном движении основания в здании возникает крутящий момент $M_{кр}=\varphi a_{\varphi}$ где φ - максимальный угол поворота здания.

Так как от вращения основания в здании возникает эксцентриситет, то для крутящего момента можем написать

$$M_{кр} = Se = Ya_{сд}e \tag{4.16}$$

где e-эксцентриситет здания.

Для φ, исходя из (4.15), имеем $\varphi=2Y_{\varphi}/b$. Подставляя значения $M_{кр}$ и φ в (4.16), получим

$$Yea_{сд} = 2Y_{\varphi}a_{\varphi}/b\,.$$

Отсюда можем определить относительный эксцентриситет здания

$$e/b = 2Y_{\varphi}a_{\varphi}/b^2Ya_{сд} \tag{4.17}$$

для $a_{сд}$ и a_{φ} имеем

$$a_{сд} = \frac{\gamma_c FG}{l} = \frac{\gamma_c bhG}{l},\ a_{\varphi} = \frac{\gamma_k GJ_p}{l} = \frac{\gamma_k G\left(bh^3 + b^3h\right)}{12l}.$$

Подставляя значения $a_{сд}$ и a_{φ} в (4.17), окончательно получим

$$\frac{e}{b} = \frac{Y_{\varphi}\gamma_k}{6Y\gamma_c}\left[1+\left(\frac{h}{b}\right)^2\right]. \tag{4.18}$$

По формуле (4.18) вычислены спектры крутильных эксцентриситетов при различных отношениях b/h., как показано на рисунке 4.11.

Из рисунков видно, что наибольший относительный эксцентриситет получается при периодах свободных сдвиговых колебаний $T_{сд} < 0.5$ с. Для обоих землетрясений максимальное значение получено при $T_{сд} = 0.1$ с. С увеличением периодов ординаты спектров уменьшаются, при $T_{сд} \geq 1$ с спектры эксцентриситетов более устойчивы и остаются почти постоянными. При $T_{сд} \geq 0.5$ с эксцентриситет для сечения b/h = 1 больше, чем для других отношений b/h. Для спектров крутильных эксцентриситетов какая-нибудь закономерная зависимость от коэффициента затухания не наблюдалась, можно предположить, что крутильный эксцентриситет вообще не зависит от него при допущении, что $a_{сд} = a_{\varphi}$

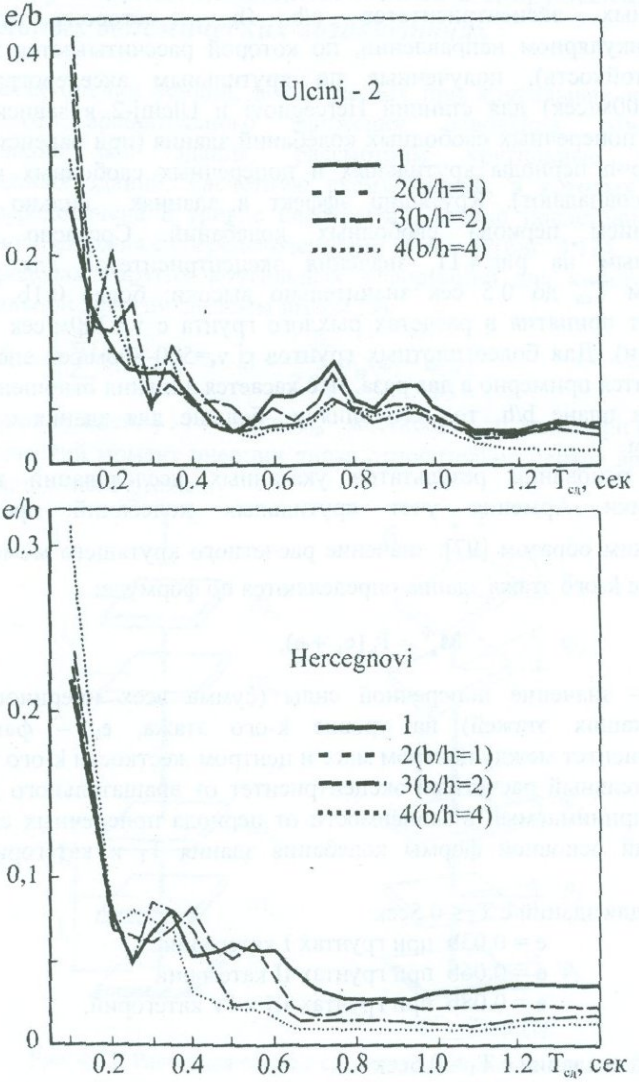


Рис. 4.11 . Спектры крутильных эксцентриситетов e/b линейного осциллятора, построенные по вращательным акселерограммам для станций Герцегнови и Улциндж-2, показанные на рис.4.2

Как видно из рисунка 4.11 показаны спектры относительных крутильных эксцентриситетов e/b (b – сторона здания, в перпендикулярном направлении, по которой рассчитывается здание на сейсмостойкость), полученные по крутильным акселерограммам (с v_s=300-500м/сек) для станций Hercegnovi и Ulcinj-2 в зависимости от периода поперечных свободных колебаний здания (при равенстве сторон здания b=h периоды крутильных и поперечных свободных колебаний здания совпадают). Крутящий эффект в зданиях сильно падает с увеличением периода свободных колебаний. Согласно спектрам, показанным на рис.4.11, значения эксцентриситетов для зданий с периодом $T_{сд}$ до 0.5 сек значительно высоки: более 0.1b. Это есть результат принятия в расчетах рыхлого грунта с v_s=300м/сек (грунт III категории). Для более плотных грунтов с v_s=500-800м/сек значение e/b уменьшится примерно в два раза. Что касается влияния отношения сторон здания в плане b/h, то его влияние больше для здания с большим периодом.

На основании результатов указанных исследований в нормах Республики Армения учет крутильных колебаний производится следующим образом [97]: значение расчетного крутящего момента $M_к^{кр}$ на уровне k-ого этажа здания определяются по формуле:

$$M_к^{кр} = P_k(e_k + e), \tag{4.19}$$

где P_k – значение поперечной силы (сумма всех инерционных сил вышележащих этажей) на уровне k-ого этажа, e_k – фактический эксцентриситет между центром масс и центром жесткости k-ого этажа, e – *дополнительный расчетный эксцентриситет от вращательного движения* грунта, принимаемый в зависимости от периода поперечных свободных колебаний основной формы колебания здания T_1 и категории грунта равным:

- для зданий с $T_1 \le 0.5$сек
  - e = 0.03b при грунтах I категории
  - e = 0.06b при грунтах II категории
  - e = 0.08b при грунтах III и IV категорий,

- для зданий с $T_1 > 0.5$сек
  - e = 0.02b при грунтах I категории
  - e = 0.04b при грунтах II категории
  - e = 0.05b при грунтах III и IV категорий

b – размер в плане k-ого этажа в направлении, перпендикулярном действию поперечной силы P_k.

4.4. Крутильные колебания зданий и сооружений при реальных сейсмических воздействиях

В целях оценки усилий, возникающих при крутильных колебаниях зданий от вращательного движения основания относительно вертикальной оси здания, рассмотрим крутильные колебания многоэтажных зданий. Расчетную схему зданий, в которых основная масса сосредоточена в уровне перекрытий, можно представить в виде консольного стержня с сосредоточенными массами (рис. 4.12).

В пределах упругих крутильных деформаций для кинетической и потенциальной энергии системы имеем [9]

$$K = \frac{1}{2}\sum_{i=1}^{n}\theta_i\dot{\varphi}_i^2\,, \qquad \Pi = \frac{1}{2}\sum_{i=1}^{n}a_{i\varphi}\left(\varphi_i - \varphi_{i-1}\right)^2 \tag{4.20}$$

где φ_i - угол вращения i-го этажа; $a_{i\varphi}$ - жесткость i-го этажа при кручении; θ_i— физический момент инерции диска относительно центра вращения i-ого этажа; n - число этажей.

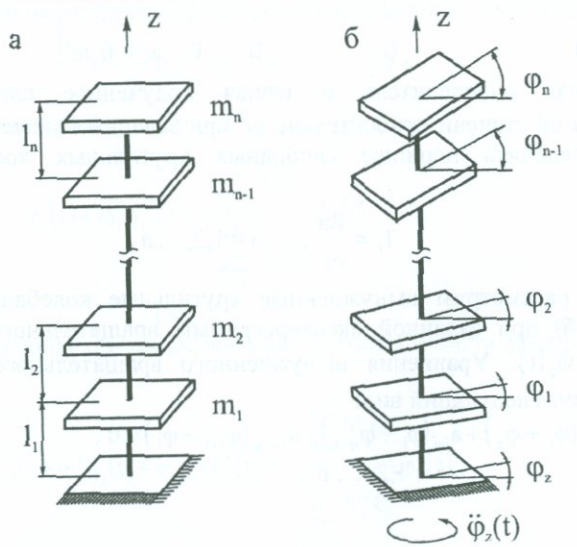


Рис. 4.12. Расчетная схема с сосредоточенными массами

Подставив (4.20) в уравнение Лагранжа

$$\frac{d}{dt}\left(\frac{\partial K}{\partial \dot{\varphi}_i}\right) - \frac{\partial K}{\partial \varphi_i} = \frac{\partial \Pi}{\partial \varphi_i}$$

приходим к следующей системе уравнений свободных крутильных колебаний здания:

$$\theta_i\ddot{\varphi}_i + a_{i\varphi}(\varphi_i - \varphi_{i-1}) - a_{i+1,\varphi}(\varphi_{i+1} - \varphi_i) = 0$$

$$\varphi_0 = \varphi_{n+1} = a_{n+1,\varphi} = 0, \quad i = 1,2,..., n. \tag{4.21}$$

Аналогичные уравнения получаются для свободных поступательных колебаний многоэтажных зданий. Подставив в (4.21) $\varphi_i = \Psi_i \sin\omega t$, где ω круговая частота крутильных свободных колебаний, получим систему алгебраических уравнений для определения коэффициентов Ψ_i:

$$-\theta_i\Psi_i\omega^2 + a_{i\varphi}(\Psi_i - \Psi_{i-1}) - a_{i+1,\varphi}(\Psi_{i+1} - \Psi_i) = 0$$
$$i = 1,2,....,n, \tag{4.22}$$

Приравняв к нулю определитель этой системы уравнений, получим уравнение частот свободных крутильных колебаний в виде

$$\begin{vmatrix} a_{1\varphi} + a_{2\varphi} - \theta_1\omega^2 & -a_{2\varphi} & 0 & 0 & 0 \\ -a_{2\varphi} & a_{2\varphi} + a_{3\varphi} - \theta_2\omega^2 & -a_{3\varphi} & 0 & 0 \\ \cdots & \cdots & \cdots & \cdots & \cdots \\ 0 & 0 & 0 & 0 & a_n - \theta_n\omega^2 \end{vmatrix} = 0 \tag{4.23}$$

Раскрывая определитель и решая полученное алгебраическое уравнение n-ой степени относительно ω^2 при заданных значениях $a_{i\varphi}$ и θi можем определить периоды свободных крутильных колебаний по формуле

$$T_j = \frac{2\pi}{\omega_i}, \qquad i = 1,2,..., n.$$

Теперь рассмотрим вынужденные крутильные колебания системы (рис. 4.12, б) при заданной акселерограммы вращательного движения основания $\ddot{\varphi}_z(t)$. Уравнения вынужденного вращательного движения здания примут следующий вид:

$$\theta_i(\ddot{\varphi}_i + \ddot{\varphi}_z) + a_{i\varphi}(\varphi_i - \varphi_{\varphi-1}) - a_{i+1,\varphi}(\varphi_{i+1} - \varphi_i) = 0,$$
$$i = 1,2,.. ., n. \tag{4.24}$$

Решение системы (4.24) будем искать в виде

$$\varphi_i(t) = \sum_{j=1}^{n} \Psi_{ij} q_j(t) \tag{4.25}$$

где $q_j(t)$ - обобщенная координата, по j-ой крутильной форме колебаний.

Амплитуды Ψ_{ij} определяются от соответствующей системы уравнений свободных крутильных колебаний (4.22). Подставляя (4.25) в (4.24), получим систему уравнений относительно обобщенных координат $q_j(t)$:

$$\theta_i \sum_{j=1}^{n} \Psi_{ij}\left(\ddot{q}_j + \ddot{\varphi}_z\right) + a_{i\varphi}\left(\sum_{j=1}^{n} \Psi_{ij} q_j - \sum_{j=1}^{n} \Psi_{i-1,j} q_j\right) -$$
$$- a_{i+1,\varphi}\left(\sum_{j=1}^{n} \Psi_{i+1,j} q_j - \sum_{j=1}^{n} \Psi_{ij} q_j\right) = 0, \quad i = 1,2...n. \tag{4.26}$$

Умножив (4.26) на Ψ_{ij} и просуммировав все уравнения, получим

$$\sum_{i=1}^{n} \Psi_{ij}\left[\theta_i\left(\sum_{j=1}^{n} \Psi_{ij}\ddot{q}_j(t) + \ddot{\varphi}_z\right)\right] + \sum_{i=1}^{n} \Psi_{ij}\left[a_{i\varphi}\left(\sum_{j=1}^{n} \Psi_{ij} q_j(t) - \sum_{j=1}^{n} \Psi_{i-1,j} q_j(t)\right)\right] -$$
$$- \sum_{i=1}^{n} \Psi_{ij}\left[a_{i+1,\varphi}\left(\sum_{j=1}^{n} \Psi_{i+1,j} q_j(t) - \sum_{j=1}^{n} \Psi_{ij} q_j(t)\right)\right] = 0$$

Используя условия ортогональности форм крутильных колебаний в виде

$$\sum_{i=1}^{n} \theta_i \Psi_{ij} \Psi_{ik} = 0, \qquad j \neq i$$

а также уравнение (4.22), получим

$$\ddot{q}_j(t) + \omega_j^2 q_j(t) = -\frac{\sum_{i=1}^{n} \Psi_{ij}\theta_i}{\sum_{i=1}^{n} \Psi_{ij}^2 \theta_i} \ddot{\varphi}_z(t) \tag{4.27}$$
$$i = 1.2...$$

С учетом затухания по эквивалентной гипотезы Фойгта уравнение (4.27) будет:

$$q_j''(t) + \omega_j^2 q_j(t) + \alpha_{\varphi j}\omega_j q_j'(t) = -\frac{\sum_{i=1}^{n} \Psi_{ij}\theta_i}{\sum_{i=1}^{n} \Psi_{ij}^2 \theta_i} \ddot{\varphi}_z(t) \tag{4.28}$$

При нулевых начальных условиях решение уравнения (4.28) примет вид

$$q_j(t) \approx \frac{\sum_{i=1}^{n} \Psi_{ij}\theta_i}{\sum_{i=1}^{n} \Psi_{ij}^2 \theta_i} \frac{1}{\omega_j} \int_0^t \ddot{\varphi}_z(\tau)\, e^{-\frac{\alpha_\varphi \omega_j}{2}(t-\tau)} \sin \omega_j (t-\tau) d\tau \tag{4.29}$$

Подставляя значение $q_j(t)$ из (4.29) в (4.25), получим выражение для определения углов вращения системы

$$\varphi_k(t)=\sum_{j=1}^{n}\frac{\eta_{kj}}{\omega_j}\int_0^t\ddot{\varphi}_z(\tau)\,e^{-\frac{\alpha_\psi\omega_j}{2}(t-\tau)}\sin\omega_j(t-\tau)d\tau \qquad (4.30)$$

где через η_{kj} обозначены коэффициенты форм крутильных колебаний:

$$\eta_{kj}=\Psi_{kj}\frac{\sum_{i=1}^{0}\Psi_{ij}\theta_i}{\sum_{i=1}^{0}\Psi_{ij}^2\theta_i} \qquad (4.31)$$

Инерционный крутящий момент k-ого этажа будет

$$M_k=\theta(\varphi_k+\ddot{\varphi}_z)$$

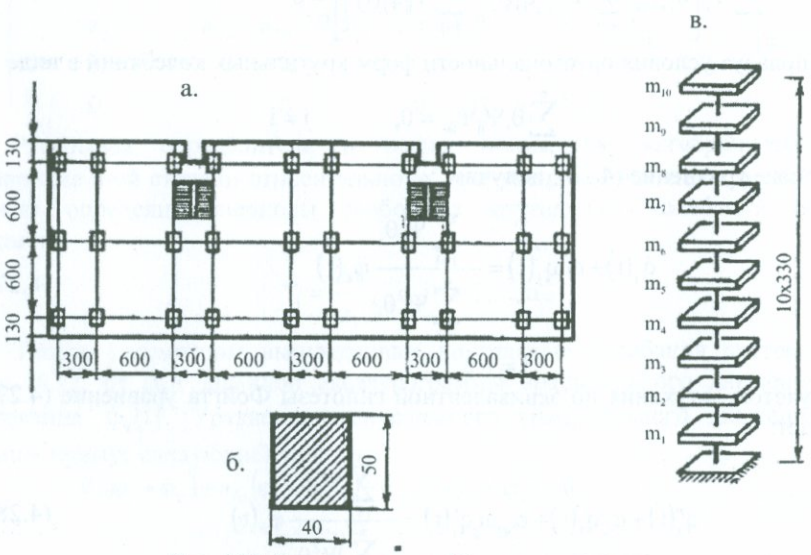


Рис. 4.13. Расчетная схема 10-этажного здания
а - план типового этажа; б - сечение колон, в - приведенные массы этажей

Чтобы определить инерционный крутящий момент k-го этажа, дифференцируем (4.27) дважды по *t* и, умножив на величину θ_k, получим

$$M_k=\theta_k(\ddot{\varphi}_k+\ddot{\varphi}_z)=\theta_k\sum_{j=1}^{M}\eta_{kj}\frac{2\pi}{T_{kj}}\int_0^t\ddot{\varphi}_z(\tau)\,e^{-\frac{\alpha_\psi\omega_j}{2}(t-\tau)}\sin\frac{2\pi}{T_{ji}}(t-\tau)d\tau \qquad (4.32)$$

В качестве примера рассмотрим многоэтажное здание показанное на рис. 4.13. Конструктивная схема здания, геометрические размеры (10-этажный жилой дом в Ереване) приведены в работе [108]. Все стойки и ригели имеют постоянное сечение и постоянную погонную жесткость. Высота этажей 1=3.3 м, бетон М 200 с нормативным модулем упругости E_H=265000 кг/см^2.

Поэтажные нормативные нагрузки имеют следующие значения:

$Q_1 = Q_2 = \ldots = Q_{10} = 510$ т.

Размеры сечения стоек 40 Х 50 см. Жесткости всех этажей при кручении будет

$$a_\varphi = \sum \left(a_{ix} y_i^2 + a_{iy} x_i^2 \right) \tag{4.33}$$

где a_{ix} и a_{iy} - жесткости i-й стойки по направлениям х, у осей x_i, y_i, - координаты центра тяжести сечения i-й стойки по направлениям х и у.

Для a_{ix} и a_{iy} имеем

$$a_{ix} = \frac{12EJ_{iy}}{l^3},\ a_{iy} = \frac{12EJ_{ix}}{l^3} \tag{4.34}$$

где J_{ix} и J_{iy} — моменты инерции сечения i-й стойки относительно осей х и у, проходящих через центр тяжести сечения. При постоянной жесткости этажей и равных поэтажных массах уравнение частот (4.21) примет следующий вид:

$$\begin{vmatrix} 2-\lambda & -1 & 0 & 0 & \ldots & 0 \\ -1 & 2-\lambda & -1 & 0 & \ldots & 0 \\ 0 & -1 & 2-\lambda & -1 & \ldots & 0 \\ \ldots & \ldots & \ldots & \ldots & \ldots & \ldots \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \ldots & 2-\lambda \end{vmatrix} = 0 \tag{4.34}$$

где принято обозначение

$$\lambda = \frac{\theta \omega^2}{a_\varphi}$$

Первые три корня этого уравнения при n=10 равны

$$\lambda_1 = 0.02234,\ \lambda_2 = 0.19813,\ \lambda_3 = 0.53406$$

Период *i*-й формы свободных крутильных колебаний будет

$$T_i = \frac{2\pi}{\omega_i} = 2\pi \sqrt{\frac{\theta}{\lambda_i a_\varphi}} \tag{4.35}$$

Жесткость этажа рассматриваемого здания по формуле (4.34) при кручении $a_\varphi = 142.8 \times 10^{10}$ кг·см. Физический момент инерции перекрытия с размерами b=380, h=443 см, будет:

$$\theta = \frac{m\left(b^2 + h^2\right)}{12} = 72.2 \times 10^7 \text{ кг·с·сек}^2 \text{ /см}$$

Периоды первых трех форм свободных крутильных колебаний по формуле (4.35) будут

$$T_{1кр} = 0{,}945 \text{ с}, \; T_{2кр} = 0{,}317 \text{ с}, \; T_{3кр} = 0{,}193 \text{ с}.$$

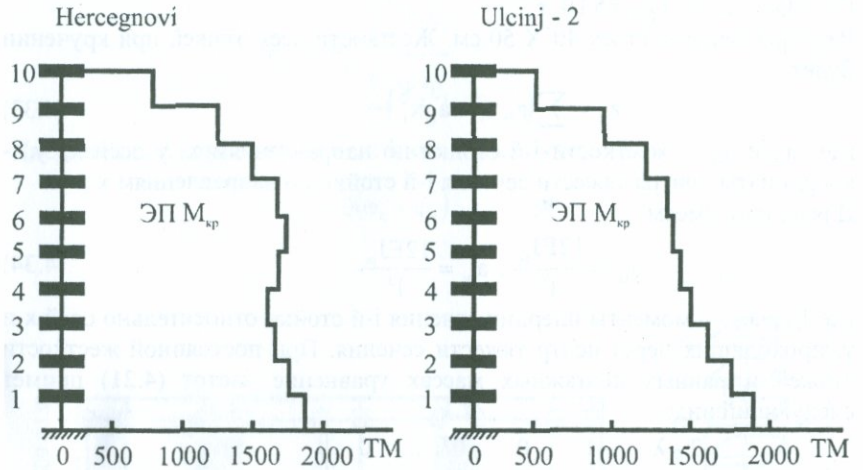


Рис. 4.14. Распределение максимальных крутящих моментов в 10-этажном здании по акселерограммам крутильных колебаний грунта

После определения динамических крутильных характеристик здания вычислим инерционные крутящие моменты i-го этажа здания от вращательного движения основания по формуле (4.32) и по крутильным акселерограммам грунта в Hercegnovi и Ulcinj-2 (рис 4.3 и 4.4) при v_s=300 см/сек и $\alpha_\varphi = 0.1$. На рис. 4.14 построены графики распределения максимальных поэтажных крутящих моментов с учетом трех форм крутильных колебаний по формуле (4.32).

В заключении отметим, что исследования [116] по совместно поперечно-крутильным колебаниям сооружений с несовпадением центров масс и жесткостей (с эксцентриситетом e_k) при сейсмических воздействиях показали, что с увеличением эксцентриситета e_k/b от 0.1 до 0.25 поперечные силы P_k уменьшают незначительно всего до 5%, а крутящие моменты M_k наоборот увеличиваются в большей степени- от 12% до 30%.

Таким образом, при проектировании несимметричных зданий и сооружений на рыхлых грунтах крутильные колебания сооружений, обусловленные как несовпадением центра масс и жесткостей, таки вращательными движениями грунта существенно меняют характер напряженного состояния в элементах конструкции по сравнению со случаем чисто поперечных колебаний. Следовательно элементы таких конструкций должны быть конструированы также с учетом их кручения.

Глава 5. СПОСОБ ОПРЕДЕЛЕНИЯ СЕЙСМОГРАММЫ И АКСЕЛЕРОГРАММЫ СИЛЬНЫХ ДВИЖЕНИЙ ГРУНТА ПРИ МОДЕЛИ ЗЕМЛЕТРЯСЕНИЙ КАК МГНОВЕННОГО РАЗРЫВА ЗЕМНОЙ ПОВЕРХНОСТИ

5.1 Введение

Одна из основных задач сейсмостойкого строительства - это прогнозирование закономерностей колебаний грунта (строительной площадки) и их амплитудно-частотных характеристик в зависимости от местных инженерно-геологических условий при сильных землетрясениях. Достоверные сведения о характере колебания грунтов при землетрясениях можно получить только путем их регистрации во время реального землетрясения. При наличии достаточного количества записей прошлых землетрясений для данной местности можно выделить их характерные типы. Однако количество записей прошлых сильных землетрясений пока очень мало для полноценной статистической обработки. Этот дефицит данных особенно ощутим для территории бывшего СССР и, в частности, особенно, для территории Республики Армения.

Под понятием запись колебания грунта обычно подразумеваем запись перемещения грунта (сейсмограмма) и запись ускорения грунта (акселерограмма). При сильных землетрясениях перемещение грунта в эпицентральной зоне достигает таких больших величин, что их точное инструментальное воспроизведение становится технически не осуществимым. Перемещение грунта с достаточной степенью достоверности удается записать в эпицентральной зоне преимущественно при слабых землетрясениях, и на больших расстояниях от эпицентра при сильных землетрясениях. Все сейсмические регионы в настоящее время располагают наличием большого количества таких записей. В обоих случаях эти записи (сейсмограммы) с точки зрения их использования для оценки сейсмостойкости сооружения не представляет практического интереса, так как возникающие от таких слабых сотрясений грунта уровень напряжений в несущих элементах сооружения, по сравнению с их предельно допустимым уровнем, существенно низка.

Что касается записи ускорения грунта, то в этом вопросе проблем нет. В настоящее время во многих сейсмоактивных регионах имеются широкие сети записи сильных движений грунта при помощи высокоэффективных трехкомпонентных акселерографов, которые записывают ускоре-

ния грунта, как в эпицентральной зоне сильного землетрясения, так и на достаточно большом расстоянии от эпицентра. Во время землетрясения на здания и сооружения кроме **постоянных** (собственный вес) и **временных** (вес всего содержимого здания, снега, ветровое давление) нагрузок действуют и так называемые **сейсмические нагрузки**. На самом деле это не нагрузки (силы) в прямом смысле. Когда грунт под сооружением движется, оно из-за инерции отстает от грунта и изгибается. Это похоже на действие на сооружение горизонтальных сил, перпендикулярных к его оси. **Значения этих сил –знакопеременных инерционных нагрузок, в первую очередь, обусловлены знакопеременной *величиной ускорения* грунта,** а также массой и жесткостью сооружения. Все нагрузки, кроме сейсмической, создают прямое физическое воздействие и имеют постоянное направление. Сейсмическая нагрузка имеет **динамический знакопеременный характер** и действует только в течении землетрясения. Поэтому параметры, характеризующие уровень сейсмической опасности данной зоны, обусловливаются в первую очередь величинами горизонтальных (вертикальных, вращательных) ***ускорений движения грунта и их изменениями во времени***.

Но, как отметили выше, их количество для большинства сейсмоактивных территорий пока не достаточно. Имеются многочисленные эмпирические формулы для определения только максимального значения ускорения грунта в зависимости от магнитуды, глубины очага землетрясения и расстояния до места наблюдения, но без учета местных грунтовых условий. При проектировании ответственных объектов часто прибегают также к синтезированию искусственной акселерограммы данной местности, путем использования реальной акселерограммы, записанной в другом месте, но имеющие схожие инженерно-геологические условия но без учета локальных грунтовых условий. При этом обычно уменьшают или увеличивают ординат ускорений реальной акселерограммы. Имеются также компьютерные программы, которые позволяют по реальным записям *сейсмограмм и акселерограмм слабых* землетрясений получить синтетическую акселерограмму сильного землетрясения для того же места наблюдений. При решении задач сейсмостойкости сложных и протяженных в плане сооружений сталкиваемся с необходимостью наличия не только акселерограммы, но и сейсмограммы одного и того же сильного землетрясения на той же строительной площадке. Все это свидетельствует об актуальности исследований по изысканию путей искусственного сконструирования сейсмограмм и акселерограмм сильных движений грунта, адекватно отражающие свойства реально регистрированных.

В этой главе рассматривается один из способов прогнозирования величин перемещений и ускорений сильных движений грунта при предпо-

ложении землетрясения как мгновенного механического разрыва земной поверхности [144, 212б]. В качестве примера иллюстрации рассматривается случай землетрясения, которое возникает вследствие движения вспарываемых блоков относительно друг друга в горизонтальном направлении - сдвиг по простиранию. В этом случае, основным параметром, характеризующую силу землетрясения является величина начальной скорости движения частиц грунта у разрыва после вспарывания. Используя теоретические исследования Дж.Н.Бруна по установлению максимальных значений скоростей и ускорения грунта вблизи точечного источника, и основываясь на результатах исследований Г.Рида, Ц.Ломнитца, С.К.Сингха, К.Касахары, Д.Л.Веллса и К.Н.Коппершмитда и Э.Е.Хачияна установлена эмпирическая зависимость между максимальной скоростью движения частиц у разрыва, на любом расстоянии от него и магнитудой прогнозируемого землетрясения.

5.2 Исходные параметры задачи

По современным представлениям землетрясение является следствием механического разрыва-вспарывания среды вследствие соприкасания двух геологических блоков с шероховатыми краями при их длительном медленном движении в противоположных направлениях. До землетрясения в некоторой области среды соприкасания возникают непрерывно растущие механические напряжения, обусловленные медленным деформированием пород, окружающих будущий очаг (рис. 5.1 а). Наибольшие статические деформации $U_0/2$ будут иметь место в окрестностях будущего разрыва. Их величинами на некотором расстоянии R, в перпендикулярном к разрыву направлении (рис. 5.1 в), можно считать пренебрежимыми по сравнению $U_0/2$ у предполагаемого разрыва [14, 29, 40, 141]. Вот высказывания Г.Ф. Рида и Дж.Н. Бруна по этому поводу: «Единственный путь, которым могут разрядится указанные напряжения, - это относительное перемещение земли на противоположных сторонах разлома **и на некотором расстоянии от него**» [40]; **«Статическое поле смещений, которое определяет двойной диполь без момента, уменьшается с расстоянием пропорционально** Δ^{-2}**»** [14], где Δ–расстояние от точечного источника (очага) до точки наблюдения.

Способы определения величин расстояний R и их количественные значения для 44 сильных землетрясений приведены в [141]. В частности, их можно определить **по средней (по длине разрыва) величине подвижки** $\overline{U}_0$ [251], образованной после землетрясения (рис. 5.2) по формуле (R и $\overline{U}_0$ в метрах):

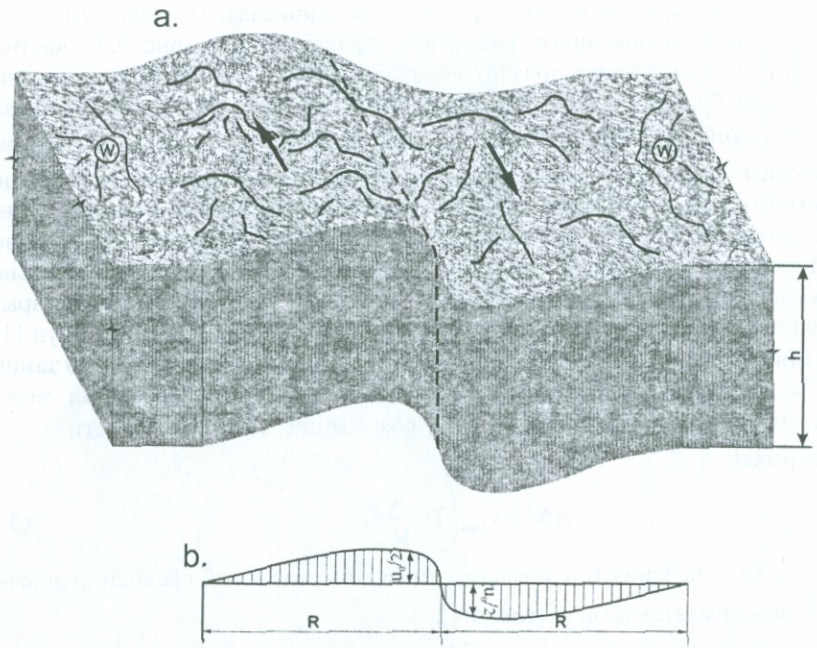


Рис. 5.1 Схематическое изображение медленного длительного деформирования среды в период подготовки землетрясения

a. деформированное состояние среды до образования разрыва,
b. распределение перемещений среды в перпендикулярном к разрыву направлении перед землетрясением,
h-глубина будущего разрыва, $\mathbf{U_0/2}$ -статические деформации блоков в момент начала вспарывания, R-протяженность области деформации в перпендикулярном к разрыву направлениям, W-области, принимаемые недеформированными от готовившегося землетрясения, из-за сравнительной малости величин деформаций.
Стрелками показаны направления медленных движений блоков, пунктиром показана линия будущего разрыва.

$$R = \left(5 \cdot \overline{U}_0 + 15\right) \times 10^3 . \qquad (5.1)$$

Процесс разрыва среды обычно происходит за определенный короткий промежуток времени. В настоящей работе рассматривается

наиболее **неблагоприятный с точки зрения сейсмического воздействия** случай, когда время разрыва можно принимать мгновенным.

После мгновенного разрыва - землетрясения (рис. 5.2) частицы грунта каждого блока получат некоторую начальную скорость, величина которой будет обусловлена длиной и глубиной разрыва, относительной подвижкой U_0 и механическими характеристиками среды, т.е. **сейсмическим моментом землетрясения M_0 и следовательно, магнитудой землетрясения M.** Очевидно, что наибольшая скорость частицы грунта будет иметь место у разрыва. По аналогии с выше упомянутым случаем статического деформирования можно принимать, что величина начальной скорости движения частиц грунта на определенном расстоянии от разрыва будет существенно меньше, чем у разрыва (рис. 5.2). Согласно Брун [14] **«динамическое же поле на больших расстояниях ослабевает по закону Δ^{-1}»**, поэтому предлагается принимать следующие зависимости между начальной величиной скорости на расстоянии $v(\Delta)$ от скорости v_{max} у разрыва:

$$v(\Delta) = v_{max}\left(1 - \frac{\Delta}{R}\right), \qquad (5.2)$$

где - значения R в зависимости от относительной средней подвижки $\overline{U}_0$ принимается по формуле (5.1).

Согласно исследованиям [14] в прочных породах ближней зоны при мгновенном вспарывании возможны ускорения, превышающие 1 g и **скорости v_{max} превышающие 100 см/с.** По утверждению Дж. Н. Бруна **«для верхнего предела начальной скорости частиц, при большой части сильных землетрясений реальной величиной будет 150 см/с»**. Если принимать, что это значение $v_{max} = 100$ см/с соответствует случаю ближней зоны сильного землетрясения **с магнитудой 8.5**, и учитывать, что согласно Эстева [150] максимальная скорость частиц грунта пропорционально e^M, где M магнитуда землетрясения, значение v_{max} в см/с при других магнитудах можно представить в следующем виде:

$$v_{max} = 100e^{M-8.5} \text{ см/с}. \qquad (5.3)$$

Зависимость (5.3) позволяет оценить значение v_{max} у разрыва на поверхности земли для сильных землетрясений с магнитудами $M > 6.0$, при которых разрыв выходить на поверхность земли. С учетом (5.3) для

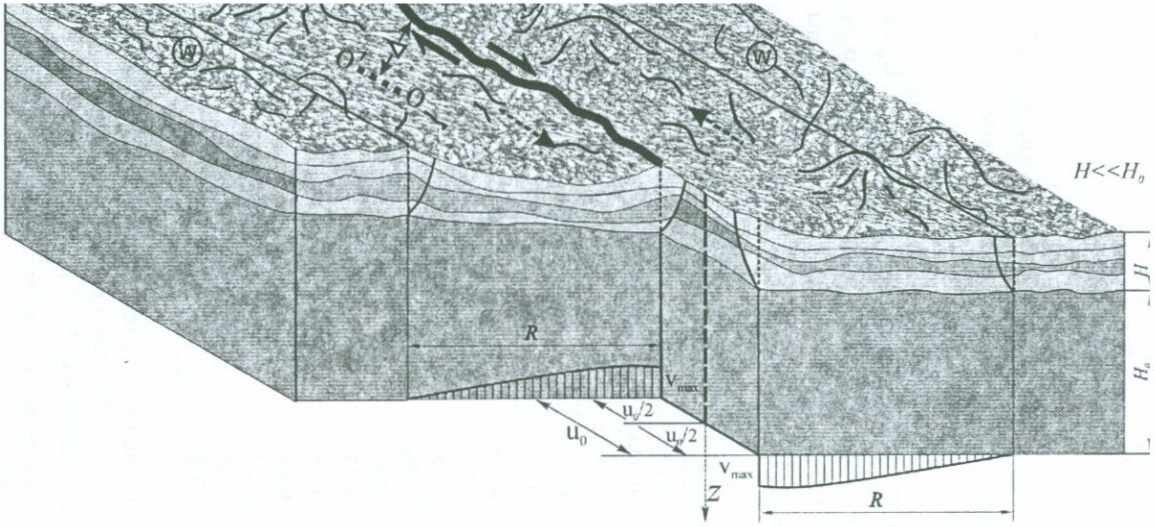


Рис.5.2. Схематическое изображение вспарывания среды и механическая модель верхних напластований после образования разрыва- землетрясения.

$H+H_0$-глубина разрыва, **U_0**-относительная подвижка блоков, R-протяженность области учитываемых деформаций в перпендикулярном к разрыву направлениям, Δ-расстояние от линии разреза до точки наблюдения, **v_{max}** - скорость движения блоков у разрыва, **полу стрелками** показаны направления движения блоков после вспарывания, **жирной линией** показана направление разрыва, **пунктирными стрелками** показаны направление первых инерционных перемещений слоев после разрыва (сжатие и разрежение в среде).

начальной скоростью движения частиц грунта на расстоянии Δ от разрыва согласно (5.2) получим:

$$v(\Delta) = 100e^{M-8,5}\left(1 - \frac{\Delta}{R}\right). \qquad (5.2a)$$

Приведем еще одну эмпирическую формулу Касахара [29] между магнитудой землетрясения M и относительной подвижкой $\overline{U}_0$

$$\lg \overline{U}_0 = 0.55M - 3.71. \qquad (5.4)$$

На основании формул (5.1) - (5.4) вычислены значения $\overline{U}_0$ (в м), R (в км) и соответствующие значения v_{max} в см/с, для различных магнитуд M≥6.0, приведенные в табл. 5.1. Для других значений магнитуды M, не приведенных в таблице 5.1, значения $\overline{U}_0$, R и v_{max} вычисляется по *формулам (5.1)-(5.4).*

Таблица 5.1 Значения $\overline{U}_0$, R, v_{max} в зависимости от магнитуды M

Магнитуда M	Средняя подвижка $\overline{U}_0$, в м	Расстояние R, км	Максимальная скорость v_{max}, см/с
6,0	0,39	16,9	8,27
6,25	0,5	17,6	10,61
6,5	0,73	18,6	13,61
6,75	0,93	19,6	17,77
7,0	1,38	21,9	22,41
7,25	1,76	23,8	28,75
7,5	2,6	28,0	36,90
7,75	3,33	31,6	47,34
8,0	4,89	39,4	60,74
8,25	6,25	46,2	77,93
8,5	9,22	61,1	100
8,75	11,8	74,0	128,3
9,0	17,4	102	164

По шкале MSK-64 значения максимальной скорости колебания грунта, для интенсивностей V-X баллов, приведены в табл. 5.2. Как видно значения v_{max} согласно таблицам 5.1 и 5.2 имеют достаточную *корреляцию для землетрясения с интенсивностью* VII-X *балов и* магнитудой в пределах 6<M<8.

Таблица 5.2. Значения скоростей колебания грунта по шкале интенсивности MSK-64

Баллы	V	VI	VII	VIII	IX	X
v , см/с	1-2	2.1-4	4.1-8	8.1-16	16.1-32	32-64

При не мгновенном разрушении начальное значение скорости частиц грунта согласно Дж. Бруну можно представить в виде

$$v = v_{мг} e^{-t/\Delta t}, \qquad (5.2б)$$

где- $v_{мг}$, рассмотренное выше значение начальной скорости при мгновенном разрушении среды, Δt-время полного разрушения, включая времени вспарывание, оно вырезается формулой

$$\Delta t = \frac{L/2}{v_s},$$

где-L длина будущего разрыва, v_s-скорость поперечной волны. Продолжительность разрушения может длиться до десятки секунд. Вспарывание начинается в последней стадии полного разрушения, когда остается еще неразрушенной небольшая часть (несколько десятка метров) линии разрыва. До этого момента динамический эффект землетрясения – генерирование инерционных сил в грунте еще не проявляется. Последняя стадия разрушения (начало землетрясения) –вспарывание происходит с сверхзвуковой скоростью и длится доли секунды, в пределах t=0.1÷0.3 сек (в зависимости от прочности пород). Поэтому по формуле (5.2б), например при L=30км (для M≈7.0) v_s=4000 м/сек, t=0.1÷0.3 сек получим

$$v = (0.97 \div 0.92)\, v_{мг}, \qquad (5.2в)$$

Как видим не мгновенность разрыва приводит к незначительному уменьшению начальной скорости колебания частиц грунта и, следовательно, к такому же смягчению эффекта землетрясения.

5.3 Механическая модель задачи

Верхние, близкие к поверхности Земли слои пород по кинематическим условиям и физико-механическим характеристикам существенно отличаются от глубинных слоев пород. Они менее плотные, их коэффициенты упругости при растяжений E и сдвиге и G до двух раз меньше, чем у глубоких пород. Кроме этого, они подвергнуты существенно меньшим

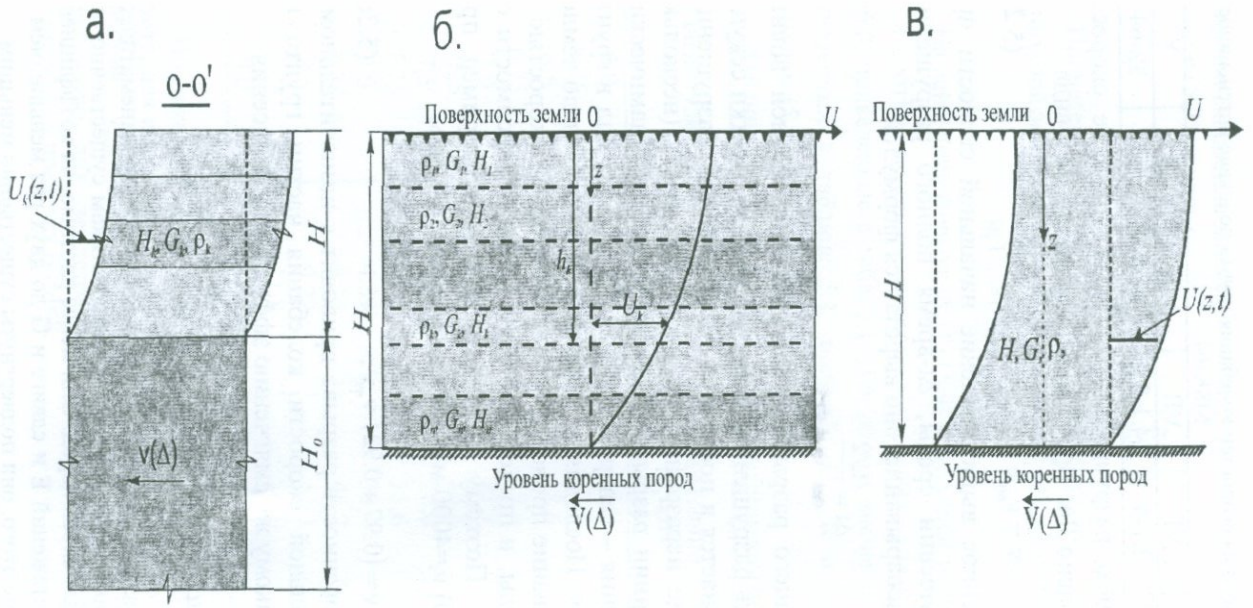


Рис.5.3. Схематическое изображение деформированной среды после образования разрыва- землетрясения. **а.** схема горизонтального деформирования вертикального разреза по линии о-о', **б.** принимаемая схема верхних напластований в виде неоднородной поверхностной толщи, **в.** та же самая схема для однородного поверхностного слоя, **$H+H_0$**-*глубина разрыва*, *H*- общая мощность приповерхностной толщи, v(Δ)-начальная скорость движения блоков на расстоянии Δ от разрыва, **U(z,t)**-функция горизонтального перемещения в перпендикулярном к разрыву направлении, **ρ_k, G_k, H_k** -плотность, модуль сдвига и мощность k-ого слоя.

вертикальным сжимающим усилиям, их объем незначительный по сравнению с общим объемом вспарываных блоков.
Благодаря этим качествам они обладают большой сдвиговой деформативностью в горизонтальных и вертикальных направлениях по сравнению с глубинными слоями. Поэтому при мгновенном разрыве земной коры породы верхних слоев будут подвергаться существенно более интенсивным **знакопеременным динамическим перемещениям, генерируемыми силами инерции масс пород,** чем породы глубоких слоев. Во время реального землетрясения сейсмографы и акселерографы записывают именно эти знакопеременные перемещения и ускорения частиц грунта на поверхности Земли. Образованные в длительной стадии подготовки землетрясения статические деформации грунта сейсмографы и акселерографы не фиксирует, так как основания их корпусов (в которых размещена инертная масса, удерживаемой пружиной), также подвергаются медленному перемещению вместе с грунтом без колебания инертной массы.

Если из тела блока на расстоянии Δ от разрыва выделить какую-то приповерхностную призматическую область с единой шириной и мощностью $H<<H_0$, где $H+H_0$ –глубина разрыва (рис. 5.2), то она на любом участке по длине разрыва L будет представлять собой многослойную литологическую колонку (толщу) с различными физико-механическими и геометрическими характеристиками: плотностями ρ_k, модулями сдвига G_k и мощностями H_k (рис. 5.3б). Под глубиной H здесь подразумевается расстояние от поверхности Земли (от планировочной отметки сооружения), до плотных пород со скоростью распространения поперечных сейсмических волн v_s больше чем 1000 м/с, но **не менее 30 метров**. Имеются многочисленные случаи одновременной записи реальных землетрясений на поверхности Земли и в глубинных уровнях до 150 метров, показывающие существенное уменьшение сейсмического эффекта по глубине Земли [104]. Об этом свидетельствует и низкая поврежденность подземных сооружений, наблюдаемые при сильных землетрясениях [67]. Хорошо известно также, что на характер сейсмических колебаний на поверхности Земли существенное влияние оказывает **структура приповерхностной многослойной толщи.**

На этой основе, в настоящих исследованиях принимается, **что при мгновенном разрыве среды влияние инерционных перемещений пород глубинных слоев на инерционные перемещения пород верхних приповерхностных слоев, можно пренебречь (рис. 5.3а).** Таким образом за расчетную схему, для вычисления закономерностей изменения во времени перемещений (сейсмограмма) и ускорений (акселерограмма) движения частиц грунта на поверхности Земли, принимается многослойную литологическую колонку высотой H (рис. 5.3б) все слои которой в

момент $t=0$ получают начальную скорость $v(\Delta)$, согласно формуле (5.2а) и таблице 5.1.

5.4 Математическая модель задачи и ее решение

Математическая постановка задачи будет заключатся в следующем: найти выражения кусочно-непрерывной функции перемещения $U(z,t)$ слоев (рис. 5.3б):

$$U(z,t)=\begin{cases} U_1(z,t) \text{ при } 0\le z\le h_1 \\ U_2(z,t) \text{ при } h_1\le z\le h_2 \\ \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \\ U_k(z,t) \text{ при } h_{k-1}\le z\le h_k \\ \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \\ U_n(z,t) \text{ при } h_{n-1}\le z\le h_n \end{cases}, \tag{5.5}$$

которые удовлетворяют следующим волновым уравнениям поперечных сдвиговых колебаний слоев с учетом вязкости среды [88,110]:

$$G_k\frac{\partial^2 U_k}{\partial z^2}-\rho_k\frac{\partial^2 U_k}{\partial t^2}+\eta_k\frac{\partial^3 U_k}{\partial z^2\partial t^2}=0, \quad k=1,2...n \tag{5.6}$$

где G_k -модуль сдвига пород k-ого слоя, ρ_k -плотность, η_k -коэффициент вязкости, H_k -мощность k-ого слоя, n-число слоев,

$$h_k=\sum_{i=0}^{k}H_i, \quad h_0=0, \quad h_1=H_1, \quad h_n=H.$$

Уравнения (5.6) должны удовлетворять следующим двум граничным условиям на поверхности Земли $z=0$ и на глубине H:

$$\begin{aligned} &\text{при } z=0 && \frac{\partial U_1(0,t)}{\partial z}=0, \\ &\text{при } z=H && U_n(H,t)=0, \end{aligned} \tag{5.7}$$

и 2n-2 условиям **непрерывности перемещений и касательных напряжений** на уровнях раздела слоев, т.е.

$$\begin{aligned} U_k(h_k,t)&=U_{k+1}(h_k,t) \\ G_k\frac{\partial U_k(h_k,t)}{\partial z}&=G_{k+1}\frac{\partial U_{k+1}(h_k,t)}{\partial z}. \end{aligned} \quad k=1,2,3...n-1 \tag{5.8}$$

Уравнения (5.6) должны удовлетворять также **следующим начальным условиям:**

$$\text{при } t = 0 \qquad U_k(z,0) = 0$$

$$\text{при } t = 0 \qquad \frac{\partial U_k(z,0)}{\partial t} = v(\Delta), \qquad (5.9)$$

$$k = 1,2...n$$

где $v(\Delta)$-начальная скорость движения основания разреза.

Решение уравнений (5.6) будем искать методом разделения переменных, представив их следующим образом:

$$U_k(z,t) = \sum_{i=1}^{\infty} U_{ki}(z) q_i(t), \qquad (5.10)$$

$$k = 1,2,3...n$$

где $U_{ki}(z)$ -функции только от координата z, а $q_i(t)$- функция только от времени t. Подставляя (5.10) в (5.6) и учитывая, что равенство (5.10) должно удовлетворятся для любого i, *получим:*

$$G_k U''_{ki} q_i - \rho_k U_{ki} q''_i + \eta_k U''_{ki} q'_i = 0. \qquad (5.11)$$

Разделив (5.11) на произведение $U_{ki}\left(q_i + \frac{\eta_k}{G_k} q'_i\right)$, приходим к равенству:

$$\frac{G_k}{\rho_k} \frac{U''_{ki}}{U_{ki}} = \frac{q''_i}{q_i + \frac{\eta_k q'_i}{G_k}} = -p_i^2, \qquad (5.12)$$

где p_i^2 *-некоторое положительное число.*

Из (5.12) вытекают следующие два уравнения:

$$U''_{ki} + \lambda_{ki}^2 U_{ki} = 0 \qquad \frac{p_i^2 \rho_k}{G_k} = \lambda_{ki}^2, \qquad (5.13)$$

$$k = 1,2...n$$

$$q''_i + 2n_i q'_i + p_i^2 q_i = 0 \qquad \frac{\eta_k p_i^2}{G_k} = 2n_i. \qquad (5.14)$$

$$i = 1,2...$$

Решение уравнения (14) будет:

$$q_i(t) = e^{-n_i t}\left(c_{1i} \sin p_i^* t + c_{2i} \cos p_i^* t\right), \qquad (5.15)$$

где $\mathbf{c}_{1i}$ и $\mathbf{c}_{2i}$ -некоторое неизвестные постоянные, p_i^* -круговые частоты свободных колебаний всей многослойной толщи по i-ой форме с учетом вязкости пород и определяются по формуле:

$$p_i^* = \sqrt{p_i^2 - n_i^2}, \tag{5.16}$$

где n_i- коэффициент критического затухания всей неоднородной толщи по i-ой форме свободных колебаний. Для большинства горных пород $n_i^2 << p_i^2$, поэтому в формуле (5.16) для круговых частот и в тригонометрических функциях формулы (5.15) влиянием n_i^2 по сравнению с p_i^2 можно пренебречь и принимая $p_i^* \approx p_i$ представить ее в виде:

$$q_i(t) = e^{-n_i t}\left(\mathbf{c}_{1i}\sin p_i t + \mathbf{c}_{2i}\cos p_i t\right). \tag{5.17}$$

Решение уравнения (5.13) можно представить в виде:

$$U_{ki}(z) = A_{ki}\sin\lambda_{ki}z + B_{ki}\cos\lambda_{ki}z \qquad k = 1,2...n \tag{5.18}$$

Для определения 2n неизвестных коэффициентов A_{ki} и B_{ki} и круговых частот p_i будем воспользоваться граничными условиями (5.7) и условиями непрерывности (5.8). В результате получим следующую систему 2n однородных линейных уравнений относительно 2n неизвестных коэффициентов A_{ki} и B_{ki}:

$$\begin{aligned}
A_{1i} &= 0,\\
A_{ni}\sin\lambda_{ni}H + B_{ni}\cos\lambda_{ni}H &= 0,\\
A_{ki}\sin\lambda_{ki}h_k + B_{ki}\cos\lambda_{ki}h_k &=\\
= A_{k+1i}\sin\lambda_{k+1i}h_k + B_{k+1i}\cos\lambda_{k+1i}h_k,&\\
A_{ki}G_k\lambda_{ki}\cos\lambda_{ki}h_k - B_{ki}G_k\lambda_{ki}\sin\lambda_{ki}h_k &=\\
= A_{k+1i}G_{k+1}\lambda_{k+1i}\cos\lambda_{k+1i}h_k - B_{k+1i}G_{k+1}\lambda_{k+1i}\sin\lambda_{k+1i}h_k&\\
k = 1,2...n-1.&
\end{aligned} \tag{5.19}$$

Так как система уравнений (5.19) относительно 2n неизвестных коэффициентов A_{ki} и B_{ki} однородна, то ее единственно **нетривиальное решение имеет место только при равенстве нулю детерминанта 2n степени, образованного из коэффициентов неизвестных.** При двухслойной толще это будет детерминант 4-ого порядка, для трехслойного и четырехслойных толщ - соответственно 6-ого и 8-ого порядков. Полученное после раскрытия детерминанта сложное трансцендентное уравнение будет содержать **только одно неизвестное - частоты свободных колебаний p_i^2**. При заданных G_k, ρ_k, и H_k оно будет служить основа-

нием для вычисления круговых частот $p_i(i=1,2,3...)$ всех форм свободных (преобладающих) колебаний многослойной толщи. Получение в явном виде такого уравнения при больших числах слоев практически невозможно. Часто значения частот p_i вычисляются по различным компьютерным программам непосредственно из соответствующего уравнения в виде детерминанта системы (5.19). Для двух, трех и четырехслойных толщ трансцендентные уравнения в явном виде были приведены в первой главе: формулы (1.26)-(1.29).

Подставляя вычисленные по формулам (1.26)-(1.29) значения частот p_i в уравнения (5.19) получим системы n однородных линейных уравнений относительно A_{ki} и B_{ki} с главным детерминантом равным нулю. Для **нетривиального решения** задачи отбрасывает одну из однородных уравнений и принимая одну из неизвестных, например B_{1i}, заданным (в принципе B_{1i} можно принимать и равным 1) из оставшейся системы 2n-1 неоднородных уравнений и определяем все 2n-1 неизвестные отношения A_{ki}/B_{1i} и B_{ki}/B_{1i}.

Для определения неизвестных коэффициентов $\mathbf{c}_{1i}$ и $\mathbf{c}_{2i}$ будем воспользоваться начальными условиями (5.9). Из первого условия (5.9), учитывая (5.10), (5.17) и (5.18) будем иметь:

$$\sum_{i=1}^{\infty} U_{ki}(z)\cdot 1\cdot(\mathbf{c}_{1i}\cdot 0+\mathbf{c}_{2i}\cdot 1)=0 \qquad (5.20)$$

$$k=1,2...n.$$

Так как условие (5.20) должно выполняться для любой точки z по высоте литологической колонки и коэффициенты A_{ki} и B_{ki}, входящие в $U_{ki}(z)$, одновременно не могут быть равным нулю, из (5.20) вытекает, что

$$\mathbf{c}_{2i}=0,\quad i=1,2... \qquad (5.20a)$$

Из второго условия (5.9) будем иметь

$$\sum_{i=1}^{\infty} U_{ki}(z)\cdot 1\cdot(\mathbf{c}_{1i}\cdot p_i\cdot 1-n\cdot 1\cdot 0)=v(\Delta) \qquad (5.21)$$

$$k=1,2...n$$

Умножая обе части уравнения (5.21) на $q_k U_{kj}(z)$ и интегрируем от нуля до H, заранее, в соответствии с (5.5), заменив его суммой интегралов от h_{k-1} до h_k, выражение (5.21) примет вид:

$$\sum_{k=1}^{n}\int_{h_{k-1}}^{h_k}\sum_{i=1}^{\infty} U_{ki}(z)q_k U_{kj}(z)\mathbf{c}_{1i}p_i dz = v(\Delta)\sum_{k=1}^{n}\int_{h_{k-1}}^{h_k} q_k U_{kj}(z)dz. \qquad (5.22)$$

Учитывая ортогональность функции $U_i(z,t)$ и $U_j(z,t)$ в виде [102]

$$\sum_{k=1}^{n}\int_{h_{k-1}}^{h_k}\rho_k U_{ki}(z)U_{kj}(z)dz = 0\ , \qquad i \neq j \tag{5.23}$$

для всех комбинаций i-ой и j-ой форм колебаний, из (5.22) получим

$$c_{li} = \frac{v(\Delta)\sum_{k=1}^{n}\int_{h_{k-1}}^{h_k}\rho_k U_{ki}(z)dz}{p_i\sum_{k=1}^{n}\int_{h_{k-1}}^{h_k}\rho_k U_{ki}^2(z)dz}\ . \tag{5.24}$$

Таким образом общее решение задачи с учетом всех форм колебаний грунтовой толщи, на основании (5.10), (5.17), (5.18), (5.20а) и (5.24) будет

$$U_k(z,t) = v(\Delta)\sum_{i=1}^{\infty}\frac{U_{ki}(z)}{p_i}\delta_i e^{-n_i t}\sin p_i t \tag{5.25}$$

С учетом сравнительной малости величин коэффициента затухания n_i для ускорения $U_k''(z,t)$ из (5.25) получим:

$$U_k''(z,t) = v(\Delta)\sum_{i=1}^{n}U_{ki}(z)p_i\delta_i e^{-n_i t}\sin p_i t \qquad k = 1,2...n\ , \tag{5.25а}$$

где обозначено

$$\delta_i = \frac{\sum_{k=1}^{n}\int_{h_{k-1}}^{h_k}\rho_k U_{ki}(z)dz}{\sum_{k=1}^{n}\int_{h_{k-1}}^{h_k}\rho_k U_{ki}^2(z)dz} \tag{5.26}$$

На поверхности Земли для перемещения частиц грунта (сейсмограммы) и ускорения (акселерограммы), будем иметь:

$$U_l(0,t) = v(\Delta)\sum_{i=1}^{\infty}\frac{U_l(0)}{p_i}\delta_i e^{-n_i t}\sin p_i t$$
$$U_l''(0,t) = v(\Delta)\sum_{i=1}^{\infty}U_l(0)p_i\delta_i e^{-n_i t}\sin p_i t \tag{5.27}$$

Для самой простой, однослойной толщи с параметрами G, ρ, H (рис. 5.3 в) задача существенно упрощается:

$$U(z,t) = U_1(z,t) \qquad 0 \le z \le H.$$

Удовлетворяя граничным и начальным условия (5.7) и (5.9) для однослойной толщи будем иметь:

$$U_i(z) = B_i \cos\frac{2i-1}{2}\frac{\pi}{H}z, \quad A_i = 0, \quad c_{2i} = 0, \quad c_{1i}B_i = \frac{v(\Delta)\delta_i}{p_i},$$

$$p_i = \frac{2\pi}{T_{0i}} = \frac{2i-1}{2H}\pi\sqrt{\frac{G}{\rho}} = \frac{2i-1}{2H}\pi v_s, \; i = 1,2,\ldots, \tag{5.28}$$

$$\delta_i = \frac{\int_0^H \cos\frac{2i-1}{2}\frac{\pi}{H}z\,dz}{\int_0^H \cos^2\frac{2i-1}{2}\frac{\pi}{H}z\,dz} = \frac{4(-1)^{i+1}}{(2i-1)\pi}$$

и общее решение задачи примет вид

$$U(z,t) = v(\Delta)\sum_{i=1}^{\infty}\frac{T_{oi}}{2\pi}\delta_i e^{-n_i t}\cos\frac{2i-1}{2}\frac{\pi z}{H}\sin\frac{2i-1}{2}\frac{\pi v_s}{H}t$$

$$U''(z,t) = v(\Delta)\sum_{i=1}^{\infty}\frac{2\pi}{T_{oi}}\delta_i e^{-n_i t}\cos\frac{2i-1}{2}\frac{\pi z}{H}\sin\frac{2i-1}{2}\frac{\pi v_s}{H}t \tag{5.29}$$

где $T_{0i} = \frac{2\pi}{p_i} = \frac{4H}{(2i-1)v_s}$ период свободных колебаний слоя i-ой форме,

n_i-коэффициент критического затухания пород слоя по i-ой форме,

$v_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}}$ скорость распространения поперечных волн в слое.

Как видно из формул (5.25) и (5.29) главное отличие неоднородных и однородных толщ (*строительных площадок*) будет в коэффициентах δ_i и в соотношениях $\frac{T_{01}}{T_{01}}, \frac{T_{01}}{T_{02}} \ldots \frac{T_{01}}{T_{0n}}$. Для однородного слоя эти соотношения, как видно из (5.28), являются нечетными числами 1,3,5,7… 2n-1, а знаки коэффициентов δ_i при **четных i будут +, при нечетных -**. По этому, при суммировании рядов (5.29) знаки δ_i и максимумов тригонометрических функций $\sin\frac{2i-1}{2}\frac{\pi v_s t}{H}$ для любого i будут совпадать, что приведет к их алгебраическому суммированию и существенному росту суммарной максимальной величины ряда. Для неоднородной колонки вероятность

такого совпадения очень невелико, что приведет к уменьшению суммарной величины ряда.

Формуле (5.29) можно дать и волновую интерпретацию. Известно, что реальная сейсмограмма - результат суммирования неоднократно преломленных и отраженных от нижних слоев и поверхности Земли поперечных сейсмических волн. К этому выводу проводят и формулы (5.25) и (5.29). В самом деле, воспользуюсь известным положением о том [20], что ***любая стоячая волна может быть заменена парой бегущих волн,*** так как имеет место равенство

$$2\cos\frac{k\pi}{H}z\sin\frac{k\pi}{H}ct = \sin\frac{k\pi}{H}(z+ct)+\sin\frac{k\pi}{H}(ct-z)\ , \qquad (5.30)$$

и наоборот ***любая бегущая волна может быть представлена как пара стоячих волн с фазами сдвинутыми на*** $\pi/2$, так как

$$\sin\frac{k\pi}{H}(z+ct) = \sin\frac{k\pi z}{H}\cos\frac{k\pi ct}{H}+\cos\frac{k\pi z}{H}\sin\frac{k\pi ct}{H}\ , \qquad (5.31)$$

где с-скорость распространения волны, решение (5.29) можно представить в волновом виде:

$$U(z,t) = v(\Delta)\sum_{i=1}^{\infty}\frac{T_{0i}\delta_i}{4\pi}e^{-n_i t}\left[\sin\frac{2i-1}{2}\frac{\pi}{H}(z+v_s t)+\sin\frac{2i-1}{2}\frac{\pi}{H}(v_s t-z)\right]$$
$$U''(z,t) = v(\Delta)\sum_{i=1}^{\infty}\frac{\pi}{T_{0i}}\delta_i e^{-n_i t}\left[\sin\frac{2i-1}{2}\frac{\pi}{H}(z+v_s t)+\sin\frac{2i-1}{2}\frac{\pi}{H}(v_s t-z)\right], \qquad (5.32)$$

где v_s - скорость поперечных волн в однородном слое.

Формула (5.32) показывает, что сейсмограмма и акселерограмма грунта представляют собой сумму множества падающих и отраженных волн с различными амплитудами и частотами.

По современным концепциям динамики грунтов между коэффициентами критического затухания n в %, декрементам затухания θ, коэффициентом поглощения ψ, и периодом свободных колебаний T_0 имеются следующие соотношения

$$\psi = 2\theta\ , \qquad n = \frac{\theta}{T_0}\ . \qquad (5.33)$$

Водонасыщенность грунта приводит к почти двукратному увеличению декремента θ по сравнению с сухим состоянием. Для сухих песков значение θ при средних деформациях доходит до 0.2 [104]. По экспериментальным исследованиям Л.Р.Ставницера значения θ для различных грунтов с плотностью $1.63\le\rho(т/м^3)\le2.12$ и влажность в от 5% до 30% значение θ изменяется от 0.17 до 0.64 [98].

Таким образом, перемещение (сейсмограмма) и ускорение (акселерограмма) грунта на поверхности Земли (при z=0) на расстоянии Δ от разрыва при магнитуде M прогнозируемого землетрясения с учетом (5.2а) и (5.27) для однослойного основания будут:

$$U(0,t)=100e^{M-8.5}\left(1-\frac{\Delta}{R}\right)\sum_{i=1}^{\infty}\frac{T_{0i}}{2\pi}\delta_i e^{-\frac{\theta_i}{T_i}t}\sin\frac{2\pi}{T_{0i}}t$$

$$U''(0,t)=100e^{M-8.5}\left(1-\frac{\Delta}{R}\right)\sum_{i=1}^{\infty}\frac{2\pi}{T_{0i}}\delta_i e^{-\frac{\theta_i}{T_i}t}\sin\frac{2\pi}{T_{0i}}t \quad , \qquad (5.34)$$

где значения параметра R в зависимости от значения магнитуды M принимается по табл. 5.1.

Формулы (5.29) позволяют вместо значения $v(\Delta)$ по формуле (5.2а) принимать любые другие зависимости для данного региона и условий, так как $v(\Delta)$ входят в (5.29) как постоянный множитель, не зависящего от времени t, и не может влиять на процесс суммирования по формам колебаний.

Согласно (5.34) на однородных твердых грунтах значение ускорения грунта при заданных M и Δ будет больше, чем на рыхлых однородных грунтах той же мощности слоя. Это явление неоднократно подтверждалось инструментально при регистрации слабых и умеренных землетрясений. Так как амплитуды всех гармоник (5.34) со временем сильно уменьшаются при отыскании максимумов выражений $U(t)$ и $U''(t)$ можно ограничиваться учетом только первых трех членов рядов (первых трех форм свободных поперечных колебаний слоя с мощностью H). Таким образом на поверхности Земли (и по глубине слоя) перемещение и ускорение грунта будут представляют собой суперпозицию затухающих гармонических колебаний с периодами, равными периодам свободных колебаний слоя - T_{0i}. Другая особенность полученных формул (5.34) заключается в том, что перемещение и ускорение грунта существенно зависят от **сейсмической категории грунтовых условий.** Она обусловлена наличием в формулах (5.34) величин преобладающих периодов строительной площадки T_{0i}. Как было сказано в первой главе (табл. 1.14) в качестве интегральной характеристики неоднородных грунтов, для установления их категории по сейсмическим свойствам, помимо средней величины $\bar{v}_s$ рекомендуется принимать также величину периода T_{01}, так как на ее формирования, как мы видели выше, влияют физико-механические и мощностные характеристики всех слоев. Кроме того, известно, что при любом динамическом воздействии отношение периодов вынужденных

колебаний (грунт) и свободных колебаний (сооружение) играет существенную роль. Так в работе [110] *и по нормам Республики* Армения по сейсмостойкому строительству [97] категория грунта устанавливается согласно приведенной в первой главе таблицы 1.15 по значениям $\bar{v}_s$ и T_{0l}.

При этом, при больших числах слоев, **приближенные значение** $T_{01}^{пр}$ **и среднее значение** $\bar{v}_s$ рекомендуется определять по формулам:

$$T_{0l}^{пр} = \frac{4H}{\bar{v}_s}, \qquad \bar{v}_s = \frac{\sum_{k=1}^{n} H_k}{\sum_{k=1}^{n} \frac{H_k}{v_{sk}}}, \quad H = \sum_{k=1}^{n} H_k, \quad v_{sk} = \sqrt{\frac{G_k}{\rho_k}}. \tag{5.35}$$

Главная особенность формул (5.34) заключается в том, что по ним при заданном значений магнитуды прогнозируемого землетрясения М и расстояния от точки *наблюдения* Δ до разрыва (активного разлома) можно установить **не только максимальные значения перемещения и ускорения грунта с учетом грунтовых условий, но и их изменения во времени и, что не менее важно, значения периодов колебаний**. При этом, согласно (5.34), на твердых грунтах будут преобладать короткопериодные, а на рыхлых грунтах – длиннопериодные *колебания*. Основной характеристикой любого сложного колебательного процесс является спектр его частот. По нашему мнению величины периодов колебаний грунтов (на акселограммах) играют главную роль в поведении надземного сооружения во время землетрясения. Сейсмическое воздействие относится к динамическим воздействиям, при которых наибольший эффект воздействия, обусловлен резонансными явлениями, т.е. совпадением или близостью величин периодов колебаний грунта и свободных колебаний надземных сооружений. Имеются *многочисленные* исследования по установлению значений преобладающих периодов колебания грунтов при сильных землетрясений, [104, 110, 255]. Самые общие сведения о величине *преобладающих* периодов колебаний грунта можно исчерпать из спектров реакций землетрясения (по значениям периодов, соответствующим пиковым значениям ускорений *на спектре*), построенные по записям реальных акселерограмм грунта, зарегистрированных на участках грунтов с различными геологическими условиями. Таких спектров к *настоящему времени* накопилось в довольно большом количестве. Их сопоставительный анализ показывает, что, в основном, величины преобладающих периодов скальных грунтов во время *землетрясения* находятся в узком диапазоне 0.15-0.4 с, тогда как их значения для рыхлых грунтов находятся в широком диапазоне 0.5-2.0 с, иногда доходя до 3.0 и более секунд. Проведенные в *первой* главе

исследования по определению преобладающих периодов по формулам (1.26)-(1.29) для различных геологических разрезов (с экспериментально установленными значениями физико-механических характеристик слоев ρ_k, G_k и H_k путем бурения скважин), и их сопоставление с значениями преобладающих периодов по пиковым значениям ускорений на спектрах реакции сильных землетрясений, зарегистрированных на тех же разрезах [165], показали их хорошую корреляцию. При этом максимальное (наибольшее из пиковых) значение ускорения на спектре реакции может иметь место как для первого преобладающего периода T_{01}, так и для высших – T_{02} и T_{03}. Как показано в [67], при землетрясениях с M>6 реальные значения преобладающих периодов близки к их значениям, установленные путем гармонического анализа микроколебаний грунта места регистрации землетрясения. Следует отметить, что имеются и другие исследования показывающие, что на формирование значений преобладающих периодов существенное влияние оказывают тип подвижки в очаге, магнитуда и эпицентральное расстояние [110, 223]. С другой стороны, придется констатировать, **что величины преобладающих периодов колебаний грунтов и свободных колебаний зданий и сооружений массовой застройки находятся в одном и том же диапазоне от 0.1 с до 1.0 с**. Это обстоятельство существенно повышает вероятность возникновения резонансных явлений. При этом для сильных землетрясений, эта вероятность возрастет из-за их большей продолжительности. По нашему убеждению, причиной большинства случаев обрушений и серьезных повреждений зданий и сооружений при сильных землетрясениях являются резонансные колебания. Об этом свидетельствуют и серьезные повреждения отдельных сооружений даже при низких уровнях амплитуд ускорений грунта (меньше чем 0.1g), наблюдаемые во время землетрясений на больших расстояниях от эпицентра. Классическими примерами сказанных явлений имели место при землетрясениях 1985г. в Мехико-Сити и в городах Ленинакана и Кировакана при Спитакском землетрясении 1988 года [110, 165]. Это значит, что при проектировании новых зданий и сооружений следует достоверно **прогнозировать не только максимальную амплитуду ускорения грунта, но и величину преобладающего периода колебания грунта** во время землетрясения. Такой прогноз позволит для каждого сооружения с определенным спектром частот собственных колебаний, подобрать наиболее благоприятные грунтовые площадки строительства. Это условие согласно [97, 110] выражается следующими неравенствами:

$$T_1 > 1.5T_{01} \text{ или } 1.5T_1 < T_{01},$$

где T_1- период первой формы свободных колебаний надземного сооружения, $T_{01} = 2\pi/p_1$ -преобладающего период колебаний грунтовой

толщи, вычисленный из частотного уравнения, получаемого из системы однородных уравнений 5.19 путем приравнивая к нулю ее главного детерминанта. Так как характер деформирования зданий и сооружений массовой застройки и их многослойного грунтового основания носят сдвиговый характер, отношения значений периодов по высшим формам колебаний в обоих объектах будут одинаковыми. Это говорит о том, что при избегании резонанса в сооружении по первой форме колебания автоматически резонанса не возникнет и по высшим формам колебаний.

5.5 Иллюстрация метода

В качестве примера вычислим сейсмограмму $U(t)$ и акселерограмму $U''(t)$ на поверхности земли для двух вариантов однородного *поверхностного слоя – из твердого (скального) и рыхлого грунтов. Для* однородного слоя из твердых грунтов (крупнообломочные грунты из магматических пород) будем рассматривать два варианта T_{01}=0.25 с и T_{01}=0.45, для рыхлого слоя (пески, суглинки)так же два варианта T_{o1}=0.8 с и T_{01}=1.2, Декремент колебания θ_i для всех форм колебаний поверхностного слоя примем: для твердых грунтов -0.3, для рыхлых грунтов -0.2.

Ограничиваясь только основой формой колебания слоя (первым членом рядов (5.34)) при M=7.0, Δ=5 км, R=21,9 км по формулам (5.34) соответственно в моменты времени $t = 0.25/4 = 0.062$ с и $t = 0.8/4 = 0.20$ с получим:

- для твердых грунтов при T_{01}=0.25, U_{max}=0.80 см, U''_{max}=0.504g
- для рыхлых грунтов при T_{o1}=0.8 , U_{max}=2.65 см, U''_{max}=0.16g

Для однородного поверхностного слоя, как видно из (5.28), величины периодов колебаний отличаются в 1, 3, 5 раза, поэтому моменты наступления максимальных амплитуд отдельных членов ряда (5.34) во времени и по направлению (знаку δ_i) совпадают. Это приводит к значительному росту суммарной величины рядов особенно для ускорения $U''(t)$. Графически это показано на рис.5.4 для ускорения $U''(t)$, вычисленного по формуле (5.34) по первой, второй и третьей формам колебания в отдельности, и при их совместном действии (суперпозиции) для случая T_{01}=0.25 с. Из рисунка видно, что моменты наступления максимумов во времени по трем формам совпадают приводя к их алгебраическому суммированию. При таких же значениях M=7.0, Δ=5 км, v_{max}=22.41 см/с, $\theta_1=\theta_2=\theta_3$, для максимальных перемещений и ускорений грунта с учетом трех форм колебаний, соответственно были получены:

1 - Для двух вариантов твердых грунтов:

1.1 при T_{01}=0.25 с, T_{02}=0.083 с, T_{03}=0.05 с,

U_{max}=0.907 см, U''_{max}=1.302g

1.2 при T_{01}=0.45 с, T_{02}=0.15 с, T_{03}=0.09 с,

U_{max}=1.63 см, U''_{max}=0.723g

2- Для двух вариантов рыхлых грунтов при

2.1 при T_{01}=0.8 с, T_{02}=0.26 с, T_{03}=0.16 с,

U_{max}=3.01 см, U''_{max}=0.45g

2.2 при T_{01}=1.2 с, T_{02}=0.4 с, T_{03}=0.24 с,

U_{max}=4.5 см, U''_{max}=0.3g

Из приведенных данных видно, что и для твердых и для рыхлых грунтов учет высших форм колебании поверхностного слоя приводит к увеличению максимального значения ускорения поверхности земли, вычисленного только по первой форме колебания слоя, соответственно в 2.58 и 2.81 раза, а для максимальных значений перемещений грунта -всего в 1.133 и в 1.135 раза. На рис. 5.5 показаны соответствующие сейсмограммы и акселерограммы для твердых и рыхлых грунтов, вычисленные по формулам (5.34) с учетом трех членов рядов для вариантов 1.1 и 2.1. Как видно, высшие формы колебаний существенно влияют только на максимальные величины ускорений. При этом продолжительность интенсивных колебаний на рыхлых грунтах в 1.5 раза дольше чем на плотных грунтах. Одна из причин этого явления заключается в том, что перемещения прямо зависят от периодов T_{0i} , а ускорения - обратно пропорциональны T_{0i}. Кроме того для твердых грунтов, периоды второй и третьей форм колебаний согласно формуле (5.28) равны: T_{02}=0.083 с, T_{03}=0.05 с. Как видим они очень высокочастотные по сравнению с их значениями для рыхлых грунтов. Возникновения таких высокочастотных колебаний на поверхности земли многими специалистами считается маловероятными и не представляющими опасность для большинства надземных сооружений. Поэтому, по-видимому, их учет в формулах (5.34) для скальных грунтов с периодами T_{02} и T_{03} меньше чем на 0.1 с, можно считать нереальным, т.е. за расчетную величину ускорения твердого грунта, можно принимать с учетом только первой формы колебаний. Для рассмотренного примера оно будет равно 0.504g. Отметим еще оно обстоятельство в пользу такого вывода. Значения коэффициентов внутреннего трения n_2 и n_3 для второй и третьей форм колебаний (из-за отсутствия экспериментальных исследований, касающимся процессам внутреннего трения по высшим формам поперечных колебаний горных пород), были приняты как для первой формы, что также может привести к большим погрешностям.

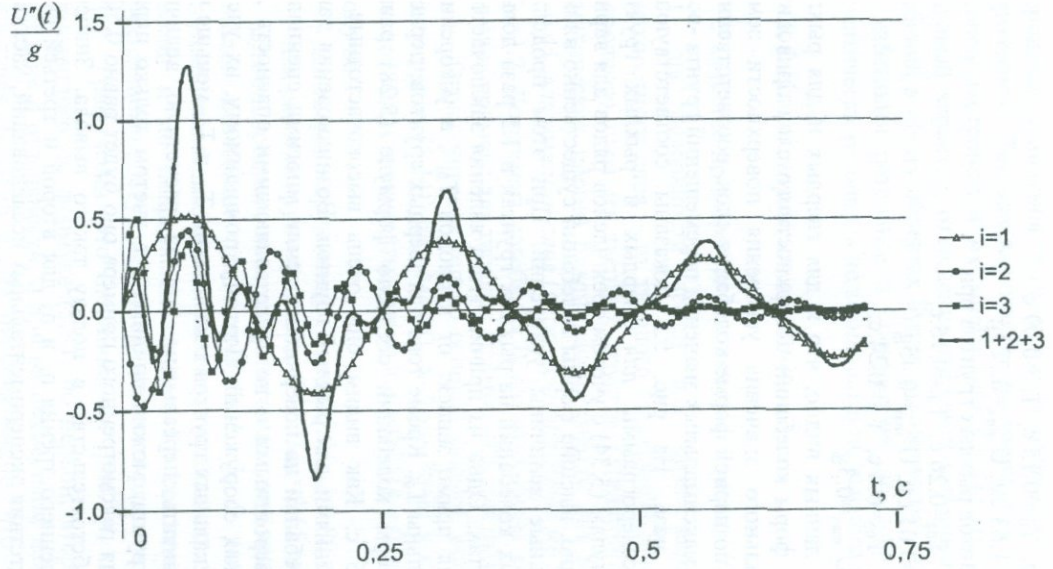


Рис.5.4. Акселерограммы твердого грунта (T_{01}=0.25 с) с учетом первых трех форм колебаний по формуле (5.34) *и по 1,2, и 3 форме колебаний* в отдельности

1+2+3 с учетом суперпозиций первых трех форм колебаний

i=1 i=2 i=3 по первой, второй и третьей форме колебаний

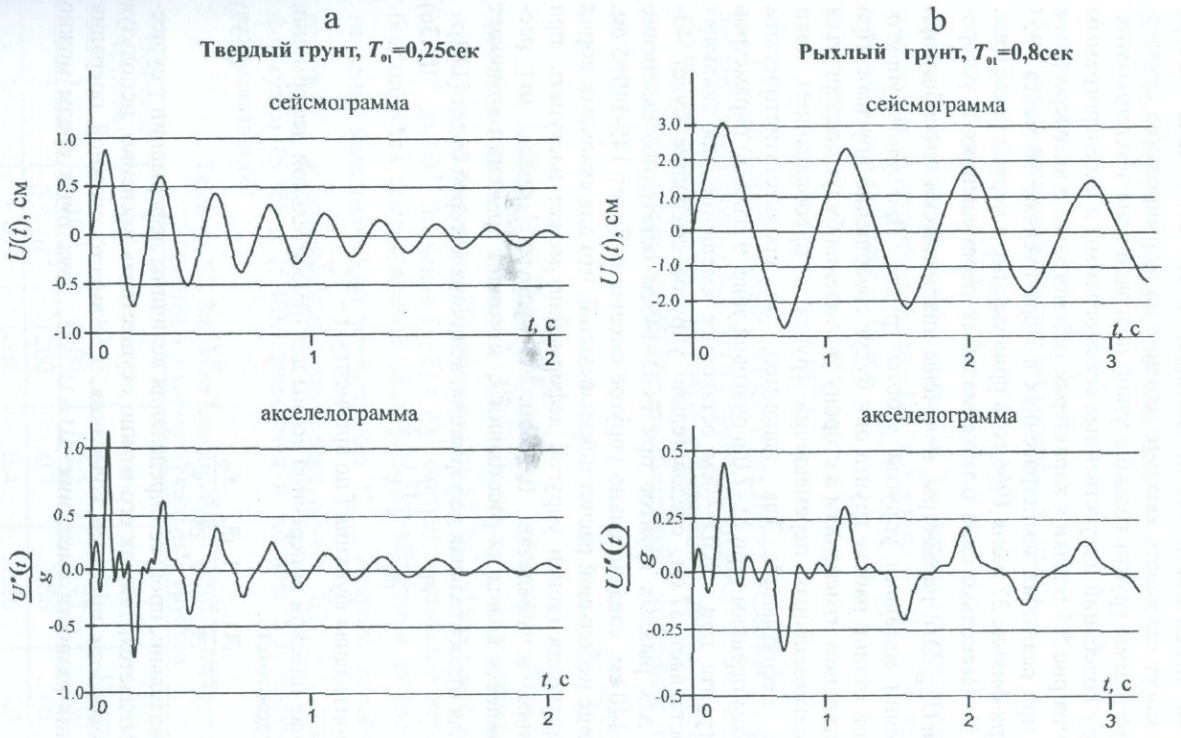


Рис.5.5. Сейсмограммы и акселерограммы для твердых и рыхлых грунтов вычисленные по формуле (5.34) с учетом трех форм колебаний.

В литературе имеются мнения, что если даже такие высокочастотные колебания на поверхности земли возникают, то они очень быстро затухают и могут оказывать какое-то влияние на формирование суммарной акселерограммы грунта только в узкой очаговой зоне землетрясения. По характеру колебаний искусственные сейсмограммы и акселерограммы показанные на рис 5.5 близки к характерам сейсмограмм и акселерограмм поученные при реальных землетрясениях в Порт Гуенеме 18 марта 1957 года и в Парк-фильде 27 июня 1966 года приведенные в первой главе (рис. 1.1.1 и 1.1.2). Несколько слов о максимальных перемещениях и ускорениях U_{max} и U''_{max} .Эти параметры, получены аналитически способом при предположении идеально упругой работы грунта. При учете упруго-пластической стадии работе грунта они будут совершенно другими. При этом существенном изменениям в сторону увеличения будут подвергаться значения максимальных перемещений грунта с преобладанием доли остаточных деформаций. Так например, по среднестатистическим эмпирическим оценкам (при M=7.0 в очаговой зоне, 9 баллов) параметров движения грунта при PGD=40см остаточное смешение для скальных грунтов составляет 37 см, следовательно упругое смещение будет 40-37=3 см, а для рыхлых грунтов при PGD=145см остаточное смешение составляет 140 см, следовательно упругое смещение будет 145-140=5 см. Приведем еще небольшой расчет показывающий, что для скальных пород начало разрушения (конец упругой деформации) может наступать, при перемещениях в пределах 0.6-5 см. В упругой среде от распространяющейся волны на расстоянии ξ в момент времени t возникает определенная относительная деформация, величина которой будет [110]:

$$\frac{\partial U}{\partial \xi} \approx -\frac{1}{v} f'\left(t - \frac{\xi}{v}\right), \tag{5.36}$$

где f' – производная функция f по аргументу $t - \xi/v$.

В случае плоской поперечной волны для относительной деформации сдвига γ будем иметь:

$$\gamma = \frac{\partial U}{\partial \xi} = -\frac{1}{v_s}\frac{\partial U}{\partial t} = \frac{v_{тр}}{v_s}, \quad v_{тр} = \gamma v_s . \tag{5.37}$$

Следовательно, процесс определения величины деформации γ существенно упрощается, так как его можно осуществить косвенно, используя величину скорости процесса колебания, т.е. вместо сложной операции установления разности смещения $\Delta U = U_2 - U_1$ двух точек среды можно

исходить из велисограммы $\frac{\partial U}{\partial t}$ землетрясения в одной точке грунта и величины скорости распространения волн v_s.

$$\gamma = \frac{v_{гр}}{v_s}. \qquad (5.37а)$$

Для гармонической плоской поперечной волны

$$U(t,\xi) = U_{max} \cos\frac{2\pi}{T}\left(t - \frac{\xi}{v_s}\right), \qquad (5.38)$$

где U_{max} – амплитуда колебания грунта, T – период колебания грунта, v_s-скорость поперечных волн. На основании (5.37) для этого случая максимальное значение γ будет:

$$\gamma = \frac{U_{max}\,2\pi}{v_s T}. \qquad (5.39)$$

Горные породы толщи земной коры могут выдержать определенную деформацию сдвига, после того в среде образуются трещины сдвига. Если обозначим предельную сдвиговую деформацию среды через $[\gamma]$, то из предыдущего равенства (5.39) для амплитуды колебания грунта U_{max} получим:

$$U_{max} = \frac{v_s}{2\pi} T[\gamma]. \qquad (5.40)$$

Для нескольких землетрясений на территории Японии методом триангуляции были измерены смещения почвы в эпицентральной зоне до и после землетрясения. По данным [29, 53, 86] $[\gamma]$ изменяется в пределах от 10^{-3} до 10^{-5}. Значение $(1\div2) \times 10^{-4}$ считается наиболее вероятным для большинства землетрясений. Для четырех вариантов скальных грунтов значения максимального перемещения U_{max}, скорость колебания частиц грунта U'_{max} и максимальное ускорение грунта U''_{max}, вычисленное по формулам (5.38) и (5.40), приведены в таблице 5.3, подтверждающее вышесказанное.

Таблица 5.3. Значения максимальных упругих перемещений скоростей и ускорений **скальных грунтов**

Варианты грунтов	$[\gamma]$	v_s, м/сек	T, сек	U_{max}, см	U'_{max}, см/сек	U''_{max}, см/сек^2
1	10^{-3}	1500	0.2	4.77	150	4710
2	$0.5\cdot10^{-3}$	1200	0.3	2.86	60	1300
3	$2\cdot10^{-4}$	1000	0.4	1.26	20	320
4	10^{-4}	800	0.5	0.63	8	100

Кстати по такой же методике Е.Ф. Саворенским [88], для гранита при $v_s = 3300$ см/сек и T=0.25 сек для U_{max} получено от 1см до 10 см. При учете затухания волн, вследствие внутреннего трения в скальных породах приведенные в таблице 5.3 значения U_{max}, U'_{max}, U''_{max} могут быть уменьшены примерно на 20-25 %. Таким образом при упругих колебаниях скальных грунтов максимальные значения перемещений, скоростей и ускорений грунта могут дойти соответственно до 3.57см 112 см/сек и 3532 см/сек^2 без их разрушения. Такие оценки для нескальных (рыхлых) грунтов неприемлема, так как процесс нарушения сплошности в таких грунтах имеет более сложный характер. Они во время сильных землетрясений подвергаются или разжижению, или неравномерным осадкам, которые могут достигать нескольких метров. Эти явления представляют серьезную опасность для зданий и сооружений (они могут упасть без разрушения), если они рассчитаны даже на большие горизонтальные ускорения грунта.

Таблица 5.4. Частоты гармонических колебаний (в герцах), соответствующие данным амплитудам U и ускорениям U″ грунта

U″ в долях g	U, см					
	0.0001	0.001	0.01	0.1	1.0	10.0
1.0	500	160	50	**16**	5	1.6
0.5	356	113	36	11	**3.6**	**1.1**
0.1	160	50	**16**	5	**1.6**	0.5
0.01	50	16	5	**1.6**	0.5	0.16
Жирные цифры указывают на колебания, ожидаемые при землетрясениях умеренной силы.						

В заключение отметим, **что волны с максимальными смещениями грунта не совпадают с максимальным ускорением грунта. Максимальные ускорения связаны с малыми амплитудами, а большие амплитуды грунта с низкими частотами и ускорениями.** Наглядным доказательством сказанному служат данные, приведенные в табл. 5.4, заимствованные из работы Рихтера [87], с некоторыми нашими дополнениями.

Глава 6. МЕТОД ОПРЕДЕЛЕНИЯ ВЕЛИЧИНЫ ПОТЕНЦИАЛЬНОЙ ЭНЕРГИИ ДЕФОРМАЦИИ, НАКОПЛЕННОЙ В СРЕДЕ ПЕРЕД СИЛЬНЫМ ЗЕМЛЕТРЯСЕНИЕМ

6.1. Введение

По современным представлениям [14, 17, 29, 78] землетрясение является следствием механического разрыва среды из-за соприкасания двух геологических блоков (плит) с шероховатыми краями при их длительном медленном движении в противоположных направлениях. До землетрясения в некоторой области среды соприкасания возникают непрерывно растущие механические напряжения, обусловленные деформированием пород, по обоим сторонам линии будущего разрыва, следовательно, накапливается определенное количество энергии. Эта энергия и есть ***потенциальная энергия*** среды или ***энергия деформации***. Она фактически представляет из себя всю (полную) энергию, накопленную в среде до начала землетрясения. Эта полная энергия после ее высвобождения в результате землетрясения разделяется на энергию сейсмических волн (кинетическую) и на тепловую энергию трения по разрыву или на дробление вмещающих пород [14].

Известен ряд эмпирических формул [87] для определения величины энергии сейсмических волн. В дальнейшем изложении будет использована следующая формулой Гуттенберга-Рихтера [179]:

$$\lg E_S = 11.8 + 1.5 M_S, \; k_S = \lg E_S \qquad (6.1)$$

где E_S – энергия сейсмических волн в эргах, M_S - магнитуда землетрясения, k_S – энергетический класс землетрясения при выражении энергии E_S в джоулях.

По количественным отношениям величин энергии сейсмических волн к тепловой энергии трения по разрыву в сейсмологии еще нет обоснованных представлений. Здесь многое зависит от коэффициента трения скольжения. Отношение двух видов энергии для разных землетрясений в принципе должно быть разным. Это отношение сильно зависит от механизма вспарывания пород и ориентации плоскости разрыва. Ряд специалистов Джеффрис [188], Амбрасейс [157], Маккензи, Брун [221] считают, что если при сильном землетрясении напряжение трения (блоков) превышает определенную величину, то по плоскостям разрыва должно происходить плавление. Но упоминания о таких явлениях в литературе очень редки. Настоящая глава посвящена разработке упрощенного способа определения величины потенциальной энергии среды, деформированной

от готовящегося сильного землетрясения, по макросейсмическим последствиям на поверхности Земли после его свершения [141, 210, 212, 212.а].

В общем случае полная потенциальная энергия, накопленная в упругой среде E_S, можно выразить следующим образом [14, 100]:

$$E_d = \frac{1}{2}\int_V (\sigma_{xx}\varepsilon_{xx} + \sigma_{yy}\varepsilon_{yy} + \sigma_{zz}\varepsilon_{zz} + \tau_{xy}\gamma_{xy} + \tau_{yz}\gamma_{yz} + \tau_{xz}\gamma_{xz})dV \qquad (6.2)$$

где σ_{ii}, τ_{ij} и $\varepsilon_{ii}, \gamma_{ij}$ - тензоры соответственно напряжений (нормальных и касательных) и деформаций, V – общий объем напряженно-деформированной среды.

Принципиальным недостатком формулы (6.2) является то, что выражение энергии E_d представляет из себя упругую энергию предварительно *ненагруженной* среды. Такая постановка задачи фактически соответствует модели Рида (Рейда) возникновения землетрясения, согласно которой "во время землетрясения две стороны разлома взаимно перемещаются на величину, которая точно соответствует полному снятию упругих напряжений вдоль разлома" [243]. Однако при каждом землетрясении напряженное состояние среды не сбрасывается до нуля. В действительности подготовка следующего землетрясения начинается в среде с некоторыми начальными напряжениями σ_{ij}^0, и, следовательно, с некоторой начальной упругой энергией E_0. Энергии E_d и E_0 не аддитивны, поэтому в правильном выражении общей упругой энергии появятся перекрестные члены типа $\sigma_{ij}^0\varepsilon_{ii}$, где ε_{ii} - деформации готовящегося землетрясения. Характер распределения и величины начальных напряжений по мнению многих специалистов, прежде всего связан с наличием в очаговой зоне среды вторичных разрывов и различных трещин. Какое напряжение снимается при каждом землетрясении можно установить только измерением деформаций до и после землетрясения. Такие измерения произведены только для единичных землетрясений.

Влияние начальных напряжений на окончательную величину потенциальной энергии деформации среды перед землетрясением, по всей вероятности, будет обусловлено моментом начала и продолжительности времени в течение которого созревает новое землетрясение. Возможны случаи, при которых до начала подготовки нового землетрясения старые (начальные) напряжения от предыдущего землетрясения вследствие релаксации частично или полностью уже исчезли. В исследованиях по механике землетрясений на такие вопросы нет четких ответов. Несложные вычисления, произведенные нами на основании исследований Бруна [14, 164], показывают, что для небольшого объема ΔV в центральной части плоскости разрыва, где поле напряжений до и после землетрясения ориентировано приблизительно в плоскости сдвига, можно получить

$$\Delta E = \Delta E_d \left(1 - \frac{\tau_1^2}{\tau_2^2}\right) \qquad (6.2a)$$

где ΔE – общая энергия с учетом начальных напряжений, ΔE_d – энергия без учета начальных напряжений, τ_1 и τ_2 – касательные напряжения до и перед землетрясением. Из формулы (6.2а) видно, что при $0 \le \tau_1/\tau_2 \le 0.3$ отношение $\Delta E/\Delta E_d$ изменяется в узких пределах от 1 до 0.91, что свидетельствует о том, что во многих случаях применение формулы (6.2) не может привести к большим погрешностям. Отметим еще одно важное обстоятельство в пользу правомерности использования формулы (6.2): во всех вычислениях E_d по формуле (6.2) непосредственно используются не значения напряжений, а значения фактических перемещений $\bar{u}$ и *геометрические характеристики вновь образовавшегося разрыва* L *и* h в результате свершившегося землетрясения, которые косвенно не могут не содержать в себе влияние начальных напряжений среды. Полностью или частично – трудно предсказать. Кстати, и при определении энергии землетрясения по эмпирической формуле (6.1) также непосредственно не учитывается влияние начальных напряжений, так как магнитуда землетрясения M_s определяется по фактическим перемещениям (по сейсмограмме) грунта во время землетрясения.

В свете вышеизложенного вопрос, что понимать под потенциальной энергией деформации, накопленной в среде перед сильным землетрясением (затронутой в заглавии настоящей главы) при применении формулы (6.2) в некоторой степени остается открытым.

6.2. Постановка задачи

Поставим следующую задачу. Как определить полную потенциальную энергию (6.2) после землетрясения, имея его последствия на поверхности Земли: **длина разрыва** L, **глубина разрыва** h и **относительная средняя подвижка по линии простирания разрыва** $\bar{u}$. На рис. 6.1 показано схематическое распределение напряженно-деформированного состояния среды до и после образования разрыва среды и касательных напряжений у разрыва в перпендикулярном к разрыву направлении, где τ_T - предельное касательное напряжение разрушения пород.

Естественно, в первом приближении, предполагать что распределение напряжений в среде в обеих областях слева и справа от будущего разрыва имеет одинаковый характер. Наиболее существенным параметром этих областей является протяженность R проникновения касательных напряжений в перпендикулярном к разрыву направлении.

Будем считать, что напряженно-деформированное состояние вокруг будущего разрыва на поверхности Земли имеет вид, показанный на

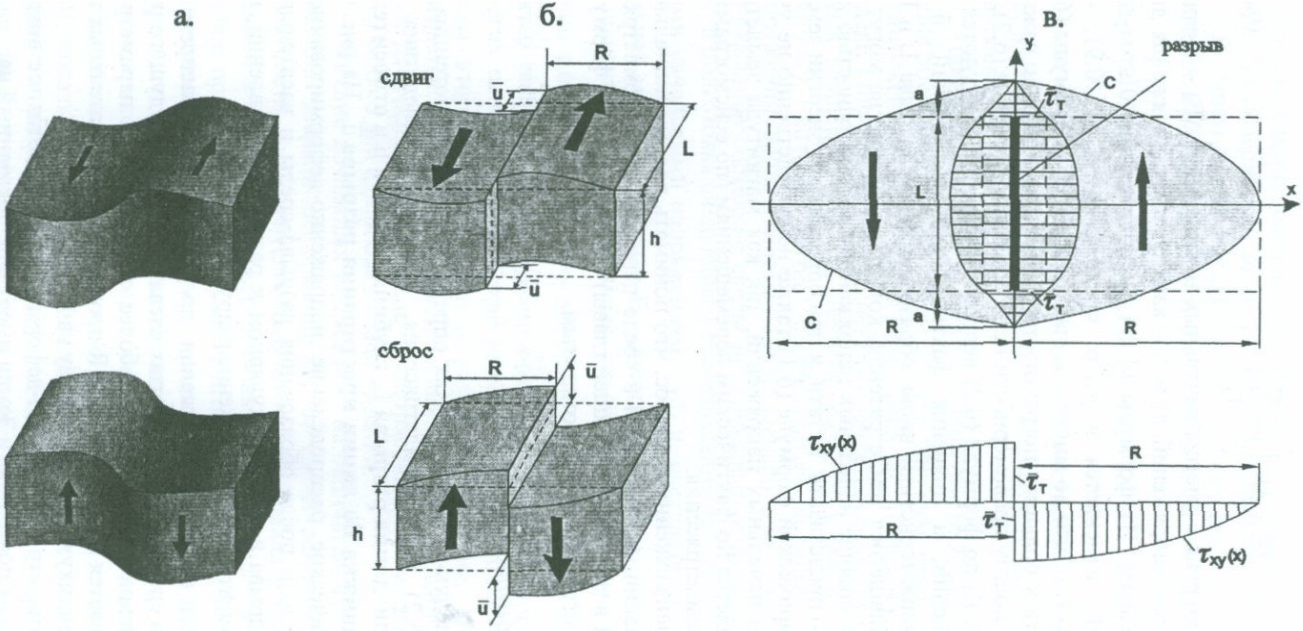


Рис. 6.1.**а** .– схематическое изображение напряженного состояния среды до образования разрыва, **б** – после образования разрыва среды, **в** – распределение сдвиговых напряжений, (τ_T - предельное сопротивление пород).

рис.6.1в заштрихованной областью, ограниченной некоторой замкнутой кривой С.

Принимаем, что вне области С напряжения и деформации среды существенно малы по сравнению с их значениями у разрыва и поэтому при определении общей потенциальной энергии ими можно пренебречь. Из рисунка видно, что область учитываемых напряжений и деформаций, ограниченной кривой С, можно заменить эквивалентной прямоугольной областью со сторонами 2R и L, показанными пунктирными линиями. Иными словами будем считать, что до начала землетрясения напряженно-деформированное состояние среды было распределено в двух прямоугольных параллелепипедах со сторонами L, R и h, где h– глубина разрыва (размер блока по глубине, рис. 6.1б), L – длина фактического разрыва на поверхности Земли, R – расстояние от разрыва, дальше которого среду можно считать не напряженной от подготавливаемого землетрясения. Будем принимать, что в последней стадии подготовки землетрясения каждый из этих двух параллелепипедов имел деформацию равную $\bar{u}/2$, а после разрыва относительную подвижку равную $\bar{u}$ (рис. 6.1б). Относительные подвижки по длине разрыва обычно имеют неравномерное распределение. Поэтому, целесообразно в качестве величины подвижки для всей длины разрыва L принимать некоторое среднее значение $\bar{u}$. Для ряда сильных землетрясений определение $\bar{u}$ было произведено в работе Веллса, Коппершмидта [252], по мнению которых, именно по величине средней подвижки $\bar{u}$ имеет место постоянный относительный сдвиг по всей длине L и глубине h спаренных плоскостей разрыва.

6.3. Границы областей деформирования в окрестности разрыва

Теперь рассмотрим вопрос определения пределов областей ощутимых деформаций в процессе подготовки землетрясения до самой последней стадии, после чего происходит разрыв. Впервые результаты измерений таких деформаций с помощью геодезической триангуляции, произведенной до и после Калифорнийского землетрясения 1906г., были использованы Ридом [89]. Много таких графических зависимостей для десятка японских и американских землетрясений приведено в работе по прогнозированию землетрясений Рикитаки [86]. Для трех землетрясений такие зависимости, заимствованные из вышеупомянутой работы, показаны на рис. 6.2. Они дают возможность иметь определенное суждение о степени количественного убывания величины деформации по мере удаления от линии разрыва в перпендикулярном к нему направлении. На основании этих и других аналогичных результатов, приведенных в той же книге, предлагается следующая эмпирическая зависимость для расстояния

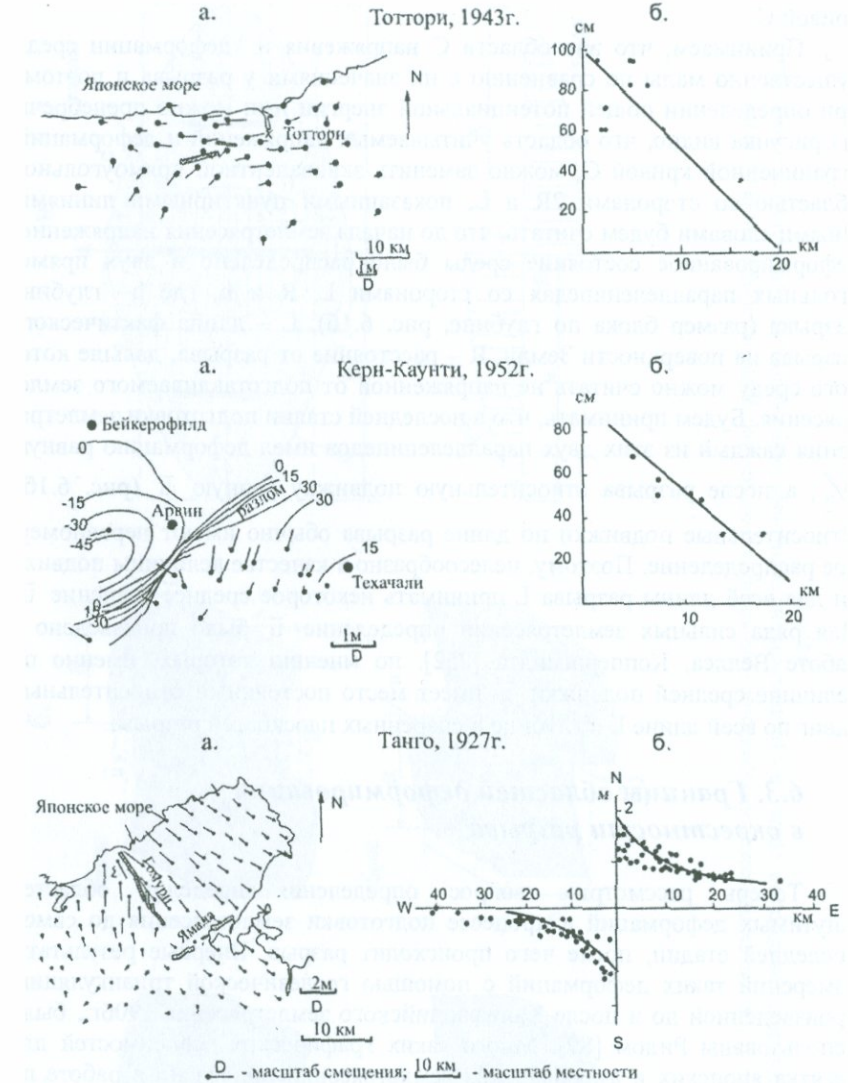


Рис. 6.2 **а.** Горизонтальные смещения пунктов триангуляции при землетрясениях **б.** Убывание горизонтальных смещений, параллельных разрыву по мере удаления от него [86].

глубины учитываемых деформаций R (в м) от величины средней подвижки $\bar{u}$ (в м):

$$R = (5\bar{u} + 15) \cdot 10^3 \qquad (6.3)$$

Согласно (6.3), если допустим, что относительная средняя подвижка блоков равна $\bar{u} = 1$м, то на расстоянии $R = 10^3(5 \cdot 1 + 15) = 20$км от разрыва в ту и другую сторону по всей длине разрыва L, то есть вне площади $L \cdot 2R$, перемещение среды до образования разрыва (равно как и после образования разрыва-землетрясения) считается равным нулю, а при $\bar{u} = 2$ м, R=25км. Соотношение (6.3) применимо только для **сильных землетрясений**, при которых на поверхности Земли образовался разрыв с относительной подвижкой не менее 10см, чтобы точность ее измерения в полевых условиях не играло существенной роли. Естественно предполагать, что предлагаемая зависимость (6.3) для отдельных землетрясений может привести к результатам, значительно отличающимся от зарегистрированных реальных результатов. Полезную роль в корректировке таких зависимостей может оказать решение модельных задач методами теории упругости. В книге Касахара [29], на основании решения задач теории упругости для модели вертикального разрыва со смещением по простиранию, представляющего из себя бесконечно длинную полосу, пересекающую поверхность упругого полупространства, находящегося в условиях однородного сдвига (задача Кнопова [213]) приводится теоретическая зависимость перемещения u на поверхности Земли в направлении простирания разрыва от координаты x в перпендикулярном направлении в виде:

$$u(x) = \frac{u_{max}}{2}\left[\sqrt{\left(x/D\right)^2 + 1} - x/D\right] \qquad (6.4)$$

где u_{max} - максимальная амплитуда подвижки бортов разрыва, D – вертикальная протяженность разрыва (глубина разрыва h). Максимальная подвижка u_{max} связана с другими параметрами следующим образом:

$$u_{max} = \frac{2\Delta\sigma D}{G}, \quad \Delta\sigma = \frac{1}{2}\frac{G u_{max}}{D}, \qquad (6.5)$$

где - $\Delta\sigma$ означает сброс напряжений при образовании разрыва, G – модуль сдвига.

Убывающая зависимость (6.4) позволяет оценить величину R проникновения ощутимых деформаций. Так, если ограничиваться пространством, для которого перемещения меньше αu_{max} ($\alpha < 1$) считать фактически отсутствующим, где α - отношение перемещения по формуле (6.4) на

расстоянии x=R от разрыва u(R) к максимальному перемещению u_{max} у разрыва u(0) в точке x=0, т.е. $\alpha = u(R)/u_{max}(0)$ то из (6.4) получим

$$\frac{u_{max}}{2}\left[\sqrt{\left(\frac{R}{D}\right)^2+1}-\frac{R}{D}\right]=\frac{\alpha u_{max}}{2} \qquad (6.4a)$$

откуда для R получим:

$$R=\frac{1-\alpha^2}{2\alpha}D \qquad (6.6)$$

При α=0.2 и глубине разрыва D=h=10км, для R по (6.6) получим R=24км. Для разных значений α и h значения R приведены в табл.6.1.

В приложении упомянутой работы Касахара для территории Японии приводится также формула для определения радиуса области деформирования r(км) в зависимости от магнитуды M землетрясения в виде [29]:

$$\lg r = 0.51M - 2.27 \qquad (6.7)$$

Таблица 6.1. Значения величины расстояния R в зависимости от глубины разрыва h и коэффициента α

h (км)	Значения R (км) при		
	α=0.1	α=0.15	α=0.2
10	49	32	24
15	74	49	36
20	98	64	48

на основе которой также можно иметь представление о вышеупомянутой глубине R учитываемых деформаций. По этой формуле для землетрясений с магнитудами M=6, M=7 и M=8, соответственно получим **r = R = 6км, 20км и 64км**. Результаты вычисления значений R для рассмотренных 44 землетрясений с параметрами M_S, h, $\bar{u}$ согласно табл. 6.2 по трем формулам (6.3), (6.6) и (6.7) показали, что величины R отличаются не более чем 2 раза, что можно считать приемлемым по аналогии с такими оценками при установлении величин других сейсмологических параметров: магнитуда, интенсивность, энергия очага и др.

6.4. Потенциальная энергия деформации

Теперь, имея значения средней подвижки $\bar{u}$, длину разрыва L, его глубину h и протяженность учитываемых деформаций R, вычислим потенциальную энергию по формуле (6.2). Если принимать, что область $L \cdot 2R$ подвергался чистому сдвигу, будем иметь:

$$\sigma_{xx} = \sigma_{yy} = \sigma_{zz} = 0 \qquad \tau_{xy} = \tau(x),\ \tau_{yz} = \tau_{xz} = 0$$

$$\gamma_{xy} = \frac{\partial u}{\partial x},\ \gamma_{yz} = \gamma_{xz} = 0 \tag{6.8}$$

$$\tau(x) = G\frac{\partial u}{\partial x}, \quad dV = L\,h\,dx \quad 0 \le x \le R$$

Следовательно для *полной* потенциальной энергии будем иметь

$$E_d = 2\frac{1}{2}\int_0^R \tau(x)\frac{\partial u}{\partial x}\,Lhdx = \frac{2LhG}{2}\int_0^R \left(\frac{\partial u}{\partial x}\right)^2 dx \tag{6.9}$$

В качестве зависимости u(x) примем более *простую* формулу:

$$u(x) = \frac{\bar{u}}{2}\cos\frac{\pi x}{2R}, \tag{6.10}$$

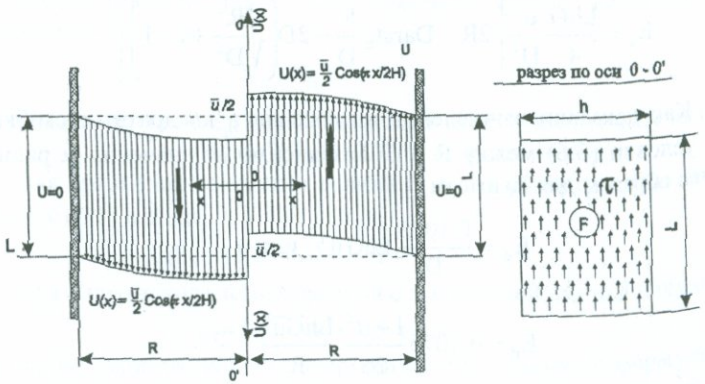


Рис. 6.3 – расчетная деформационная схема блоков в момент разрыва (после разрыва).
Стрелками показаны направления *медленных* движений блоков.

которая удовлетворяет граничным условиям задачи (рис.6.3)

$$\text{при } x = 0 \qquad u = \frac{\bar{u}}{2} \tag{6.11}$$

$$\text{при } x = R \qquad u = 0$$

С учетом (6.10), для потенциальной энергии E_d получим

$$E_d = 2\int_0^R \frac{LhG}{2}\frac{\bar{u}^2}{4}\frac{\pi^2}{4R^2}\sin^2\frac{\pi x}{2R}dx \tag{6.9a}$$

Производя операцию интегрирования получим следующую несложную формулу

$$E_d = \frac{\pi^2}{32}\frac{LhG}{R}\bar{u}^2 \quad \text{или} \quad E_d = 0.308\frac{LhG}{R}\bar{u}^2 \tag{6.12}$$

Значение энергии E_d *по формуле* (6.9) было вычислено также принимая за функцию убывания перемещений u(x) по выражению (6.4). В этом случае для E_d будем иметь:

$$E_d = \frac{2LhG}{2}\int_0^R \frac{\bar{u}^2}{4D^2}\left[\frac{\frac{x^2}{D^2}}{\left(\frac{x}{D}\right)^2+1} - \frac{2x}{D\sqrt{\left(\frac{x}{D}\right)^2+1}} + 1\right]dx \tag{6.9б}$$

после интегрирования (6.9б) которого получим

$$E_d = \frac{LhG}{4}\frac{\bar{u}^2}{D^2}\left[2R - D\operatorname{arctg}\frac{R}{D} - 2D\left(\sqrt{\frac{R^2}{D^2}+1}-1\right)\right] \tag{6.9в}$$

Как показали вычисления выражения в квадратных скобках (6.9в) при условии (6.6) между R и D независимо от значения α равно 0.43D. Таким образом для E_d имеем

$$E_d = \frac{0.1075}{D}LhG\bar{u}^2 \quad \text{или}$$

$$E_d = 0.1075\frac{1-\alpha^2}{2\alpha}\frac{LhG\bar{u}^2}{R} \tag{6.12а}$$

Сравнение этого значения со значением E_dпо формуле (6.12) показывает, что при $\alpha = 0.17$ (R=2.86D) они полностью совпадают. Для α =0.15 различие между значениями E_d по формулам (6.12) и (6.12а) *составляет 13% в сторону уменьшения.*

При самой простой прямолинейной зависимости убывающей функции перемещения u(x) в виде:

$$u(x) = \frac{\bar{u}}{2}\left(1 - \frac{x}{R}\right)$$

для потенциальной энергии E_dпо формуле (6.9) получим:

$$E_d = \frac{LhG\bar{u}^2}{4R} \quad \text{или} \quad E_d = 0.25\frac{LhG\bar{u}^2}{R} \tag{6.12б}$$

что отличается от E_d по формуле (6.12) всего на 15%. **Таким образом при заданном $\bar{u}$ и R характер убывающей функции перемещения u(x) не играет существенной роли при определении величины потенциальной энергии.**

Воспользуясь формулой (6.12) вычислим значение E_d для Спитакского землетрясения 1988 года со следующими параметрами [251]:

$$L=38км=38\cdot10^5см,\ h=11км=11\cdot10^5см,$$
$$u_{max}=2м=200см,\ \bar{u}=1.22м=122см.$$
$$R=10^3\cdot(5\cdot1.22+15)=21.1км=21.1\cdot10^5см$$
$$G=5\cdot10^{11}дин/см^2$$
$$E_d=\frac{9.87\cdot38\cdot10^5\cdot11\cdot10^5\cdot5\cdot10^{11}\cdot(122)^2}{32\cdot21.1\cdot10^5}=454726\cdot10^{16}\ дин\cdot см$$

или

$$E_d=0.45\cdot10^{22}\ эрг=0.45x10^{15}\ Дж$$

Энергетический класс землетрясения k_d по величине энергии деформации E_d будет:

$$k_d=\lg E_d-7 \qquad (6.13)$$

Подставляя значение E_d, для Спитакского землетрясения получим

$$k_d=\lg 0.45+22-7=-0.34+15=14.66$$

Для сравнения вычислим величину k_S по магнитуде M_S, представив формулу (6.1) в виде:

$$k_S=\lg E_S=11.8+1.5M_S-7=1.5M_S+4.8 \qquad (6.1a)$$

Для Спитакского землетрясения с магнитудой $M_S=6.8$ получим

$$k_S=1.5\cdot6.8+4.8=15$$

Как видим, разница величин энергетических классов по формуле (6.13) и (6.1а) несущественная. Аналогичным образом для 44 сильных землетрясений по формулам (6.13) и (6.1а) вычислены значения k_d и k_S, приведенные в табл. 6.2. Все данные таблицы 6.2 заимствованы из статьи [251], в которой обобщены макросейсмические параметры очаговых зон 244 сильных землетрясений за 1853-1993 годы. Мы использовали только те землетрясения, для которых в статье имелись все три параметра $(L,h,\bar{u})$, которые позволяют привести вычисление энергии по формуле (6.12). Основное заключение из полученных результатов состоит в том, что величины энергии, вычисленные по предлагаемой формуле (6.12), в основном, подчиняются общеизвестным закономерностям, согласно которым величина высвобожденной энергии растет с ростом протяженности образовавшегося на поверхности разрыва L, глубины очага h и относительной подвижки спаренных блоков $\bar{u}$. Эти зависимости графически изображены на рис.6.4 (E_d в-Дж, L и h в- км $\bar{u}$ в-м).

Таблица 6.2. Параметры землетрясений [251] и рассчитанные по формулам (6.13) и (6.1а) значения энергетических классов k_d и k_S

N	Страна	Место землетрясения	Дата землетрясения	Тип разрыва	Магнитуда земл-я, M_s	Протяженность разрыва L (км)	Глубина разрыва h (км)	Максимальная подвижка u_{max} (м)	Средняя подвижка $\bar{u}$ (м)	Величина R по формуле (6.3) (км)	Энергетические классы земл-я k_d и k_S	
											по энергии E_d, по (6.13)	по магнитуде M_S, по (6.1а)
1.	США	Fort Tejon	09.01.1857	RL	8.3	297	12	9.4	6.4	50.84	16.68	17.25
2.	США	OwensValley	26.03.1872	RL-N	8.0	108	15	11	6.0	45	16.30	16.8
3.	Япония	Nobi	27.10.1891	LL	8.0	80	15	8.0	5.04	40.25	16.06	16.8
4.	Япония	Rikuu	31.08.1896	R	7.2	40	21	4.4	2.59	27.95	15.49	15.6
5.	США	San Francisco	13.01.1906	RL	7.8	432	12	6.1	3.3	31.5	16.44	16.5
6.	США	Pleasant Valley	03.10.1915	N	7.6	62	15	5.8	2.0	25	15.36	16.2
7.	Китай	Kansy	16.12.1920	LL	8.5	220	20	10.0	7.25	51.25	16.84	17.55
8.	Япония	North Izu	25.11.1930	LL-R	7.3	35	12	3.8	2.9	29.5	15.26	15.75
9.	Китай	Kehetuohai	10.08.1931	RL	7.9	180	20	14.6	7.38	51.9	16.76	16.65
10.	Турция	Erzihcan	26.12.1939	RL	7.8	360	20	7.5	1.85	24.25	16.19	16.5
11.	США	Imperial Valley	19.05.1940	RL	7.2	60	11	5.9	1.5	22.5	15.01	15.6
12.	Китай	Damxung	18.11.1951	RL	8.0	200	10	12.0	8.0	65	16.55	16.8
13.	США	DixieValley	16.12.1954	RL-R	6.8	45	14	3.8	2.1	25.5	15.22	15.0
14.	Турция	Abant	26.05.1957	RL	7.0	40	8	1.65	0.55	17.75	13.92	15.3
15.	Монголия	Gobi-Altai	04.12.1957	LL	7.9	300	20	9.6	6.54	47.7	16.92	16.65
16.	США	HebgenLake	18.08.1959	N	7.6	45	17	6.1	2.14	25.7	15.32	16.2
17.	Иран	Dasht-e-Bayaz	31.08.1968	LL	7.1	110	20	5.2	2.3	26.5	15.83	15.45
18.	Турция	Gediz	28.03.1970	N	7.1	63	17	2.8	0.86	19.3	14.80	15.45
19.	США	San Fernando	09.02.1971	R-LL	6.5	17	14	2.5	1.5	22.5	14.56	13.75

Продолжение таблицы 6.2.

20.	Китай	Luhuo	06.02.1973	LL	7.3	110	13	3.6	1.3	21.5	15.24	15.75
21.	Гватемала	Motagua	04.02.1976	LL	7.5	257	13	3.4	2.6	28.0	16.09	16.05
22.	Турция	Caldiran	24.11.1976	RL	7.3	90	18	3.5	2.05	25.25	15.62	15.75
23.	Иран	Bob-Tangol	19.12.1977	RL	5.8	14	12	0.3	0.12	15.6	12.38	13.5
24.	Греция	Thezzaloniki	20.06.1978	N	6.4	28	14	0.22	0.08	15.4	12.40	14.4
25.	Иран	Tabas-e-Golshan	16.09.1978	R	7.5	74	22	3.0	1.5	22.5	15.39	16.05
26.	США	HomesteadValley	15.03.1979	RL	5.6	6	4	0.1	0.05	15.25	10.78	13.2
27.	Австралия	Cadoux	02.06.1979	R	6.1	16	6	1.5	0.5	17.5	13.32	13.95
28.	США	El Centro	15.10.1979	RL	6.7	51	12	0.8	0.18	15.9	13.28	14.85
29.	Иран	Koli	27.11.1979	LL-R	7.1	75	22	3.9	1.2	21.0	15.24	15.45
30.	Алжир	El Asman	10.10.1980	R	7.3	55	15	6.5	1.54	22.7	15.12	15.75
31.	Италия	South Apennines	23.11.1980	N	6.9	60	15	1.15	0.64	18.2	14.49	15.15
32.	Греция	Corinth	25.02.1981	N	6.4	19	16	1.5	0.6	18.0	13.97	14.4
33.	Греция	Corinth	04.03.1981	N	6.4	26	18	1.1	0.6	18.0	14.16	14.4
34.	США	Borah Peak	28.10.1983	N-LL	7.3	33	20	2.7	0.8	19.0	14.53	15.75
35.	Алжир	Constantine	27.10.1985	LL	5.9	21	13	0.12	0.1	15.5	12.43	13.65
36.	Австралия	Marryat Creek	30.03.1986	R-LL	5.8	13	3	1.3	0.5	17.5	12.93	13.5
37.	Греция	Kalamata	13.09.1986	N	5.8	15	14	0.18	0.15	15.75	12.66	13.5
38.	Н.Зеландия	Edgecumbe	02.03.1987	N	6.6	32	14	2.9	1.7	23.5	14.93	14.7
39.	США	Superstition Hills	24.11.1987	RL	6.6	30	11	0.92	0.54	17.5	13.92	14.7
40.	Австралия	Tennant Greek	22.01.1988	R	6.3	13	9	1.3	0.63	18.15	13.59	14.25
41.	Китай	LancandGengma	06.11.1988	RL	7.3	80	20	1.5	0.7	18.5	14.81	15.75
42.	Армения	Spitak	07.12.1988	R-RL	6.8	38	11	2.0	1.22	21.1	14.65	15.0
43.	Канада	Ungava	25.12.1989	R	6.3	10	5	2.0	0.8	19.0	13.41	14.25
44.	США	Landers	28.06.1992	RL	7.6	62	12	6.0	2.95	29.75	15.52	16.2

Примечание: RL – правосторонний сдвиг; LL – левосторонний сдвиг; R - взброс; N – сброс.

Истинное значение энергии землетрясения $E=10^k$ в джоулях или $E=10^{k+7}$ в эргах.

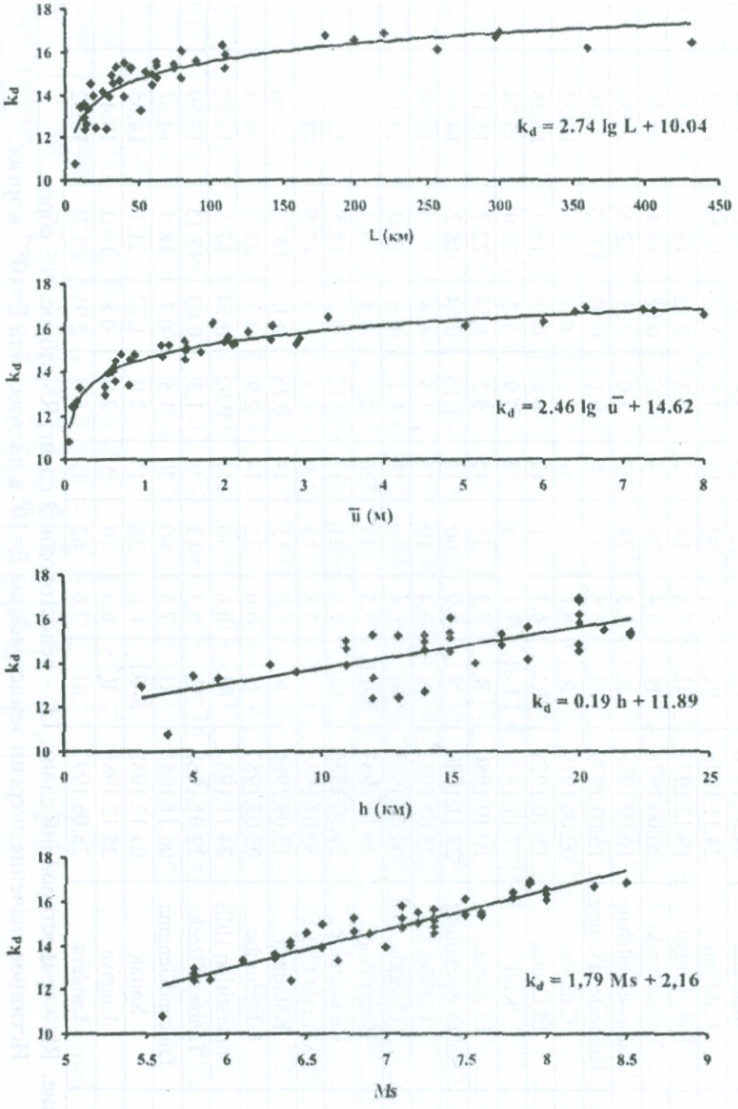


Рис. 6.4. Зависимости между энергетическим классом землетрясений $\mathbf{k_d}$ и протяженностью разрыва **L**, относительной подвижкой $\bar{u}$, глубиной разрыва **h**, магнитудой $\mathbf{M_S}$ согласно формуле (6.13) и данным табл. 6.2

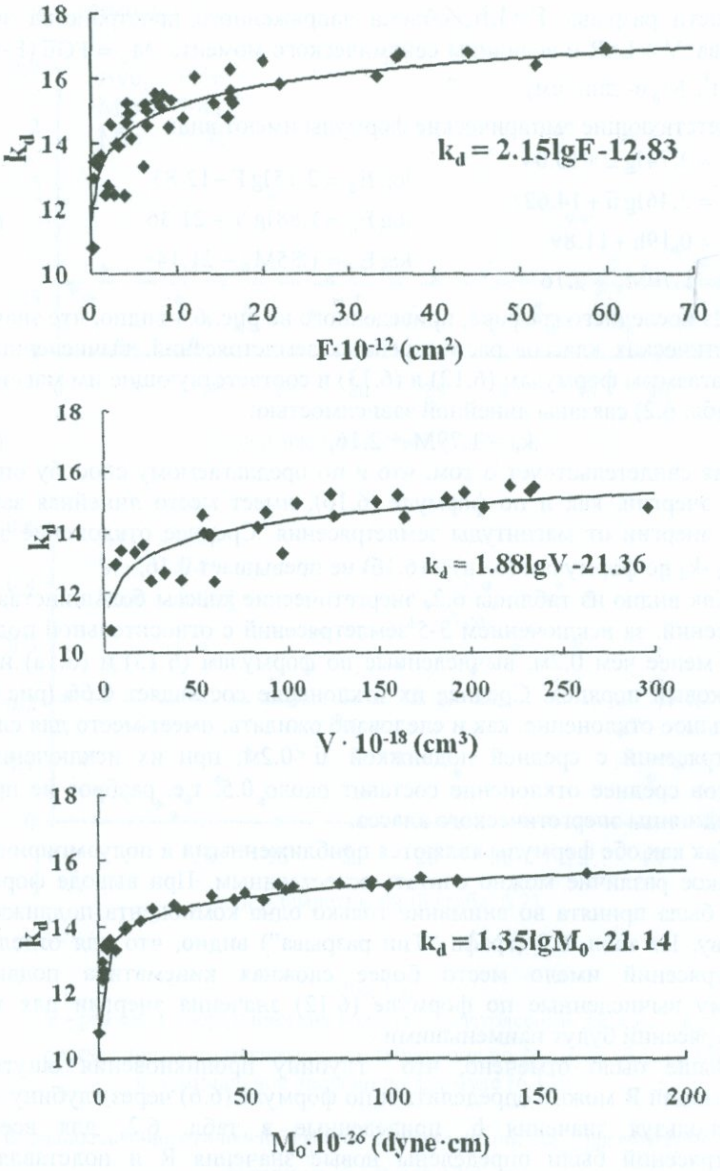


Рис. 6.5. Зависимости между энергетическим классом землетрясений k_d и площадью разрыва-*F*, объем напряженно деформированного состояния –V и сейсмическим моментом землетрясения -M_0

На рис 6.5 показаны косвенные зависимости k_d от величины площади плоскости разрыва $F = Lh$, объема напряженного пространства вокруг разрыва $V = LhR$ и величины сейсмического момента $M_0 = FG\bar{u}$ (F-в см^2, V-в см^3, M_0 в- дин. см).

Соответствующие эмпирические формулы имеют вид:

$$\begin{aligned} \lg E_d &= 2.74 \lg L + 10.04 \qquad & \log E_d &= 2.15 \lg F - 12.83 \\ \lg E_d &= 2.46 \lg \bar{u} + 14.62 & \log E_d &= 1.88 \lg V - 21.36 \\ \lg E_d &= 0.19h + 11.89 & \log E_d &= 1.35 M_0 - 21.14 \\ \lg E_d &= 1.79 M_S + 2.16 \end{aligned} \qquad (6.14)$$

Из последнего графика, приведенного на рис. 6.4 видно, что значения энергетических классов рассмотренных землетрясений, вычисленные по предлагаемым формулам (6.12) и (6.13) и соответствующие им магнитуды M_S (табл. 6.2) связаны линейной зависимостью:

$$k_d = 1.79 M_S + 2.16, \qquad (6.1б)$$

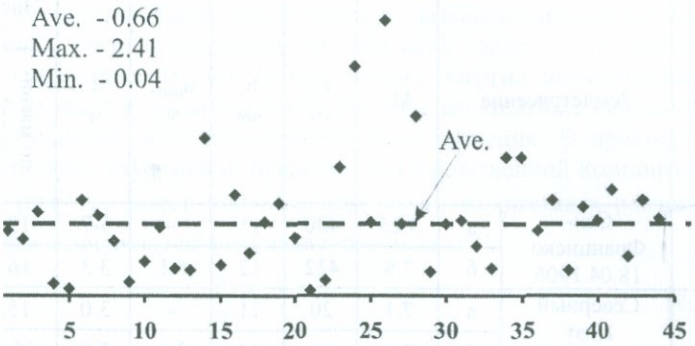
которая свидетельствует о том, что и по предлагаемому способу определения энергии, как и по формуле (6.1б), имеет место линейная зависимость энергии от магнитуды землетрясения. Среднее отклонение значений $k_S - k_d$ по формулам (6.1а) и (6.1б) не превышает 0.46.

Как видно из таблицы 6.2, энергетические классы большинства землетрясений, за исключением 3-5 землетрясений с относительной подвижкой $\bar{u}$ менее чем 0.2м, вычисленные по формулам (6.13) и (6.1а) имеют одинаковый порядок. Среднее их отклонение составляет 0.66 (рис.6.6а). Небольшое отклонение, как и следовало ожидать, имеет место для слабых землетрясений с средней подвижкой $\bar{u} < 0.2$м; при их исключении из расчетов среднее отклонение составит около 0.5, т.е. разброс не превышает единицы энергетического класса.

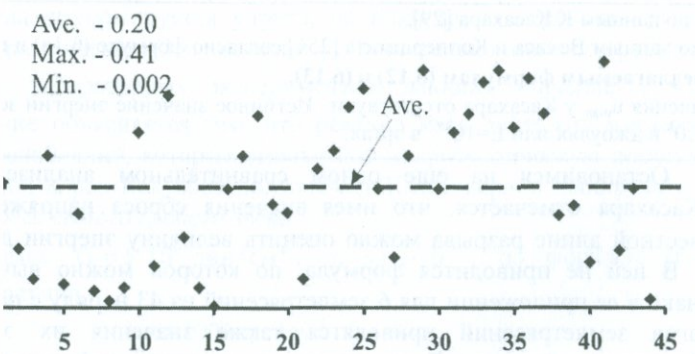
Так как обе формулы являются приближенными и полуэмпирическими, такое различие можно считать естественным. При выводе формулы (6.12) была принята во внимание только одна компонента подвижки по разрыву. Из табл. 6.2 (графа "Тип разрыва") видно, что для отдельных землетрясений имело место более сложная кинематика подвижки, поэтому вычисленные по формуле (6.12) значения энергии для таких землетрясений будут наименьшими.

Выше было отмечено, что глубину проникновения ощутимых деформаций R можно определить и по формуле (6.6) через глубину очага h. Используя значения h, приведенные в табл. 6.2, для всех 44 землетрясений были определены новые значения R и подставляя их значения в формулы (6.12а) и (6.13) были вычислены соответствующие значения E_d и значения k_d. Для коэффициента $\alpha = 0.2$ разность энергетических классов, вычисленные по значениям R согласно (6.3) и (6.6),

рис. 6.6. Как видим, среднее отклонение энергетических ревышает 0.2.



номер землетрясений (табл. 6.2)



номер землетрясений (табл. 6.2)

Рис.6.6.

- разность энергетических классов землетрясений $\Delta k = k_S - k_d$,
ссчитанных по магнитуде землетрясения по формуле (6.1а) и по потенциальной энергии по формуле (6.13);

ность энергетических классов землетрясений Δk_d, рассчитанных по формулам (6.12) и (6.12а)
и вычислении R по формуле (6.3) и по формуле (6.6) при $\alpha = 0.2$.

Таблица 6.3. Сравнительный анализ величин энергетических классов

NN	Землетрясение		M_s	L, км	h, км	u_{max}, м	$\bar{u}$, м	Энергетический класс	
								по магнитуде k_s	по потенциальной энергии k_d
5	Сан-Франциско 18.04.1906	а	8.25	430	15	-	5-7	17.3	17.47
		б	7.8	432	12	6.1	3.3	16.5	16.44
8	Северный Идзу 25.11.1930	а	7.1	20	11	-	3.0	15.3	15.47
		б	7.3	35	12	3.8	2.9	15.75	15.26
11	Империал Вэлли 19.05.1940	а	7.1	70	11	-	2.0	15.0	15.17
		б	7.2	60	11	5.9	1.5	15.6	15.01

а – по данным К.Касахара [29],
б–по данным Веллса и Коппершмита [251] согласно формуле (6.1а) и **по предлагаемым формулам (6.12) и (6.13).**
Значения u_{max} у Касахара отсутствуют. Истинное значение энергии землетрясения $E=10^k$ в джоулях или $E=10^{k+7}$ в эргах.

Остановимся на еще одном сравнительном анализе. В книге К.Касахара отмечается, что имея значения сброса напряжений $\Delta\tau$ по известной длине разрыва можно оценить величину энергии деформации E_d. В ней не приводится формула, по которой можно вычислить E_d, однако в ее приложении для 6 землетрясений из 43 наряду с параметрами очагов землетрясений приводятся также значения их энергии по сейсмическим волнам E_S и изменение энергии деформаций E_d при образовании разрыва. Для трех из рассмотренных нами землетрясений №№ 5, 8, 11 (табл.6.2) эти параметры и соответствующие энергетические классы k_sи k_d вычисленные по E_s и E_d по формуле (6.1а) и по данным Касахарыи по полученной формулой (6.12) приведены в табл.6.3, из которой видно, что полученные результаты по двум землетрясениям № 8 и № 11 имеют хорошую сходимость. Что касается землетрясения № 5, то различие при расчете k_s между двумя результатами обусловлено значительным различием исходной магнитуды землетрясения M_s (соответственно 8.25 и 7.8), а при расчете k_d– почти двукратным различием между исходной средней подвижкой $\bar{u}$ у разрыва (соответственно 6.1 м и 3.3 м).

6.5. Энергия деформации у разрыва

В литературе о количестве энергии землетрясений часто дискутируется вопрос – какая часть общей энергии, высвобожденной во время землетрясения, сосредоточивается в очаговой зоне – у разрыва. Естественно предполагать, что большая часть энергии высвобождается именно у разрыва, т.к. именно в очаговой зоне касательные напряжения повсюду превышают допустимые предельные значения. В простейшем случае, когда поле деформаций представлено единственной компонентой сдвига γ_{xy} (как это имеет место во всех выше изложенных расчетах), энергия среды *на единицу объема* задается в виде [27]:

$$e = \frac{1}{2} G \gamma_T^2, \qquad (6.15)$$

где γ_T - предельная сдвиговая деформация пород коры. По различным оценкам Касахара [29], Моги [53], Рикитаки [86] предельная деформация γ_T изменяется в пределах $\gamma_T = (1 \div 2)10^{-4}$. Земная кора до этого уровня деформируется упруго, но никогда не переходит за этот предел без разрушения. Это значение γ_T значительно ниже по сравнению с данными лабораторных экспериментов, дающих значение $\gamma_T = 10^{-3}$. Противоречие объясняется тем, что реально кора содержит множество трещин и ослаблений, которые уменьшают макроскопическую прочность пород земной коры. Как образно отмечает К.Касахара *"... любая цепь не прочнее своего самого слабого звена"*.

Принимая $G = 5 \cdot 10^{11}$ дин/см^2, $\gamma_T = 1.1 \cdot 10^{-4}$, по формуле (6.15) Касахара получил

$$e \cong 3000 \text{ эрг/см}^3$$

Следовательно вся потенциальная энергия, которая накапливалась около плоскости разрыва с единичной шириной ΔR=1см в нашей постановке будет (L и hв см):

$$E_f = L \cdot h \cdot 1 \cdot e = 3000 \, Lh \text{ эрг}$$

а соответствующий энергетический класс

$$k_f = \lg E_f - 7 \qquad (6.16)$$

Подставляя в формулу (6.16) значения L и h из табл. 6.2 были вычислены значения энергии деформации у разрыва E_f для рассмотренных 44 землетрясений и соответствующие энергетические классы k_f. Графическое представление отношений величин энергетических классов у разрыва k_f к величинам энергетических классов всей энергии среды k_d (по табл. 6.2) показана на рис.6.7, из которого видно, что k_f/k_d в среднем

составляет 0.63. Образовавшиеся после землетрясения разрывы обычно не имеют одну геометрическую правильную плоскость, а представляют из себя некоторое пространство отдельных сегментов с определенными расстояниями ΔR (в перпендикулярном к разрыву направлении) между собою.

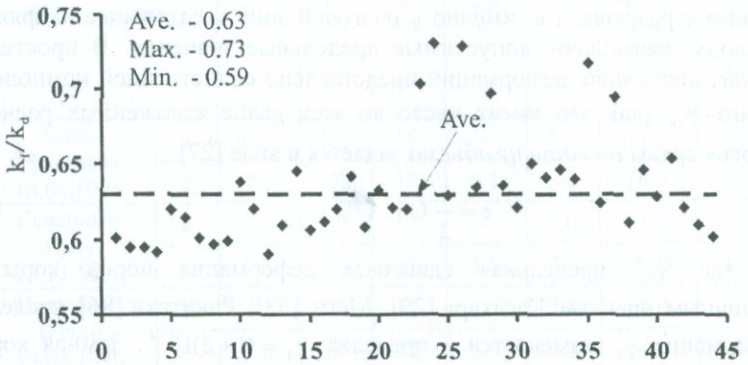


Рис. 6.7. Отношения значений энергетических классов землетрясений у разрыва $\mathbf{k_f}$ к классу общей энергии $\mathbf{k_d}$ всей деформированной среды при ΔR=1см.

Таблица 6. 4. Средние значения энергетических характеристик в зависимости от ширины разрыва(по 44 землетрясениям, табл. 6.2)

Средние значения	**Условная ширина разрыва ΔR в см**					
	1	**10^1**	**10^2**	**10^3**	**10^4**	**10^5**
k_f/k_d	0.63	0.70	0.77	0.84	0.91	0.97
$k_d - k_f$	5.46	4.46	3.46	2.46	1.46	0.46
E_d / E_f	288000	28800	2880	288	28.8	2.88

Это расстояние условно можно принимать как ширину разрыва и, следовательно считать, что во всем объеме $L \cdot h \cdot \Delta R$ среды (очаговой зоне) до землетрясения деформации достигли предельного значения γ_T и, следовательно, потенциальная энергия у разрыва будет:

$$E_f = 3000 \cdot L \cdot h \cdot \Delta R \text{ эрг}$$

Поэтому в действительности величина энергетического класса k_f у очаговой зоны землетрясения будет значительно больше указанного выше $0.63k_d$ при ΔR=1см. В таблице 6.4 приводятся средние значения энергетических характеристик k_f/k_d, $k_d - k_f$ и E_d/E_f (по 44 землетрясениям), вычисленные вышеприведенным способом для значения ΔR от 1см до

10^5см. Из таблицы видно, что в зависимости от условной ширины ΔR разрыва количество энергии высвобожденной у очаговой зоны существенно растет с увеличением ΔR и при $\Delta R=10^5$см=1км достигает до 35% общей высвобожденной при землетрясении энергии.

6.6. Площадь расположения областей афтершоков

Афтершоковый процесс, начинавшийся в постсейсмический период, обусловлен наличием в среде некоторой доли энергии деформации вне зоны разрыва. Поле накопления деформаций (напряжений) до землетрясения обычно имеет очень сложную структуру, связанную с неоднородным распределением прочностных и плотностных характеристик пород, наличием трещин и разрывов от прошлых землетрясений. Поэтому основной толчок будет служить спусковым механизмом для последующих афтершоков (в ослабленных в прочностном отношении структурах) до нового равновесного состояния всей деформированной в предсейсмический период среды. Естественно ожидать, что очаги афтершоков, в основном, должны располагаться по линии главного разрыва и вокруг него, где изначально имеют место концентрации напряжений. С неоднородностью среды в гипоцентральной области и наличия в ней мелких предваряющихся трещин, образованных в результате предыдущих сильных землетрясений, по мнению К.Моги [53], можно объяснить также возникновение форшоков сильных землетрясений.

Согласно [29] афтершоки и деформации поверхности имеют тенденцию располагаться в одной и той же области вокруг эпицентра. В свете рассмотренного выше понятия области ощутимых деформаций - это означает, что афтершоки, рассмотренных выше 44 землетрясений, будут располагаться на площади

$$Q_1 = 2RL \tag{6.17}$$

Любопытно сравнить значения Q_1 по формуле (6.17) и по следующей эмпирической зависимости площади Q_2(в $см^2$) от магнитуды землетрясения M, приведенной в книге Касахара [29]

$$lg\, Q_2 = 1.02M + 6.0 \tag{6.18}$$

С этой целью по данным таблицы (6.2) были вычислены значения Q_1 и Q_2 по формулам (6.17) и (6.18) для рассмотренных 44 землетрясений. Среднее значение разности

$$\Delta Q = Q_1 - Q_2 . \tag{6.19}$$

для всех 44 рассмотренных землетрясений составило 0.1 x 10^{14} $см^2$.

Таблица 6.5. Сравнения площадей афтершоков по формулам (6.17) и (6.18) для 26 землетрясений с магнитудой M≥7.0

№№ землетрясения по таблице 6.2	Страна	Место землетрясения	Дата землетрясения	Магнитуда землетрясения Ms	Протяженность разрыва L (км)	Глубина разрыва h (км)	Максимальная подвижка u_{max} (м)	Средняя подвижка $\overline{u}$	Величина R по формуле (6.3) (км)	$Q_1/10^{-14}$, км^2	$Q_2/10^{-14}$, км^2	Разность $\Delta Q/10^{-14}$, км^2	Отклонение ΔQ в %	Q_1/Q_2
1	США	Fort Tejon	09.01.1857	8.3	297	12	9.4	6.4	50.84	3.02	2.92	0.10	3.27	1.03
2	США	Owens Valley	26.03.1872	8	108	15	11	6	45	0.97	1.45	-0.47	-32.75	0.67
3	Япония	Nobi	27.10.1891	8	80	15	8	5.04	40.25	0.64	1.45	-0.80	-55.45	0.45
4	Япония	Rikuu	31.08.1896	7.2	40	21	4.4	2.59	27.95	0.22	0.22	0.00	1.27	1.01
5	США	San Francisco	13-01-06	7.8	432	12	6.1	3.3	31.5	2.72	0.90	1.82	201	3.01
6	США	Pleasant Valley	03-10-15	7.6	62	15	5.8	2	25	0.31	0.56	-0.25	-45.13	0.55
7	Китай	Kansy	16-12-20	8.5	220	20	10	7.25	51.25	2.26	4.68	-2.42	-51.79	0.48
8	Япония	North Izu	25-11-30	7.3	35	12	3.8	2.9	29.5	0.21	0.28	-0.07	-26.05	0.74
9	Китай	Kehetuohai	10-08-31	7.9	180	20	14.6	7.38	51.9	1.87	1.14	0.73	63.48	1.63
10	Турция	Erzihcan	26-12-39	7.8	360	20	7.5	1.85	24.25	1.75	0.90	0.84	93.22	1.93
11	США	Imperial Valley	19-05-40	7.2	60	11	5.9	1.5	22.5	0.27	0.22	0.05	22.28	1.22
12	Китай	Damxung	18-11-51	8	200	10	12	8	65	2.60	1.45	1.15	79.88	1.80
14	Турция	Abant	26-05-57	7	40	8	1.65	0.55	17.75	0.14	0.14	0.00	2.87	1.03
15	Монголи	Gobi-Altai	04-12-57	7.9	300	20	9.6	6.54	47.7	2.86	1.14	1.72	150	2.50
16	США	Hebgen Lake	18-08-59	7.6	45	17	6.1	2.14	25.7	0.23	0.56	-0.33	-59.06	0.41
17	Иран	Dasht-e-Bayaz	31-08-68	7.1	110	20	5.2	2.3	26.5	0.58	0.17	0.41	234	3.34
18	Турция	Gediz	28-03-70	7.1	63	17	2.8	0.86	19.3	0.24	0.17	0.07	39.29	1.39
20	Китай	Luhuo	06-02-73	7.3	110	13	3.6	1.3	21.5	0.47	0.28	0.19	69.38	1.69
21	Гватема	Motagua	04-02-76	7.5	257	13	3.4	2.6	28	1.44	0.45	0.99	222	3.22
22	Турция	Caldiran	24-11-76	7.3	90	18	3.5	2.05	25.25	0.45	0.28	0.18	62.75	1.63
25	Иран	Tabas-e-Colshan	16-09-78	7.5	74	22	3	1.5	22.5	0.33	0.45	-0.11	-25.45	0.75
29	Иран	Koli	27-11-79	7.1	75	22	3.9	1.2	21	0.32	0.17	0.14	80.43	1.80
30	Алжир	El Asnam	10-10-80	7.3	55	15	6.5	1.54	22.7	0.25	0.28	-0.03	-10.58	0.89
34	США	Borah Peak	28-10-83	7.3	33	20	2.7	0.8	19	0.13	0.28	-0.15	-55	0.45
41	Китай	Lancand Gengma	06-11-88	7.3	80	20	1.5	0.7	18.5	0.30	0.28	0.02	6.00	1.06
44	США	Landers	28-06-92	7.6	62	12	6	2.95	29.75	0.37	0.56	-0.20	-34.70	0.65
									Среднее значение			**0.14**	**36**	**1.36**
									Среднее значение без землетрясений № 5, 10, 15, 21				**12**	**1.12**

Среднее отклонение

$$\frac{\Delta Q \cdot 100}{Q_2}. \qquad (6.19а)$$

составило 107%-ов, а среднее значение отклонения для отношения Q_1/Q_2 составило 2.07.

При исключении из таблицы 6.2 землетрясений с магнитудой M<7.0, (для которых образование подвижек на поверхности земли считается маловероятным, а параметр R в формуле (6.3) определяется именно по величине средней подвижки $\bar{u}$) отклонение (6.19а) снизилось до 14%-ов, а отношения площадей Q_1/Q_2 до 1.36 раза. В таблице 6.5 приведены параметры 26-и землетрясений с магнитудой M≥7 и соответствующие значения Q_1, Q_2, ΔQ, $\frac{\Delta Q \cdot 100}{Q_2}$ и Q_1/Q_2. На рисунке 6.8 показано

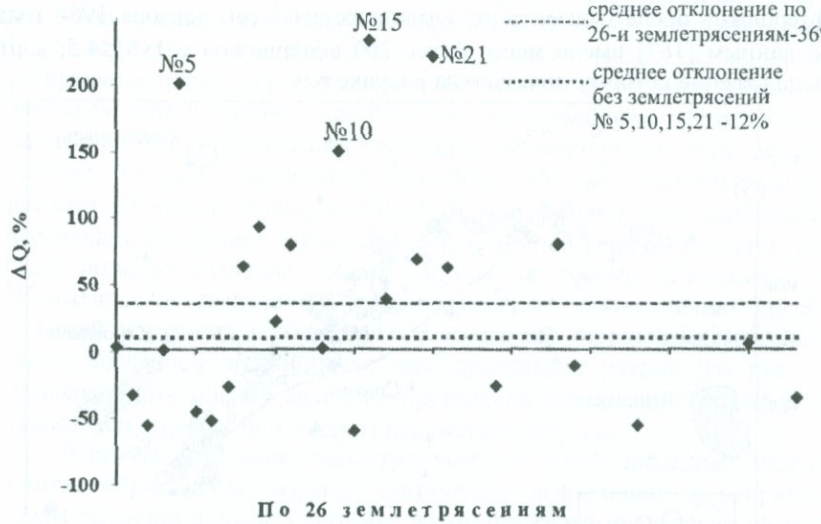


Рис 6.8. Зависимость разности площадей в процентах (%)расположения афтершоков по формуле (6.17) и по эмпирической формуле (6.18)

распределения разностей ΔQ в процентах для всех 26-и землетрясений. Как видно из таблицы и рисунка среднее отклонение равно 36%. Из таблицы 6.6 видно, что наиболее отклонение между Q_1и Q_2, имеет место для четырех землетрясений: № № 5,10,15,21 (см. табл. 6.5), при которых протяженность разрыва L на поверхности земли **значительно велико: L=432, 360, 300 и 257** километров, и наоборот среднее значение подвижки $\bar{u}$ сравнительно мало $\bar{u}$ = 3.3,1.85, 6.54 и 2.6 метра. Если эти четыре

землетрясения как «необычно особенные» исключить из рассмотрения, то для средних
значений разностей ΔQ в процентах и средних отношения площадей Q_1/Q_2соответственно будут **12% и 1.12.**

В качестве примера вычислим величину площади областей расположения афтершоков для Спитакского землетрясения с M=7.0, L=38 км, $\bar{u}=1.22$м , R=21.1 км, различными способами:

-по эмпирической формуле (6.18)

$$\lg Q_2 = 1.02 \cdot M + 60 = 1.02 \cdot 7.0 + 6 = 13.14$$

$$Q_2 = 10^{13.14} \text{ см}^2 = 0.14 \cdot 10^{14} \text{ см}^2$$

-по предлагаемой формуле (6.17)

$$Q_1 = 2LR = 2 \cdot 38 \cdot 21.1 = 1603 \text{ км}^2 = 0.16 \cdot 10^{14} \text{ см}^2$$

Теперь вычислим действительную площадь расположения афтершоков после Спитакского землетрясения 7-ого декабря 1988 года. По данным [167] имело место более 200 афтершоков с 1<M≤4.5, карта расположение которых показано на рисунке 6.9.

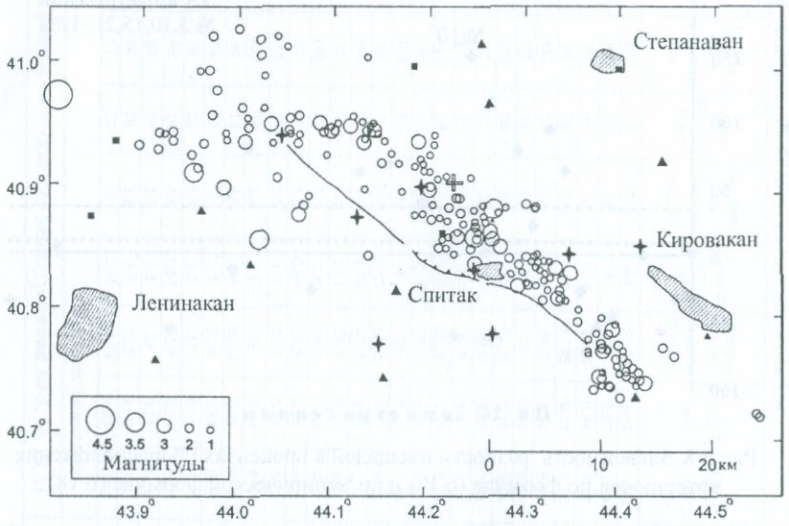


Рис 6.9. Расположение афтершоков Спитакского землетрясения 7.12.1988 [167, 244, 254]

Как видно из рисунка афтершоки расположены на прямоугольной территории размерами 60x33 километров. Следовательно действительная величина площади области афтершоков будет:

$$Q_д = 60 \cdot 33 = 1980 \text{ км}^2 = 0.2 \cdot 10^{14} \text{ см}^2$$

Как видим различия между значениями Q_1, Q_2 и $Q_д$ не значительная и их можно считать приемлемым при решении таких сложных задач

сейсмологии, как установление величину площади расположения афтершоков землетрясения.

Эти данные говорят о том, что для большинства обычных землетрясений имеет место хорошая корреляция между формулами (6.17) и (6.18) для определения величин площадей расположения афтершоков землетрясений.

6.7. О предельной деформации пород земной коры

В процессе длительной подготовки сильного землетрясения, в областях вокруг будущего разрыва возникают значительные статические касательные напряжения и сдвиговые деформации. В момент свершения землетрясения они достигают своих предельных значений $\tau_т$ и $\gamma_т$, происходит вспарывание коры с образованием нового разрыва длинной Li относительной подвижки **u** на поверхности земли, т.е. происходит разрушение пород коры огромных объёмов в естественных условиях. Землетрясение, как-бы, становится естественным испытательным полигоном для установления характеристики прочности коры земли. В разделе 6.4 для определения величины энергии высвобожденной у разрыва во время землетрясения (6.15) мы пользовались величиной $\gamma_т$ предельной сдвиговой деформации пород земной коры. В расчетах для $\gamma_т$ было принято значение $1.1x10^{-4}$, исходя из работы К.Касахара [29]. Изложенное в разделе 6.2 исследования по установлению пределов областей ощутимых деформаций в процессе подготовки землетрясения до самой последней стадии после чего происходит разрыв (см рис. 5.1), позволяет дать оценку величине предельной деформации пород $\gamma_т$ при данном землетрясении исходя из параметров разрыва.

В самом деле, перед землетрясением, в самой последней стадии (в момент образования разрыва) статические деформации и напряжения среды на линии будущего разрыва достигают своих предельных значений $\gamma_т$ и u/2 (u-подвижка после разрыва-землетрясения), а на линии параллельной разрыву на расстоянии R деформации среды из-за существенной малости по сравнению с u/2 принимается, как было отмечено выше в 6.2, равными нулю. На этом основании для определения величины предельной деформации пород $\gamma_т = \tau_т / G$, где G-модуль сдвига пород, можно воспользоваться одной из двух симметричных условных схем статического деформирования показанные на рисунке 6.10. Как видно из рисунка вертикальная плоскость разрыва Lh была смещена на предельное расстояние u/2 относительно O_2-O_2, которая соответствует предельному напряжению $\tau_т$ (рис. 6.1) на плоскости будущего разрыва. В результате этого образовался угол сдвига $\gamma_т$ величину которого в первом приб-

лижении можно принимать в качестве предельного угла чисто сдвиговой деформации призматического тела с размерами LhR, находящегося между плоскостями O_1-O_1 и O_2-O_2.

Как было отмечено выше относительные подвижки по длине L обычно имеют неравномерное распределение. Поэтому целесообразно в качестве величины подвижки для всей длине разрыва L принимать некоторое среднее значение $\bar{u}$. Для рассмотренных выше землетрясений значение $\bar{u}$ приведены в статье Д. Веллса и К. Коппершмидта [251], по мнению которых, именно по величине средней подвижке $\bar{u}$ имеет место *постоянный относительный сдвиг по всей длине L и глубине h спаренных* плоскостей разрыва. Из рисунка вытекает, что

$$\gamma_T \cong \frac{u/2}{R}. \qquad (6.20)$$

В качестве расчетного значения подвижки было принято как максимальное значение подвижки u_{max}, так и ее среднее значение $\bar{u}$, т.е. величину γ_T, определить по формулам:

$$\gamma_T = \frac{u_{max}/2}{R}, \qquad \gamma_T \cong \frac{\bar{u}/2}{R}. \qquad (6.21)$$

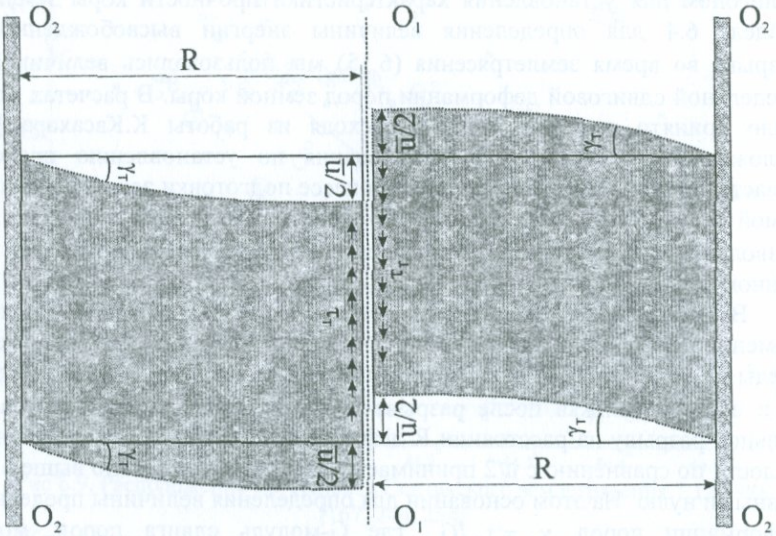


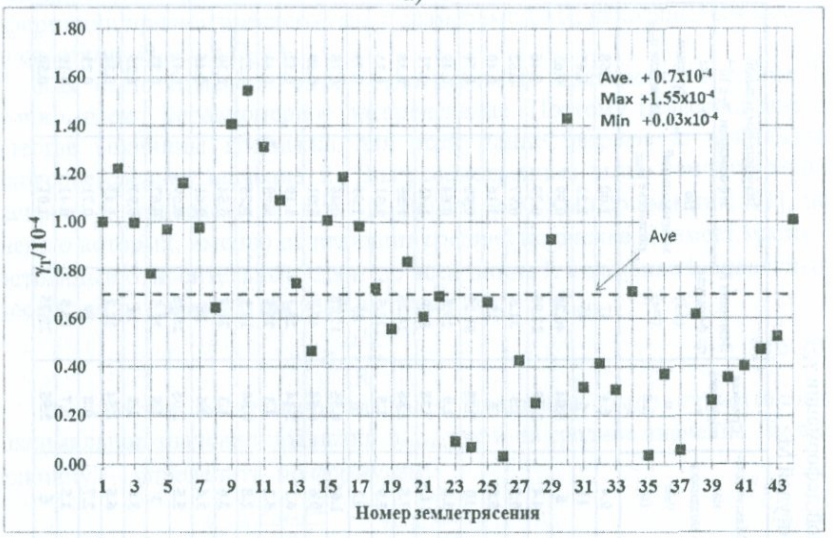
Рис 6.10. Условная схема деформирования среды после вспарывания

В таблице 6.6 приведены значения γ_T для 26-и землетрясений с магнитудой M≥7.0 по формулам (6.21). На рисунках 6.11 и 6.12 показаны распределение значений предельных деформаций γ_T по максимальным

Таблица 6.6. Значение предельной деформации $\gamma_т$
для 26 землетрясений с магнитудой M≥7.0

No. землетрясений по таблице 6.2	Страна	Место землетрясения	Дата землетрясения	Магнитуда землетрясения M_s	Протяженность разрыва L (км)	Глубина разрыва h (км)	Максимальная подвижка u_{max} (м)	Средняя подвижка $\overline{u}$ (м)	Величина R по формуле (6.3) (км)	Значение предельной деформации $\gamma_т \times 10^{-4}$	
										По максимальной подвижке u_{max}	По средней подвижке $\overline{u}_{max}$
1	США	Fort Tejon	09.01.1857	8.3	297	12	9.4	6.4	47	1.00	0.68
2	США	Owens Valley	26.03.1872	8	108	15	11	6	45	1.22	0.67
3	Япония	Nobi	27.10.1891	8	80	15	8	5.04	40.25	0.99	0.63
4	Япония	Rikuu	31.08.1896	7.2	40	21	4.4	2.59	27.95	0.79	0.46
5	США	San Francisco	13-01-06	7.8	432	12	6.1	3.3	31.5	0.97	0.52
6	США	Pleasant Valley	03-10-15	7.6	62	15	5.8	2	25	1.16	0.40
7	Китай	Kansy	16-12-20	8.5	220	20	10	7.25	51.25	0.98	0.71
8	Япония	North Izu	25-11-30	7.3	35	12	3.8	2.9	29.5	0.64	0.49
9	Китай	Kehetuohai	10-08-31	7.9	180	20	14.6	7.38	51.9	1.41	0.71
10	Турция	Erzihcan	26-12-39	7.8	360	20	7.5	1.85	24.25	1.55	0.38
11	США	Imperial Valley	19-05-40	7.2	60	11	5.9	1.5	22.5	1.31	0.33
12	Китай	Damxung	18-11-51	8	200	10	12	8	55	1.09	0.73
14	Турция	Abant	26-05-57	7	40	8	1.65	0.55	17.75	0.46	0.15
15	Монголия	Gobi-Altai	04-12-57	7.9	300	20	9.6	6.54	47.7	1.01	0.69
16	США	Hebgen Lake	18-08-59	7.6	45	17	6.1	2.14	25.7	1.19	0.42
17	Иран	Dasht-e-Bayaz	31-08-68	7.1	110	20	5.2	2.3	26.5	0.98	0.43
18	Турция	Gediz	28-03-70	7.1	63	17	2.8	0.86	19.3	0.73	0.22
20	Китай	Luhuo	06-02-73	7.3	110	13	3.6	1.3	21.5	0.84	0.30
21	Гватемала	Motagua	04-02-76	7.5	257	13	3.4	2.6	28	0.61	0.46
22	Турция	Caldiran	24-11-76	7.3	90	18	3.5	2.05	25.25	0.69	0.41
25	Иран	Tabas-e-Colshan	16-09-78	7.5	74	22	3	1.5	22.5	0.67	0.33
29	Иран	Koli	27-11-79	7.1	75	22	3.9	1.2	21	0.93	0.29
30	Алжир	El Asman	10-10-80	7.3	55	15	6.5	1.54	22.7	1.43	0.34
34	США	Borah Peak	28-10-83	7.3	33	20	2.7	0.8	19	0.71	0.21
41	Китай	Lancand Gengma	06-11-88	7.3	80	20	1.5	0.7	18.5	0.41	0.19
44	США	Landers	28-06-92	7.6	62	12	6	2.95	29.75	1.01	0.50

а)



б)

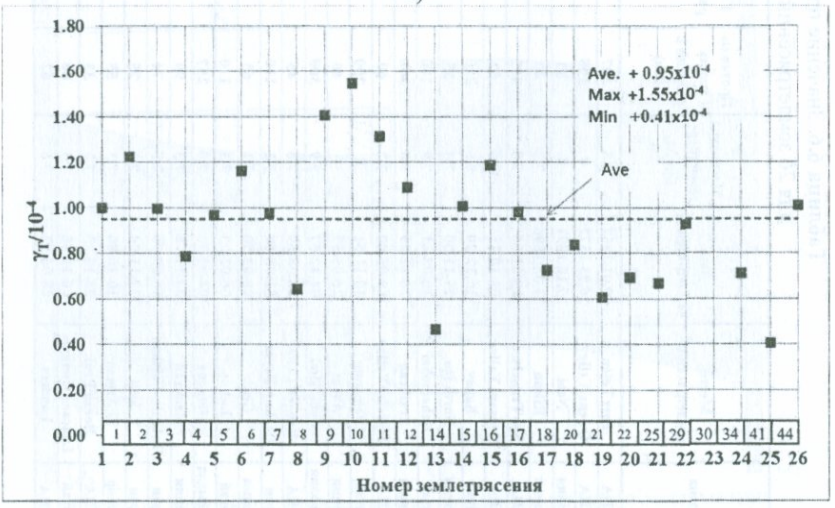
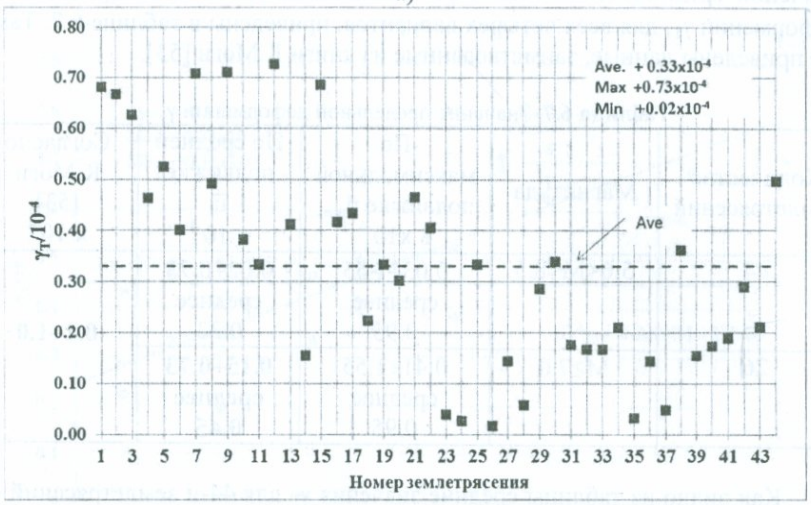


Рис. 6.11. Распределение значений предельной деформации γ_T по максимальной подвижке u_{max}
а) для 44-х землетрясений с $5.6 \leq M \leq 8.5$
б) для 26-и землетрясений $M \geq 7.0$.

а)



б)

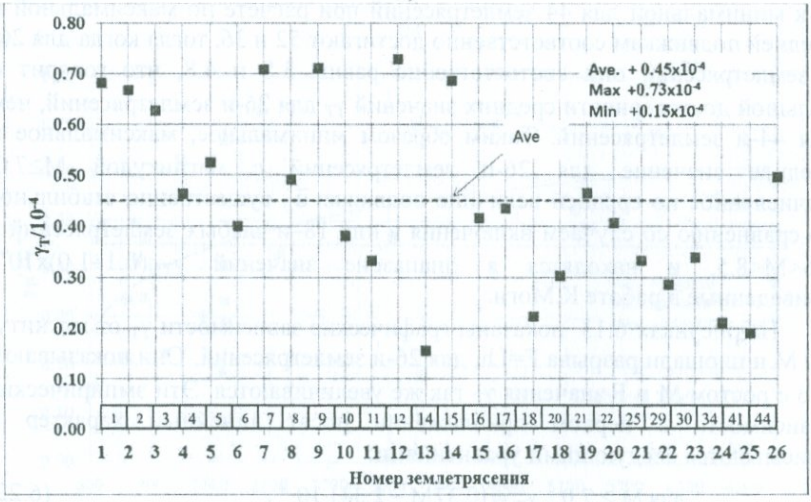


Рис. 6.12. Распределение значений предельной деформации γ_T по средней подвижке $\bar{u}$
а) для 44-х землетрясений с 5.6≤M≤8.5
б) для 26-и землетрясений M≥7.0.

u_{max} и средним значениям $\bar{u}$ для всех 44-х землетрясений с магнитудой 5.6<M<8.5 и для 26-и землетрясений с магнитудой M>7.0. Сводные

значений средних, минимальных и максимальных значений предельной деформаций γ_T, для всех четырех вариантов, приведены в таблице 6.7. Там же приведены данные, заимствованные из книги К.Моги [53].

Таблица 6.7. Значение предельной деформации γ_1

Количество землетрясений	Магнитуда	По максимальной подвижке u_{max} в $x10^{-4}$	По средней подвижке $\bar{u}$ $x\ 10^{-4}$	Согласно К.Моги [53] $x\ 10^{-4}$
44	5.6<M<8.5	0.03÷1.55 среднее 0.95	0.02÷0.73 среднее 0.33	**0.1÷1.0**
26	M≥7.0	0.41÷1.55 среднее 0.95	**0.15÷0.73 среднее 0.45**	

Как видно из таблицы средние значения γ_T для 44-и землетрясений с магнитудой 5.6<M<8.5 примерно в два раза больше, чем для 26-и землетрясений с магнитудой M≥7.0.Отношения максимального значения γ_T к минимальной для 44 землетрясений при расчете по максимальной и средней подвижкам соответственно достигают 52 и 36, тогда когда для 26-и землетрясений они соответственно равны 3.8 и 4.8, что говорит о большой достоверности средних значений γ_T для 26-и землетрясений, чем для 44-и землетрясений. Таким образом минимальное, максимальное и среднее значение для 26-и землетрясений с магнитудой M≥7.0, вычисленное по средней величине подвижки $\bar{u}$, существенно стабильное по сравнению со случаем включения в них 18–и слабых землетрясений с 5.6<M<8.5, и находятся в диапазоне значений $\gamma_T=(0.1\div1.0)x10^{-4}$, приведенные в работе К.Моги.

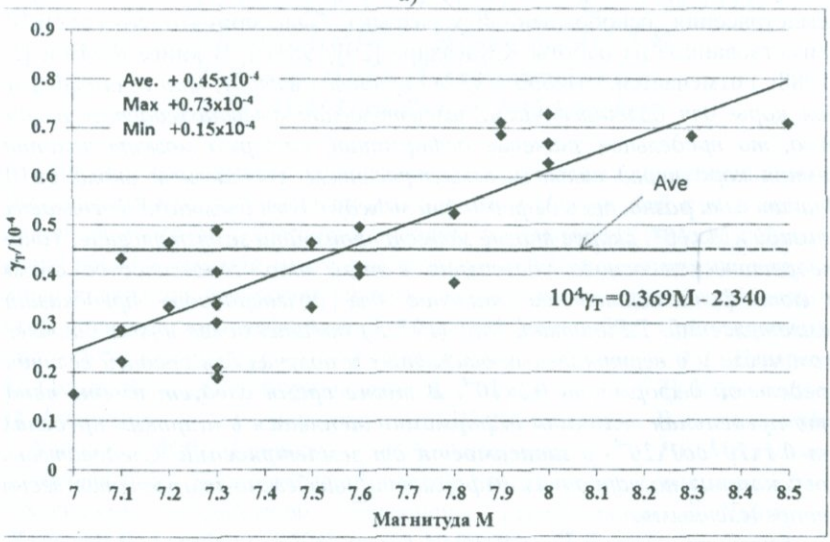
На рисунках 6.13 показаны графические зависимости γ_T от магнитуды M и площади разрыва F=Lh, для 26-и землетрясений. Они показывают, что с ростом M и F значения γ_T так же увеличиваются. Эти эмпирические зависимости в первом приближении носят линейный характер и описываются следующими уравнениями:

$$\text{для } M \geq 7.0 \quad \gamma_T = (0.37M - 2.34)\cdot 10^{-4}. \tag{6.22}$$

$$\text{для } F \geq 300 \text{ км}^2 \quad \gamma_T = (0.26 \lg F - 0.37)\cdot 10^{-4} \tag{6.23}$$

С увеличением магнитуды землетрясения растет и величина предельной деформации. Это можно объяснить более глубоким расположением гипоцентров сильных землетрясений, и следовательно вовлечением в процесс разрушения, во время землетрясения, более прочных глубинных пород.

а)



б)

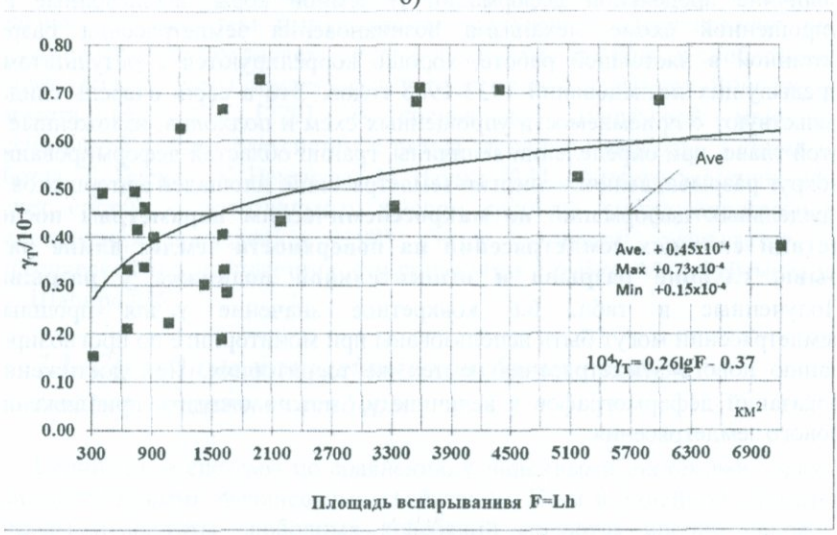


Рис. 6.13. Зависимость предельной деформации γ_T (по средней подвижке) от магнитуды M землетрясения и площади вспарывания F для 26-и землетрясений
а) зависимость деформации γ_T от магнитуды M
б) зависимость деформации γ_T от площади вспарывания F

Теперь несколько заключительных значений о величине предельной деформации $\gamma_т$. Как сказано выше при определены и величины энергии землетрясения, освобожденной у разрыва, было принято $\gamma_т=(1\div2)x10^{-4}$, заимствованное из работы К.Касахара [29](1981г.). В книге К.Моги [53] (1988г.) отмечается: *«Цубои (1933г.) пришел к выводу, что если деформация коры для большого числа землетрясений высвобождается полностью, то предельное значение деформации, которую может накопить земная кора перед сильным землетрясением, составляет около* $1x10^{-4}$. *Значит если разность в деформации между двумя съемками оказывается близкой к* $1x10^{-4}$, *скорее вполне может произойти землетрясение. Такова теоретическая основа убеждения в том, что, геодезическое съемки имеют фундаментальное значение для долгосрочного предсказания землетрясений. Т.Рикитаки [86] (1975г.) добавил более новые данные, в том числе и в вертикальных движениях и получил для средней величины предельной деформации* $0.5x10^{-4}$. ***В тоже время следует иметь ввиду, что предельная величина деформации меняется в широких пределах– от*** $0.1x10^{-4}$ ***до*** $1x10^{-4}$ ***- в зависимости от землетрясений.*** *Следовательно предсказания по вариациям деформации неизбежно оказывается весьма неопределенным».*

Как видим приведенные в таблице 6.6 и на рисунках 6.12 и 6.13 данные о величине предельной деформации $\gamma_т$ земной коры, вычисленные по упрощенной схеме механизма возникновения землетрясения разработанной в настоящей работе, хорошо коррелируются с результатами предыдущих исследований 1933-1988 годов. Это в свою очередь свидетельствуют о приемлемости упрощенных схем и подходов, изложенные в этой главе, при определении величины, границ областей деформирования вокруг разрыва, величин энергии землетрясений, площадей афтершоков и предельных деформаций **по макросейсмическим параметрам последствий сильных землетрясений на поверхности земли: длине разрыва, глубине разрыва и относительной подвижке у разрыва.** Полученные в табл. 6.6 конкретное значение $\gamma_т$ для прошлых землетрясений могут быть использованы при мониторинге по прогнозированию нового землетрясения на тех же территориях. При достижении показаний деформографов к величине $\gamma_т$ можно ожидать приближение нового землетрясения.

Глава 7. СЕЙСМИЧЕСКИЕ ВОЗДЕЙСТВИЯ НА ЗДАНИЯ И СООРУЖЕНИЯ С УЧЕТОМ НЕЛИНЕЙНЫХ КОЛЕБАНИЙ И ЛОКАЛЬНЫХ ПОВРЕЖДЕНИЙ ЭЛЕМЕНТОВ КОНСТРУКЦИИ

При сильных землетрясениях зависимость между напряжениями и деформациями несущих конструкции зданий и сооружений почти всегда нелинейная и поэтому все существующие нормативные методы сейсмического расчета тем или иным способом учитывают возникающие нелинейные колебания. Вопросам расчета сооружений на сейсмостойкость с учетом пластических деформаций посвящен ряд работ. Существенный вклад в разрешение этой проблемы внесли А.Г. Назаров, И.И. Гольденблат, И.Л. Корчинский, Н.А. Николаенко, Г.Н. Карцивадзе, Я.М. Айзенберг, С.С. Дарбинян, Л.Ш. Килимник, В.А. Ржевский, С.Т. Узлов, И.Ф. Ципенюк, В.А. Амбарцумян, М.Г. Мелкумян, Т.Н. Чачава и др. Вопросам учета упруго-пластических деформаций при сейсмических воздействиях посвящены исследования Д. Хаузнера, Д. Хадсона, Р. Танабаси, Т.Кобори, И. Ньюмарка, Д. Блюма, Х. Исизаки и др. Отметим, что большинство из них посвящено системе с одной степенью свободы при импульсивном нагружении. Исследования по упруго-пластическому расчету систем со многими степенями свободы на основе акселерограмм землетрясений проводились в работах Японского комитета «SERAC» [229] на специальной аналоговой машине, рассчитанной только для систем с пятью степенями свободы, а также в работах Т. Хисада, К. Накачава, М. Изуми [234]. Упруго-пластический расчет систем с произвольным числом свободы по акселерограмме землетрясения приведен в [108]. Обзор и анализ результатов в динамической теории пластичности приводятся в работе М.И. Рейтмана и Г.С. Шапиро [84].

7.1. Свободные нелинейные колебания систем с одной степенью свободы

Нелинейные системы по сравнению с линейными системами характеризуются новыми физическими свойствами. Если в линейной системе периоды и частоты свободных колебаний являются вполне определенными и независящей от перемещения величинами, то в нелинейной системе они зависят от начального перемещения и меняются в зависимости от изменения жесткости системы в процессе колебаний. В линейных системах, каждой частоте свободных колебаний соответствует определенная форма колебаний. В нелинейных системах, в общем случае

таких форм не существует. Для линейной системы, используя значения частот и форм свободных колебаний могут быть определены реакции системы при произвольных вынужденных колебаниях. В нелинейной системе это невозможно, так как неприменим принцип суперпозиции по отдельным формам колебаний. Тем не менее, определение частот и форм колебаний нелинейных систем представляет значительный интерес, поскольку они в определенной степени могут характеризовать систему и при вынужденных колебаниях. Кроме того, частоты и формы свободных нелинейных колебаний могут быть использованы при эквивалентной линеаризации нелинейных систем и тем самым способствовать возможности учета их влияния при проектных расчетах.

Билинейные системы. Рассмотрим свободные нелинейные колебания системы с одной степенью свободы для которой зависимость восстанавливающей силы от перемещения имеет вид билинейной диаграммы (рис.7.1а). Уравнения движения такой системы будет иметь вид:

$$my'' + R(y) = 0;$$

$$R(y) = \begin{cases} ay & \text{при } y \le y_1 \\ a[y_1 + \varphi(y - y_1)] & \text{при } y \ge y_1 \end{cases} \qquad (7.1)$$

где m – величина сосредоточенной массы; y, y'' - соответственно перемещение и ускорение массы; $R(y)$- восстанавливающая сила; **а** – начальная жесткость системы; y_1 - заданное значение перемещения. при достижении которого происходит изменение жесткости системы; φ - отношение уменьшенной жесткости системы к первоначальной, значение которого устанавливается по экспериментальным исследованиям.

Решение уравнения (7.1) при ненулевых начальных условиях для обоих участков будет иметь следующий общий вид:

$$y(t) = \frac{c}{\omega^2\varphi} + \left(y(0) - \frac{c}{\omega^2\varphi} \right) \cos\omega\sqrt{\varphi}t + \frac{y'(0)}{\omega\sqrt{\varphi}} \sin\omega\sqrt{\varphi}t; \qquad (7.2)$$

$$c = \begin{cases} 0; & y \le y_1 \\ -\omega^2(1-\varphi)y_1; & y \ge y_1, \end{cases}$$

где $\omega = \sqrt{a/m}$ - собственная частота эквивалентно линейной системы; $y(0)$, $y'(0)$ - начальные значения перемещения и скорости. Если массу m отклонять на расстояние $y_2 (y_2 > y_1)$ и затем предоставить ей колебаться без начальной скорости, то для перемещения системы из (7.2) получим

$$y(t) = -\frac{(1-\varphi)}{\varphi} y_1 + \left(y_2 + y_1 \frac{1-\varphi}{\varphi} \right) \cos \omega \sqrt{\varphi} t. \qquad (7.3)$$

Время t_{12}, необходимое для возвращения массы от $y = y_2$ до $y = y_1$, получится из (7.3), если вместо $y(t)$ подставить y_1:

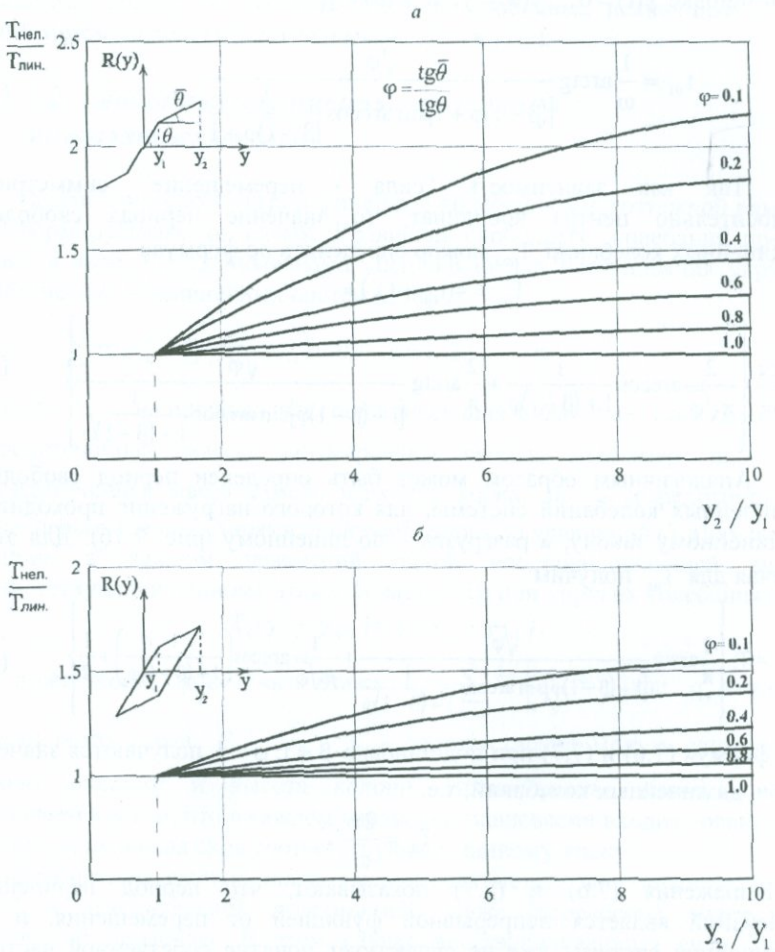


Рис. 7.1. Зависимости отношений периодов нелинейных и линейных колебаний от отношений перемещений

а) – при упругом билинейном законе деформация,

б) – при гистерезисном билинейном законе деформирования.

$$t_{12} = \frac{1}{\omega\sqrt{\varphi}} \arccos \frac{1}{(\beta-1)\varphi+1}; \qquad \beta = \frac{y_2}{y_1}. \tag{7.4}$$

Время t_{01}, в течение которого масса проходит расстояние от $y = y_1$ до $y = 0$, получится из соответствующего выражения перемещения (7.2) при подстановке $y(t) = 0$, $y(0) = y_1$ и $y'(0) = y_1'$:

$$t_{01} = \frac{1}{\omega} \operatorname{arctg} \frac{\sqrt{\varphi}}{[(\beta-1)\varphi+1] \sin \arccos \frac{1}{(\beta-1)\varphi+1}}. \tag{7.5}$$

Так как зависимость "сила - перемещение" симметрична относительно центра координат, то значение периода свободных нелинейных колебаний $T_{нел}$ можно определить по формуле

$$T_{нл} = 4(t_{01} + t_{12}) =$$

$$= \frac{2\pi}{\omega} \left\{ \frac{2}{\pi\sqrt{\varphi}} \arccos \frac{1}{1+(\beta-1)\varphi} + \frac{2}{\pi} \operatorname{arctg} \frac{\sqrt{\varphi}}{[1+(\beta-1)\varphi] \sin \arccos \frac{1}{1+(\beta-1)\varphi}} \right\} \tag{7.6}$$

Аналогичным образом может быть определен период свободных нелинейных колебаний системы, для которого нагружение проходит по билинейному закону, а разгрузка – по линейному (рис. 7.1б). Для этого случая для $T_{ил}$ получим:

$$T_{ил.} = T_л \left\{ \frac{1}{\pi} \operatorname{arctg} \frac{\sqrt{\varphi}}{[1+(\beta-1)\varphi] \sin \arccos \frac{1}{1+(\beta-1)\varphi}} + \frac{1}{\pi\sqrt{\varphi}} \arccos \left(\frac{1}{1+(\beta-1)\varphi} \right) + \frac{1}{2} \right\} \tag{7.7}$$

Из формул (7.6) и (7.7) при подстановке $\beta = 1$, $\varphi = 1$ получаются значения периода линейных колебаний, т.е.

$$T_{л.} = \frac{2\pi}{\omega}.$$

Выражения (7.6) и (7.7) показывают, что период нелинейных колебаний является непрерывной функцией от перемещения, и для нелинейной системы уже не существует понятие собственной частоты, так как таких частот уже бесконечное количество. С помощью этих выражений вычислены значения отношений периодов нелинейных и линейных колебаний $T_{ил.}/T_{л.}$ в зависимости от отношения перемещений $\beta = y_2/y_1$, показанные на рис.7.1. Вычисления проводились для значений $\varphi = 1.0;\ 0.8;\ 0.6;\ 0.4;\ 0.2;\ 0.1,\ \beta = 1,\ 2,\ 4,\ 6,\ 8,\ 10$. Из графиков

следует, что увеличение начального перемещения приводит к увеличению значений периодов нелинейных колебаний. При одних и тех же параметрах φ и y_2/y_1 это увеличение примерно на 1.12 раза больше при упруго – билинейных, чем при гистерезисных колебаниях. Таким образом, если экспериментальная (реальная) зависимость между восстанавливающей силой и деформацией можно интерполировать по кусочно – линейному закону, то значения периодов свободных нелинейных колебаний можно определить по формулам (7.6) и (7.7).

7.2. Свободные нелинейные колебания многоэтажных рам

Рассмотрим свободные нелинейные колебания многоэтажной рамы с недеформируемыми ригелями. Уравнения свободных колебаний представим в виде, выведенные нами специально для исследования упругопластических и нелинейных систем [108]:

$$\sum_{k=1}^{s} m_k y_k'' + F_s(y_s - y_{s+1}) = 0; \quad s = 1, 2, \ldots, n. \tag{7.8}$$

Здесь F_s - нелинейная восстанавливающая сила (n-s+1)-ого этажа, а сосредоточенные массы занумерованы сверху, например m_1 - это сосредоточенная масса самого верхнего этажа, m_n - сосредоточенная масса первого этажа. Характерной особенностью уравнений (7.8) является наличие в каждом уравнений одной восстанавливающей силы, соответствующей данному этажу. В частности при упругих колебаниях:

$$F_s(y_s - y_{s+1}) = a_s(y_s - y_{s+1}),$$

где a_s-жесткость (n-s+1)-ого этажа $a_s = \sum_{k=1}^{q_s} \frac{12 E_{Sk} J_{Sk}}{h^3 s}$, где q_s - число колонн s-ого этажа, E_{Sk}, J_{Sk}, h_S - соответственно модуль упругости, момент инерции и высота колонн. Преимущество системы (7.8) заключается в том, что в каждом уравнении равновесии входит только она восстанавливающая сила соответствующая данному этажу.

Рассмотрим случай, когда зависимость между восстанавливающей силой и относительной деформацией этажа (перекосом) имеет вид кубической параболы. В этом случае восстанавливающая сила будет иметь вид:

$$F_s(y_s - y_{s+1}) = a_s\left[(y_s - y_{s+1}) - \varepsilon_s(y_s - y_{s+1})^3\right],$$

а уравнения (7.8) для упругонелинейных колебаний примут вид:

$$\sum_{k=1}^{s} m_k y_k'' + a_s\left[(y_s - y_{s+1}) - \varepsilon_s (y_s - y_{s+1})^3\right] = 0, \qquad s = 1, 2, \ldots . n, \tag{7.9}$$

где ε_s - малый положительный параметр, характеризующий нелинейность деформации $(n-s+1)$ - го этажа, значения которых устанавливаются экспериментально.

В многоярусных рамах нижние и верхние этажи сжаты в разной степени. Это означает, что в уравнениях (7.9) значение ε_s для нижних этажей должно быть больше по сравнению с верхними. Однако, как показали результаты [4] при упругих колебаниях влияния сжимающих сил на периоды колебаний незначительно. Поэтому, в дальнейшем пренебрегая влиянием нормальных сил будем принимать, что $\varepsilon_1 = \varepsilon_2 = \ldots = \varepsilon_s = \varepsilon$. Исходя из физических представлений, уравнения (7.9) можно использовать для таких значений $(y_s - y_{s+1})$, при которых восстанавливающая сила по абсолютной величине возрастает. Это позволяет из условия

$$R_s'(y_s - y_{s+1}) = a_s\left[1 - 3\varepsilon(y_s - y_{s+1})^2\right] \geq 0$$

получить верхний предел для ε:

$$\varepsilon \leq \frac{1}{3(y_s - y_{s+1})_{max}^2} \tag{7.10}$$

Для нахождения частоты (периода) нелинейной системы, описываемой уравнениями (7.9), воспользуемся асимптотическим методом Крылова – Боголюбова [12]. Общее решение уравнений (7.9) ищем в виде разложения

$$\begin{aligned} y_s &= C_s^{(1)} Y \cos\left(\omega_л^{(1)} t + \theta_0\right) + \varepsilon U_s^{(1)}\left(Y, \omega_л^{(1)} t + \theta_0\right) + \\ &+ \varepsilon^2 U_s^{(2)}\left(Y, \omega_л^{(1)} t + \theta_0\right) + \ldots , \end{aligned} \tag{7.11}$$

где Y - максимальное перемещение свободного конца рамы; $C_s^{(1)}$ - частные решения линейной системы уравнений (7.8); $\omega_л^{(1)}$ - круговая частота основной формы линейных колебаний; $U_s^{(1)}$, $U_s^{(2)}$ - периодические функции угла $\psi = \omega_л^{(1)} t + \theta_0$ с периодом 2π.

Величины Y и ψ, как функции времени, определяются дифференциальными уравнениями [12].

$$\begin{aligned} \frac{dY}{dt} &= \varepsilon A_1(Y) + \varepsilon^2 A_2(Y)^3 + \varepsilon^3 \ldots\ldots; \\ \frac{d\psi}{dt} &= \omega_л^{(1)} + \varepsilon B_1(Y) + \varepsilon^2 B_2(Y) + \varepsilon^3 \ldots \end{aligned} \tag{7.12}$$

В качестве первого приближения принимаем

$$y_s = C_s^{(1)} Y \cos\psi; \quad s = 1, 2, \ldots . n, \tag{7.13}$$

где

$$\frac{dY}{dt} = \varepsilon A_1(Y);$$
$$\frac{d\psi}{dt} = \omega(Y) = \omega_л^{(1)} + \varepsilon B_1(Y), \tag{7.14}$$

здесь $\omega(Y)$ - искомая частота нелинейных колебаний.

Для нахождения $B_1(Y)$ воспользуемся одним из уравнений гармонического баланса [12].

$$\int_0^{2\pi} \sum_{r=1}^{n} C_r^{(1)} \left\{ \sum_{k=1}^{s} m_k y_k'' + a_s (y_s - y_{s+1}) - a_s \varepsilon (y_s - y_{s+1})^3 \right\} \cos\psi d\psi = 0, \tag{7.15}$$

$$s = 1, 2, \ldots . n.$$

Дифференцируя (7.13) с учетом (7.14), с точностью до величин первого порядка малости находим

$$y_s'' = C_s^{(1)} \left[-2\varepsilon \omega_л^{(1)} \sin\psi \, A_1(Y) - Y\omega_л^{(1)^2} \cos\psi - 2\varepsilon Y\omega_л^{(1)} \cos\psi \, B_1(Y) \right] \tag{7.16}$$

Подставив (13) и (16) в уравнение (15), получим

$$\int_0^{2\pi} \sum_{r=1}^{n} C_r^{(1)} \left\{ \sum_{k=1}^{s} - m_k C_к^{(1)} \left[2\varepsilon \omega_л^{(1)} \sin\psi \, A_1(Y) + Y\omega_л^{(1)^2} \cos\psi + 2\varepsilon Y\omega_л^{(1)} \cos\psi \, B_1(Y) \right] + \right.$$
$$\left. + a_s Y \cos\psi \left(C_s^{(1)} - C_{s+1}^{(1)} \right) - \varepsilon\varepsilon_{\ s} Y^3 \cos^3\psi \left(C_s^{(1)} - C_{s+1}^{(1)} \right)^3 \right\} \cos\ \psi\psi \, d = 0 \tag{1.17}$$

После интегрирования и преобразований получим

$$-2Y\omega_л^{(1)} \varepsilon B_1(Y) \pi \sum_{r,k=1}^{n,s} m_k C_r^{(1)} C_к^{(1)} +$$
$$+ Y\pi \sum_{r,k=1}^{n,s} C_r^{(1)} \left[-m_k \omega_л^{(1)^2} C_s^{(1)} + a_s \left(C_s^{(1)} - C_{s+1}^{(1)} \right) \right] =$$
$$= \frac{3}{4} \pi\varepsilon Y^3 \sum_{r,s=1}^{n} a_s C_r^{(1)} \left(C_s^{(1)} - C_{s+1}^{1} \right)^3 \tag{7.18}$$
$$s = 1, 2, \ldots ., n.$$

Принимая, что все сосредоточенные массы равны, а жесткость всех этажей одинакова:

$a_1 = a_2 = \ldots = a$; $m_1 = m_2 = \ldots . = m$ и учитывая, что при свободных линейных колебаниях.

$$\sum_{r,k=1}^{n,s} - m\omega_л^{(1)^2} C_s^{(1)} + a\left(C_s^{(1)} - C_{s+1}^{(1)} \right) = 0; \quad s = 1, 2, \ldots ., n, \tag{7.19}$$

и обозначая

$$\sum_{r,k=1}^{n,s} C_r^{(l)} C_s^{(l)} = M_l^{(n)} \quad \text{и} \quad \sum_{r,s=1}^{n} C_r^{(l)} \left(C_s^{(l)} - C_{s+1}^{(l)} \right)^3 = \Delta_l^{(n)},$$

получим

$$\varepsilon\varepsilon_l = -\frac{3}{8} \frac{\varepsilon Y^2}{\omega_{л}^{(l)}} \frac{a}{m} \frac{\Delta_l^{(n)}}{M_l^{(n)}} \tag{7.20}$$

В работе [108] приведены значения $C_s^{(l)}$ и $\lambda_l = \omega_{л}^{(l)^2} \frac{m}{a}$ для зданий этажностью $n = 2-20$. Используя эти данные и вычисляя $\Delta_l^{(n)}$ и $M_l^{(n)}$, получим значение частоты нелинейных колебаний $\omega(Y)$ в первом приближении. Вычисления проводились для $n = 2-10$, 15, 20 этажей. Полученные значения $M_l^{(n)}$, $\Delta_l^{(n)}$ и $\omega(Y)$ приведены в табл. 7.1.

Таблица 7.1. Значения $M_l^{(n)}$, $\Delta_l^{(n)}$ и отношений нелинейной $\omega(Y)$ и линейной $\omega_{л}^{(l)}$ частот для каркасных зданий.

Число этажей n	$M_l^{(n)}$	$\Delta_l^{(n)}$	$\omega(Y)/\omega_{л}^{(l)}$
1	1	1	$1-0{,}375\,\varepsilon Y^2$
2	4,235	0,869	$1-0{,}109\,\varepsilon Y^2$
3	11,328	0,316	$1-0{,}0528\,\varepsilon Y^2$
4	24,089	0,247	$1-0{,}0317\,\varepsilon Y^2$
5	43,542	0,197	$1-0{,}0209\,\varepsilon Y^2$
6	71,373	0,164	$1-0{,}01479\,\varepsilon Y^2$
7	109,336	0,141	$1-0{,}01107\,\varepsilon Y^2$
8	158,886	0,123	$1-0{,}00912\,\varepsilon Y^2$
9	221,977	0,111	$1-0{,}00687\,\varepsilon Y^2$
10	299,713	0,100	$1-0{,}00562\,\varepsilon Y^2$
15	961,594	0,068	$1-0{,}00256\,\varepsilon Y^2$
20	2224,004	0,051	$1-0{,}00147\,\varepsilon Y^2$

Решение уравнений (7.9) во втором приближении примем в виде

$$y_s = C_s^{(l)} Y \cos\psi + \varepsilon U_s^{(l)}; \quad s = 1,\ 2,\ \ldots,\ n,$$

где Y и ψ определяются из уравнений второго приближения:

$$\frac{dY}{dt} = \varepsilon A_1(Y) + \varepsilon^2 A_2(Y),$$

$$\frac{d\psi}{dt} = \omega_л^{(1)} + \varepsilon B_1(Y) + \varepsilon^2 B_2(Y)$$

Значения частот $\omega(Y)$ с учетом двух приближений имеют следующий вид:

при $n = 1$ $\quad \omega(Y) = \omega_л^{(1)}\left(1 - 0.375\varepsilon Y^2 - 0.058\varepsilon^2 Y^4\right)$,

при $n = 2$ $\quad \omega(Y) = \omega_л^{(1)}\left(1 - 0.109\varepsilon Y^2 - 0.0039\,\varepsilon^2 Y^4\right)$,

при $n = 3$ $\quad \omega(Y) = \omega_л^{(1)}\left(1 - 0.058\varepsilon Y^2 - 0.00084\,\varepsilon^2 Y^4\right)$,

Для систем со степенями свободы более трех второе приближение не произведено из – за громоздкости вычислений. Кроме того, как видно из табл. 7.2, в принимаемом интервале изменения коэффициента нелинейности ε первое приближение дает результаты с достаточной для практических целей точностью. О количественном изменении частоты нелинейных колебаний $\omega(Y)$ в зависимости от этажности и от коэффициента нелинейности, можно судить по данным табл. 7.2, где для простоты принято

$$\left(y_s - y_{s+1}\right)_{max} = \text{const} = \Delta .$$

Таблица 7.2. Значения отношений нелинейной и линейной $\omega(Y)$ и линейной $\omega_л^{(1)}$ частот в зависимости от коэффициента нелинейности ε и этажности n.

n	$\omega(Y)/\omega_л^{(1)}$ (первое приближение)		$\omega(Y)/\omega_л^{(1)}$ (второе приближение)	
	$\varepsilon = 0.16$	$\varepsilon = 0.33$	$\varepsilon = 0.16$	$\varepsilon = 0.33$
1	0.9398	0.8763	0.9384	0.8700
2	0.9302	0.8562	0.9286	0.8501
3	0.9239	0.8432	0.9222	0.8362
4	0.9188	0.8327	-	-
5	0.9164	0.8276	-	-
6	0.9147	0.8242	-	-
7	0.9137	0.8222	-	-
8	0.9124	0.8195	-	-
9	0.9109	0.8164	-	-
10	0.9100	0.8446	-	-
15	0.9078	0.8100	-	-
20	0.9060	0.8060	-	-

Из условия (7.10) видно, что $\varepsilon \le 0.33$. Для сравнения влияния этажности на величину $\omega(Y)/\omega_л^{(1)}$ в первом приближении принимаем, что $Y = n(y_s - y_{s+1})_{max}$. Как видно из табл. 7.2, с увеличением этажности уменьшается отношение $\omega(Y)/\omega_л^{(1)}$ и разница между частотами нелинейных и линейных колебаний более существенна при больших ε. Обработка данных табл. 7.2 показала, что значения $\omega(Y)/\omega_л^{(1)}$ хорошо аппроксимируются функцией

$$\omega(Y)/\omega_л^{(1)} = 1 - 0.375n^{-1,84}\varepsilon Y^2,$$

а для отношения периодов колебаний $T(Y)/T_л^{(1)}$ (с точностью ε^2) будем иметь

$$T(Y)/T_л^{(1)} = 1 + 0.375n^{-1,84}\varepsilon Y^2. \qquad (7.21)$$

Подставив в (7.21) вместо $T_л^{(1)}$ его значение, приведенное в работе [108], получим формулу для определения периодов свободных неупругих колебаний зданий до 20 этажей:

$$T(Y) = 2\pi(0.367 + 0.633n)\sqrt{\frac{m}{a}\left(1 + 0.375n^{-1.84}\varepsilon Y^2\right)}.$$

При $\varepsilon = 0$ получим значение периода основного тона свободных линейных колебаний, приведенные в [108]. Если принимать, что восстанавливающая сила при нагружении подчиняется нелинейному закону

$$R_s = a\left[(y_s - y_{s+1}) - \varepsilon(y_s - y_{s+1})^3\right]$$

а разгрузка происходит линейно, угол наклона линии разгрузки с осью $(y_s - y_{s+1})$ будет равен $\alpha = \operatorname{arctg} a$. По аналогии с формулой (7.7) для системы с одной степенью свободы, можно получить формулу для определения периода гистерезисных колебаний многоэтажных рам в виде:

$$T_{гис}(Y) = T_л^{(1)}\left[1 + \frac{1}{2}0.375n^{-1.84}\varepsilon Y^2\right]. \qquad (7.22)$$

При этом было принято, что жесткость системы при разгрузке равна наибольшей начальной жесткости системы при нагружении. Если непрерывно уменьшать жесткость системы при разгрузке, то можно убедиться, что период гистерезисных колебаний будет стремиться к периоду линейных колебаний.

Для подсчета периодов колебаний железобетонных конструкции по формулам (7.21) и (7.22) можно использовать значения величин коэффициента нелинейности ε, приведенные в различных работах, в

частности [54]. Эта работа посвящена экспериментальным исследованиям вынужденных колебаний железобетонных изгибаемых элементов. Образцы испытывались при различных значениях возмущающей силы, вплоть до разрушающей. За расчетную схему испытываемых элементов можно принять систему с одной степенью свободы. По данным этих опытов, коэффициенты нелинейности ε для стоек с начальным периодом $T = 0.15 - 0.40$ с были равны ε=0.2555 – 0.066 см$^{-2}$, а для простой балки ($T \le 0.1$ с) – ε= 0.10 см$^{-2}$. Приведенные в [108] результаты вибрационных испытаний двух железобетонных каркасных зданий (монолитного и сборного) позволяют подсчитать коэффициент нелинейности для здания в целом. Значение ε соответственно оказалось равным $\varepsilon = 1$ и $\varepsilon = 1.8$. Сравнительно большие значения коэффициента нелинейности для здания в целом по сравнению с отдельной стойкой можно объяснить не только схемами деформирования и нелинейной деформацией железобетона, но и податливостью стыков каркаса и перекрытий и выходом из строя элементов заполнения каркаса при испытании.

Используя полученные результаты, можно определить периоды нелинейных колебаний реальных зданий в зависимости от предельных допустимых перемещений. В нормах проектирования сейсмостойких зданий Армении приведены предельные значения относительных перекосов с учетом высоты этажей [97]. Так например для ж/б рамно-связоного каркаса это отношение равно 1/200, а для зданий с монолитными стенами 1/350. При высоте этажа здания равной 3.0 м, наибольшее значение перекоса в первом случае будет 1.5 см., во втором случае - 0.86см. Для пятиэтажных зданий с рамным каркасом и с монолитными стенами, согласно экспериментальным исследованиям [108], периоды нелинейных колебаний основного тона находятся соответственно в пределах $T_1 = 0.4 - 0{,}5$ с и $T_1 = 0.30$ с. Кроме того согласно [97] для зданий с периодами ≤ 0.4 с сейсмические нагрузки и перемещения, могут быть определены с учетом только первой формы колебаний. Используя известные коэффициенты первой формы колебаний η_{k1} для 5 этажных зданий согласно нормам РА [97], максимальные допустимые перемещения 5-го этажа y_5 каркасного здания и здания с монолитными стенами соответственно будет 5.25 см и 3.01см. Поэтому, используя формулу (7.10), можно определить предельные значения коэффициента нелинейности для двух рассматриваемых случаев:

$$\varepsilon \le \frac{1}{3\left(y_s - y_{s-1}\right)^2_{max}} = \frac{1}{3 \cdot 1.52^2} = 0.15$$
$$\varepsilon \le \frac{1}{3\left(y_s - y_{s-1}\right)^2_{max}} = \frac{1}{3 \cdot 0.86^2} \le 0.45 \qquad (7.23)$$

Значения частот нелинейных колебаний согласно табл.7.1 соответственно для каркасного здания и здания с монолитными стенами будет:

$$\omega = \omega_л \left(1 - 0.021 \cdot \varepsilon y_5^2\right) = \omega_л \left(1 - 0.021 \cdot 0.15 \cdot 5.25^2\right) = \omega_л \cdot 0.913$$

$$\omega = \omega_л \left(1 - 0.021 \cdot 0.45 \cdot 3.01^2\right) = \omega_л \cdot 0.914$$

В обеих случаях отношения периодов нелинейных и линейных колебаний примерно равно 1.095, т. е. период нелинейных колебаний увеличивается на 9.5% по сравнению с периодом линейных колебаний. Отметим, что в нормах проектирования [97] принято, что в зданиях при умеренных повреждениях конструкции (повреждения II степени) периоды нелинейности колебаний могут увеличиваться на 10-15%, что не сильно отличается с вышеприведенным результатом – 9,5%.

Результаты вибрационных испытаний 12 этажного и 11 этажного жилых домов, соответственно с сборным и монолитным каркасом, проведенные в г. Ереване [108], также показали существенное изменение периодов нелинейных колебаний в зависимости от перемещения верха здания. На основании результатов испытаний рекомендуется следующая эмпирическая формула:

$$T / T_0 = 1 + 0.0066y^2 - 0.00004y^4$$

где T – период нелинейных колебаний (в сек.), T_0 - период линейных колебаний, который определяется при микроколебаниях, y - перемещение верха здания в миллиметрах.

На рис. 7.2 показана полученная эмпирическая зависимость.

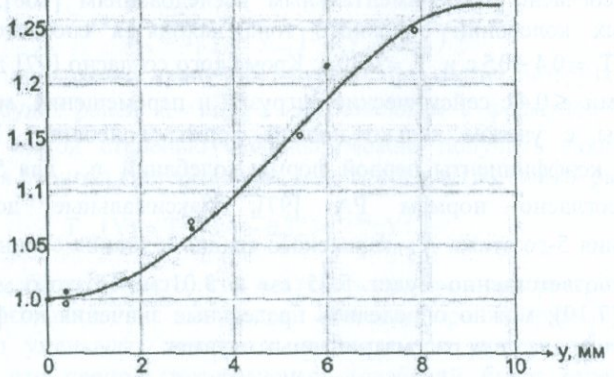


Рис.7.2. Эмпирическая зависимость отношений периодов нелинейных и линейных колебаний T / T_0 от перемещения верха здания y

o - значения T / T_0 полученные при вибрационном испытании здания с монолитным каркасом.

• - тоже для здания с сборным каркасом.

Кружочками показаны значения T/T_0 полученные при вибрационных испытаниях при нагрузках соответствующих сейсмическим воздействиям с ускорением грунта 0.05g.

Как видно из рисунка периоды нелинейных колебаний при рассмотренных вибрационных испытаниях увеличились по сравнению с начальными значениями периодов в 1.2 - 1.3 раза.

Такие отношения периодов можно использовать для инструментальной оценки степени повреждения зданий при землетрясении. В частности такой способ оценки степени повреждений имеется в нормах по сейсмостойкому строительству РА [97].

Периоды колебаний поврежденных зданий. Остановимся на одном обстоятельстве, связанное с отношениями периодов колебаний поврежденных и неповрежденных зданий. Такие отношения периодов были получены во время Спитакского землетрясения 7 декабря 1988 года. Их можно использовать для инструментальной оценки степени повреждения зданий после землетрясения.

Таблица 7.3. Периоды колебаний поврежденных и неповрежденных зданий [110].

Конструктивное решение здания	Периоды свободных колебаний (средние), в сек		Увеличение периода колебания здания в результате его повреждения, в %	Степень повреждения по СНРА II-6.02.2006
	неповрежденного здания	поврежденного здания		
5-этажные каменные здания серии 1А-451	0.295	0.461	56.3	3-4
9-этажные каркасно-панельные здания серии 111	0.578	0.886	53.3	2-3
9-этажные крупно-панельные здания серии А1-451КП	0.382	0.430	12.5	1-2

В частности, такой способ оценки повреждений предусматривается нормами сейсмостойкого строительства Армении. В качестве неповреж-

денных зданий принимались здания, построенные в Ереване, а поврежденных – их типовые близнецы в городах Ленинакан и Кировакан. Были использованы результаты измерений японских специалистов, проведенные в феврале 1989 года совместно с сотрудниками АрмНИИСА.

В Ереване были измерены периоды двух 5-этажных каменных зданий серии 1А-451, четырех 9-этажных зданий серии 111 и двух 9-этажных крупнопанельных зданий серии АІ-451КП, в Кировакане четырех каменных (поврежденных), четырёх зданий серии 111 (поврежденных) и в Ленинакане одного 9-этажного крупнопанельного (поврежденного) здания. После землетрясения в центральной части Ленинакана не оказалось не полностью разрушенных зданий серий 1А-451 и 111 для измерения их периодов. Периоды всех зданий измерялись как в продольном, так и в поперечном направлениях. Среднее значение периода колебаний (независимо от направления) неповрежденных 5-этажных каменных зданий (в Ереване) оказалось 0.295сек, поврежденных (в Кировакане) 0.461сек, неповрежденных 9-этажных серии 111 – 0.578 сек, поврежденных – 0.886 сек, неповрежденных 9-этажных крупнопанельных – 0.382сек, поврежденных (в Ленинакане) – 0.430сек. Сводные результаты сравнительного анализа приведены в табл.7.3.

Таким образом, наибольшее увеличение периода свободных колебаний в результате землетрясения имело место для каменных зданий в 1.56 раза, далее для сборных каркасных зданий в 1.53 раза и наименьшее увеличение для крупнопанельных зданий в 1.12 раза.

Из этих зданий каменные в результате землетрясения получили повреждения 3-4-й степени (в Кировакане), каркасные – 2-3-й степени (в Кировакане), а крупнопанельные – 1-2-й степени (в Ленинакане) по шкале повреждений норм сейсмостойкого строительства Республики Армения.

7.3. Системы с распределенной массой

Выше были рассмотрены нелинейные колебания зданий и сооружений, расчетные схемы которых представляли систему с конечным числом степеней свободы. Однако для некоторых сооружений башенного типа, дымовых труб, отдельно стоящих столбов, опор мостов и т. д. расчетную схему можно представить в виде консольного изгибаемого стержня с распределенной массой. При анализе колебаний отдельных элементов рамного каркаса возможно рассмотрение расчетных схем в виде изгибаемых балок с различными опорными закреплениями. Расчетную схему некоторых типов жилых и общественных зданий (крупнопанельные, каменные и т. д.) в первом приближении можно также представить в виде сдвигаемого консольного бруса с распределенной массой.

Ниже будут рассмотрены свободные нелинейные колебания изгибаемых балок с различными опорными закреплениями. Для решения

задачи воспользуемся методом, применявшимся в работе Г. Каудерера [30]. В прямоугольной системе координат x, y, z рассматривается призматический изгибаемый стержень, поперечное сечение которого симметрично относительно осей y и z. Принимается, что нелинейная зависимость между нормальным напряжением σ_x и относительной деформацией ε_x имеет вид

$$\sigma_x = E\varepsilon_x\left(1-\varepsilon E^2\varepsilon_x^2\right). \tag{7.24}$$

где E – модуль упругости материала: ε - коэффициент нелинейности деформации.

К данной колебательной системе применим принцип Гамильтона, согласно которому в интервале действительного движения системы в промежутке времени $t_1 \div t_2$ интеграл $\int_{t_1}^{t_2}(\Pi - K)dt$ принимает экстремальное значение, то есть:

$$\delta\int_{t_1}^{t_2}(\Pi - K)dt = 0, \tag{7.25}$$

где Π - потенциальная, а K - кинетическая энергия колебательной системы.

Потенциальная энергия изгибаемого стрежня с зависимостью (7.24) будет:

$$\Pi = \frac{EI_0}{2}\int_0^{\ell}\left[1-\frac{1}{2}\varepsilon E^2\frac{I_2}{I_0}\left(\frac{\partial^2\eta}{\partial x^2}\right)^2\right]\left(\frac{\partial^2\eta}{\partial x^2}\right)^2 dx \tag{7.26}$$

Кинетическая энергия равна

$$K = \frac{1}{2}m\int_0^{\ell}\left(\frac{\partial\eta}{\partial t}\right)^2 dx \tag{7.27}$$

В (7.26) и (7.27) приняты следующие обозначения: m – масса единицы длины стержня; $I_0 = \iint_F y^2 dydz$; $I_2 = \iint_F y^4 dydz$; F – площадь поперечного сечения; $\eta = \eta(x,t)$ - прогиб.

Составляем интеграл Гамильтона и переходим к безразмерным параметрам по формулам

$\xi = \pi\frac{x}{\ell}$; $\tau = \omega t$, где ω - искомая частота нелинейных колебаний.

Интеграл Гамильтона при переходе к безразмерным параметрам $\xi = \pi\frac{x}{\ell}$ и и $= \omega t$ будет

$$\Gamma = \frac{mF}{2\pi\,\omega}\int_{\tau=0}^{2\pi}\int_{\xi=0}^{\pi}\left\{a^2\left[1-\frac{\lambda}{6}\left(\frac{\partial^2\eta}{\partial\xi^2}\right)^2\right]\left(\frac{\partial^2\eta}{\partial\xi^2}\right)^2-\frac{\omega^2\partial^2\eta}{\partial\tau^2}\right\}d\xi\,\xi\,d\tau \qquad (7.28)$$

где ω - круговая частота нелинейных колебаний и приняты обозначения:

$$\frac{\pi^4 EI}{m\ell^4} = a^2;\quad \lambda = \frac{3\pi^4\varepsilon E^2}{\ell^4}\frac{I_2}{I_0}.$$

Принимается, что искомую функцию $\eta(\xi,\tau)$ можно искать в следующем виде:

$$\eta(\xi,\tau) = X(\xi)Y(\tau).$$

Вводим обозначения

$$b_0 = \int_0^{\pi} X^2 d\xi;\quad \nu^2 = \frac{1}{b_0}\int_0^{\pi} X''^2 d\xi;\quad b_2 = \frac{1}{\nu^2 b_0}\int_0^{\pi} X''^4 d\xi \qquad (7.29)$$

Интеграл Γ примет вид

$$\Gamma = \frac{mF}{2\pi\omega}b_0\int_0^{2\pi}\left[\nu^2 a^2 Y^2\left(1-\frac{\lambda}{6}b_2 Y^2\right)-\omega^2\left(\frac{\partial Y}{\partial\tau}\right)^2\right]d\tau \qquad (7.30)$$

Функция $Y(t)$ должна удовлетворять уравнению Эйлера, составленному для функционала (7.30) и имеющему вид

$$\frac{\partial^2 Y}{\partial t^2}+\frac{\nu^2 a^2}{\omega^2}Y\left(1-\frac{1}{3}\lambda b_2 Y^2\right)=0. \qquad (7.31)$$

Решение уравнения (7.31) приведено в [28]; используя его, находим значение периода нелинейных колебаний T

$$T = \frac{1}{\nu a}\left[1+\frac{3}{8}\frac{\lambda b_2}{3}Y_0^2+\frac{57}{256}\left(\frac{\lambda b_2}{3}\right)^2 Y_0^4+\frac{315}{2048}\left(\frac{\lambda b_2}{3}\right)^3 Y_0^6+\ldots\right], \qquad (7.32)$$

где Y_0 - значение максимального перемещения стержня по первой форме при линейных колебаниях.

Из указанного выше ясно, что для решения задачи нужно задаваться функцией $X(\xi)$. Наилучшее приближение для «слабо нелинейных» систем можно получить, если в качестве $X(\xi)$ принять соответствующие фундаментальные функции при упругих колебаниях, т.е. при $\varepsilon = 0$. Рассмотрим несколько типов балок с различными опорными закреплениями.

Балка с шарнирно - опертыми концами. Функция определяющая основную форму свободных линейных колебаний, имеет вид

$$X(\xi) = \sin\frac{k\xi}{\pi}, \quad \text{где } k = \pi$$

Постоянные (7.29) примут следующие значения:

$$b_0 = \frac{\pi}{2}; \quad \nu^2 = 1; \quad b_2 = 0.75 .$$

Период нелинейных колебаний согласно (7.32) будет

$$T = T_л\left[1 + 0.09375\lambda\ Y_0^2 + 0.013916\lambda\ Y_0^4 + 0.002403\lambda^3 Y_0^6 + \ldots\right], \tag{7.33}$$

где $T_л = 2\pi/a$ - период свободных нелинейных колебаний. Этот результат получен Г. Каудерером [30] и приводится здесь для сравнения.

Балка с защемленными концами. В качестве функции $X(\xi)$ задаемся соответствующей фундаментальной функцией, определяющей основную форму линейных колебаний [75], со значением максимальной амплитуды, равным единице:

$$X(\xi) = \frac{1}{1.61643}\left[\sin\frac{k\xi}{\pi} - 1.0178\cos\frac{k\xi}{\pi} - \mathrm{sh}\frac{k\xi}{\pi} + 1.0178\,\mathrm{ch}\frac{k\xi}{\pi}\right], \tag{7.34}$$

$k = 4.73$

Вычислением интегралов (7.29) получено

$$b_0 = 1.24542; \quad \nu^2 = 5.1384; \quad b_2 = 3.77213 .$$

Из (7.32) имеем

$$T = T_л\left[1 + 0.47152\lambda Y_0^2 + 0.35203\lambda^2 Y_0^4 + 0.30577\lambda^3 Y_0^6 + \ldots\right], \tag{7.35}$$

$$T_л = \frac{2\pi}{2.267a}$$

Балка с одним опертым и другим защемленным концами. Для функции $X(\xi)$ [75] имеем.

$$X(\xi) = \frac{1}{1.06676}\left\{\sin\frac{k\xi}{\pi} + 0.027875\,\mathrm{sh}\frac{k\xi}{\pi}\right\}, \quad k = 3.927.$$

Максимальное значение функции $X(\xi)$ равно единице и имеет место на расстоянии 0.42ℓ от опертого конца.

Согласно (7.29) имеем также

$$b_0 = 1.37911; \qquad \nu^2 = 2.4423; \qquad b_2 = 1.8116;$$

Следовательно,

$$T = T_л\left[1 + 0.22645\lambda Y_0^2 + 0.081193\lambda^2 Y_0^4 + 0.03387\lambda^3 Y_0^6 + \ldots\right],$$

$$T_л = \frac{2\pi}{1.563a}. \qquad (7.36)$$

Консольная балка. Для функции $X(\xi)$ имеем [75]

$$X(\xi) = \frac{1}{2.7242}\left[\sin\frac{k\xi}{\pi} - 1.3622\cos\frac{k\xi}{\pi} - \operatorname{sh}\frac{k\xi}{\pi} + 1.3622\operatorname{ch}\frac{k\xi}{\pi}\right];$$

$$k = 1.875; \quad b_0 = 0.78536; \quad \nu^2 = 0.1269; \quad b_2\, 0.074514;$$

$$T = T_л\left[1 + 0.009314\lambda Y_0^2 + 0.000137\lambda^2 Y_0^4 + 0.0000023\lambda^3 Y_0^6 + \ldots\right], \qquad (7.37)$$

$$T_л = \frac{2\pi}{0.362a}$$

следовательно

$$T = T_л\left[1 + 0.09314\lambda Y_0^2 + 0.000137\lambda^2 Y_0^4 + 0.000023\lambda^3 Y_0^6 + \ldots\right];$$

$$T_л = \frac{2\pi}{0.362a}$$

В качестве примера вычислим периоды нелинейных колебаний железобетонных изгибаемых балок. В многоэтажном каркасном здании при горизонтальных колебаниях отдельные стойки представляют собой изгибаемые балки с различными опорными закреплениями. Определяем периоды нелинейных колебаний балок, имеющие следующие геометрические размеры: $\ell = 300$ см; $b = h = 40$ см. Исходя из физических соображений, зависимостью (7.24) можно пользоваться при таких значениях ε, для которых

$$\sigma'(\varepsilon_x) > 0, \text{ т.е.}$$

$$\sigma'(\varepsilon_x) = E\left(1 - 3\varepsilon^2\varepsilon_x^{\,2}\right) > 0.$$

Отсюда имеем

$$\varepsilon \le \frac{1}{3E^2\varepsilon_{x\,max}^{\,2}}$$

Принимая, что максимальная относительная деформация в железобетонных изгибаемых балках до разрушения равна $\varepsilon_x = 0.003$, получим максимальное значение коэффициента λ:

$$\lambda_{max} \le \frac{\pi^4}{\ell^4\varepsilon_{x\,max}^{\,2}} \cdot \frac{12}{80} h = 0.32.$$

По этим данным вычислены зависимости отношений периодов $T/T_л$ от начального перемещения Y_0, максимальное значение которого равно

$$Y_{0,max} = \frac{1}{200} \cong 1.5 \text{ см}.$$

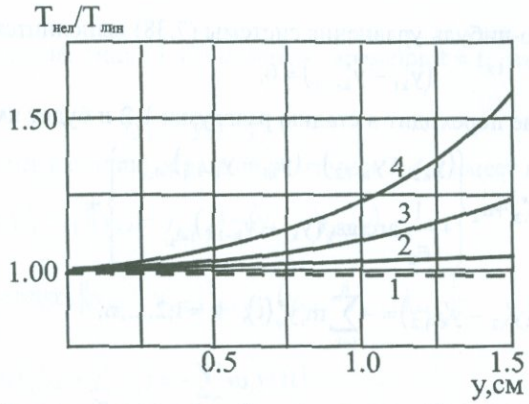


Рис 7.3. Зависимость отношений периодов нелинейных и линейных колебаний изгибаемых балок от перемещения (в сечении максимального перемещения)
1-консольная балка, 2-шарнирна-опертая, 3-с одним защемлением и другим опертым концами, 4-с защемленными концами

Численный анализ показал, что при одном и том же начальном максимальном перемещении (в разных сечениях для балок с различным граничным условиям) учет нелинейности деформации имеет наибольшее влияние на период колебаний балки с защемленными концами. Если в простой балке при $Y_0 = 1.5$ см у середины балки период нелинейных колебаний по сравнению с линейным увеличивается всего в 1.08 раза, то в балке с защемленными концами это увеличение уже 1.6 раза (рис. 7.3). Полученные результаты говорят о том, что в реальных каркасных зданиях рамной конструкции реальное увеличение периодов свободных колебаний за счет нелинейности может достигнуть до 1.3 раза.

7.4. Исследование нелинейных реакций зданий по акселерограммам сильных землетрясений

Принимается, что зависимость между восстанавливающей силой и деформацией k-го этажа при нагружении аппроксимируется функцией типа $\text{arctg}\varepsilon_k(y_{kJ} - y_{k-1,1})$, а разгрузка происходит линейно (рис. 7.4). Уравнение движения системы в стадии 0-1 имеет вид [108]

$$\sum_{i=k}^{n} m_i y''_{i1} + a_k \frac{1}{\varepsilon_k} \operatorname{arctg}\varepsilon_k \left(y_{k1} - y_{k-1.1}\right) + \frac{a_k}{\omega} \alpha \left(y'_{k1} - y'_{k-1.1}\right) = \tag{7.38}$$

$$= -\sum_{i=k}^{n} m_i y''_o(t); \quad k = 1,2,\ldots,n.$$

Если для какого-нибудь уравнения системы (7.38) выполнится условие

$$\left(y'_{k1} - y'_{k-1.1}\right) = 0, \tag{7.39}$$

то это уравнение переходит в стадию разгрузки 1-2 и будет иметь вид

$$\sum_{i=k}^{n} m_i y''_{i2} + a_k \left\{ \begin{array}{l} \left(y_{k2} - y_{k-1.2}\right) - \left(y_{k1} - y_{k-1.1}\right)_{t=t_{k1}} + \\ + \dfrac{1}{\epsilon_k} \operatorname{arctg}\varepsilon_k \left(y_{k1} - y_{k-1.1}\right)_{t=t_{k1}} \end{array} \right\} + \tag{7.40}$$

$$+ \frac{a_k}{\omega} \alpha \left(y'_{k2} - y'_{k-1.2}\right) = -\sum_{i=k}^{n} m_i y''_o(t); \quad k = 1,2,\ldots,n,$$

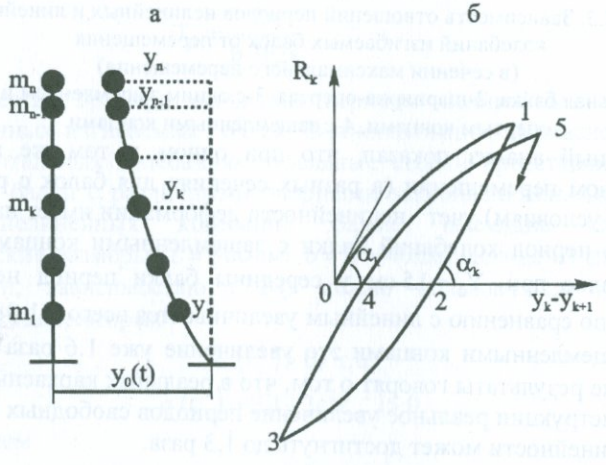


Рис. 7.4. Расчетная схема сооружения **(а)** и зависимость между восстанавливающей силой и деформацией k-го этажа **(б)**

где $t = t_{k1}$ - момент времени. когда выполняется условие (7.39). Разгрузка будет продолжаться до тех пор, пока не выполнится условие

$$\left\{ \left(y_{k2} - y_{k-1.2}\right) - \left(y_{k1} - y_{k-1.1}\right)_{t=t_{k1}} + \frac{1}{\varepsilon_k} \operatorname{arctg}\varepsilon_k \left(y_k - y_{k-1.1}\right)_{t=t_{k1}} \right\} = 0. \tag{7.41}$$

После выполнения условия (7.41) в момент времени $t = t_{k2}$ уравнение (7.40) переходит в стадию нагружения в обратном направлении 2-3 и имеет вид:

$$\sum_{i=k}^{n} m_i y''_{i3} + a_k \frac{1}{\varepsilon_k} \operatorname{arctg} \in_k \left[(y_{k3} - y_{k-1.3}) - (y_{k2} - y_{k-1.2})_{t-t_{k2}} \right] +$$

$$+ \frac{a_k}{\omega} \alpha (y'_{k3} - y'_{k-1.3}) = -\sum_{i=k}^{n} m_i y''_o(t); \quad k = 1,2,\ldots,n. \tag{7.42}$$

Если для уравнения типа (7.42) в момент времени $t = t_{k3}$ выполняется условие

$$(y'_{k3} - y'_{k-1.3}) = 0, \tag{7.43}$$

то оно переходит в стадию обратной разгрузки *3-4* и имеет вид

$$\sum_{i=k}^{n} m_i y''_{i4} + a_k \left[(y_{k4} - y_{k-1.4}) - (y_{k3} - y_{k-1.3})_{t=t_{k3}} + \right.$$

$$\left. + \frac{1}{\varepsilon_k} \operatorname{arctg} \varepsilon_k \left[(y_{k3} - y_{k-1.3})_{t=t_{k3}} - (y_{k2} - y_{k-1.2})_{t=t_{k2}} \right] \right] + \tag{7.44}$$

$$+ \frac{a_k}{\omega} \alpha (y'_{k4} - y'_{k-1.4}) = -\sum_{i=k}^{n} m_i y''_o(t).$$

Полная разгрузка происходит при условии

$$(y_{k4} - y_{k-1.4}) - (y_{k3} - y_{k-1.3})_{t=t_{k3}} +$$

$$+ \frac{1}{\varepsilon_k} \operatorname{arctg} \varepsilon_k \left[(y_{k3} - y_{k-1.3})_{t=t_{k3}} - (y_{k2} - y_{k-1.2})_{t=t_{k2}} \right] = 0. \tag{7.45}$$

После выполнения условия (7.45) в момент времени $t = t_{k4}$ начинается второй цикл колебаний. Для стадии *4-5* имеем уравнение типа (7.38), но с начальной точкой $(y_k - y_{k-1}) = (y_k - y_{k-1})_{t=t_{k4}}$:

$$\sum_{i=k}^{n} m_i y''_{i5} + a_k \frac{1}{\varepsilon_k} \operatorname{arctg} \varepsilon_k \left[(y_{k5} - y_{k-1.5}) - (y_{k4} - y_{k-1.4})_{t=t_{k4}} \right] +$$

$$+ \frac{a_k}{\omega} \alpha_k (y'_{k5} - y'_{k-1.5}) = -\sum_{i=k}^{n} m_i y''_o(t). \tag{7.46}$$

При выполнении условий $(y'_{k5} - y'_{k-1.5}) = 0$ происходит переход уравнений по схеме (7.9)→ (7.3) → (7.5) → (7.7) → (7.9) → (7.3) →и т.д.

Нелинейные спектры реакций. Для системы с одной степенью свободы уравнения (7.38), (7.40), (7.42), (7.44) и (7.46) примут вид:

$$y''_1 + \frac{2\pi}{T} \alpha y'_1 + \left(\frac{2\pi}{T} \right)^2 \frac{1}{\varepsilon} \operatorname{arctg} \varepsilon y = -y''_0(t); \tag{7.47}$$

$$y''_2 + \frac{2\pi}{T} \alpha y'_2 + \left(\frac{2\pi}{T} \right)^2 \left[y_2 - y_1(t_1) + \frac{1}{\varepsilon} \operatorname{arctg} \varepsilon y_1(t_1) \right] = -y''_0(t); \tag{7.48}$$

$$y_3'' + \frac{2\pi}{T}\alpha y_3' + \left(\frac{2\pi}{T}\right)^2 \frac{1}{\varepsilon}\operatorname{arctg}\varepsilon\left[y_3 - y_2(t_2)\right] = -y_0''(t); \qquad (7.49)$$

$$y_4'' + \frac{2\pi}{T}\alpha y_4' + \left(\frac{2\pi}{T}\right)^2 \left[y_4 - y_3(t_3)\right] + \left(\frac{2\pi}{T}\right)^2 \frac{1}{\varepsilon}\operatorname{arctg}\varepsilon\left[y_3(t_3) - y_2(t_2)\right] = \qquad (7.50)$$

$$= -y_0''(t);$$

$$y_5'' + \frac{2\pi}{T}\alpha y_5' + \left(\frac{2\pi}{T}\right)^2 \frac{1}{\varepsilon}\operatorname{arctg}\varepsilon\left[y_5 - y_4(t_4)\right] = -y_0''(t). \qquad (7.51)$$

где *T-период* свободных упругих колебаний системы с одной степени свободы.

Численное интегрирование приведенных уравнений (7.47-7.51) при внешнем воздействии в виде акселерограммы землетрясения производилось методом Рунге-Кутта с помощью ЭВМ. Характеристики использованных в работе акселерограмм приведены в [108].

Максимальные значения перемещений y_{max} ускорений $(y_0 + y)''$, а также значения остаточных деформаций $y_{ост}$ **и количество циклов нелинейного деформирования n** для акселерограмм землетрясений от 9.03.1949 г. в Hollister-е и от 21.12.1954 г. в Eureka соответственно при $\varepsilon = 1$ и $\varepsilon = 0.6$ приведены в табл. 7.4.

Полученные результаты показывают, что максимальные перемещения при $\varepsilon = 1$ мало изменяются при нелинейном расчете по сравнению с линейным расчетом. После $T \geq 1.0$ сек иногда даже перемещения нелинейных систем становятся меньше линейных. Максимальные ускорения значительно уменьшаются, особенно для $0.4 \leq T \leq 2$. Для остаточных деформаций трудно найти закономерности, в основном они незначительны по сравнению с общими перемещениями. Как и следовало ожидать. при малых T имеет место большое количество циклов нелинейного деформирования, причем остаточные деформации от цикла к циклу для малых T изменяются незначительно.

Представляет определенный интерес рассмотрение движения системы с одной степенью свободы по упрощенной схеме, считая, что система деформируется нелинейно-упруго. В этом случае движение системы описывается уравнением (7.47). Вычисления максимальных перемещений y_{max} и ускорений $(y + y_0)''_{max}$ производились для акселерограмм землетрясения в Hollister-е. Результаты вычислений при различных ε для $\alpha = 0.12$ приведены в табл. 7.5.

Таблица 7.4. Максимальные перемещения, ускорения и остаточные деформации зданий и сооружений при линейных и нелинейных колебаниях y_{max}, в см, $(y'' + y_0'')_{max}$, в см/сек^2

Период T, с	Линейные колебания				Нелинейные колебания							
	Hollister-e		Eureka		Hollister-e				Eureka			
	y_{max}	$(y'' + y_0'')_{max}$	y_{max}	$(y'' + y_0'')_{max}$	y_{max}	$(y'' + y_0'')_{max}$	$y_{ост}$	n	y_{max}	$(y'' + y_0'')_{max}$	$y_{ост}$	n
0.10	0.058	243	0.08	377	0.06	214	0.02	30	0.10	382	0.01	23
0.15	0.15	267	0.23	405	0.16	221	0.03	25	0.26	394	0.01	21
0.20	0.24	241	0.56	560	0.31	249	0.04	19	0.76	576	0.12	19
0.25	0.34	229	0.99	625	0.51	251	0.08	18	1.24	621	0.28	18
0.30	0.87	383	1.60	704	0.99	364	0.12	16	1.87	621	0.29	15
0.35	1.32	426	2.41	777	1.01	270	0.03	15	2.53	544	0.60	15
0.40	1.11	274	2.95	730	1.03	208	0.02	14	3.16	491	0.82	13
0.50	1.74	275	4.26	674	1.61	160	0.60	10	3.20	317	0.74	10
0.60	1.60	176	5.52	606	1.55	102	0.05	9	3.69	248	1.53	8
0.80	2.06	127	4.57	282	3.03	77	1.51	8	3.49	119	0.34	7
1.0	2.81	111	3.87	153	2.32	50	1.14	5	4.36	80	1.12	7
1.2	2.26	62	2.99	82	2.00	33	0.40	5	4.36	76	-	-
1.4	2.33	47	5.81	117	2.25	25	0.79	6	6.82	37	0.21	4
1.6	2.33	36	9.21	142	2.06	19	1.06	6	10.7	48	-	-
1.8	2.21	27	12.3	150	1.56	13	0.01	4	12.3	53	-	-
2.0	2.33	23	13.1	129	1.44	11	0.04	4	11.8	33	2.03	4
2.5	2.22	14	15.8	100	1.73	11	0.34	3	13.4	23	2.39	5
3.0	2.05	9	17.5	77	2.02	9	0.25	2	13.5	17	3.06	3

Таблица 7.5. Максимальные перемещения и ускорения зданий и сооружений при нелинейно-упругих колебаниях по акселерограмме Hollister

T, с	Максимальные перемещения y_{max} (см) при ε					Максимальные ускорения $(y'' + y_0'')_{max}$ (см/сек^2) при ε				
	0.2	**0.4**	**0.6**	**0.8**	**1**	**0.2**	**0.4**	**0.6**	**0.8**	**1**
0.10	0.056	0.056	0.056	0.056	0.056	220	220	220	220	220
0.15	0.154	0.154	0.154	0.154	0.154	271	271	270	270	269
0.20	0.252	0.253	0.253	0.253	0.254	250	250	249	248	247
0.25	0.431	0.432	0.434	0.436	0.437	274	272	269	265	261
0.30	0.903	0.951	1.033	1.138	1.243	393	401	409	410	399
0.35	1.311	1.300	1.276	1.239	1.193	417	389	355	319	286
0.40	1.089	1.120	1.168	1.233	1.305	266	261	253	242	229
0.50	1.813	1.868	1.926	1.949	1.914	275	257	229	203	178
0.60	1.588	1.534	1.474	1.420	1.374	171	152	134	119	107
0.80	2.170	2.195	2.461	2.736	2.937	127	112	102	92	82
1.0	2.621	2.633	2.585	2.499	2.375	97	82	68	58	51
1.2	2.100	2.094	2.075	2.047	2.020	55	49	43	38	34
1.4	2.014	2.010	2.000	1.973	1.930	40	35	31	28	25
1.6	1.864	1.823	1.759	1.740	1.895	28	25	22	20	17
1.8	1.633	1.744	1.856	1.932	1.957	19	19	17	16	14
2.0	1.844	1.869	1.872	1.855	1.811	18	16	15	13	12
2.5	1.573	1.573	1.595	1.623	1.654	10	9.7	9	8,4	8
3.0	1.807	1.818	1.836	1.892	2.400	8.5	7.8	7.1	6.6	6

Спектральные зависимости $y_{max}(T)$ и $\tau_{max} = (y + y_0)''_{max}$ показаны на рис. 7.5. Из приведенных данных видно, что нелинейные свойства системы сравнительно меньше влияют на максимальные деформации, чем на максимальные ускорения. Учет нелинейности при $0 < T < 0.3$ почти не влияет на y_{max} и τ_{max}. Это можно объяснить тем, что при малых значениях T получаются малые значения перемещений y и разница между восстанавливающими силами при линейных и нелинейных колебаниях ничтожно мала. Максимальные перемещения при нелинейных колебаниях могут как увеличиваться, так и уменьшаться по сравнению с линейными колебаниями. Однако максимальные ускорения τ_{max}, как правило, при нелинейных колебаниях уменьшаются, за исключением малых значений T.

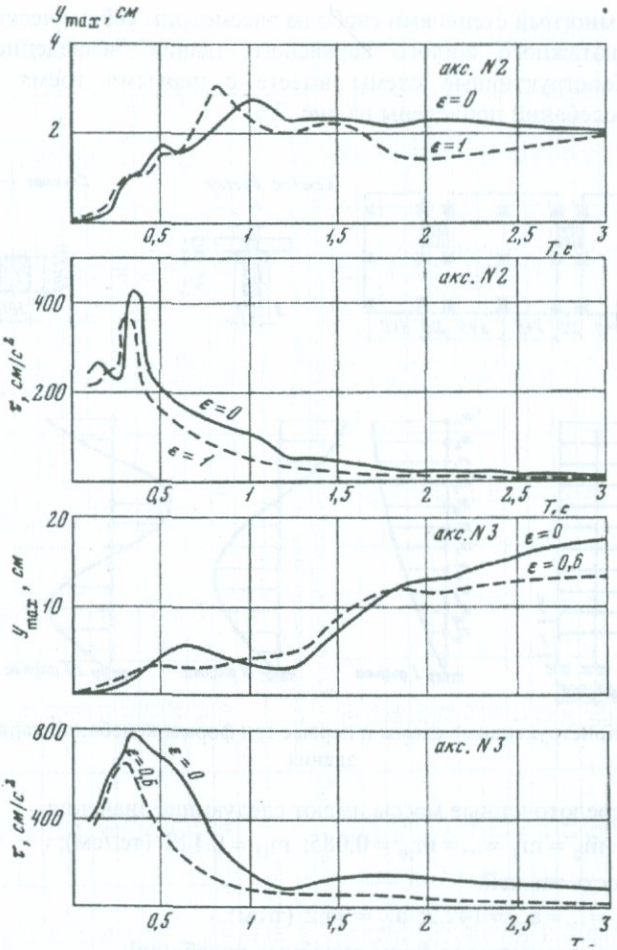


Рис. 7.5. Спектры ускорений и перемещений при линейных (ε=0) и нелинейных колебаниях

Для $T > 0.3$ с учет нелинейности существенно снижает значение τ_{max}. Это снижение происходит в среднем в 1.6 раза, а в отдельных случаях в 2 раза.

Полученные результаты показывают, что максимальные значения перемещений и ускорений при нелинейно-упругих колебаниях мало отличаются от соответствующих нелинейных колебаний. Поэтому в ряде случаев, когда вопрос остаточных деформаций не представляет особого значения, нелинейные колебания можно исследовать по вышеприведенной нелинейно-упругой схеме.

Системы со многими степенями свободы. В качестве примера системы со многими степенями свободы рассмотрим сейсмический расчет одиннадцатиэтажного жилого каркасного здания, возведенного в г. Ереване. Конструктивные схемы вместе с первыми тремя формами линейных колебаний приведены на рис. 7.6.

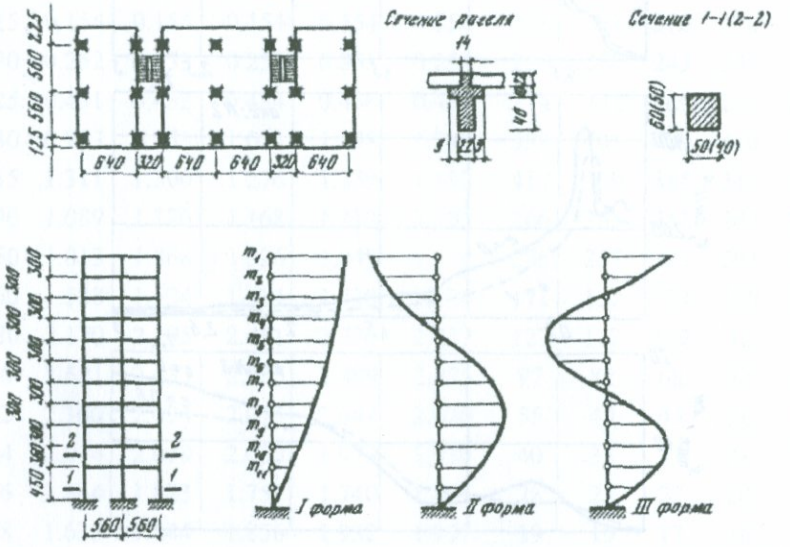


Рис. 7.6. Конструктивные схемы и первые три формы колебаний каркасного здания

Сосредоточенные массы имеют следующие значения:

$m_1 = 0.127$; $m_2 = m_3 = ... = m_{10} = 0.085$; $m_{11} = 0.112$ (тс^2/см);

Жесткость этажей:

$a_1 = a_2 = ... = a_{10} = 147.2$; $a_{11} = 94.2$ (т/см).

Периоды первых трех форм линейных колебаний:

$T_1 = 1.038$ с, $T_2 = 0.427$ с, $T_3 = 0.24$ с.

Коэффициент внутреннего трения принят равным $\alpha = 0.08$

Для коэффициента нелинейности были взяты значения $\varepsilon_1 = ... = \varepsilon_{11} = 0.1$ и 0.2, что приблизительно соответствует имеющимся экспериментальным значениям ε для железобетона [54].

В качестве внешнего воздействия были приняты акселерограммы землетрясений в Hollister-е и Eureka. Полученные результаты приведены в табл. 7.6 и 7.7 и на рис. 7.7 и 7.8.

Таблица 7.6. Реакции одиннадцатиэтажного каркасного здания при линейных и нелинейных колебаниях (акселерограмма землетрясений в Hollister)

Этажи	Максимальные перемещения, см			Максимальные сейсмические силы, *т*			Максимальные *поперечные силы*, *т*			Остаточные *деформации*, *см*	
	при ε			при ε			при ε			при ε	
	0	0.1	0.2	0	0.1	0.2	0	0.1	0.2	0.1	0.2
1	0.72	0.69	0.69	191	141	120	473	459	429	0.065	0.060
2	1.20	1.14	1.14	135	114	102	513	467	418	0.046	0.044
3	1.69	1.56	1.50	111	99	92	518	445	420	0.043	0.040
4	2.16	1.94	1.86	90	85	83	478	400	372	0.039	0.038
5	2.54	2.25	2.21	106	88	81	401	331	315	0.033	0.032
6	2.83	2.48	2.42	122	92	83	366	310	289	0.032	0.034
7	3.00	2.62	2.58	120	88	82	359	331	321	0.036	0.034
8	3.05	2.68	2.60	95	69	69	359	338	337	0.036	0.033
9	3.03	2.69	2.60	100	74	69	350	313	297	0.030	0.028
10	2.99	2.82	2.80	110	96	93	289	252	252	0.026	0.029
11	3.04	2.97	2.94	195	168	165	185	168	165	0.016	0.015

Таблица 7.7. Реакции одиннадцатиэтажного каркасного здания при линейных и нелинейных колебаниях (акселерограмма землетрясений в Eureka)

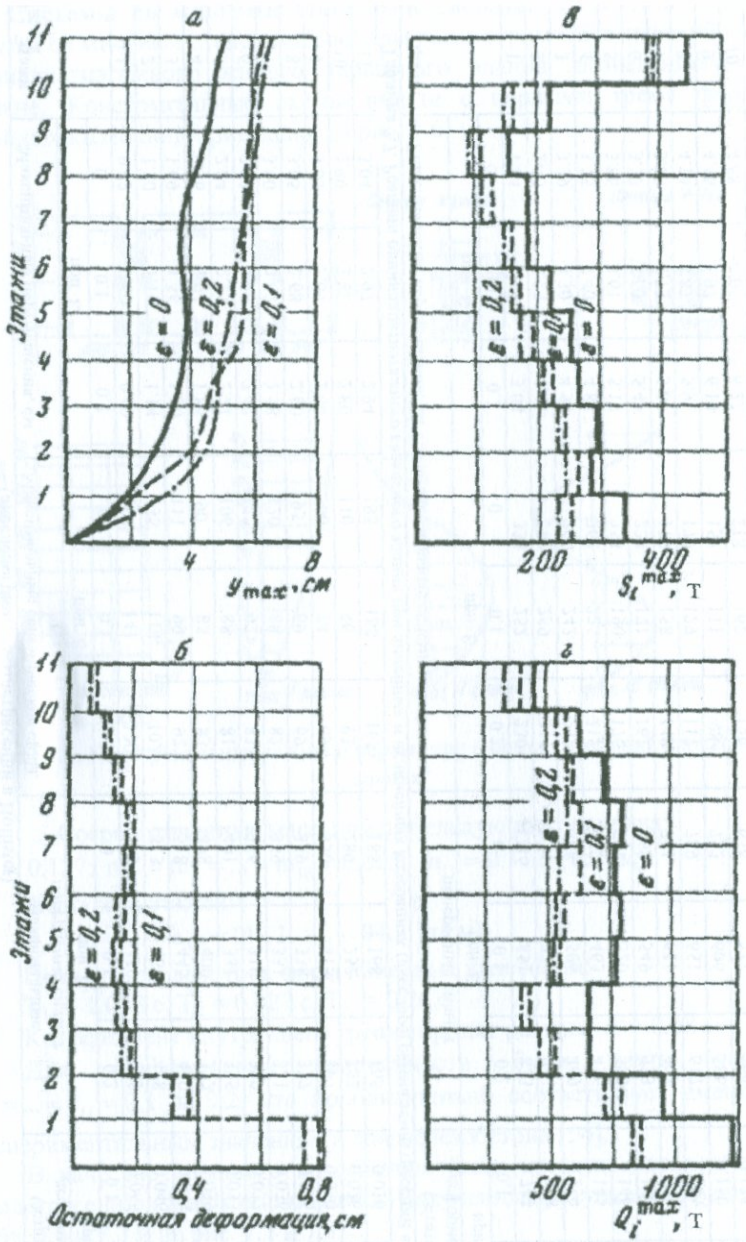
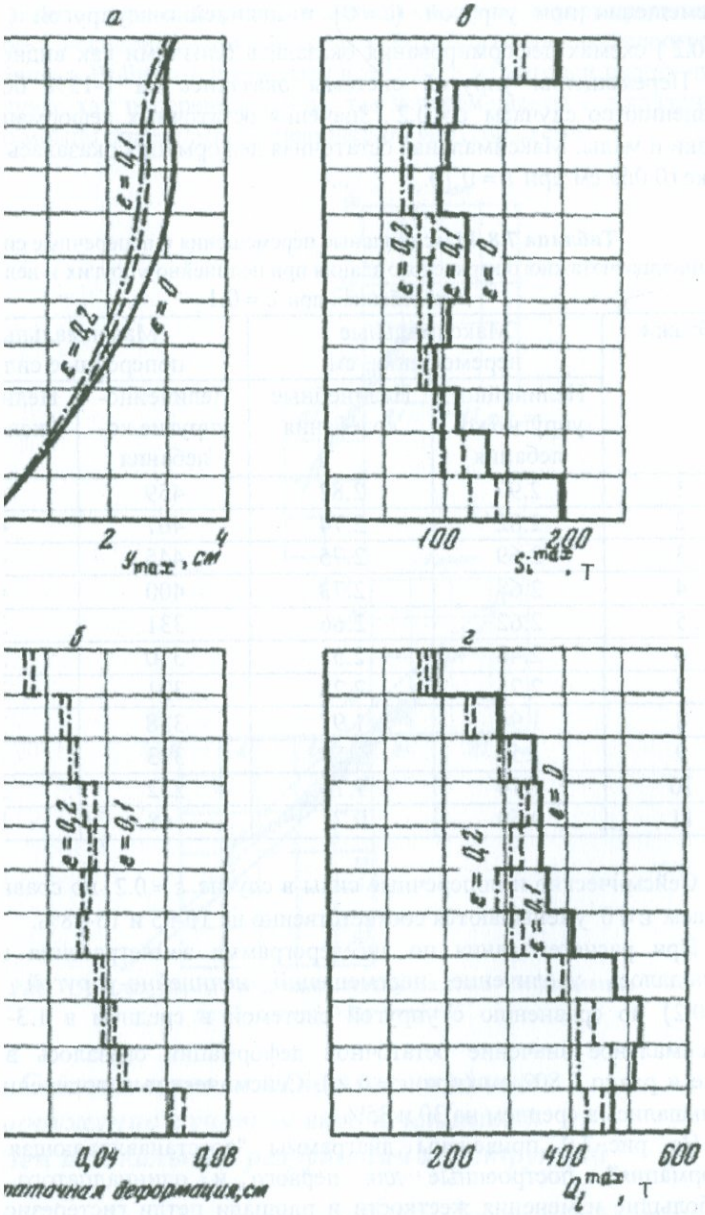


Рис. 7.7. Максимальные значения перемещений (**а**), остаточных деформаций (**б**), сейсмических (**в**) и поперечных (*г*) сил одиннадцатиэтажного каркасного здания при землетрясении в Hollister-е



Значения перемещений (*а*), остаточных деформаций (б), сейсмических (*в*) чных сил (г) одиннадцатиэтажного каркасного здания при землетрясении в Eureka

При расчете здания по акселерограмме № 2 максимальные перемещения при упругой $(\varepsilon = 0)$ и нелинейно-неупругой ($\varepsilon = 0.1$ и $\varepsilon = 0.2$) схемах деформирования оказались близкими как видно из табл. 7.8. Перемещения упругой системы оказались на 1-13% больше по сравнению со случаем $\varepsilon = 0.2$. Значения остаточных деформаций очень близки и малы. Максимальная остаточная деформация оказалась в первом этаже (0.065 см при $\varepsilon = 0.1$).

Таблица 7.8. Максимальные перемещения и поперечные силы одиннадцатиэтажного каркасного здания при нелинейно-упругих и нелинейных колебаниях при $\varepsilon = 0.1$

Этажи	Максимальные перемещения, см		Максимальные поперечные силы, т	
	Нелинейно-упругие колебания	Нелинейные колебания	Нелинейно-упругие колебания	Нелинейные колебания
1	2.97	2.82	459	468
2	2.82	2.74	467	468
3	2.69	2.75	445	447
4	2.68	2.73	400	401
5	2.62	2.66	331	333
6	2.48	2.51	310	330
7	2.25	2.28	331	334
8	1.94	1.97	338	315
9	1.56	1.58	313	196
10	1.14	1.16	252	239
11	0.69	0.71	168	154

Сейсмические и поперечные силы в случае $\varepsilon = 0.2$ по сравнению со случаем $\varepsilon = 0$ уменьшаются соответственно на 10-35 и 15-28%.

При расчете здания по акселерограмме землетрясения в Eureka наблюдалось увеличение перемещений нелинейно-упругой системы $(\varepsilon = 0.2)$ по сравнению с упругой системой в среднем в 1.3-1.5 раза. Максимальное значение остаточной деформации оказалось в первом этаже и равно 0.802 см (при $\varepsilon = 0.2$). Сейсмические и поперечные силы уменьшались в среднем на 30 и 35%.

На рис. 7.9 приведены диаграммы "восстанавливающая сила - деформация", построенные для первого и одиннадцатого этажей. Наибольшие изменения жесткости и площади петли гистерезиса имеют место на диаграмме деформирования первого этажа.

Как и для системы с одной степенью свободы, в этом случае также было выполнено сравнение реакций данной системы, деформируемой по нелинейной и нелинейно-упругой схемам. Результаты для акселерограмм землетрясения в Hollister-е приведены в табл. 7.4, из которой видно, что в данном случае как поперечные силы, так и перемещения с достаточной точностью можно определить по нелинейной упругой схеме.

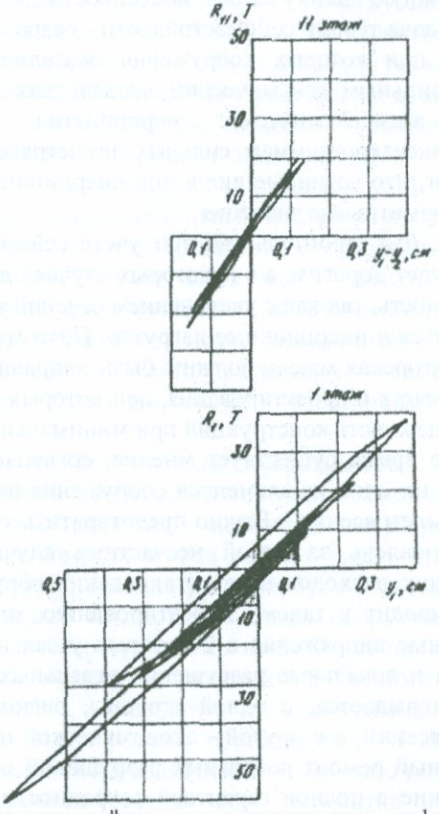


Рис. 7.9. Диаграммы "восстанавливающая сила - деформация" для 1-ого и 11-ого этажей.

7.5. Сейсмическое воздействие на здание и сооружение с учетом выключающихся связей и локальных разрушений конструкций

Расчет сооружений на сейсмостойкость на основе более точной исходной информации и предпосылок в последние годы получает всестороннее развитие. Широкие возможности для этого открыли инструмен-

тальные записи колебаний грунта и зданий при сильных землетрясениях и современная электронно-вычислительная техника. Одна из актуальных задач теории сейсмостойкости - учет влияния выключающихся связей, пластических деформаций и локальных повреждений конструкций на их сейсмостойкость. И это естественно, так как изучение этих процессов дает возможность выявить скрытые запасы несущей способности конструкции, и дать более надежную оценку их сейсмостойкости.

Основная задача теории сейсмостойкости - разработка таких методов проектирования, при которых сооружения оказались бы способными сопротивляться сильным сейсмическим воздействиям с минимальными затратами на антисейсмические мероприятия. Анализ реакций сооружений по акселерограммам сильных землетрясений с магнитудой M>6.0 показывает, что возникающие в них инерционные силы в 2-4 раза превышают их нормативные значения.

Естественно, что строительство при учете сейсмических сил такой интенсивности будет дорогим, а в некоторых случаях даже нельзя обеспечивать их сохранность, так как с увеличением сечений несущих элементов могут увеличиваться и инерционные нагрузки. Поэтому научные исследования и конструкторская мысль должны быть направлены на разработку таких методов расчета и проектирования, при которых обеспечивалась бы максимальная надежность конструкций при минимальных затратах.

В настоящее время существует мнение, согласно которому нельзя требовать, чтобы ни один из элементов сооружения не оказался поврежденным после землетрясения. «Важно предотвратить такие повреждения, которые могут повлечь за собой несчастные случаи и потребовать непомерно больших расходов на восстановление обрушившихся частей здания». Это приводит к такому проектированию, при котором допускаются повышенные напряжения в некоторых узлах и элементах конструкции, а иногда и локальные разрушения отдельных элементов. Такое положение обосновывается, с одной стороны, редкой повторяемостью сильных землетрясений, а с другой - экономической целесообразностью, так как капитальный ремонт локальных разрушений обходится дешевле, чем проектирование с полной гарантией сохранности и цельности всех элементов конструкции. В отдельных узлах таких конструкций после землетрясения возникнут остаточные деформации, значения которых должны быть ограничены условием, исключающим полный выход из строя основных несущих элементов и потерю устойчивости всей конструкции. Такое состояние конструкции И.И. Гольденблат называет "новым предельным состоянием", которое при соблюдении вышеизложенных условий еще не считается пагубным для конструкции. Для практического осуществления такого проектирования необходимо дать количественную оценку этого предельного состояния. К сожалению приходится констатировать, что в этой области теория сейсмостойкости

пока не имеет ощутимых успехов, так как еще не выяснено, что является критерием наступления этого нового предельного состояния для всего сооружения в целом.

Ниже излагается один из возможных путей теоретического анализа этой проблемы для систем с одной и со многими степенями свободы. Эти исследования дают только значения максимальных перемещений и остаточных деформаций на разных уровнях конструкций. Вопрос увязки значений максимальных перемещений и остаточных деформаций с характером и степенью локальных повреждений, а также их лимитирования остается открытым. Для успешного разрешения этой важной проблемы необходимо, с одной стороны, накопить теоретические данные о значениях максимальных перемещений, остаточных и пластических деформаций при работе конструкции за пределом упругости, а с другой - провести обширные экспериментальные исследования для установления пределов допустимости этих остаточных деформаций и местных разрушений. Огромную пользу здесь могут оказать и обследования последствий сильных землетрясений. Сопоставление теоретических и экспериментальных данных, а также результатов, полученных при обследовании последствий разрушительных землетрясений, даст необходимый материал для оптимального проектирования сейсмостойких конструкций.

О коэффициенте допустимых повреждений. Допустим, что в сейсмоактивном районе необходимо построить какое-либо сооружение. Пусть нам известны одна или несколько акселерограмм сильных землетрясений, происшедших в этом районе. Ввиду отсутствия методов прогнозирования будущих землетрясений будем считать, что будущие землетрясения, которым подвергнется наше сооружение, будут иметь примерно такие же акселерограммы какие имели прошлые землетрясения, т.е. проектирование нашего сооружения необходимо осуществить на основании имеющейся реальной акселерограммы землетрясения. Допустим сначала, что его надо проектировать и строить с полной гарантией целостности и сохранности без каких-либо повреждений. Тогда мы обязаны поперечные сечения всех элементов под воздействием инерционных сил подобрать таким образом, чтобы возникшие в них напряжения вследствие перемещения основания сооружения по закономерности акселерограммы не превзошли предела упругости. Пусть расход материалов или стоимость сооружения в этом случае оказались равными **А**. Теперь допустим, что мы не соблюдали условия недостижения напряжения во всем объёме сооружения предела упругости, т.е. расходовали меньше материалов, и новая стоимость сооружения **В** оказалась меньше первоначальной. Что будет происходить с нашим сооружением во время будущих землетрясений? Обозначим максимальное напряжение при упругой (неповрежденной) работе от

начала до конца землетрясения через $\sigma_{max}^{упр}$. *В действительности* напряжения иногда не достигнут такого значения так как сооружение мы *проектируем с меньшей прочностью, поэтому его будем называть* условно-упругим. Пусть условно-упругое напряжение в сооружении *наступает в момент времени* $t = t_{max}^{упр}$ *от начала землетрясения.* Так как наше сооружение спроектировано с меньшей прочностью, то уже в момент времени $t_1 < t_{max}^{упр}$, когда возникающие действительные напряжения σ_1 будут еще значительно ниже максимального условно-упругого напряжения $\sigma_{max}^{упр}$ в нем начнут образовываться пластические деформации (некоторые элементы разрушатся и отключатся от системы), т.е. произойдет значительная потеря первоначальной жесткости сооружения. После момента t_1 в наиболее интенсивных участках сотрясения основания сооружение будет работать в упруго-пластической области, вследствие чего произойдет значительное увеличение его диссипативной способности из-за необратимой потери энергии при пластических деформациях. После землетрясения в сооружении будут некоторые остаточные деформации и повреждения, характер и значения которых существенным образом будут зависеть от первоначальной и новой жесткости сооружения, спектрального состава колебания грунта (акселерограммы), а также от **степени нашего риска при проектировании**, что будет определяться величиной *отношения* $\gamma = \sigma_1 / \sigma_{max}^{упр} < 1$ или $\gamma = y_1(t_1) / y_{max}^{упр}$. [1]

Варьируя коэффициентом риска γ, можно добиться таких остаточных деформаций и локальных повреждений, которые не приводят к *гибели людей и ценного оборудования и при условии*, что новые расходы **С** на восстановление (ремонт) поврежденных частей вместе с расходами на первоначальное проектирование В будут меньше, чем расходы А на проектирование с полной гарантией сохранности всех элементов сооружения т.е. C=B<A.

Для выявления роли локальных разрушений и выключающихся связей на спектры сейсмического реагирования будем считать, что процесс деформирования конструкции происходит по билинейной диаграмме, показанной на рис. 7.10. При этом, несмотря на сходство *принятой диаграммы с классической диаграммой упруго пластического*

---

[1] Коэффициент γ по своей ролью и величине соответствует коэффициенту податливости (ductility) 1/R американских норм (и многих других стран), и коэффициенту допустимых повреждений $k_1=1/\gamma$ в армянских и российских нормах. В некоторых странах он называется коэффициентом уменьшения (reduce) нагрузок.

деформирования, в действительности она носит несколько иной условный характер.

Так, например, состояние системы в точке 1 на диаграмме не соответствует традиционному пределу текучести, а лишь свидетельствует о том, что в этот момент в конструкции произошли некоторые разрушения или выключения отдельных связей, вследствие чего изменилась ее жесткость. Такой условный характер имеют и другие стадии диаграммы.

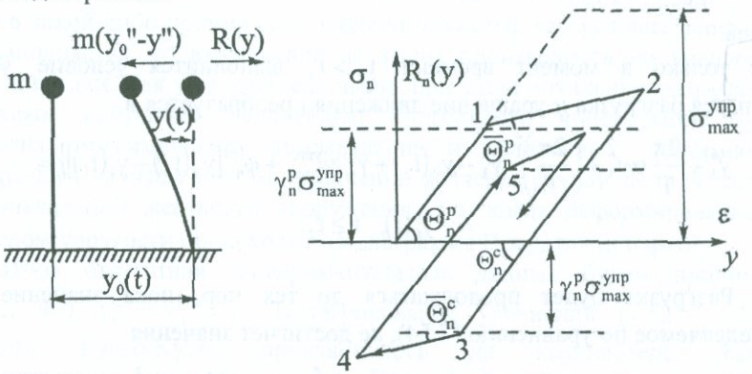


Рис. 7.10. Динамическая расчетная схема и диаграмма деформирования системы с выключающимися связями

Для общности задачи будем считать, что локальные разрушения при растяжении и сжатии, а также в различных циклах динамического деформирования наступают при различных уровнях напряжений. Кроме того, предположим также, что степень потери жесткости после появления локальных разрушений при растяжении и сжатии для разных циклов также различна.

В начальной упругой стадии 0-1 восстанавливающая сила пропорциональна прогибу и уравнение движения будет иметь вид

$$y_1'' + \frac{2\pi}{T}\alpha y_1' + \left(\frac{2\pi}{T}\right)^2 y_1 = -y_0''(t). \qquad (7.52)$$

При упругих колебаниях для малых значений коэффициента внутреннего трения α сейсмическая инерционная нагрузка пропорциональна прогибу

$$S = m\left(\frac{2\pi}{T}\right)^2 y_1.$$

Следовательно, как только y_1 в момент времени t_1 достигает $\gamma y_{1max}^{упр}$, сейсмическая нагрузка (напряжение в конструкции) также достигает значения $\gamma S_{max}^{упр}$. После момента t_1 система приобретает новую жесткость, деформации условно переходят в стадию упрочнения *1-2*, а уравнение движения (7.52) преобразуется в

$$y_2'' + \frac{2\pi}{T}\alpha\sqrt{\varphi_n^{(p)}}y_2' + \left(\frac{2\pi}{T}\right)^2 \gamma_n^{(p)} y_{1max}^{упр} + \left(\frac{2\pi}{T}\right)^2 \varphi_n^{(p)}\left[y_2 - y_1(t_1)\right] = y_0''(t); \quad t \geq t_1, \tag{7.53}$$

где $\gamma_n^{(p)}$ коэффициент повреждений при растяжении для *n*-го цикла, $\varphi_n^{(p)} = \frac{tg\tilde{\theta}_n^{(p)}}{tg\theta_n^{(p)}} < 1$ коэффициент потери жесткости при растяжении для *n*-го цикла.

Как только в момент времени $t_2 > t_1$ выполнится условие $y_2' = 0$ начнется разгрузка и уравнение движения преобразуется в

$$y_3'' + \frac{2\pi}{T}\alpha y_3' + \left(\frac{2\pi}{T}\right)^2 \left\{y_3 - y_2(t_2) + \gamma_n^{(p)} y_{1max}^{упр} + \varphi_n^{(p)}\left[y_2(t_2) - y_1(t_1)\right]\right\} = -y_0''(t), \quad t \geq t_2. \tag{7.54}$$

Разгрузка будет продолжаться до тех пор, пока значение y_3, определяемое по уравнению (7.54), не достигнет значения

$$y_3 = y_2(t_2) - y_{1max}^{упр}\left(\gamma_n^{(p)} + \gamma_n^{(c)}\right) - \varphi_n^{(c)}\left[y_2(t_2) - \gamma_n^{(c)} y_{max}^{упр}\right], \tag{7.55}$$

где $\gamma_n^{(c)}$ - коэффициент повреждения при сжатии для *n*-го цикла. Обозначим через t_3 момент времени, при котором выполняется это условие. После этого момента начинается условное "упрочнение" в обратном направлении 3-4 и уравнение движения (7.54) преобразуется в

$$y_4'' + \frac{2\pi}{T}\alpha\sqrt{\varphi_n^{(c)}}y_4' + \left(\frac{2\pi}{T}\right)^2 \left\{\gamma_n^{(c)} y_{1max}^{упр} + \varphi_n^{(c)}\left[y_4 - y_3(t_3)\right]\right\} = -y_0''(t), \tag{7.56}$$

где $\varphi_n^{(c)}$ — коэффициент потери жесткости при сжатии для n-го цикла. Уравнение (7.56) справедливо до тех пор, пока скорость движения y_4' отлична от нуля. Допустим, что в момент $t = t_4$ имеет место $y_4' = 0$. После этого момента начинается второе нагружение 4-5 (второй цикл) и уравнение движения примет вид

$$y_5'' + \frac{2\pi}{T}\alpha y_5' + \left(\frac{2\pi}{T}\right)^2 \left\{y_5 - y_4(t_4) - \gamma_n^{(p)} y_{1max}^{упр} + \varphi_n^{(p)}\left[y_4(t_4) - y_3(t_3)\right]\right\} = -y_0''(t); \quad t \geq t_4. \tag{7.57}$$

Как только значение y_5, определяемое уравнением (7.58), в момент времени $t = t_5$ достигает значения

$$y_5 = y_4(t_4) + y_{1max}^{упр}\left(\gamma_n^{(p)} + \gamma_n^{(c)}\right) - \varphi_n^{(p)}\left[y_4(t_4) - y_3(t_3)\right] \tag{7.58}$$

уравнение (7.58) преобразуется в уравнение (7.53). Так как закономерности деформирования после момента $t = t_5$ будут аналогичными закономерностям при $t_1 \le t \le t_5$, то после момента $t = t_5$ y_5 преобразуется в y_2, потом снова y_2 преобразуется в y_3, y_3 - в y_4, y_4 - в y_5 и снова y_5 преобразуется в y_2, y_2 - в y_3 и т. д- согласно уравнениям (7.52) - (7.58) и вышеописанным условиям переходов. Этот процесс продолжается до полного прекращения действия силовой функции $y_0''(t)$ землетрясения. Если в какой-либо промежуток времени окажется, что условие переходов не выполняется, то вычисление до конца производится по уравнению данной стадии. Как уже отмечено выше, при учете локальных разрушений основным критерием дальнейшей пригодности конструкции будут значения максимальных перемещений и остаточных деформаций. Наихудшим случаем в этом отношении является случай полной потери первоначальной жесткости сооружения, т.е. когда деформирование за пределом упругости происходит по диаграмме Прандтля при $\varphi=0$.

Из-за отсутствия экспериментальных данных будем принимать также, что $\gamma_n^{(p)} = \gamma_n^{(c)} = \gamma$. Интегрирование уравнений (7.52) - (7.58) методом Рунге-Кутта производилось на компьютере. Кроме вышеописанных условий переходов, были приняты следующие начальные условия и условия сопряжения: при $t = 0$ $y_1 = y_1' = 0$; при $t = t_k$, $y_k = y_{k+1}$, $y_k' = y_{k+1}'$; $k = 1,2,3,4$. Вычисления были произведены для рассмотренных четырех акселерограмм. При численном интегрировании были использованы максимальные значения перемещений, полученные при упругих колебаниях. Коэффициент внутреннего трения α для периодов $0.1 \le T \le 1$ был принят равным $\alpha = 0.12$, а для периодов $1 \le T \le 3$ - $\alpha = 0.08$. Для коэффициента γ были приняты следующие значения: $\gamma = 0.7$; 0.5 и 0.3. При интегрировании в основном записывались только значения перемещений в точках переходов, что дало возможность определить количество циклов упруго-пластического деформирования. При меньших значениях T и γ упруго-пластическое деформирование происходило в большем количестве циклов, однако максимальное число не превосходило 10-15. При значения $T \le 0.5$ некоторые циклы почти совпадали один с другим, что свидетельствует о малой площадке текучести для жестких систем. Для значений $T \ge 0.8$ даже при малых коэффициентах риска γ имело место максимум один цикл упруго-пластических деформаций, а при больших γ даже одного цикла не имело место. Это обстоятельство, по-видимому, подтверждает высказанное ранее утверждение [108], что воздействие землетрясения на гибкие сооружения подобно воздействию отдельного импульса (удара), так как известно, что при импульсивном нагружении в силу затухания после первой пластической деформации восстанавливающая сила резко

уменьшается и в системе пластических деформаций обратного знака больше не появляется.

Результаты вычислений по акселерограммам ряда землетрясений показали, что пластические деформации не оказывают существенного влияния на максимальные перемещения, особенно при значениях $0.1 \le T \le 1.2$. Более значительное влияние пластические деформации оказывают при коэффициенте $\gamma = 0.3$, причем не всегда с уменьшением γ увеличиваются максимальные перемещения.

В отличие от статического действия сил, при котором пластические деформации образуются только в данном направлении, при динамических воздействиях пластические деформации могут образоваться в двух противоположных направлениях. При этом может случиться, что в стадии нагружения образовавшаяся пластическая деформация после разгрузки полностью исчезнет и в системе остаточных деформаций не будет. Но система может оказаться неспособной выдерживать первоначальные пластические деформации и выйти из строя до наступления разгрузки.

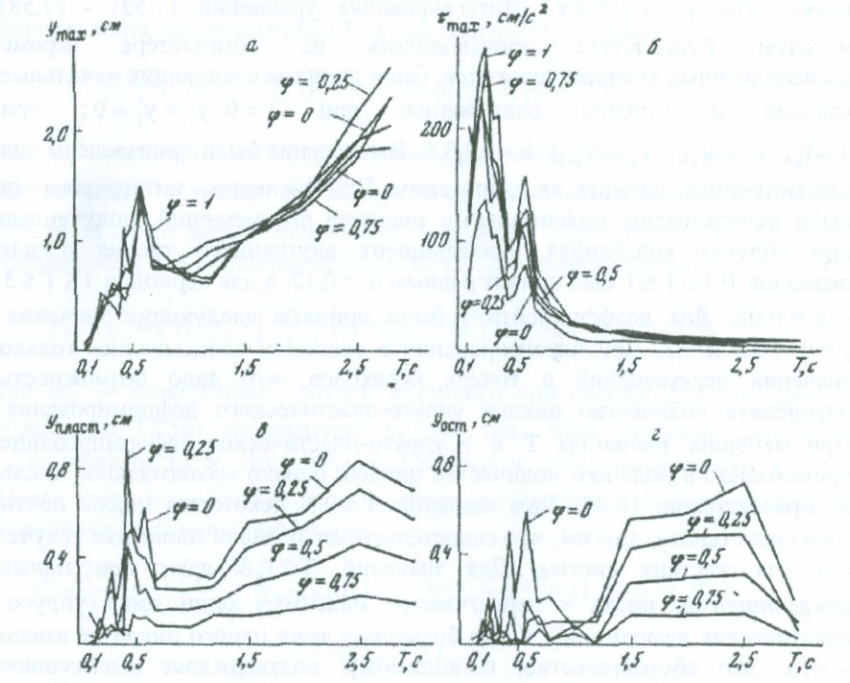


Рис. 7.11. Спектры максимальных перемещений (*а*), ускорений (*б*). пластических (*в*) и остаточных (*г*) деформаций по акселерограмме землетрясения в Ferndale от 3.10.1941 г. при $\gamma = 0.5$

В гибких системах, для которых имеют место пластические деформации только в одном направлении, значения остаточных деформаций и наибольших пластических деформаций совпадают, а для жестких систем с несколькими циклами упруго-пластических деформаций значения наибольших пластических деформаций в большинстве случаев больше, чем значения остаточных деформаций.

Аналогично спектрам ускорений и перемещений вводим новое понятие о спектрах остаточных и наибольших пластических деформаций, рассматривая их как графические зависимости от периода свободных колебаний системы с одной степенью свободы. На рис. 7.11 проиллюстрированы результаты вычислений по акселерограмме землетрясения в Ferndale от 3.10.1941 г. при коэффициенте риска $\gamma = 0.5$.

Как показывают вычисления, остаточные и пластические деформации с увеличением T растут. Остаточные и пластические деформации для систем с периодом $0.1 < T < 0.6$ очень незначительны. Это обстоятельство свидетельствует о том, что пластические свойства конструкции могут играть положительную роль, особенно в жестких системах, так как в таких системах, несмотря на очень раннее достижение напряжений предела упругости, остаточные деформации будут незначительными, и конструкция может их допустить без заметных повреждений. Характерно также. что для меньших T значения остаточных деформаций мало зависят от интенсивности землетрясения. По характеру спектры остаточных деформаций при $\gamma = 0.7$ и 0.5 мало отличаются один от другого; заметные различия в спектрах имеют место при $\gamma = 0.3$. Спектры остаточных деформаций по характеру сходны со спектрами перемещений. Пиковые значения в спектрах остаточных деформаций получаются при $0.5 \le T \le 1$ с, тогда как на спектрах ускорений они получились при $0.2 \le T \le 0.4$. Это будет благоприятно влиять на общую сейсмостойкость конструкции, так как упруго-пластическая работа конструкции приведет к сглаживанию пиковых значений ускорений без больших остаточных деформаций.

Максимальные перемещения мало изменяются при изменениях коэффициента потери жесткости от 0 до 1. Значительно снижаются ординаты спектра ускорений при уменьшении φ от 1 до 0, однако характер спектров $\tau_{max}(T)$ при разных φ не изменяется. Неполная потеря жесткости приводит к существенному снижению значений наибольших пластических и остаточных деформаций. При этом примечательно, что даже малое отличие от нуля коэффициента потери жесткости $\varphi = 0.25$ приводит к существенному снижению пластических и остаточных деформаций по сравнению со случаем $\varphi = 0$. По-видимому, по аналогии с процессом затухания колебаний при $\varphi = 0$ в системе имеет место упруго-пластический резонанс, вследствие чего пластические деформации в ней растут.

С увеличением φ остаточные деформации быстро уменьшаются и при $\varphi = 0.75$ не превышают 0.2 см. В действительности полная потеря первоначальной жесткости системы мало вероятна, и поэтому остаточные деформации в системе всегда будут значительно меньше, чем их значения при $\varphi = 0$. Значительный интерес представляет вопрос, какую долю общей деформации системы составляют остаточные деформации. Как показали расчеты, для большего количества акселерограмм остаточные деформации, за исключением некоторых значений **T**, составляют меньше 10% от общих деформаций.

Таким образом, для полного представления о воздействии землетрясения на здание и сооружение при учете их локальных разрушений и включающихся связей наряду с общепринятыми спектрами максимальных перемещений и ускорений необходимо дополнительно получить также спектры остаточных деформаций и экспериментально подтвержденные пределы их допустимости. Как видно из выше полученных результатов, при принятых нами значениях коэффициентов допустимых повреждений и потери жесткости остаточные деформации оказались незначительными, поэтому их можно считать допустимыми. В выше приведенных расчетах максимальные значения ускорения грунта $y''_{0\max}$ был принят в пределах $0.1g \div 0.25g$. Как было видно из процесса расчета, для землетрясения с более высоким значением $y''_{0\max} = 0.3g \div 0.45g$, влияния параметров φ и γ на значения $y_{\max}$, $\tau_{\max}$ и $y_{ост}$ не будет сильно отличаться от рассмотренных случаев, **так как основной параметр расчета γ относительная величина - для землетрясений с большим значением $y''_{0\max}$ будет иметь место и большие значения для $y_1(t_1)$ и $y^{упр}_{1\max}$.**

Упруго-пластический расчет систем со многими степенями свободы. Рассмотрим теперь произвольную дискретную систему с конечным числом степеней свободы. Расчетную схему примем в виде вертикального бруса с сосредоточенными массами. Связь между восстанавливающей силой и деформацией на уровне данного этажа будем принимать по билинейной зависимости (рис. 7.12).

Дифференциальные уравнения движения такой системы легко составить, пользуясь обычными методами динамики сооружений. Однако при учете упруго-пластических деформаций, так как разные этажи в данный момент движения могут находиться в разных стадиях деформирования, не все способы составления дифференциальных уравнений одинаково удобны для программирования и построения алгоритма задачи. В частности, при составлении дифференциальных уравнений методом единичных сил в каждое уравнение входят восстанавливающие силы всех этажей, вследствие чего изменение в деформированном состоянии какого-

либо одного этажа будет вызывать изменение во всех дифференциальных уравнениях, соответствующих другим этажам.

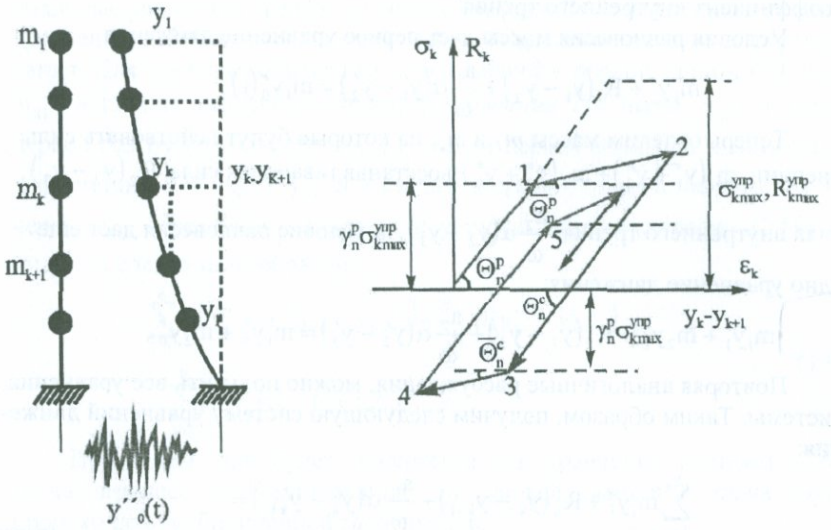


Рис. 7.12. Расчетная схема и схема упруго-пластического деформирования этажей

Поэтому дифференциальные уравнения движения системы целесообразно составить таким образом, чтобы в каждое уравнение входило минимальное число переменных величин, связанных с изменением деформированных состояний других этажей. Исходя из этого, дифференциальные уравнения движения мы составили несколько иным способом. Для удобства нарушим обычный способ нумерации масс этажей и вместо отсчета с первого этажа отсчет начнем с верхнего этажа. Обозначим массу, жесткость и перемещение k-го этажа соответственно через m_{n-k+1}, a_{n-k+1}, y_{n-k+1}. При горизонтальных колебаниях будем считать, что перекрытия здания играют роль жесткого диска и перемещаются параллельно друг другу только в горизонтальном направлении. Тогда восстанавливающие силы на уровне данного этажа будут полностью определяться только разностью двух перемещений - данного этажа и следующего нижнего $y_k - y_{k+1}$. Для составления уравнения движения самой верхней массы m_1 мысленно отделим ее от системы. Тогда на нее будут действовать следующие силы: полная сила инерции, равная $m_1 y_1'' + m_1 y_0''$, где $y_0''(t)$ - закон ускорения основания; восстанавливающая *сила, которую пока* обозначим через $R(y_1 - y_2)$, и сила внутреннего

трения, которую можно представить в виде- $\frac{a_1}{\omega}\alpha(y_1' - y_2')$, где α - коэффициент внутреннего трения[2].

Условия равновесия массы дает первое уравнение движения

$$m_1 y_1'' + R_1(y_1 - y_2) + \frac{a_1}{\omega}\alpha(y_1' - y_2') = m_1 y_0''(t).$$

Теперь отделим массы m_1 и m_2, на которые будут действовать силы инерции $m_1(y_1'' + y_0'') + m_2(y_2'' + y_0'')$ восстанавливающая сила $R_2(y_2 - y_3)$, сила внутреннего трения $\frac{a_2}{\omega}\alpha(y_2' - y_3')$, и условие равновесия даст еще одно уравнение движения:

$$m_1 y_1'' + m_2 y_2'' + R_2(y_2 - y_3) + \frac{a_2}{\omega}\alpha(y_2' - y_3') = m_1 y_0'' + m_2 y_0'',$$

Повторяя аналогичные рассуждения, можно получить все уравнения системы. Таким образом, получим следующую систему уравнений движения:

$$\sum_{i=1}^{k} m_i y_i'' + R_k(y_k - y_{k+1}) + \frac{a_k}{\omega}\alpha(y_k' - y_{k+1}') = \\ = \sum_{i=1}^{k} m_i y_0''(t), \quad k = 1,2....,n. \quad y_{n+1} = 0 . \tag{7.59}$$

Полученные уравнения (7.59) характеризуются той особенностью, что в каждое уравнение входит только одна восстанавливающая сила $R_k(y_k - y_{k+1})$, соответствующая данному этажу, являющаяся единственной величиной, изменяющейся в разных стадиях деформирования. Кроме того, указанные уравнения характерны и тем, что по ним можно непосредственно определить напряженное состояние на уровне данного этажа. В самом деле, при принятых нами предпосылках (перекрытия абсолютно жесткие) напряженное состояние на уровне данного этажа будет определяться величиной поперечной силы, а так как поперечная сила является суммой всех сил инерции выше данного этажа, т.е. величиной $\sum_{i=1}^{k} m_i(y_i'' - y_0'')$, то согласно уравнениям (7.59) напряженное состояние при малых значениях α и билинейной восстанавливающей силе R_k будет определяться величиной $y_k - y_{k+1}$. Это дает возможность вместо

[2]Силу внутреннего трения формально учитываем по форме вязкого сопротивления, однако прибавление коэффициента $\frac{a_1}{\omega}\alpha$ у первой произвольной деформации $(y_1' - y_2')$ приводит к гипотезам, согласно которым рассеяние энергии не зависит от скорости деформации.

условия, налагаемое на напряжения, поставить условия на относительные перемещения $y_k - y_{k+1}$, которые *непосредственно входят в дифференциальные уравнения*. Теперь из общих уравнений (7.59) составим системы уравнений движения, соответствующие отдельным *стадиям деформирования*. Для удобства обозначим перемещения в первой стадии *0-1* через y_{k1}, в стадии пластического деформирования *1-2* через y_{k2}, в стадии первой разгрузки *2-3* через y_{k3}, в стадии первой обратной пластической деформации *3-4* через y_{k4} и в стадии второго упругого нагружения *4-5* через y_{k5}. *Уравнения движения в упругой стадии* согласно (7.59) запишутся следующим образом:

$$\sum_{i=1}^{k} m_i y''_{i1} + a_k\left(y_{k1} - y_{k+1,1}\right) + \frac{a_k}{\omega}\alpha\left(y'_{k1} - y'_{k+1,1}\right) = \approx \sum_{i=1}^{k} m_i y''_0(t), \quad k = 1,2,3,....,n \ . \tag{7.60}$$

Проследим, как будет изменяться k-*е* уравнение системы (7.60), когда процесс деформирования на уровне *данного* этажа будет происходить по билинейной зависимости.

По аналогии с системой с *одной степенью свободы* введем коэффициенты степени риска для данного этажа γ_k и потери жесткости этажа φ_k.

$$\gamma_k = \frac{\left(y_{k1} - y_{k+1,1}\right)\Big|_{t=t_{k1}}}{\left(y_{k1} - y_{k+1,1}\right)^{упр}_{max}}\ ; \qquad \varphi_k = \frac{tg\theta_{k1}}{tg\theta_{k0}}\ , \tag{7.61}$$

где $\left(y_{k1} - y_{k+1,1}\right)\Big|_{t=t_{k1}}$ - относительное перемещение этажа (деформация) в момент потери жесткости; $\left(y_{k1} - y_{k+1,1}\right)^{упр}_{max}$ - максимальное относительное перемещение этажа при его упругой работе от начала до конца землетрясения; θ_{k1} и θ_{k0} - углы, пропорциональные жесткости этажа соответственно до и после потери жесткости этажа. Для *наглядности* уравнения движений будем принимать, что коэффициент степени риска и потери жесткости при растяжении и сжатии, а также при последовательных циклах деформирования не изменяются. При необходимости учета их изменения уравнения движения легко можно составить по аналогии с уравнениями движения (7.54), (7.55), (7.56) и т.д. для системы с одной степенью свободы. Так как при абсолютно жестких

перекрытиях[3] *напряжения на уровне* n-k+1 этажа определяются поперечной силой:

$$Q_k = \sum_{i=1}^{k} m_i \left(y''_{i1} + y''_0\right),$$

то согласно уравнениям (7.60) при малых значениях, а условие, налагаемое на относительные перемещения $y_k - y_{k+1}$, равносильно условиям, налагаемым на *напряжения на уровне данного* этажа. Допустим, что в момент времени от начала землетрясения для $n-k+1$ этажа выполняется условие

$$y_{k1} - y_{k+1,1} = \gamma_k \left(y_{k1} - y_{k+1,1}\right)^{упр}_{max}.$$

После этого момента k-е уравнение системы (7.60) переходит в стадию «упрочнения» *1-2* и будет иметь вид

$$\sum_{i=1}^{k} m_i y''_{i2} + a_k \left\{\left(y_{k1} - y_{k+1,1}\right)\Big|_{t=t_{k1}} + \varphi_k \left[y_{k2} - y_{k+1,2} - \left(y_{k1} - y_{k+1,1}\right)\right]_{t=t_{k1}}\right\} + \\ + \frac{\varphi_k a_k}{\omega} \alpha \left(y'_{k2} - y'_{k+1,2}\right) = \sum_{i=1}^{k} m_i y''_0(t). \qquad (7.62)$$

Как только в момент времени $t_{k2} > t_{k1}$ выполнится условие - $y'_{k2} - y'_{k+1,2} = 0$ *начинается разгрузка 2-3* и уравнение движения (7.62) преобразуется в:

$$\sum_{i=1}^{k} m_i y''_{i3} + a_k \left\{y_{k3} - y_{k+1,3} - \left(y_{k2} - y_{k+1,2}\right)\Big|_{t=t_{k2}} - \left(y_{k1} - y_{k+1,1}\right)\Big|_{t=t_{k1}} + \right. \\ \left. + \varphi_k \left[\left(y_{k2} - y_{k+1,2}\right)_{t=t_{k2}} - \left(y_{k1} - y_{k+1,1}\right)\right]\Big|_{t=t_{k1}}\right\} + \qquad (7.63) \\ + \frac{a_k}{\omega} \alpha \left(y'_{k3} - y'_{k+1,3}\right) = \sum_{i=1}^{k} m_i y''_0(t).$$

Разгрузка будет продолжаться до тех пор, пока значение $y_{k3} - y_{k+1,3}$, определимое *по уравнению* (7.63), *не* достигнет значения

$$y_{k3} - y_{k+1,3} = \left(y_{k2} - y_{k+1,2}\right)\Big|_{t=t_{k2}} - 2\left(y_{k1} - y_{k+1,1}\right)\Big|_{t=t_{k1}} - \\ - \varphi_k \left[\left(y_{k2} - y_{k+1,2}\right)\Big|_{t=t_{k2}} - \left(y_{k1} - y_{k+1,1}\right)\Big|_{t=t_{k1}}\right]. \qquad (7.64)$$

После этого момента начинается "упрочнение" в обратном направлении *3-4* и уравнение движения (7.64) преобразуется в

---

[3] При деформируемых перекрытиях жесткости, выходящее в уравнение (7.60), приближенно можно заменить приведенными жесткостями [108]

$$\sum_{i=1}^{k} m_i y''_{i4} + a_k \left\{ -\left(y_{k1} - y_{k+1,1}\right)\Big|_{t=t_{k1}} + \varphi_k \left[y_{k4} - y_{k+1,4} - \left(y_{k3} - y_{k+1,3}\right)\Big|_{t=t_{k3}} \right] \right\} +$$
$$+ \frac{a_k \varphi_k}{\omega} \alpha \left(y'_{k4} - y'_{k+1,4} \right) = \sum_{i=1}^{k} m_i y''_0(t) . \qquad (7.65)$$

где t_{k3} - момент времени, при котором выполняется условие (7.64). Аналогично предыдущему, как только скорость относительной деформации в момент $t = t_{k4}$ превратится в $\left(y'_k - y'_{k+1,4}\right) = 0$, то начинается второе нагружение *4-5* (второй цикл) и уравнения движения (7.65) принимает вид

$$\sum_{i=1}^{k} m_i y''_{ik} + a_k \left\{ y_{k5} - y_{k+1,5} - \left(y_{k4} - y_{k+1,4}\right)\Big|_{t=t_{k4}} - \left(y_{k1} - y_{k+1,1}\right)\Big|_{t=t_{k1}} + \right.$$
$$\left. + \varphi_k \left[\left(y_{k4} - y_{k+1,4}\right)\Big|_{t=t_{k4}} - \left(y_{k3} - y_{k+1,3}\right)\Big|_{t=t_{k3}} \right] \right\} + \qquad (7.66)$$
$$+ \frac{a_k}{\omega} \alpha \left(y'_{k5} - y'_{k+1,5} \right) = \sum_{i=1}^{k} m_i y''_0 .$$

Как только $y_{k5} - y_{k+1,5}$ по уравнению (7.66) в момент $t = t_{k5}$ достигнет значения

$$y_{k5} - y_{k+1,5} = \left(y_{k4} - y_{k+1,4}\right)\Big|_{t=t_{k4}} + 2\left(y_{k1} - y_{k+1,1}\right)\Big|_{t=t_{k1}} -$$
$$- \varphi_k \left[\left(y_{k4} - y_{k+1,4}\right)\Big|_{t=t_{k4}} - \left(y_{k3} - y_{k+1,3}\right)\Big|_{t=t_{k3}} \right], \qquad (7.67)$$

то уравнение (7.66) переходит в уравнение (7.62).

Так как закономерности деформирования после момента $t = t_{k5}$ будут аналогичны закономерностям $t_{k1} \le t \le t_{k5}$, то после момента уравнение (7.66) переходит в уравнение (7.62), а уравнение (7.62) - в уравнение (7.63), уравнение (7.63) - в уравнение (7.65), уравнение (7.65) - в уравнение (7.66) и снова уравнение (7.66) - в уравнение (7.62), уравнение (7.62) - в уравнение (7.63) и т.д, согласно выше описанным условиям *перехода*. Этот процесс продолжается до полного прекращения внешнего воздействия $y''_0(t)$. Если после какого-то момента времени условие перехода не выполняется, то это означает, что на уровне данного этажа установились упругие колебания относительно нового начала координат, положением которого определится величина остаточной деформации.

Выше мы выводили уравнения движения, если на уровне какого-либо n - k + 1 этажа процесс деформирования происходит по "диаграмме линейного упрочнения". *Ясно, что аналогичные процессы* будут иметь место и на уровнях других этажей, поэтому все уравнения системы (7.60) в принципе примут вид (7.62), (7.63), (7.65), (7.66). Однако трудность задачи заключается в том, что все уравнения первоначальной системы (7.60) не одновременно принимают вид уравнений (7.62), (7.63), (7.65),

(7.66). Но любой момент времени движения системы описывается только n - уравнением. Следовательно, в действительности получим систему дифференциальных уравнений, каждое уравнение которой в разные моменты будет иметь один из видов (7.62), (7.63), (7.65), (7.66). Другими словами, в течение промежутка времени $[0, t_0]$, где t_0 - момент времени, при котором прекращается действие землетрясения, движения системы будут описываться большим числом дифференциальных уравнений, число которых возрастет с увеличением числа этажей n и для одного цикла составит 4^n. Задачу удобно решать непосредственным интегрированием систем дифференциальных уравнений численным методом Рунге-Кутта с помощью специальных компьютерных программ.

В качестве примера были рассмотрены упруго – пластические колебания десятиэтажного каркасного здания по акселерограмме землетрясений в Hollister от 9.03.1949г. с максимальным ускорением 0.123g. Характеристики здания: сосредоточенные массы $m_1 = m_2 = ... = m_{10} = 52$ кг c^2/см, жесткости этажей $a_1 = a_2 = ... = a_{10} = 110400$ кг/см, периоды первых трех *форм колебаний* $T_1 = 0.92$ с, $T_2 = 0.307$ с, $T_3 = 0.187$ с. Реакции здания определялись при одинаковых для всех этажей значениях коэффициента риска $\gamma_k = 0.7$; 0.5, и коэффициента потери жесткости этажа $\varphi_k = 0$; 0.2; 0.5. *Для всех этажей коэффициент внутреннего* трения принимался равным $\alpha = 0.08$. На рис.7.13 приведены диаграммы **"восстанавливающая сила-перекос этажей"** при $\gamma_k = 0.5$, $\varphi_k = 0.5$, а на рисунке 7.14 зависимости перемещений этажей от времени при $\gamma = 0.5$ и различных значениях φ. Пунктирными линиями на рис.6 показаны дальнейшие условно-упругие колебания около остаточной деформации. В таблицах 7.10, 7.11 *приведены максимальные значения перемещений* сейсмических поперечных сил и остаточных деформаций.

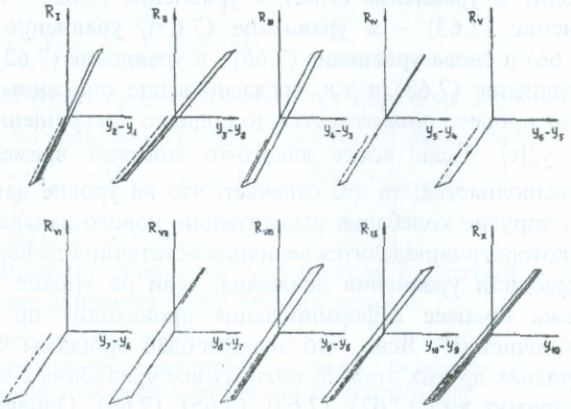


Рис.7.13. Диаграммы "восстанавливающая *сила - перемещение*" *при* $\gamma_k = 0.5$, $\varphi_k = 0.5$. R_X – соответствует первому этажу, R_I – соответствует десятому этажу.

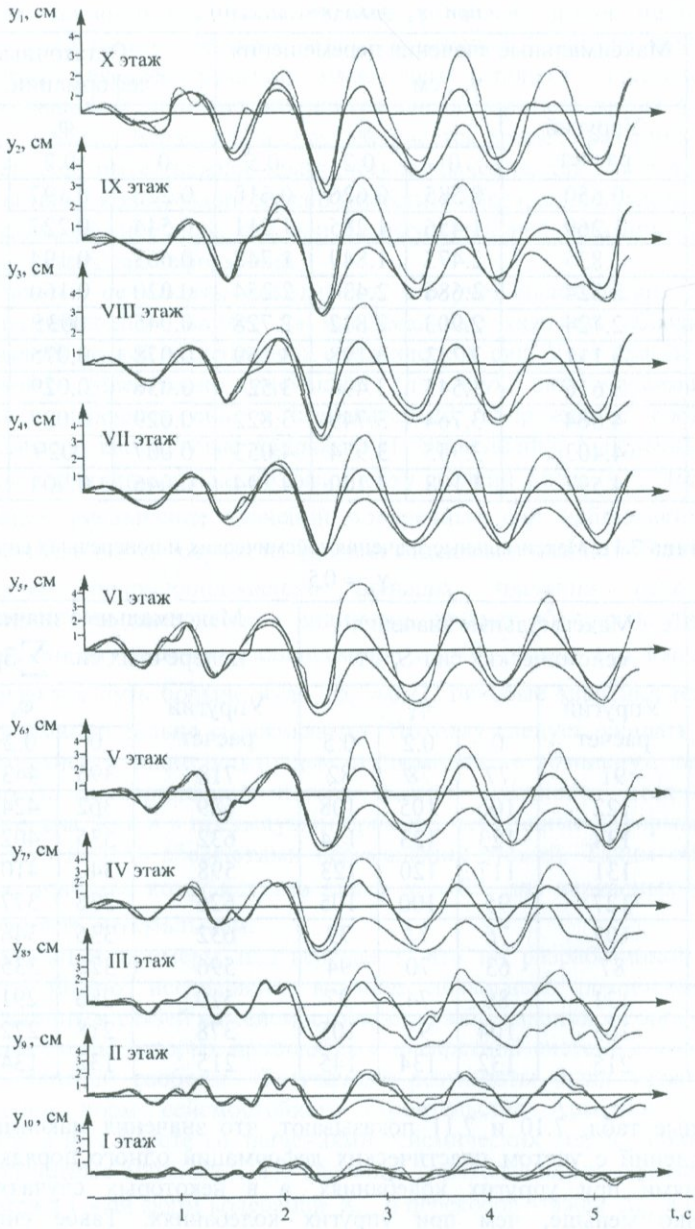


Рис.7.14. Зависимости перемещения этажей от времени при $\gamma_k = 0.5$.

—— φ=0, — — — φ=0.5, ----- упругий расчет

Таблица 7.10. Максимальные значения перемещений и остаточных деформаций при $\gamma_k = 0.5$ (k=1,2,…,10)

Этажи	Максимальные значения перемещения y_k, см				Остаточные деформации, см		
	Упругий расчет	φ_k			φ_k		
		0	0.2	0.5	0	0.2	0.5
1	0.650	0.585	0.626	0.618	0.226	0.197	0.228
2	1.269	1.456	1.285	1.211	0.544	0.227	0.039
3	1.835	2.475	1.849	1.748	0.663	0.194	0.053
4	2.324	2.686	2.434	2.254	0.020	0.160	0.052
5	2.724	2.903	2.812	2.728	0.045	0035	0.144
6	3.111	3.253	3.198	3.159	0.078	0.075	0.101
7	3.616	3.545	3.496	3.524	0.056	0.029	0.056
8	4.064	3.764	3.749	3.822	0.029	0.027	0.028
9	4.403	3.955	3.974	4.053	0.007	0029	0.007
10	4.597	4.108	4.100	4.194	0.046	0.004	0.046

Таблица 7.11. Максимальные значения сейсмических и поперечных сил при $\gamma_k = 0.5$

Этажи	Максимальные значения сейсмических сил S_k, т				Максимальные значения поперечных сил $\sum S_k$, т			
	Упругий расчет	φ_k			Упругий расчет	φ_k		
		0	0.2	0.5		0	0.2	0.5
1	91	77	78	82	718	396	443	534
2	122	106	105	108	689	362	424	505
3	134	123	123	134	632	335	402	481
4	131	117	120	123	598	340	410	477
5	127	95	100	105	626	338	377	471
6	107	76	77	79	632	336	346	438
7	87	63	70	94	596	322	335	371
8	131	88	74	97	510	286	291	324
9	163	104	95	105	378	218	222	248
10	215	132	134	145	215	132	134	145

Данные табл. 7.10 и 7.11 показывают, что значения максимальных перемещений с учетом пластических деформаций одного порядка с их значениями при упругих колебаниях, а в некоторых случаях даже несколько меньше, чем при упругих колебаниях. Такое снижение значений перемещений на первый взгляд может показаться не совсем очевидным, так как обычно принято, что при учете пластических свойств

конструкций деформации в нем должны расти. Однако при динамических процессах, по-видимому, такое явление не всегда имеет место, что является следствием слишком резких изменений в законе внешнего воздействия (акселерограммы), из-за чего процесс пластического деформирования в конструкции длится очень короткое время (деформация не успевает нарастать, и сразу начинается процесс разгрузки). Это обстоятельство имеет важное практическое значение, так как с большей уверенностью в конструкции можно допустить образование пластических деформации, заранее зная, что они не вызовут в ней больших перемещений и остаточных деформаций.

Полученные результаты показывают, что учет пластических деформаций незначительно влияет на максимальные значения абсолютных перемещений этажей и поэтажных сейсмических сил. Учет пластических деформаций существенно уменьшает (до двух раз) максимальные значения поперечных сил, а следовательно, напряженное состояние (нормальные и касательные напряжения). Уменьшение поперечных сил примерно пропорционально коэффициенту степени риска γ_k. При этом наибольшее уменьшение значений поперечных сил наблюдается при $\varphi_k = 0$; однако в этом случае на уровнях отдельных этажей наблюдаются образования непропорционально больших значений остаточных деформаций. Это явление по - видимому, следует объяснить упруго – пластическим внутренним резонансом при $\varphi_k = 0$, потому что, как только φ_k становится чуть больше нуля $(\varphi_k = 0.2)$, пиковые значения остаточных деформации сильно сглаживаются. Поэтому следует ожидать, что в действительности такие остаточные деформации не возникнут, так как вероятность одновременной потери полной жесткости всех тяжей незначительна. Как и в предыдущем примере, остаточные деформации не превышают 10-15% абсолютных перемещений этажей. Таким образом, принятое значение коэффициента риска $\gamma_k = 0.5$ для каркасных зданий можно считать оптимальным.

Приведенные примеры подтверждают, что по разработанной выше методике можно исследовать влияние локальных повреждений и выключающихся связей на сейсмостойкость любых зданий и сооружений, расчетные схемы которых приводятся к дискретной системе с конечным числом степеней свободы. Полученные результаты были учтены при составлении норм сейсмостойкого строительства Армении [97]. В частности в них вместе со значениями сейсмических сил S_k приведены также расчетные максимальные значения горизонтальных перемещений k - го этажа i - ой форм колебаний X_{ki} и перекосов этажей Δ_{Ki} в виде:

$$X_{Ki} \approx Agk_0\eta_{Ki}\left(\frac{T_i}{2\pi}\right)^2 \qquad (7.68)$$

$$\Delta_{Ki} = X_{Ki} - X_{K-1,i}$$

где g - ускорение свободного падения, A - расчетное ускорение грунта в долях от g; k_0 - коэффициент грунтовых условий, η_{Ki} - коэффициент формы колебаний, T_i - период i - ой формы колебаний. Обратим внимание на то, что в этих формулах не входят коэффициент допускаемых повреждений k_1, то есть соответствуют расчетам в упругой стадии.

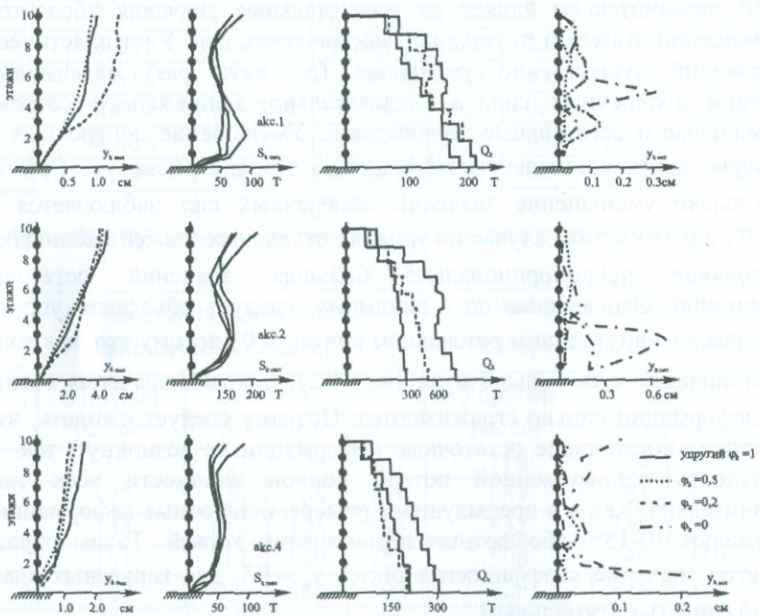


Рис 7.15. Сопоставление упругих и упруго-пластинчатых расчетов $\gamma_k = 0.5$

Основанием для этого служило вышеупомянутое явление, согласно которому значения перемещений с учетом упруго-пластических деформаций мало отличается от их значения при чисто упругих колебаниях. Об этом было указано также Н. Ньюмарком [65]. Что касается значения k_1, то благодаря выше приведенным исследованиям и экспериментальным исследованиям [4] в нормах [97] они изменяются в пределах $k_1 = 0.3 \div 0.7$, причем малые значения соответствуют металлическим конструкциям, большие значения – каменным. Средние значения k_1 соответствуют железобетонным конструкциям.

В заключении отметим, что так как при расчете равных конструкций на сейсмические воздействия подбор сечения h устанавливается по отношению величины суммарного изгибающего момента M и момента сопротивление $W=bh^2/6$ сечения, то при введении в расчет коэффициента k_1 или γ новая величина сечения $h(k_1)$ уменьшается исходя из соотношений:

$$\frac{Mh(1)}{h(1)^3} < [\sigma] \qquad \frac{k_1 Mh(k_1)}{h(k_1)^3} < [\sigma]$$

и будет иметь вид:

$$h(k_1)^2 = k_1 h(1)^2 \text{ или } h(k_1) = \sqrt{k_1} \cdot h(1) \tag{7.69}$$

Закономерности уменьшения сечения колон h в зависимости от величины коэффициента допустимых повреждений k_1- коэффициента показано на рисунке 7.16.

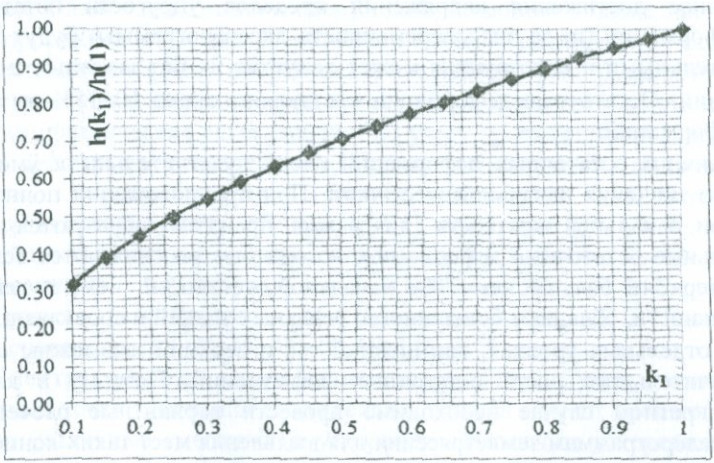


Рис 7.16. Уменьшения сечения колон h в зависимости от величины коэффициента допустимых повреждений k_1- коэффициента (риска проектирования γ)

Главные выводы из этих расчетов следующие:

- Значения максимальных перемещений упругих и упруго-пластических систем одинаковыми периодами свободных колебаний и параметров затухания примерно равны, когда значения коэффициента повреждений k_1 не меньше 0.25. Это позволяет динамические значения общих перемещений этажей (упругие+остаточные) и перекосов по i-ой форме при нормативном расчете, определить по формулам (7.68)
- при сейсмических воздействиях с учетом образования упруго-пластических деформаций предпочтительнее проверку надежности сейсмостойкости сооружения выполнить сравнением величин допустимых и образованных в результате землетрясения перемещений (упруго-

пластических), а не традиционным сопоставлением их прочность от обычных и сейсмических нагрузок, т.е. в место эпюр изгибающих моментов и поперечных сил необходимо варьировать эпюрами **динамических перемещений,** остаточных деформаций и углами поворотов перекрытий в вертикальных и горизонтальных плоскостях. Здесь необходимо подчеркнуть, что речь идет о динамических перемещениях и перекосах по формулам (7.68) (без коэффициента k_1), а не о перемещениях от статически приложенных нормативных сейсмических сил с умножением на k_1;

- остаточные деформации для зданий с периодом свободных колебаний $T_1<0.6$ сек не значительны и составляют десятые доли сантиметра. Это обстоятельство свидетельствует о том, что пластические свойства конструкции могут играть существенно положительную роль особенно в жестких системах. Так как в таких системах, не смотря даже на очень раннее достижения напряжений пределов упругости остаточные деформации (из-за знакопеременности акселерограммы) будут незначительными и конструкция может допустит их без заметных повреждений. Остаточные деформации составляют около 10÷15%-ов общих деформаций;
- величина остаточных деформаций очень чувствительны к уменьшению значения начальной жесткости. При предположении полной потери начальной жесткости (диаграмма Прандтля) образуются значительные остаточные деформации, но они быстро снижаются если эта потеря не больше чем 70% начальной жесткости, чем, в действительности, обладают большинство реальных зданий и сооружений;
- на отдельных уровнях, как нижний так и верхний, возможны случаи значительного роста остаточных деформаций. Поэтому в каждом конкретном случае необходимо провести вариантные расчеты по акселерограммам землетрясения для выявления мест таких концентраций остаточных деформаций и принятия соответствующих конструктивных мер для их смягчения.

Глава 8. ВЛИЯНИЕ РАЗЛИЧНЫХ ФАКТОРОВ НА ПОВЕДЕНИЕ СООРУЖЕНИЯ ПРИ СЕЙСМИЧЕСКИХ ВОЗДЕЙСТВИЯХ

8.1. Сейсмические воздействия на протяженные в плане здания и сооружения

При обычных расчетах сооружений на сейсмические воздействия в качестве расчетной схемы принимается консольный брус со сосредоточенными массами. При этом предполагается, что все основание под сооружением одновременно получает одни и те же ускорения и перемещения. Для сооружений незначительных размеров, возводимых на скальных грунтах, такая расчетная схема может считаться вполне приемлемой. Однако для зданий и сооружений, имеющих в плане значительную протяженность, такая расчетная схема неадекватно отражает действительную картину динамического поведения конструкции и может привести к существенным погрешностям. Из-за сложности задачи пока не имеются практические рекомендации по учету протяженности при расчетах на сейсмическое воздействие. Первые исследования, посвященные влиянию протяженности, были выполнены Г. Хаузнером, И.Л.Корчинским, А.П.Синицыным, Ш.Г.Напетваридзе [36, 59, 90, 183]. В дальнейшем различным аспектам этой проблемы были посвящены работы А.Б.Гроссмана, А.А.Петрова и С.В.Базилевского, М.Ф. Барштейна, А.А. Грилль, В.К. Егупова, М.А. Марджанишвили, Г.Л. Никипорца, Л.Ц. Ценова и др, [18, 23, 38, 43, 62, 69, 146, 195].

Спектры реакции протяженных сооружений. Будем считать, что различные точки основания сооружения в данный момент времени испытывают различные смещения и ускорения. Обозначим ускорения точек основания через $y_0''(t,x)$. В настоящее время, пока отсутствуют записи ускорения и смещения грунта близких друг к другу точках грунта, поэтому судить о характере $y_0''(t,x)$ нет возможности. Учитывая также, что длина сооружения в плане значительно меньше, чем эпицентральное расстояние, будем считать, что распространяющееся сейсмическое возмущение, оставаясь постоянным, доходит до данной точки основания сооружения с определенной скоростью v, величина которой зависит от грунтовых условий данной местности. В таком предложении функцию ускорения $y_0''(t,x)$ можно представить в виде $y_0''\left(t-\frac{x}{v}\right)$. Для получения спектра сейсмических [113] реакций с учетом протяженности сооружения, рассмотрим простую рамную систему с одной степенью свободы (рис. 8.1, а).

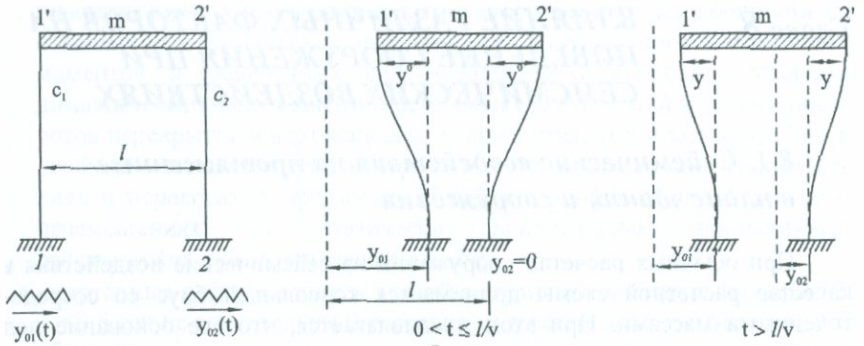


Рис.8.1. Расчетные схемы при учете протяженности сооружения

Для упрощения будем считать ригель рамы абсолютно жестким с массой m совершающим поступательные перемещения. Жесткости стоек соответственно обозначим через c_1 и c_2, а расстояние между стойками через l. В общем случае будем считать, что левая опора рамы колеблется с законом $y_{01}(t)$, а правая - $y_{02}(t)$. Будем считать, что сейсмическая волна распространяется от левой опоры к правой со скоростью v. В промежутке времени $0 < t < \frac{l}{v}$ кинематическая схема движения системы будет иметь вид, показанный на рис. 8.1, б. Абсолютное перемещение инертной массы (ригеля) в этом случае будет $y_{01} - y^0$ где y^0 - деформация системы. Согласно принципу Даламбера для составления уравнения равновесия необходимо к массе приложить реакции от перемещения опор и силу инерции- $m\left(y_{01} - y^0\right)''$. Реакция от перемещения нижней левой опоры 1 (рис. 8.1, а) на уровне верхней точки 1'(на уровне массы) будет $+c_1 y_1$ и от перемещения верхней точки 1' на том же уровне $-c_1\left(y_{01} - y^0\right)$, и от перемещения верхней точки 2' :— $c_2\left(y_{01} - y^0\right)$. Поэтому уравнение равновесия будет иметь вид

$$-m\left(y_{01} - y^0\right)'' + c_1 y_1 - c_1\left(y_{01} - y^0\right) - c_2\left(y_{01} - y^0\right) = 0 \quad (8.1)$$

или

$$m y^{0''} + \left(c_1 + c_2\right) y^0 + c_2 y_{01} = m y_{01}'' \quad (8.2)$$

При этом $y^0 = 0$, $y^{0'} = 0$, когда t=0.

После момента $t > \frac{l}{v}$, когда правая опора также начнет перемещаться, кинематическая схема будет иметь вид, показанный на

рис. 8.1, в. В этом случае абсолютное перемещение системы будет $y_{01} - y$, где y-деформация системы. Сила инерции, как и до $t < \frac{l}{v}$ будет- $m\left(y_{01}'' - y''\right)$, а реакции на уровне массы от перемещения опор будут: левой нижней опоры $1 + c_1 y_{01}$ левой верхней опоры $1' - c_1(y_{01} - y)$, правой нижней опоры $2 + c_2 y_{02}$ и правой верхней опоры $2' - c_2(y_{01} - y)$ (так как точки $1'$ и $2'$ должны иметь одинаковое перемещение). Следовательно, уравнение равновесия будет иметь вид

$$-m(y_{01} - y)'' + c_1 y_{01} - c_1(y_{01} - y) + c_2 y_{02} - c_2(y_{01} - y^0) = 0$$

или

$$my'' + (c_1 + c_2)y + c_2(y_{02} - y_{01}) = my_{01}'' \tag{8.3}$$

При этом $t = \frac{l}{v}$, $y = y_0$, $y' = y_0'$

Если предположить, что обе опоры вовлекаются в движение одновременно с одинаковым законом $y_{01} = y_{02}$, то из уравнения (8.3) получим обычное уравнение линейного осциллятора, применяемое в инженерной сейсмологии. Принимая жесткости стоек $c_1 = c_2 = c$, (как это часто имеет место), а поглощение энергии при колебаниях по эквивалентной гипотезе Фойгта, и учитывая вышесказанное подставляя

$$y_{02}(t) = y_{01}\left(t - \frac{1}{v}\right) = y_0\left(t - \frac{1}{v}\right)$$

из (8.3) получим

$$y'' + \left(\frac{2\pi}{T}\right)^2 y + \frac{2\delta}{T}y' = y_0''(t) + \frac{1}{2}\left(\frac{2\pi}{T}\right)^2\left[y_0\left(t - \frac{1}{v}\right) - y_0(t)\right], \tag{8.4}$$

где T— период свободных колебаний;

δ— декремент колебания.

Общее решение уравнения (8.4) будет:

$$y = e^{-\frac{\delta}{T}t}\left(y^0 \cos\frac{2\pi}{T}t + \frac{y^{0'} + \frac{\delta}{T}y^0}{\frac{2\pi}{T}}\sin\frac{2\pi}{T}t\right) + \tag{8.5}$$

$$+\frac{T}{2\pi}\int_0^t\left\{y_0''(\xi) + \frac{1}{2}\left(\frac{2\pi}{T}\right)^2\left[y_0(\xi) - y_0\left(\xi + \frac{1}{v}\right)\right]\right\}e^{-\frac{\delta}{T}(t-\xi)}\sin\frac{2\pi}{T}(t-\xi)d\xi,$$

где y^0 и $y^{0'}$ вычисляются из первоначального уравнения (8.2), при $t = l/v$.

Таким образом, как видно из выведенных формул, при учете протяженности сооружения его напряженно-деформированное состояние будет зависеть не только от ускорения грунта (акселерограммы), но я от его перемещения (сейсмограммы). Кроме того, как видно из (8.5), дополнительные напряжения и перемещения, связанные с протяженностью сооружения зависят не только от длины сооружения и скорости распространения сейсмической волны на данном грунтовом участке, но и от периода свободных колебаний самого сооружения.

По предыдущим результатам аналогично можно исследовать сейсмические колебания одноэтажной рамы с n стойками, расположёнными на расстоянии l_k (рис. 8.2). Когда сейсмическая волна в момент времени $t_k = \frac{\sum_{i=1}^{k} l_k}{v}$ достигает, k-ой опоры, движение системы будет выражаться уравнением

$$-m\left(y''_{01} - y''_k\right) + \sum_{i=1}^{n} c_i y_{0i} - \sum_{i=1}^{n} c_i \left(y_{01} - y_k\right) = 0, \quad k = 1,2,\ldots,n-1 \tag{8.6}$$

с начальными условиями

при $t_k = \frac{\sum_{i=1}^{n} l_i}{v}$, $y_k = y_{k-1}$, $y'_k = y'_{k-1}$, $k = 1,2,\ldots,n-1$.

После момента $t_k = \frac{\sum_{i=1}^{n} l_i}{v}$, когда сейсмическая волна достигнет крайней опоры (вовлекутся в движение все опоры) уравнение движения будет иметь вид

$$-m\left(y''_{01} - y''\right) + \sum_{t=1}^{n} c_i y_{0i} - \sum_{t=1}^{n} c_i \left(y_{0i} - y\right) = 0, \tag{8.7}$$

где через y обозначена деформация системы после прохождения сейсмической волны через все основание сооружения. Начальные условия для уравнения (8.7) будут:

при $t_k = \frac{\sum_{i=1}^{n} l_i}{v}$, $y = y_{n-1}$, $y' = y'_{n-1}$,

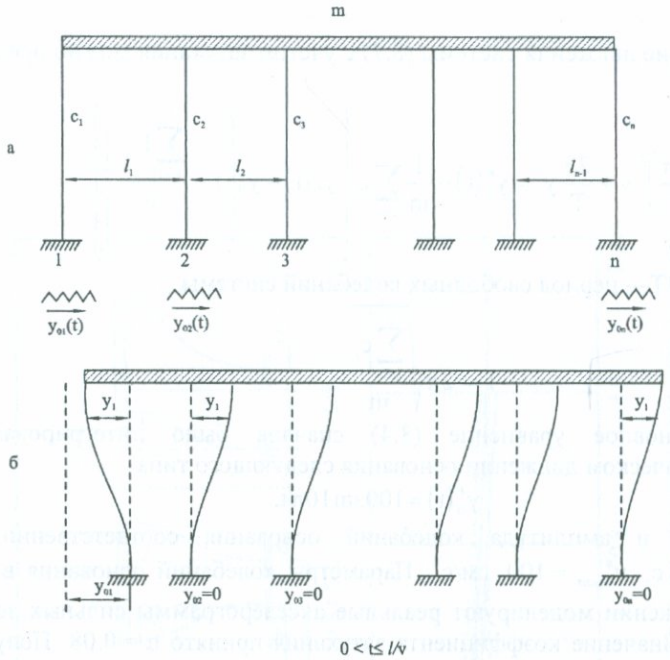


Рис.8.2. Расчетная схема многопролетной рамы с учетом протяженности

При выводе вышеприведенных уравнений движения не учитывалось поглощение колебания. По эквивалентной гипотезе вязкого сопротивления этот учет не представляет особых затруднений, как это было в случае однопролетной рамы. Так как время прохождения сейсмической волны под сооружением, т. е. $\sum_{i=1}^{n} \frac{l_i}{v}$, значительно меньше; чем продолжительность всего землетрясения, то влиянием затухания колебаний за это время можно пренебречь.

Таким образом, до момента $t = \sum_{i=1}^{n} \frac{l_i}{v}$ движение системы будет выражаться уравнением типа (8.6) со стыкующими начальными условиями. После прохождения волны, учитывая малость $\sum_{i=1}^{n} l_i$ сравнению с эпицентральным расстоянием, т. е. принимая

$$y_{0k}(t) = y_0\left(t - \frac{\sum_{i=1}^{k} l_i}{v}\right),$$

уравнение движения системы (8.7) с учетом затухания можно представить в виде

$$y'' + \left(\frac{2\pi}{T}\right)^2 y + \frac{2\delta}{T} y' = y_0''(t) + \frac{1}{m}\sum_{i=1}^{n} c_i \left[y_0(t) + y_0\left(t - \frac{\sum_{k=1}^{i} l_{i-1}}{v} \right) \right], \qquad (8.8)$$

где T— *период свободных колебаний системы*

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n} c_i}{m}}.$$

Основное уравнение (8.4) сначала было интегрировано при гармоническом движении основания следующего типа

$$y_0''(t) = 100\sin 10\pi t. \qquad (8.9)$$

Период и амплитуда колебаний основания соответственно равны $T_0 = 0.2$ с, $y''_{0max} = 100$ см/с^2. Параметры колебаний основания в первом приближении моделируют реальные акселерограммы сильных землетрясений. Значение коэффициента затухания принято $\alpha = 0.08$. Полученный спектр ускорений показан на рис. 8.3. Из рисунка видно. что учет протяженности приводит к существенному изменению характера резонансной кривой.

Для периодов $T < 0.2$ с учет протяженности увеличивает динамический коэффициент до 2 и более раз. При $0.2 < T < 0.4$ с динамический коэффициент уменьшается в 1.5 - 1.7 раза, а после $T > 0.4$ с влиянием протяженности можно пренебречь. Для некоторых значений резонансная кривая принимает обратную форму. Интересное явление происходит с величиной резонансного пика, который периодически уменьшается или возрастает в зависимости от значения L/v_0 (рис. 8.6).

Отсюда следует, что если бы колебания грунта были гармоническими, то для данных грунтовых условий длину сооружения можно было бы подобрать таким образом, что сдвиг фаз между колебаниями опор был

$$\frac{L}{v_0} = \frac{T_0}{2} + kT_0; \quad k = 0,1,2,..., \qquad (8.10)$$

где T_0 - преобладающий период колебания грунта. В таком случае сооружение не будет подвергаться динамическому воздействию (динамический коэффициент стремится к единице). По уравнению (8.4) были построены спектры реакций $\tau(T,\delta,t) = y''(t) + y_0''(t)$ как для обычных сооружений

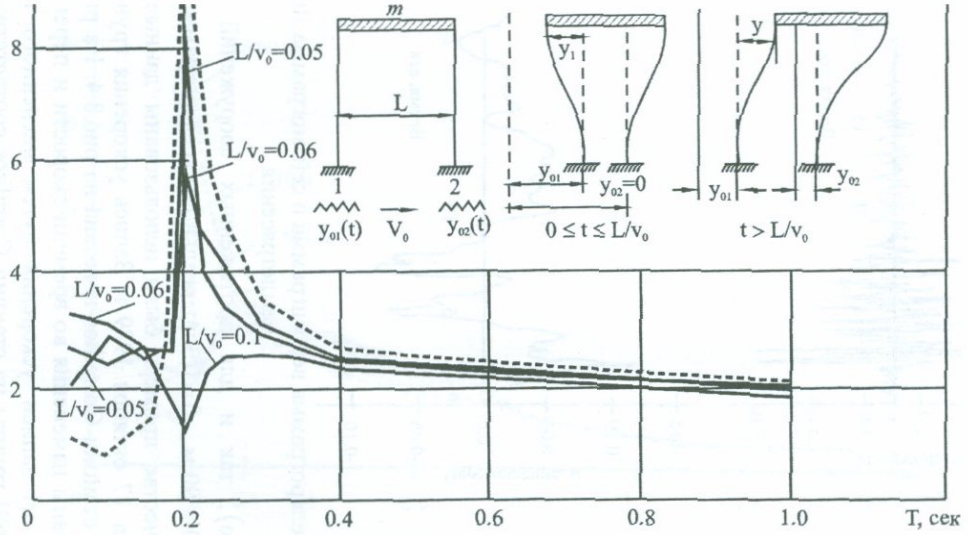


Рис. 8.3. Спектры ускорений протяженных сооружений при гармоническом движении основания

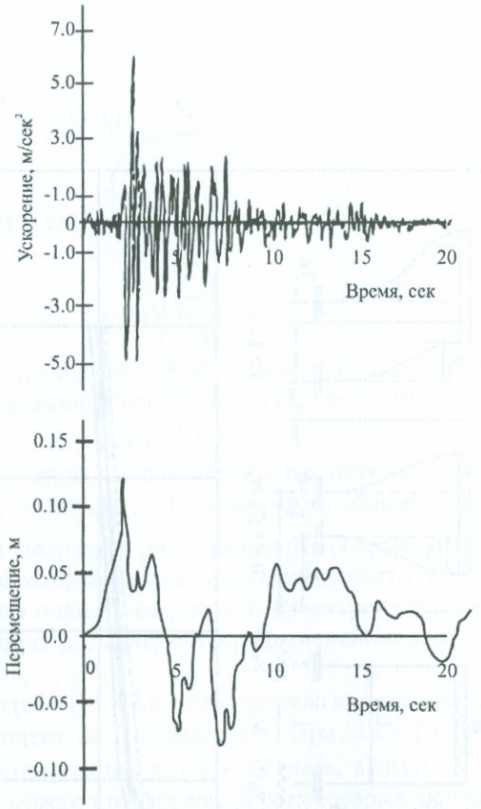


Рис 8.4. Акселерограмма велосиграмма и сейсмограмма Лома-Приетского землетрясения

$(L = 0,\ V = \infty)$, так и для протяженных сооружений с параметрами $L = 24; 36; 60$ и 90 м, $\delta = 0.3$ по реальной акселерограмме землетрясения [130]. В качестве примера были использованы данные землетрясения Лома Приета 17 октября 1989 г. Запись ускорения грунта этого землетрясения на станции Corralitos показана на рис.8.4. На рисунке одновременно показаны изменения во времени скорости и перемещения грунта, полученные из записи ускорения путем численного интегрирования. Согласно [169] грунты на станции Corralitos соответствуют оползневым отложениям, для которых величина скорости распространения волн сдвига v_s была принята равной 600 м/с. Спектры реакций, построенные согласно уравнению (8.4), показаны на рис.8.5. Как видно из рисунка, учет протяженности приводит к существенному изменению очертания спектра

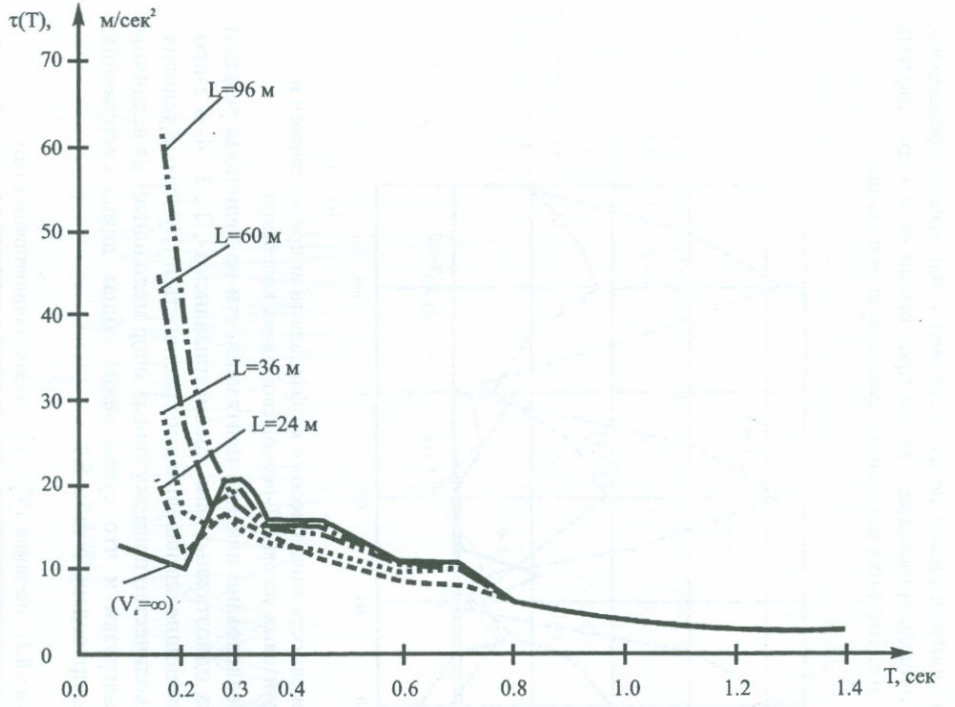


Рис 8.5. Спектр реакции Лома-Приетского землетрясения при различной длине сооружения L, при $v_s = 600$ м / с

обычный спектр без учета протяженности

реакций. Как следует из обычного спектра реакций, преобладающий период колебания (по ускорению) примерно равен $T_0 = 0.3$ с. Из рисунка видно, что ускорения жестких $(T < 0.3$ с$)$ большепролетных сооружений, при учете их протяженности значительно увеличиваются, тогда как ускорения гибких протяженных сооружений $(T > 0.3$ с$)$ наоборот уменьшаются, но в меньшей степени. Для очень гибких сооружений $(T > 1.0$ с$)$ учет протяженности не существенен и им можно пренебречь, т.е. имеет место аналогичное явление, которое имело место при простых гармонических воздействиях основания, рассмотренное выше.

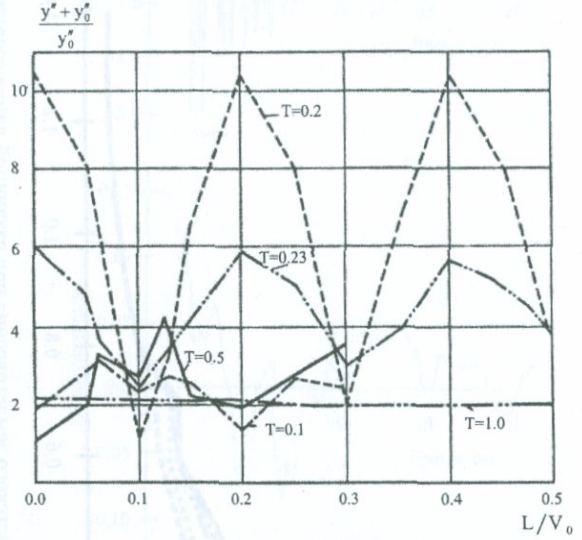


Рис. 8.6. Зависимость динамического коэффициента от протяженности и грунтовых условий Т-период свободных колебаний.

Было исследовано влияние протяженности на величины реакций многопролетных одноэтажных рам. Рассматривались 1-, 2-, 3-, 4- и 5-пролетные рамы, имеющие одинаковые протяженность и грунтовые условия. Оказалось, что количество промежуточных опор мало влияет на величины сейсмической нагрузки и что существенна общая длина сооружения. Данные расчеты приведены в табл. 8.1.

Таблица 8.1. Значения $(y''_0 + \bar{y}'')$ (в см/с^2) одноэтажных рам

Период. с	Количество пролетов				
	1	2	3	4	5
0.2	205.0	248.7	205.0	199.0	227.0
0.4	231.6	232.6	231.6	231.3	231.2
0.6	226.1	225.9	226.1	226.1	226.2
1.0	214.2	214.1	214.2	214.1	214.2

В некоторых случаях задачу об учете протяженности сооружения можно решить путем осреднения ускорения грунта и предписания его ко всему основанию сооружения, т.е. принимая в качестве исходного ускорения грунта [38, 69]:

$$y''_{0,cp}(t)=\frac{v_0}{L}\int_0^{L/v_0} y''_0(t-\xi)d\xi, \qquad (8.11)$$

По акселерограммам некоторых землетрясений были определены значения $y''_{0,cp}(t)$ путем численного интегрирования с помощью выражения (8.11). Полученные результаты (рис. 8.8) показывают, что влиянием протяженности для сооружений и грунтов, для которых $v_0/L>10$, можно пренебречь. При $v_0/L<10$ приближенно можно считать:

$$y''^{\max}_{0cp}=(1-2L/v_0)y''^{\max}_0.$$

Поскольку при осреднении частотные характеристики акселерограммы изменяются незначительно, то для реакций сооружений будет иметь место аналогичное явление. Практический интерес представляет исследование интеграла (8.11) по реальным записям ускорения грунта. Для некоторых акселерограмм землетрясений были определены значения $y''_{0\,cp}(t)$ путем численного интегрирования (рис. 8.7).

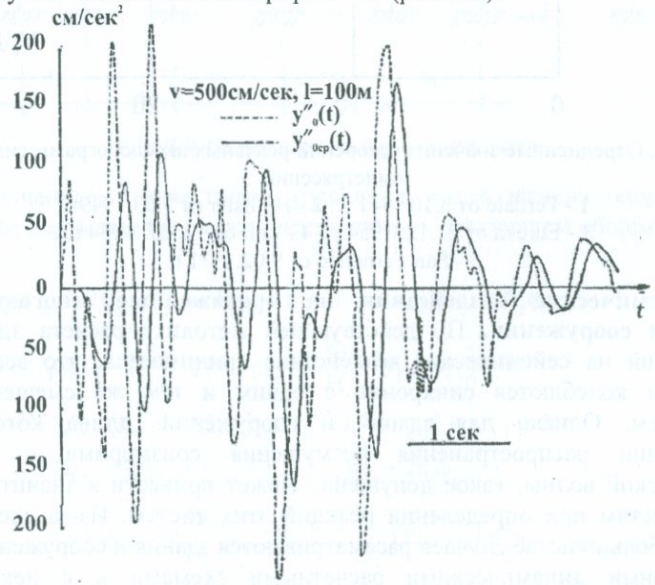


Рис 8.7. Сравнение значений $y''_0(t)$ и $y''_{0cp}(t)$ по формуле (8.11).

По *полученным* результатам на рис.8.8 построены зависимости $y''^{ср}_{0max}/y''_{omax}$ от отношения v/1, которые показывают, что влияние протяженности существенно только для таких сооружений и грунтов, для которых отношение $v/1<10$, при т $v/1>10$ влиянием протяженности можно пренебречь.

Поскольку при осреднении частотная характеристика акселерограммы изменяется незначительно (рис. 8.7), то для реакций сооружения также будет иметь место аналогичное явление.

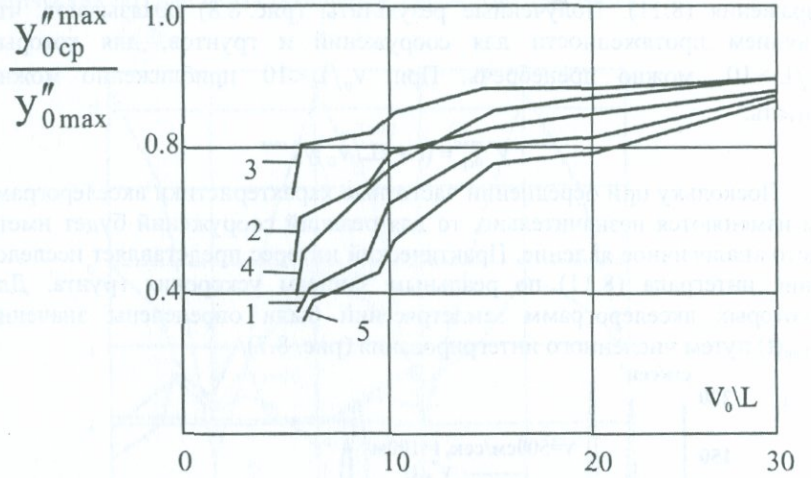


Рис. 8.8. Осредненные значения ускорений реальных акселерограмм сильных землетрясений

1 - Ferdale от 3.10.1941 г.; **2** - Hollister от 9.03.1949г.;
3 - Eureka от 21.12. 1954 г.; **4** - Taft от 12. 01. 1954 г.;.
5 - San-Fernando от 9.02.1971 г.

Сейсмические воздействия на протяженные многоэтажные здания и сооружения. По действующей методике расчета зданий и сооружений на сейсмическое воздействие принимается, что все точки основания колеблются синхронно с одним и тем же смещением и ускорением. Однако для зданий и сооружений, длина которых в направлении распространения возмущения соизмерима с длиной сейсмической волны, такое допущение может привести к значительным погрешностям при определении реакций этих систем. Из-за сложности задачи в большинстве случаев рассматриваются здания и сооружения с простейшими динамическими расчетными схемами и с некоторым упрощением уравнений движения. Ниже выведены уравнения движений протяженных многоэтажных рам с учетом начальной фазы прохождения сейсмических волн. Рассмотрим многоэтажное каркасное здание

(рис. 8.9). Динамическая расчетная схема принимается в виде системы с конечным числом степеней свободы.

Уравнения движения с учетом протяженности можно получить, если составить уравнения равновесия методом деформации при статическом горизонтальном движении опор [77], а затем в уравнениях поперечных сил в соответствии с принципом Даламбера прибавить инерционные силы.

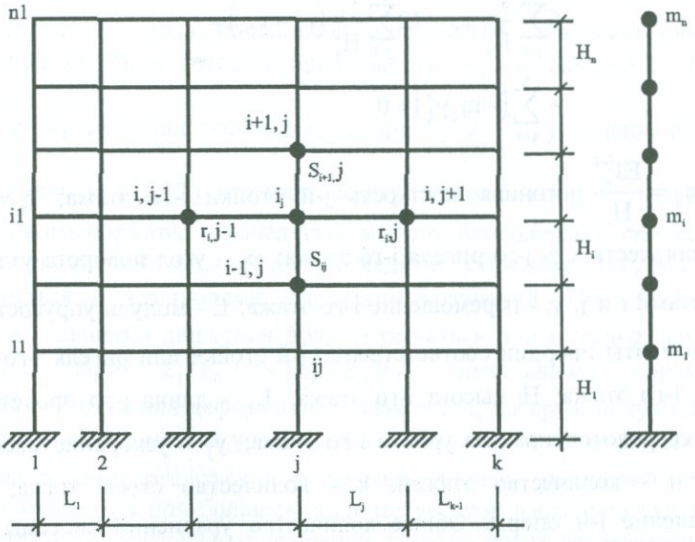


Рис. 8.9. Схема каркаса и расчетная схема

Полученные таким путем уравнения, когда каждая опора имеет некоторое перемещение, можно представить в следующем общем виде:

$$
\begin{aligned}
&2s_{ij}\varphi_{i-1,j} + 2r_{i,j-1}\varphi_{i,j-1} + 4\left(s_{i,j} + r_{i,j-1} + r_{ij} + s_{i+1,j}\right)\varphi_{ij} + 2r_{ij}\varphi_{i,j+1} + \\
&+ 2s_{i+1,j}\varphi_{i+1,j} - 6\frac{s_{ij}}{H_i}\left(y_i - y_{i-1}\right) - 6\frac{s_{i+1,j}}{H_{i+1}}\left(y_{i+1} - y_i\right) = 0; \\
&i = 2,3,\ldots,n;\ \ j = 1,2,\ldots,k;\ \ r_{io} = r_{ik} = s_{n+1,j} = y_{n+1} = 0; \\
&2r_{1,j-1} + 4\left(s_{1,j} + r_{1,j-1} + r_{1,j} + s_{2j}\right)\varphi_{1j} + 2r_{1j}\varphi_{1,j+1} + \\
&+ 2s_{2j}\varphi_{2j} - 6\frac{s_{1j}}{H_1}\left(y_1 - y_{0j}\right) - 6\frac{s_{2j}}{H_2}\left(y_2 - y_1\right) = 0; \\
&j = 1,2,\ldots,k;\ \ r_{1,0} = r_{1,k} = 0;
\end{aligned}
\qquad (8.12)
$$

$$6\sum_{j=1}^{k}\frac{s_{ij}}{H_i}\left(\varphi_{ij}+\varphi_{i-1,j}\right)-12\sum_{j=1}^{k}\frac{s_{ij}}{H_j^2}\left(y_i-y_{i-1}\right)+$$

$$+\sum_{\xi=1}^{n}\left(-m_\xi y''_\xi\right)=0$$

$$i=2,3,\ldots,n;$$

$$6\sum_{j=1}^{k}\frac{s_{1j}}{H_i}\varphi_{1j}-12\sum_{j=1}^{k}\frac{s_{1j}}{H_1^2}\left(y_1-y_{0j}\right)+$$

$$+\sum_{\xi=1}^{n}\left(-m_\xi y''_\xi\right)=0$$

где $s_{ij}=\frac{EJ_{ij}^{(s)}}{H_i}$ *погонная жесткость j-й стойки i-го этажа;* $r_{ij}=\frac{EJ_{ij}^{(r)}}{L_i}$ - погонная жесткость j-го ригеля i-го этажа; φ_{ij} - угол поворота узла с координатами i и j; y_i - перемещение i-го этажа; E - модуль упругости; $I_{ij}^{(s)}$, $I_{ij}^{(r)}$ - *моменты инерции* соответственно j-й стойки или ригеля *i*-го этажа; высота i-го этажа; H_i высота i-го этажа; L_j - длина j-го пролета; m_i - масса, сосредоточенная на уровне i-го этажа; y''_j - ускорение массы j-го этажа; n - количество этажей; k - количество стоек этажа; y_{0j} - перемещение j-й опоры. Общее количество уравнений системы (8.12) равно kn + n. Так как рассматриваемая система имеет n степеней свободы, то и *количество неизвестных, определяющих деформированное* состояние, должно быть равно n. Если решить часть системы уравнений (8.12), представляющих условия равенства моментов в узлах, относительно, и подставить полученные таким путем зависимости $\varphi_{ij}=f_{ij}\left(y_i\right)$ в остальную часть уравнений, то получим точно n уравнений движения. Уравнения движения рамы (8.12) составлены для случая, когда *каждая опора* имеет определенное перемещение y_{0j}. Однако при более детальном анализе *колебательного движения системы следует учитывать* также начальный момент прохождения сейсмической волны [113].

При распространении возмущения, например, слева направо сначала будет двигаться первая, затем вторая и уже после некоторого времени *вовлекутся в движение все* опоры. Здесь естественнее предполагать, что возмущение распространяется с постоянной, зависящей *от грунтовых* условий скоростью v_0. Отсюда следует, что между перемещениями отдельных опор имеется зависимость

$$y_{0i}(t) \approx y_{01}\left(t - \sum_{q=1}^{i} \frac{L_q}{v_0}\right).$$

При движении только первой опоры поведение системы описывается первыми уравнениями системы (8.12), в которых остальные перемещения опор принимаются равными нулю, т.е. $y_{0j} = 0$, $j > 1$. Решение этой системы справедливо при $0 < t < L_1/v_0$. При $L_1/v_0 < t < (L_1 + L_2)/v_0$, когда движется и вторая опора, поведение системы описывается системой уравнений (8.12), в которых принимается $y_{0j} = 0$ для $j > 2$. А когда вовлекутся в движение все опоры, т.е. при $t > \sum_{q=1}^{k-1} \frac{L_q}{v_0}$, уравнения движения будет иметь вид (8.12), где уже все перемещения опор y_{0j} отличны от нуля. Таким образом, в начальный момент прохождения сейсмической волны от первой опоры до последней движения системы будут описываться с различными системами уравнений. При $0 < t < L_1/v_0$ система уравнений движения должна решаться при нулевых начальных условиях. При $L_1/v_0 < t < (L_1 + L_2)/v_0$ начальными параметрами являются те значения деформаций и скоростей, которые получились при решении первой системы уравнений в точке $t = L_1/v_0$. Соответствующим образом должны решаться и остальные системы уравнений. Решение систем уравнений при большом количестве опор несколько увеличивает количество вычислительных операций. Однако, как будет показано ниже, при определении реакций многопролетных рам удовлетворительные результаты можно получить также, если при начальном прохождении волны учитывать лишь крайние опоры, т.е. принимать, что движение системы описывается всего двумя различными системами уравнений - при $0 < t < \sum_{q=1}^{k-1} \frac{L_q}{v_0}$ и при $t > \sum_{q=1}^{k-1} \frac{L_q}{v_0}$.

В случае, когда жесткость ригелей в несколько раз больше жесткости стоек, мы можем принимать перекрытие недеформируемым. Уравнение движения для такой системы будет иметь сравнительно простой вид: принимая в (8.12) $\varphi_{ij} = 0$, получим:

$$\begin{aligned} &\sum_{\xi=i}^{n} m_\xi y''_\xi + 12 \sum_{j=1}^{k} \frac{s_{ij}}{H_i^2}(y_i - y_{i-1}) = 0; \quad i = 2,3,\ldots,n; \\ &\sum_{\xi=1}^{n} m_\xi y''_\xi + 12 \sum_{j=1}^{k} \frac{s_{1j}}{H_1^2}(y_1 - y_{0j}) = 0. \end{aligned} \tag{8.13}$$

Эти уравнения путем простых алгебраических преобразований можно привести к виду

$$\begin{aligned} &m_i y_i'' - a_{i+1}(y_{i+1} - y_i) + a_i(y_i - y_{i-1}) = 0, \\ &i = 2,3,\ldots,n \\ &m_1 y_1'' - a_2(y_2 - y_1) + \sum_{j=1}^{k} a_{ij}(y_1 - y_{0j}) = 0, \end{aligned} \tag{8.14}$$

где $a_i = 12\sum_{j=1}^{k}\frac{s_{ij}}{H_i^2}$; $i = 1,2,\ldots,n$.

В некоторых случаях удобнее в уравнениях (8.14) произвести замену переменных. Обозначая $\bar{y}_i = y_i - y_{01}$ и учитывая затухание по гипотезе Фойгта (в несколько видоизмененном виде [109]), получим

$$\begin{aligned} &m_i(\bar{y}_i + y_{01})'' - a_{i+1}(\bar{y}_{i+1} - \bar{y}_i) - \frac{a_{i+1}}{\omega}\alpha_{i+1}(\bar{y}_{i+1} + \bar{y}_i)' + \\ &+ a_i(\bar{y}_i - \bar{y}_{i-1}) - \frac{a_i}{\omega}\alpha_i(\bar{y}_i - \bar{y}_{i-1})' = 0, \quad i = 2,3,\ldots,n \\ &m_1(\bar{y}_1 + y_{01})'' - a_2(\bar{y}_2 - \bar{y}_1) - \frac{a_2}{\omega}\alpha_2(\bar{y}_2 - \bar{y}_1)' + \\ &+ \sum_{j=1}^{k} a_{1j}(\bar{y}_1 + y_{01} - y_{0j}) + a_1\frac{\alpha_1}{\omega}\bar{y}_1' = 0 \ , \end{aligned} \tag{8.15}$$

где α_k - коэффициент затухания k-го этажа; ω- частота основного тона свободных колебаний. В уравнениях (8.15) принято, что поглощение энергии первого этажа при несинхронных колебаниях опор такое же, как и при синхронных колебаниях. Такое допущение приведет к несущественному изменению затухания всей системы, но к значительному упрощению задачи при численном решении уравнений движения, когда задана сейсмограмма или акселерограмма землетрясения. Таким образом, уравнения движения можно решить относительно как абсолютных перемещений y_i, так и относительных перемещений $\bar{y}_i$. В первом случае используется только акселерограмма, а во втором случае - сейсмограмма и акселерограмма землетрясения. Из (8.15) при $y_{01} = y_{0j} = y_0$ получаются уравнения движения при синхронных колебаниях опор [109].

Представим аналитическое решение систем уравнений (8.15) в интервале $\sum_{q=1}^{j}\frac{L_q}{v_0} < t_j < \sum_{q=1}^{j+1}\frac{L_q}{v_0}$, где j-количество колеблющихся опор. Для простоты получаемых формул начало отсчета времени в каждом интервале примем равным нулю. Сейсмическая нагрузка i-го этажа S_i в этом интервале определяется выражением

$$S_i = -m_i \sum_{r=1}^{n} e^{-\frac{\alpha_r}{2}\omega_r t} \left(\omega_r C_{ir} \frac{|C_{ir}|^*}{|C_{ir}|} \sin \omega_r t + \omega_r^2 \frac{C_{ir}|C_{ir}|^{**}}{|C_{ir}|} \cos \omega_r t \right) +$$

$$+ m_i \sum_{r=1}^{n} \eta_{ir} \omega_r \int_0^t y_o''(\xi) \cdot e^{-\frac{\alpha_r}{2}\omega_r (t-\xi)} \sin \omega_r (t-\xi) d\xi +$$

$$+ m_i \sum_{r=1}^{n} \overline{\eta}_{ir} \omega_r \sum_{q=1}^{j} a_{iq} \int_0^t [y_{0j}(\xi) - y_{01}(\xi)] \cdot e^{-\frac{\alpha_r}{2}\omega_r (t-\xi)} \sin \omega_r (t-\xi) d\xi,$$

где C_{ir} - нормированные значения перемещений i-го этажа при свободных колебаниях по r-й форме; η_{ir} - коэффициент формы колебаний, принятой в СНиП:

$$\overline{\eta}_{ir} = C_{1r} \frac{C_{ir}}{\sum_{i=1}^{n} m_i C_{ir}^2}; \quad \eta_{ir} = C_{ir} \frac{\sum_{i=1}^{n} m_i C_{ir}}{\sum_{i=1}^{n} m_i C_{ir}^2};$$

$|C_{ir}|$ - определитель соответствующих коэффициентов; $|C_{ir}|^*$, $|C_{ir}|^{**}$ - определители, в которых *r*-й столбец заменен соответственно числами $y_1(0),...,y_n(0)$; $y_1'(0),...,y_n'(0)$. При синхронных колебаниях опор из (8.15) получается обычная формула для определения сейсмических сил [109].

Выше были рассмотрены вопросы сейсмостойкости протяженных в плане сооружений при горизонтальных колебаниях. Протяженность сооружения может иметь существенное влияние на величины реакций и при вертикальных сейсмических колебаниях. Этот вопрос рассмотрим на примере колебаний висячих покрытий.

В сейсмических районах большепролетные общественные и промышленные сооружения за последние годы получают широкое применение. Разработка методов расчета таких сооружений на вертикальное сейсмическое воздействие имеет важное теоретическое и практическое значение. В работе [152] была разработана методика определения динамических характеристик, а также сейсмической нагрузки для висячего покрытия круглого очертания с радиальным расположением вант нагруженной равномерно-распределенной нагрузкой по всей поверхности покрытия, опорный контур которого колеблется в вертикальной плоскости по произвольному закону. Благодаря осевой симметрии покрытий и нагрузки работа всех элементов одинакова, что позволяет свести расчет пространственной системы к расчету отдельной плоской системы.

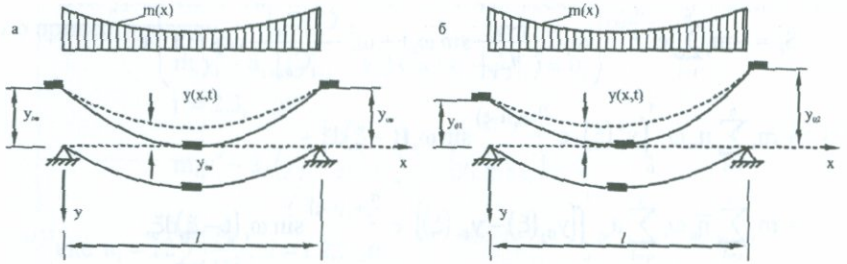


Рис. 8.10. Схема и распределение масс гибкой нити вантового покрытия *а* - при синхронном колебании опор, *б* - несинхронном колебании опор

При этом принималось, что опорный контур недеформируемый и все основание под сооружением колеблется по одной фазе с одними и теми же ускорениями и перемещениями (рис.8.10,а).Теперь, будем считать, что покрытие опирается на отдельные опоры, каждая из которых совершает самостоятельное вертикальное движение по произвольному закону (8.10,б). Расчетную схему сооружения будем рассматривать как гибкую нить с начальным натяжением N_0. Переносное перемещение нити в точке с координатой *x* можно представить в виде линейной функции

$$y_{01b} + \frac{y_{02b} - y_{01b}}{l} x .$$

Абсолютное перемещение нити в точке x будет

$$y(x,t) + y_{01b}(t) + \frac{y_{02b}(t) - y_{01b}(t)}{l} x ,$$

где $y(x,t)$ - ее деформация. Аналогично уравнению, выведенному в работе [152], уравнение вынужденных колебаний нити можно представить в виде

$$-N_0 \frac{\partial^2 y}{\partial x^2} + m(x)\left[\frac{\partial^2}{\partial t^2}\left(y(x.t) + y_{01b}(t) + \frac{y_{02b}(t) - y_{01b}(t)}{t} x\right)\right] = 0$$

или

$$-N_0 \frac{\partial^2 y}{\partial x^2} + m(x)\frac{\partial^2 y}{\partial x^2} = -m(x)\left[y''_{01b} + \frac{y''_{02b} - y''_{01b}}{t} x\right] . \qquad (8.16)$$

Решение уравнения (8.16) ищем в виде

$$y(x,t) = \sum_{i=1}^{\infty} Y_i(x) \cdot U(t) , \qquad (8.17)$$

где $Y_i(x)$ -так называемые фундаментальные функции (формы колебания) и определяются из уравнения

$$Y_i''(x)+\frac{p_i^2}{N_0}m(x)Y_i(x)=0\,; \tag{8.18}$$

p_i - круговая частота i-й формы свободных колебаний. Формы колебаний и частоты будем считать известными (их значения приведены в работе [152]). Подставляя (8.17) в (8.16), получим

$$\sum_{i=1}^{\infty}\left[m(x)Y_i(x)U_i''(t)-N_0Y_i''U(t)\right]=-m(x)Y_{01b}''(t)- \\ -\frac{xm(x)}{l}\left(y_{02b}''-y_{01b}''\right). \tag{8.19}$$

Учитывая (8.18), будем иметь

$$m(x)\sum_{i=1}^{\infty}Y_i(x)\left[U_i''(t)+p_i^2U(t)\right]=-m(x)y_{01b}'' - \\ -\frac{x}{l}m(x)\left(y_{02b}''-y_{01b}''\right). \tag{8.20}$$

Умножая обе части уравнения (8.20) на $Y_j(x)$ и интегрируя в пределах от 0 до l, получим

$$\int_0^l m(x)\sum_{i=1}^{\infty}Y_i(x)Y_j(x)\left[U_i''(t)+p_i^2U_i(t)\right]dx = \\ =-y_{01b}''\int_0^l m(x)Y_j(x)dx-\left(y_{02b}''-y_{01b}''\right)\int_0^l\frac{x}{l}m(x)Y_j(x)dx\,. \tag{8.21}$$

Учитывая ортогональность фундаментальных функций,

$$\int_0^l m(x)Y_j(x)Y_i(x)dx=0\,,\qquad j\neq i\,; \tag{8.22}$$

из (8.21) получим

$$U_i''(t)+p_i^2U_i(t)=F_i(t)\,, \tag{8.23}$$

где принято обозначение

$$F_i(t)=\frac{-y_{01b}''\int_0^l m(x)Y_i(x)dx-\frac{1}{l}\left(y_{02b}''-y_{01b}''\right)\int_0^l m(x)xY_i(x)dx}{\int_0^l m(x)Y_i^2(x)dx}\,. \tag{8.24}$$

При учете внутреннего трения по эквивалентной гипотезе Фойгта уравнение (8.23) записывается в виде

$$U_i''+p_i^2U_i+\frac{\delta_i p_i}{\pi}U_i'=F_i(t)\,, \tag{8.25}$$

где δ_i - декремент колебания по i-й форме колебания.

Решение уравнения (8.25) будет

$$U_i(t)=\frac{1}{p_i}\int_0^t F_i(\xi)e^{-\frac{\alpha\pi}{T_i}(t-\xi)}\sin p_i(t-\xi)d\xi\,. \qquad (8.26)$$

Выражение сейсмической нагрузки будет

$$S(x,t)=m(x)\left\{y''(x,t)+y''_{01b}(t)+\frac{x}{l}\left[y''_{02b}(t)-y''_{01b}(t)\right]\right\}. \qquad (8.27)$$

Так как расстояние между опорами значительно меньше, чем эпицентральное расстояние, то можно считать, что

$$y_{02b}(t)=y_{01b}(t-l/v)=y_{0b}(t-l/v)\,. \qquad (8.28)$$

На основании (8.17). (8.26) и (8.28) для интенсивности вертикальной сейсмической инерционной нагрузки $S(x,t)$ после некоторых преобразований, учитывая малость коэффициента внутреннего трения, получим

$$S(x,t)=m(x)\sum_{i=1}^{\infty}\eta_i(x)\frac{2\pi}{T_i}\int_0^t e^{-\frac{\alpha\pi}{T_i}(t-\xi)}y''_{0b}(\xi)\sin\frac{2\pi}{T_i}(t-\xi)d\xi+$$

$$+m(x)\sum_{i=1}^{\infty}\frac{1}{l}\eta_i^*(x)\frac{2\pi}{T_i}\int_0^t e^{-\frac{\alpha\pi}{T_i}(t-\xi)}\left[y''_{0b}(\xi)-y''_{0b}\left(\xi-\frac{1}{v}\right)\right]\times \qquad (8.29)$$

$$\times\sin\frac{2\pi}{T_i}(t-\xi)d\xi+m(x)\frac{x-\sum_{i=1}^{\infty}\eta_i^*(x)}{l}\left[y''_{0b}(t)-y''_{0b}\left(t-\frac{1}{v}\right)\right],$$

где приняты обозначения

$$\eta_i(x)=Y_i(x)\frac{\int_0^l m(x)Y_i(x)dx}{\int_0^l m(x)Y_i^2(x)dx}\;;\qquad \eta_i^*(x)=Y_i(x)\frac{\int_0^l m(x)Y_i(x)dx}{\int_0^l m(x)Y_i^2(x)dx}\;; \qquad (8.30)$$

причем $\sum_{i=1}^{\infty}\eta_i(x)=1$. Формы колебания $Y_i(x)$ для первых трех форм тонов, полученные путем интегрирования уравнений (8.18) методом Галеркина, при $m(x)=m_0\left(1+\frac{3x^2}{l^2}-\frac{3x}{l}\right)$ имеет вид

$$Y_1(x)=1.0321\sin\frac{\pi x}{l}+0.0427\sin\frac{3\pi x}{l}+0.0037\sin\frac{5\pi}{l}x+$$
$$+0.0013\sin\frac{7\pi x}{l}+0.0008\sin\frac{9\pi x}{l},$$
$$Y_2(x)=1.0046\sin\frac{2\pi x}{l}+0.0968\sin\frac{4\pi x}{l}+0.0120\sin\frac{6\pi x}{l}+ \quad (8.31)$$
$$+0.0037\sin\frac{8\pi x}{l}+0.0007\sin\frac{10\pi x}{l},$$
$$Y_3(x)=-1.1598\sin\frac{3\pi x}{l}-0.1858\sin\frac{5\pi x}{l}-0.0296\sin\frac{7\pi x}{l}-$$
$$-0.0078\sin\frac{9\pi x}{l}-0.0042\sin\frac{11\pi x}{l}.$$

Соответствующие периоды свободных колебаний определяются по формулам [141]

$$T_1=1.17l\sqrt{m_0/N_0}\ ;\ T_2=0.67l\sqrt{m_0/N_0}\ ; \quad (8.32)$$
$$T_3=0.47l\sqrt{m_0/N_0}\ .$$

Первый из коэффициентов $\eta_i(x)$ представляет собой обычный коэффициент формы колебания при вертикальных колебаниях, второй коэффициент $\eta_i^*(x)$ учитывает влияние протяженности.

По формуле (8.29) можно вычислить сейсмическую нагрузку, а значение дополнительного динамического натяжения N можно определить по формулам, приведенным в работе [152].

8.2. Исследование влияния конечной скорости распространения сейсмического возмущения по высоте здания

Аналогично тому, как для прохождения сейсмической волны по основанию сооружения от одной опоры к другой требуется определенное время, так и распространение сейсмического возмущения от основания здания до его верха происходит за определенный промежуток времени. Причем если параметры первого явления связаны с размерами сооружения в плане и со скоростью распространения сейсмического возмущения в грунте, служащем основанием, то эффект второго явления связан с высотой сооружения и со скоростью распространения поперечных волн в самом сооружении.

Обычно при исследовании сейсмического воздействия на сооружение принимается, что сейсмическое возмущение мгновенно распространяется по его высоте. Для зданий и сооружений небольшой высоты такую

предпосылку можно считать приемлемой. Однако для высоких зданий и сооружений она может привести к искажению их реального динамического поведения при землетрясениях.

Для оценки влияния немгновенности распространения сейсмического возмущения по высоте здания в АрмНИИСА [111] были проведены исследования по экспериментальному определению скорости распространения ударных поперечных возмущений в зданиях различных конструктивных решений. Исследования проводились по следующей методике: на трех уровнях - перекрытиях первого, среднего и последнего этажей здания — по одной вертикали были установлены сейсмоприемники ВЭГИК. С помощью подъемного крана посредством специального груза, прикрепленного к крюку крана, осуществлялись удар по верхнему перекрытию здания и синхронная запись перемещений этажей на осциллографе (рис. 8.11). Полученные записи перемещений обрабатывались методом первых вступлений: по величине расстояния между датчиками (этажами) и по сдвигу во времени их первых вступлений на осциллограмме определялась соответствующая скорость распространения.

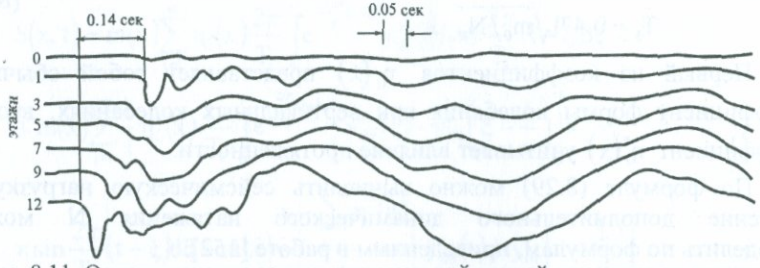


Рис. 8.11. Одновременные записи перемещений этажей при ударе по верхнему перекрытию 12- этажного здания

Установка датчиков на нескольких уровнях создала возможность вычислить фазу несколько значений скорости, которые оказались почти одинаковыми. Полученные значения скоростей для различных зданий приведены в табл. 8.2. Как видно из таблицы, значения скорости распространения ударной волны по высоте многоэтажных зданий с каменными, крупнопанельными, железобетонными и стальными конструкциями изменяются в пределах 200— 800 м/с, что значительно меньше, чем в сплошном соответствующем упругом материале (камне, железобетоне, металле). Это явление, по-видимому, следует объяснить наличием в зданиях структурных неоднородностей типа перекрытий, проемов, различных стыков и соединений.

Аналогичные данные получены также Б.Б. Бегиевым и В.А. Нечаевым, Е.С. Медведевой и др. [46].

Таблица 8.2. Значения периодов и скоростей распространения ударных *поперечных волн в зданиях*

Типы зданий	Число этажей	Период свободных колебаний, с	Скорость, м/с $v_{зд}$
Каменные	5	0.3	600
	5	0.25	750
	5	0.21	690
	5	0.28	710
Крупнопанельные	9	0.3	900
	9	0.36	850
	9	0.40	800
Железобетонные	9	0.6	430
Каркасные (сборные)	10	0.8	250
	14	1.1	210
	16	1.3	330
Стальное каркасное	16	1.35	230

Поэтому при расчете высотных зданий на сейсмическое воздействие необходимо учитывать конечную скорость распространения сейсмического возмущения по высоте здания. Вопросы учета конечной скорости распространения сейсмического возмущения относятся к теории распространения волн в упругих средах, которая в последние годы получает интенсивное развитие. Ниже предлагается упрощенный подход к решению этой задачи для ее применения к вопросам сейсмического воздействия на сооружения. В качестве расчетной схемы принята дискретная консольная система с сосредоточенными массами. Считается, что сейсмическое возмущение от основания здания распространяется с конечной скоростью $v_{зд}$. Кинематическую схему движения системы в последовательные моменты времени упрощению можно представить в виде, показанные на рис. 8.12.

В момент $t_1 = \dfrac{h_1}{v_{зд}}$ когда возмущение достигло только первого этажа, уравнение движения системы будет

$$\sum_{k=1}^{n} m_k \ddot{y}_0 + m_1 \ddot{y}_{11} + a_1 y_{11} + \frac{\alpha}{p_1} a_1 y'_{11} = 0 \qquad (8.33)$$

Следовательно, в промежутке времени $0 \le t \le \dfrac{h_1 + h_2}{v_{зд}}$ поведение всей системы будет характеризоваться системой с одной степенью свободы с жесткостью первого этажа a_1, частотой p_1 и коэффициентом затухания α_1.

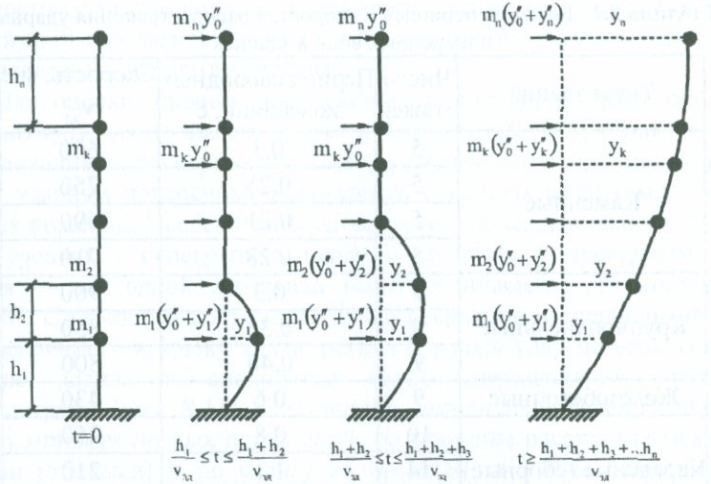


Рис. 8.12. Кинематическая схема распространения сейсмического возмущения по высоте здания

Поэтому интегрирование (8.33) производится в интервале $0 \le t \le \frac{h_1 + h_2}{v_{зд}}$ с начальными условиями при t = 0, $y_{11} = 0$ и $y'_{11} = 0$.

После момента $t_2 \le \frac{h_1 + h_2}{v_{зд}}$ движение системы можно представить следующими двумя уравнениями:

$$\sum_{i=2}^{n} m_i y''_0 + m_2 y''_{22} + a_2 (y_{22} - y_{12}) + \frac{a_2}{p_2} \alpha_2 (y'_{22} - y'_{12}) = 0$$

$$\sum_{i=2}^{n} m_i y''_0 + m_1 y''_{12} + a_1 y_{12} + m_2 y''_{22} \frac{a_1}{p_2} \alpha_1 y'_{12} = 0 \qquad (8.34)$$

Поэтому в промежутке времени $\frac{h_1 + h_2}{v_{зд}} \le t \le \frac{h_1 + h_2 + h_3}{v_{зд}}$ условно будет иметь две степени свободы с жесткостями a_1 и a_2. Интегрирование системы уравнений (8.34) производится при следующих начальных условиях:

$$t_2 \le \frac{h_1 + h_2}{v_{зд}};\ y_{12} = y_{11};\ y'_{12} = y'_{11};\ y_{22} = 0;\ y'_{22} = 0 \qquad (8.35)$$

Таким образом в момент $t_k = \frac{h_1 + h_2 + ...h_k}{v_{зд}}$, т.е. когда сейсмическое возмущение достигает k-го этажа, движение системы будет описываться k-уравнениями

$$\sum_{j=1}^{n} m_j y_0'' + \sum_{i=1}^{k} m_i y_{ik}'' + a_i (y_i - y_{ik-1}) + \frac{\alpha_i}{p_i}(y_{ik}' - y_{ik-1}') = 0 .$$

$i = 1,2,3...,k;\ y_{0k} = 0$

с начальными условиями

$$y_{ik} = y_{i.k-1};\ y_{ik}' = y_{i.k-1}'$$

$$y_{kk} = 0;\ y_{kk}' = 0$$

$$i = 1,2,..., k-1$$

После того как сейсмическое возмущение достигнет последнего этажа, т.е. после момента

$$t_n = \frac{h_1 + h_2 + ... + h_n}{v_{зд}}$$

движение системы уже будет описываться полной системой уравнений

$$\sum_{i=1}^{n} m_i y_i'' + a_k (y_k - y_{k-1}) + \frac{a_k \alpha}{p}(y_k' - y_{k-1}') = -\sum_{i=1}^{k} m_i y_k'' , \qquad (8.36)$$

$$k = 1,2,...,n.$$

с начальными условиями

$$y_i = y_{nn};\ y_i' = y_{nn}'$$

$$i = 1,2,..., n.$$

Таким образом, хотя движения системы после достижения сейсмического возмущения верхнего этажа будут описываться обычными n *уравнениями* (8.36), однако начальные условия, различные для перемещений различных этажей, приводят к сдвигу фаз между инерционными *нагрузками* этажей, что, в свою очередь, приведет к качественному и количественному изменению напряженного состояния всей системы.

В качестве примера рассмотрим задачу определения сейсмических сил в многоэтажном здании (с n степенью свободы) с учетом не мгновенности распространения возмущения при сейсмическом ударе. Для упрощения будем принимать, что здание имеет постоянную жесткость по всем этажам. Сосредоточенные массы будем принимать равными между собой и на равных расстояниях одна от другой. Сейсмический удар, по определению А.Г. Назарова, характеризуется резким изменением скорости перемещения основания за короткий промежуток *времени* [55]. Наиболее опасным для сооружения при этом является случай мгновенного удара, т.е. когда в момент *t = 0 основание сооружения* получает скорость v_0. Так как в этом случае после момента $t > 0$ внешняя нагрузка отсутствует, то *можно пренебречь значениями* начальных возмущений этажей за время прохождения сейсмического возмущения от основания *до верха здания, но учесть*, что они возникают с соответствующими сдвигами фаз во времени. Сейсмическая инерционная нагрузка при

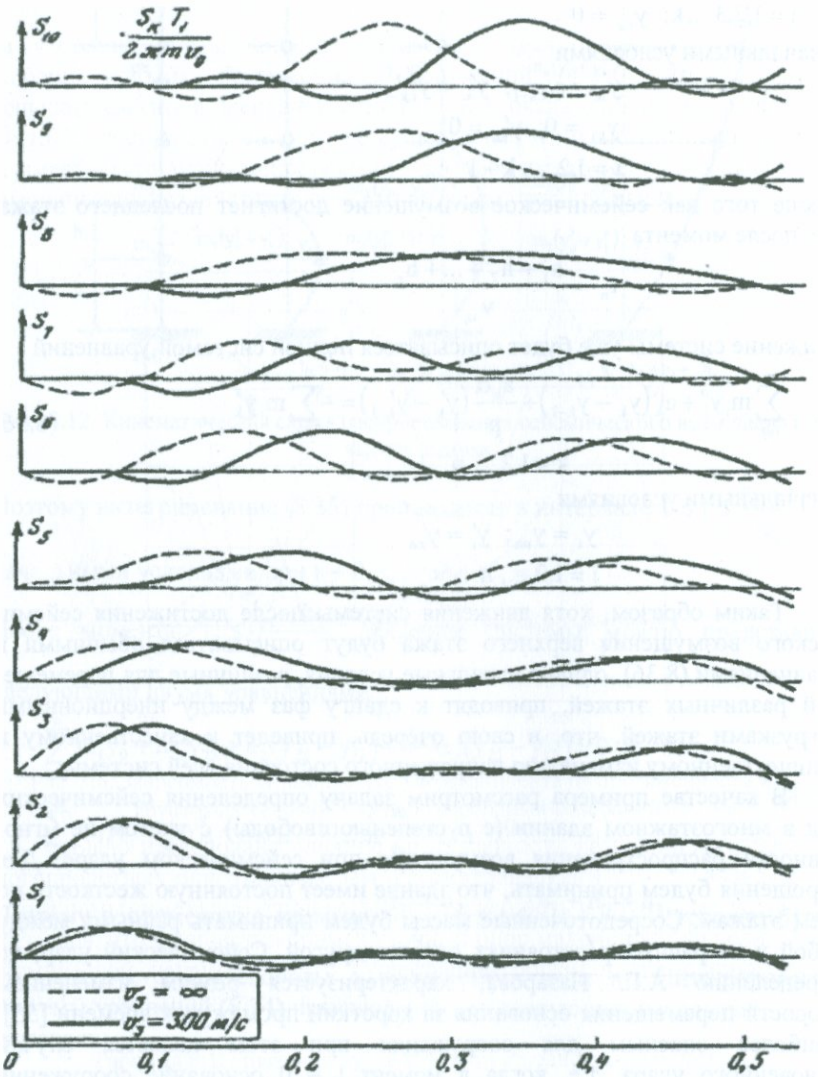


Рис. 8.13а. Изменение во времени сейсмических сил при различных скоростях поперечной волны

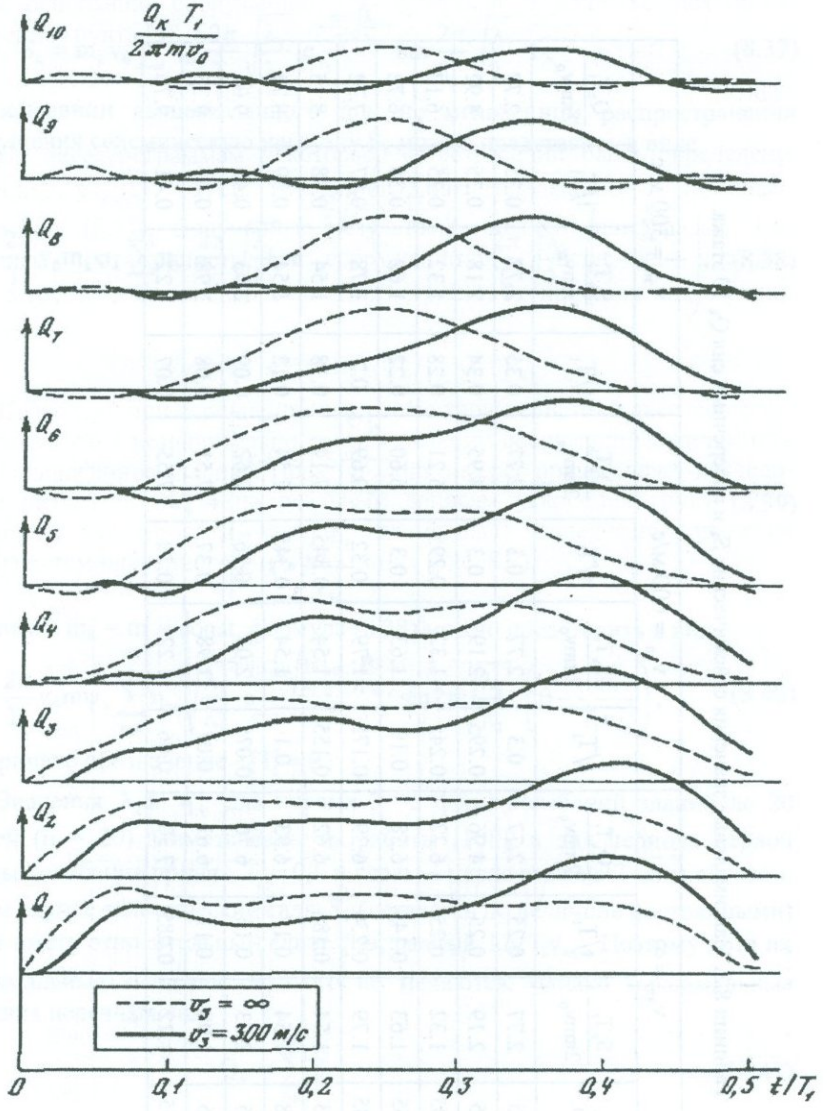


Рис. 8.13б. Изменение во времени поперечных сил при различных скоростях поперечной волны

Таблица 8.3. Максимальные значения сейсмических S_k и поперечных сил Q_k 10 этажа.

Этажи	$v_{зд} = \infty$				$v_{зд} = 600$ м/с				$v_{зд} = 300$ м/с			
	t/T_1	$\frac{S_k T_1}{2\pi m v_0}$	t/T_1	$\frac{Q_k T_1}{2\pi m v_0}$	t/T_1	$\frac{S_k T_1}{2\pi m v_0}$	t/T_1	$\frac{Q_k T_1}{2\pi m v_0}$	t/T_1	$\frac{S_k T_1}{2\pi m v_0}$	t/T_1	$\frac{Q_k T_1}{2\pi m v_0}$
10	0.25	2.77	0.25	2.77	0.3	2.77	0.3	2.77	0.35	2.77	0.35	2.77
9	0.25	2.19	0.25	4.96	0.295	2.19	0.3	4.95	0.34	2.18	0.35	4.92
8	0.205	1.32	0.25	6.22	0.245	1.32	0.295	6.21	0.28	1.32	0.35	6.17
7	0.155	1.63	0.145	6.58	0.19	1.63	0.3	6.60	0.22	1.62	0.35	6.72
6	0.145	1.79	0.230	6.39	0.175	1.79	0.32	0.69	0.2	1.78	0.37	7.32
5	0.13	1.54	0.185	6.62	0.155	1.54	0.345	7.14	0.18	1.54	0.38	8.15
4	0.08	1.54	0.17	6.93	0.1	1.54	0.345	7.54	0.12	1.54	0.39	8.76
3	0.06	2.03	0.16	6.76	0.075	2.03	0.36	7.62	0.09	2.03	0.40	9.05
2	0.06	1.98	0.11	6.61	0.07	1.98	0.37	7.51	0.08	1.98	0.41	9.35
1	0.055	1.22	0.085	7.30	0.06	1.22	0.39	7.55	0.07	1.22	0.41	9.70

сейсмическом ударе в основании при условии мгновенного распространения возмущения по высоте определяется формулой [107]

$$S_k = m_k v_0 \sum_{r=1}^{n} \eta_{kr} \frac{2\pi}{T_1}\sqrt{\frac{\lambda_r}{\lambda_1}}\, e^{-\frac{\alpha\pi}{T_1}\sqrt{\frac{\lambda_r}{\lambda_1}}\,t} \sin\frac{2\pi}{T_1}\sqrt{\frac{\lambda_r}{\lambda_1}}\, t\,. \qquad (8.37)$$

На основании вышесказанного при не мгновенном распространении возмущения сейсмическую нагрузку S_k можно представить в виде

$$S_k = \frac{2\pi}{T_1} v_0 m_k \psi_k \sum_{r=1}^{n} \eta_{kr} \frac{2\pi}{T_1}\sqrt{\frac{\lambda_r}{\lambda_1}}\, e^{-\frac{\alpha\pi}{T_1}\sqrt{\frac{\lambda_r}{\lambda_1}}\left(t-\frac{\sum_{i=1}^{k} h_i}{v_{зд}}\right)} \sin\frac{2\pi}{T_1}\sqrt{\frac{\lambda_r}{\lambda_1}}\left(t-\frac{\sum_{i=1}^{k} h_i}{v_{зд}}\right), \qquad (8.38)$$

где

$$\psi_k = \begin{cases} 0;\ 0 \le t \le \dfrac{\sum_{i=1}^{k} h_i}{v_{зд}} \\ 1;\ t > \dfrac{\sum_{i=1}^{k} h_i}{v_{зд}} \end{cases}. \qquad (8.39)$$

Принимая $m_k = m = \text{const}$, формула (8.38) можно представить в виде

$$S_k = \frac{2\pi}{T_1} v_0 m \psi_k \sum_{r=1}^{n} \eta_{kr} \sqrt{\frac{\lambda_r}{\lambda_1}}\, e^{-\alpha\pi\sqrt{\frac{\lambda_r}{\lambda_1}}\left(\theta-\frac{kh}{T_1 v_{зд}}\right)} \sin 2\pi\sqrt{\frac{\lambda_r}{\lambda_1}}\left(\theta-\frac{kh}{T_1 v_{зд}}\right), \qquad (8.40)$$

где принято обозначение $t/T_1 = \theta$.

Значения λ_r и η_{rk} для первых 3—5 форм колебаний зданий до 20 этажей ($n = 20$) заимствованы из работы [108], а для периода первой формы колебания принят $T_1 = 0{,}1\ n$ где n — число этажей. Таким образом, в этом случае сейсмические силы S_k (оставаясь по величине постоянными) будут иметь относительный сдвиг фаз, равный $kh/T_1 v_{зд}$. Поэтому хотя их максимальные значения от этого не меняются, однако максимальные значения перечных сил

$$Q_k = \sum_{i=k}^{n} S_i\,, \qquad (8.41)$$

будут подвергаться изменению. Подтверждение сказанному показано на рис. 8.13, где по формулам (8.40) и (8.41) с учетом трех форм колебаний для 10-этажного здания при высоте этажа h=3 м и скорости распространения $v_{зд}$= 300 м/с, построены графики изменения во времени сейсмических сил s_k и поперечных сил Q_k. При этом для сравнения

Таблица 8.4. Максимальные значения поперечных сил Q_k на уровне первого этажа, для 5, 9, 10, 15 и 20 - этажных зданий

$v_{зд} = \infty$	n=5		n=9		n=10		n=15		n=20	
	$\frac{Q_{1v_{зд}} T_1}{2\pi m v_0}$	$\frac{Q_{1v_{зд}}}{Q_{1\infty}}$	$\frac{Q_{1v_{зд}} T_1}{2\pi m v_0}$	$\frac{Q_{1v_{зд}}}{Q_{1\infty}}$	$\frac{Q_{1v_{зд}} T_1}{2\pi m v_0}$	$\frac{Q_{1v_{зд}}}{Q_{1\infty}}$	$\frac{Q_{1v_{зд}} T_1}{2\pi m v_0}$	$\frac{Q_{1v_{зд}}}{Q_{1\infty}}$	$\frac{Q_{1v_{зд}} T_1}{2\pi m v_0}$	$\frac{Q_{1v_{зд}}}{Q_{1\infty}}$
∞	3.73	1	6.64	1	7.39	1	11.01	1	14.63	1
1500	3.50	0.94	6.25	0.93	6.94	0.94	10.36	0.94	13.77	0.94
1200	3.54	0.95	6.15	0.92	6.84	0.92	10.20	0.93	13.56	0.92
1000	3.59	0.96	6.18	0.92	6.88	0.93	10.35	0.94	13.72	0.93
800	3.70	0.99	6.44	0.96	7.16	0.97	10.77	0.98	14.29	0.97
600	3.87	1.04	6.90	1.03	7.68	1.04	11.53	1.04	15.29	1.04
500	4.03	1.08	7.29	1.09	8.12	1.10	12.19	1.10	16.15	1.10
400	4.30	1.15	7.90	1.18	8.80	1.19	13.22	1.20	17.53	1.19
300	4.73	1.27	8.96	1.34	9.70	1.31	15.03	1.36	19.92	1.36
250	5.09	1.36	9.79	1.47	10.93	1.48	16.46	1.49	21.83	1.50
200	5.60	1.50	10.96	1.64	12.24	1.65	18.46	1.67	24.48	1.67
150	6.25	1.68	12.38	1.86	13.84	1.87	20.89	1.89	27.74	1.89
125	6.50	1.74	12.84	1.92	14.35	1.94	21.65	1.96	28.77	1.96
100	6.32	1.69	12.22	1.83	13.63	1.84	20.56	1.86	27.39	1.87

пунктиром построены также эти графики при мгновенном распространении сейсмического возмущения $(v_{зд} = \infty)$. Максимальные значения сейсмических и поперечных сил вместе с моментами их наступления для десятиэтажного здания при различных скоростях приведены в табл. 8.3. Как видно, в системе с конечной скоростью распространения сейсмического возмущения максимальные значения поперечных сил наступают позже по сравнению с мгновенным распространением, но они до 1.3 раза, по величине, больше.

Аналогичные вычисления были произведены для 5-, 9-, 15-, 20-этажных зданий и при различных значениях скорости распространения сейсмического возмущения (в пределах $v_{зд}$ = 1500-100 м/с). Полученные результаты для поперечной силы на уровне первого этажа приведены в табл. 8.4. Как видно из табл. 8.4, максимальное значение поперечной силы на уровне первого этажа при уменьшении скорости $v_{зд}$ от ∞ до 800—600 м/с снижается незначительно (до 8%), после значения $v_{зд} \le 600$ м/с начинается увеличение поперечной силы до 1.8 раза. Проведенные вычисления показали, что не мгновенность распространения сейсмического возмущения оказывает значительное влияние на характер распространения напряженного состояния здания по высоте. На рис. 8.14. построены относительные эпюры поперечных сил в 20-этажном здании при различных скоростях распространения возмущения.

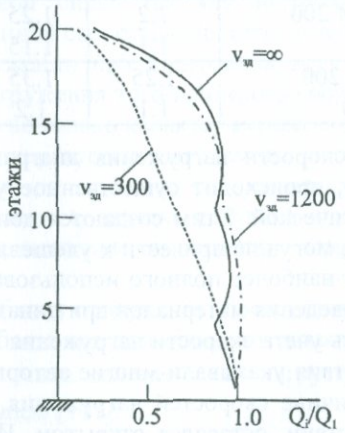


Рис. 8.14. Распределение поперечных сил в двадцатиэтажном здании при различных скоростях распространения поперечных волн.

Как видно из рисунка, конечная скорость распространения возмущения приводит к уменьшению напряженного состояния в верхних этажах по сравнению с напряженным состоянием нижних этажей.

8.3. Влияние скорости нагружения (инерционными силами) сооружения при сейсмических воздействиях

Во время землетрясения строительные конструкции подвергаются динамическому нагружению инерционными силами, приложенными с той или иной скоростью. Внимание исследователей давно обращено на то, что с изменением скорости нагружения показатели прочности и деформативности материалов меняются.

Известно, что динамическая прочность строительных материалов при скоростных нагружениях, к которым относятся и землетрясения, значительно (в пределах от 1.1 до 1.4 раза) повышается по сравнению с обычным статическим нагружениями, как это показано в таблице 8.5 [75].

Таблица 8.5. Коэффициенты повышения расчетных сопротивлений строительных материалов [75]

Вид материала	Скорость нагружения $\dot{\sigma}$ в МП/с			
	$10\text{-}10^2$	$10^2\text{-}10^3$	$10^3\text{-}10^4$	$10^4\text{-}10^5$
Сталь конструкционная СТ-3	1.15-1.12	1.3	1.4	1.5
Арматура горячекатаная периодического профиля:				
A-I	1.2	1.3	1.4	1.5
A-II, A-III	1.1	1.15	1.2	1.25
Бетон тяжелый М 200	1.2	1.25	1.3	-
М300	1.1	1.15	1.15	-
Бетон легкий М 200	1.25	1.35	1.35	-
М 250, М300	1.1	1.2	1.25	-

С увеличением скорости нагружения диаграммы деформирования материалов меняются, происходит существенное увеличение прочности по сравнению со статической. Этим создаются дополнительные резервы несущей способности, могущие привести к удешевлению сейсмостойкого строительства за счет наиболее полного использования всех возможностей и особенностей поведения материалов при динамическом нагружении.

На необходимость учета скорости нагружения при расчете зданий на сейсмические воздействия указывали многие авторы [21, 35, 37, 65, 196]. Однако вопрос о величине скоростей нагружения, имеющих место при сейсмическом воздействии, оставался открытом. Использование данных экспериментальных исследований встречало препятствие, заключающееся в том, что конкретные численные значения величин скоростей нагружения при сейсмических воздействиях отсутствовали. Различными учеными в качестве оценки скорости нагружения при землетрясении предлагалось принимать количество циклов нагружения и частоту колебания грунта. Следует особо отметить, что определение величин скоростей нагружения числом циклов колебаний или частотой нагружения посредством

изучения характера колебания грунта при землетрясении является косвенным методом. Та или иная частота колебания грунта еще не означает, что нагружение зданий сейсмическими инерционными силами происходит с той же частотой. Истинными скоростями нагружения при землетрясении являются скорости роста внутренних усилий в сооружении. А величины последних существенно зависят от динамических параметров конкретного сооружения, распределения в нем жесткостей и масс. Таким образом, для всестороннего рассмотрения влияния скорости нагружения на сейсмостойкость зданий при землетрясениях, необходимо на основе изучения скорости роста внутренних усилий не только определить максимальную возможную величину скорости нагружения при землетрясении, но и выявить распределение значений скоростей нагружения по высоте здания и между отдельными элементами конструкции. Кроме того, принятие в сейсмических расчетах в качестве закона движения основания акселерограммы землетрясения позволит рассмотреть процесс скоростного нагружения во времени, в процессе всего землетрясения.

Методика определения величин скоростей нагружения сейсмической силой [115]. При действии землетрясения сейсмостойкость сооружения обуславливается его сопротивляемостью возникающим в нем реакциям - инерционным силам. Следовательно, понятие "скорость приложения нагрузки" в данном случае нужно понимать как скорость изменения инерционной силы, так как нагрузкой, действующей на сооружение с той или иной скоростью является именно инерционная сила, возникающая в сооружении при колебаниях грунта. Очевидно, что на величину скорости нагружения того или иного сооружения сейсмической силой окажет влияние не только характер акселерограммы землетрясения, но и динамические характеристики самого сооружения. Располагая записями изменения во времени сейсмических сил и их первых производных по времени t, можно получить полную информацию о времени наступления, величине и скорости нарастания сейсмических инерционных нагрузок.

Рассмотрим колебания сооружения, представляемого в виде системы с одной степенью свободы при произвольном законе ускорения движения основания $\ddot{y}_0(t)$. Величина сейсмической нагрузки S(t) в этом случае определяется выражением [107]:

$$S(t) = m\frac{2\pi}{T}\int_0^t \ddot{y}_0(\xi)e^{-\frac{\alpha\pi}{T}(t-\xi)}\sin\frac{2\pi}{T}(t-\xi)d\xi \qquad (8.42)$$

где

$$\tau(T,\alpha,t) = \frac{2\pi}{T}\int_0^t \ddot{y}_0(\xi)e^{-\frac{\alpha\pi}{T}(t-\xi)}\sin\frac{2\pi}{T}(t-\xi)d\xi. \qquad (8.43)$$

изменение во времени ускорения инертной массы m с периодом свободного колебания T и декрементом затухания $\delta = \pi d$.

Из выражения (8.42) видно, что величина сейсмической нагрузки при фиксированном m полностью определяется функцией $\tau(T,\alpha,t)$ - спектром реакций (спектром ускорений) и может быть записано в виде:

$$S(t) = m\tau(T,\alpha,t). \tag{8.44}$$

Скорость нагружения принято оценивать величиной, характеризующей рост усилия во времени:

$$v = \frac{S}{t} \text{ (ед. силы/ед. времени).}$$

В нашем случае можно считать, что скорость приложения сейсмической силы в любой момент времени может быть оценена как первая производная функций (8.42) по времени, т.е.:

$$\frac{dS}{dt} = m\frac{d\tau}{dt} = m\left(\frac{2\pi}{T}\right)^2 \int_0^t \ddot{y}_0(\xi) e^{-\frac{\alpha\pi}{T}(t-\xi)} \cos\frac{2\pi}{T}(t-\xi)d\xi - \tag{8.45}$$
$$- m\frac{\alpha}{2}\left(\frac{2\pi}{T}\right)^2 \int_0^t \ddot{y}_0(\xi) e^{-\frac{\alpha\pi}{T}(t-\xi)} \sin\frac{2\pi}{T}(t-\xi)d\xi$$

Расчеты показали, что вследствие малости величины коэффициента затухания, влияние второго члена (8.45) в уравнении пренебрежимо мало - (не превышает 6%,) следовательно им можно пренебречь, и тогда получим [115]:

$$\dot{S} = m\dot{\tau}(T,\alpha,t) = m\left(\frac{2\pi}{T}\right)^2 \int_0^t \ddot{y}_0(\xi) e^{-\frac{\alpha\pi}{T}(t-\xi)} \cos\frac{2\pi}{T}(t-\xi)d\xi. \tag{8.46}$$

Таким образом, мы получили формулу для определения скорости нагружения сооружения с массой m, периодом T и коэффициентом затухания α инерционной нагрузкой, возникающей при движении его основания по произвольному закону $\ddot{y}_0(t)$. Предложенная формула (8.46) позволяет определять величину скорости нагружения сооружения, сейсмической силой, поскольку учитывает как параметры самого сооружения - T, α, так и характер внешнего воздействия - $\ddot{y}_0(t)$. Кроме того, по данной методике можно определять не только максимальные значения скоростей приложения нагрузки, но и наблюдать весь процесс скоростного нагружения во времени.

Спектры скоростей реакций при различных землетрясениях. Из формулы (8.46) видно, что величина скорости сейсмического нагружения при заданном m полностью зависит от функции $\dot{\tau}(T,\alpha)$. По аналогии с функцией $\tau_{max}(T,\alpha)$, называемой спектром реакций, функцию,

$\dot{\tau}_{max}(T,\alpha,)$, характеризующую скорость нагружения при землетрясении в зависимости от периода свободных колебаний сооружения Т, можно называть спектром скоростей приложения реакций. В дальнейшем, чтобы не быть связанными с величинами конкретных масс сооружений, для анализа скоростей нагружения при различных землетрясениях будем оперировать функцией $\dot{\tau}_{max}(T,\alpha)$ и под величиной скорости приложения сейсмической нагрузки будем подразумевать ее значения.

Для определения скоростей приложения сейсмической нагрузки по предлагаемой методике в качестве закона колебания основания были использованы акселерограммы землетрясений, приведенных в таблице 8.6. Поскольку рассматриваемые акселерограммы довольно разные по своим характеристикам, то полученные скорости нагружения позволят наиболее охватить возможные случаи нагружения при различных видах сейсмического воздействия.

Таблица 8.6. Максимальные ускорения грунта землетрясений

Номер акселерограммы	Дата землетрясения	Направление	Землетрясение	Максимальное ускорение, см/с^2
I	18.05.1940г.	Юг	Эль-Центро	352
2	21.07.1952г.	Ю 69 В	Тафт	193
3	21.07.1952г.	Ю 48 В	Сант-Барбара	132
4	21.12.1954г.	С 79 В	Ейрека	242
5	21.12.1954г.	С 44 В	Ферндейл	163
6	08.05.1961г.	С 89 3	Холлистер	185
7	09.02.1971г.	Ю 16 В	Сан-Фернандо	1219
8	17.05.1976г.	В - 3	Газли	704

Динамическая расчетная схема сооружения принимается в виде системы с одной степенью свобода. Для возможности тщательного изучения влияния динамических параметров различных типов сооружений, значения периодов собственных колебаний системы были взяты в широком диапазоне: от 0.15 с до 2.4 с. Всего было рассмотрено 30 значений периодов.

Величины максимальных скоростей нагружения для всех 8-ми акселерограмм приведены в таблице 8.7.

Как видно из таблицы, значения $|\dot{\tau}|_{max}$ колеблются в широких пределах - от 50 до 150 м/с^3, а в отдельных случаях достигают до 250 м/с^3. Тем не менее спектры скоростей сейсмических ускорений, построенные для всех рассматриваемых акселерограмм, имеют один общий характерный вид: очень большие значения при малых периодах

Таблица 8.7. Максимальные значения скоростей приложения сейсмических нагрузок $\frac{\dot{S}}{m} = \dot{\tau}$ (см/с^3)

Период сво-ных кол. Т, с	№№ акселерограмм							
	1	2	3	4	5	6	7	8
0.147	62606	130I6	3010	15850	12596	10660	83145	66779
0.162	45480	16061	2293	13801	14108	11729	7I9I0	62044
0.178	45547	16529	2449	12474	7745	11764	67234	45626
0.196	44633	13820	2129	22005	7718	8282	59195	41299
0.237	34740	10864	2654	22662	4406	8189	45496	23546
0.261	21111	9958	3913	17566	8296	8293	46111	23711
0.287	18550	7670	4557	17880	7556	9085	41828	21826
0.316	18947	9237	5242	23540	5671	8777	32234	20215
0.348	16650	9055	3994	23427	6850	8785	34290	19689
0.400	17594	7077	2788	17955	7082	8955	43789	20893
0.422	15496	9570	2643	17926	4988	8962	36506	19429
0.464	19832	7174	3646	14593	3526	6725	22361	14579
0.511	13865	4503	3289	9119	3614	4426	20988	19308
0.562	10295	3773	2673	7197	3055	3153	12120	14830
0.600	8264	3530	2316	6422	2777	2390	9196	10191
0.681	8377	2605	2206	5053	3189	2288	6965	6404
0.750	7334	2125	2127	3155	3114	2201	6475	6033
0.800	7559	2451	1939	2455	2776	1784	6842	5625
0.825	7817	2337	2049	2341	2531	1440	7156	4824
0.909	5852	1692	2015	1874	2204	1002	7060	3419
1.000	5038	1109	1987	1408	1440	835	7746	3315
1.212	3186	902	978	988	1547	954	5782	1831
1.334	2613	694	820	872	1879	784	4917	1494
1.400	2304	561	762	837	1804	558	4448	1376
1.468	1791	588	725	783	1719	388	3969	1550
1.616	1137	590	715	711	1420	282	3169	1946
1.778	898	507	625	565	1266	249	2319	1628
1.957	700	278	636	525	1001	312	1833	1304
2.154	504	211	403	466	746	174	1443	868
2.371	441	175	288	424	621	152	1099	696

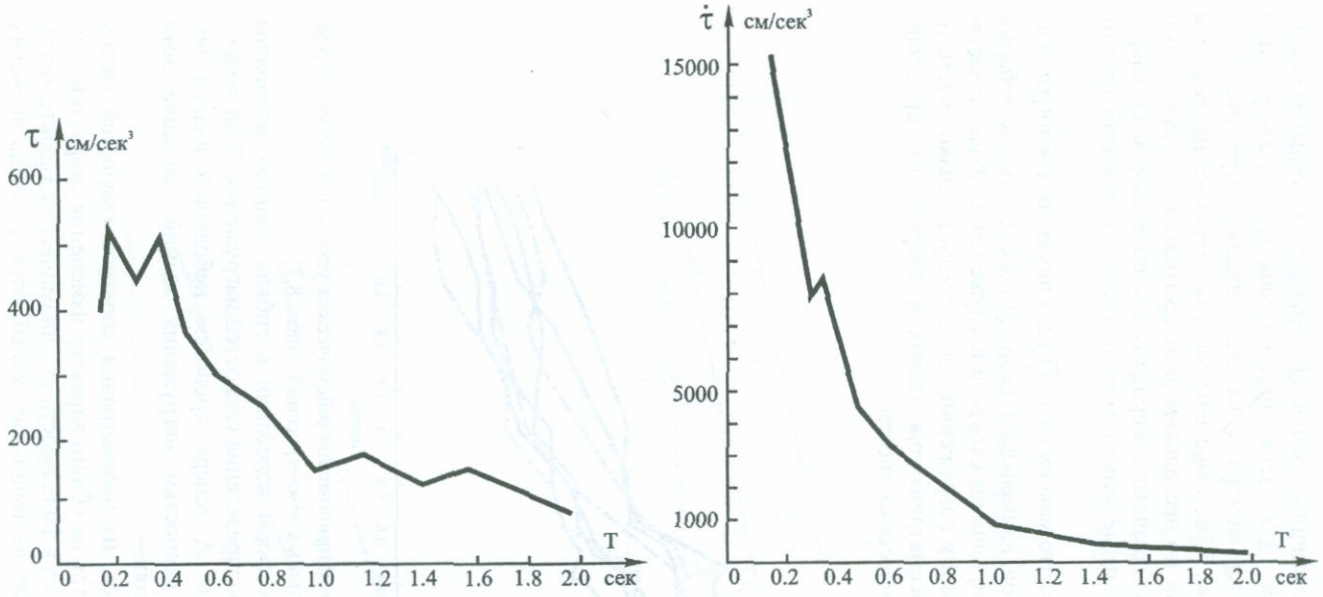


Рис. 8.15. Спектры реакций τ(T) и скоростей приложения реакций $\dot{\tau}(T)$ *по акселерограмме землетрясения в Тафте 21.07.52* [115].

колебаний системы - до (0.3 - 0.4) с и далее резкое уменьшение скорости; на участке $T \geq 1.2$ с величины скоростей меняются в незначительной степени. Этот общий для всех рассматриваемых землетрясений гиперболический характер спектра $\dot{\tau}$ наглядно иллюстрирует рис. 8.15. стабилизируются. На рис. 8.16, приведены спектры скоростей приложения сейсмических ускорений по нескольким акселерограммам. Здесь по оси ординат отложены десятизначные логарифмы значения скоростей нагружения, так как их абсолютные величины существенно отличаются друг от друга.

Из рис. 8.16, видно, что максимумы $\dot{\tau}(T)$ для шести акселерограмм из восьми имеют место при наименьшем периоде собственных колебаний системы. Таким образом, влияние скорости нагружения наиболее существенно для жестких зданий и сооружений. Здесь следует однако учесть то обстоятельство, что рассматриваются здания и сооружения, представляемые в качестве одномассовых систем.

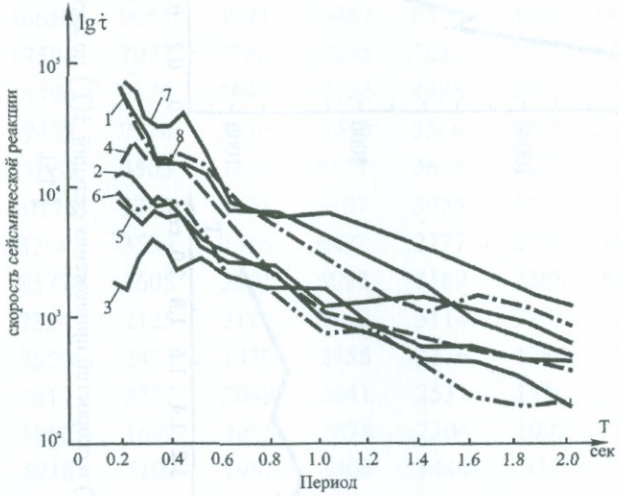


Рис. 8.16. Спектры скоростей приложения сейсмических ускорений (реакций) для различных землетрясений, (табл. 8.7).

При учете высших форм колебаний в гибких зданиях возможны изменения в характере распределения скоростей нагружения. Этот вопрос будет рассмотрен ниже. А теперь проведем небольшой анализ полученных данных по скоростям нагружения зданий сейсмическими силами при землетрясениях.

Как уже отмечалось, из рассмотрения спектров скоростей нагружения видно, что несмотря на общий характер изменения скоростей приложения сейсмических сил в зависимости от динамических характеристик сооружений, абсолютные величины их колеблются в очень широких

пределах. В большой мере это обусловлено характером акселерограммы рассматриваемого землетрясения. Следовательно, выявление зависимости скорости нагружения сейсмической силой от интенсивности землетрясения представляет определенный интерес. За характеристику интенсивности принимаем величину максимального ускорения грунта при землетрясении. Поскольку границы изменения значений $\dot{\tau}$ очень широкие, представилось целесообразным разделить рассматриваемые землетрясения на две группы: интенсивностью до $\ddot{y}_{0max} = 0.25g$ свыше 0.25g (где g -ускорение силы тяжести).

На рис. 8.17. представлен характер распределения скоростей нагружения в зависимости от максимальных значений ускорений грунта.

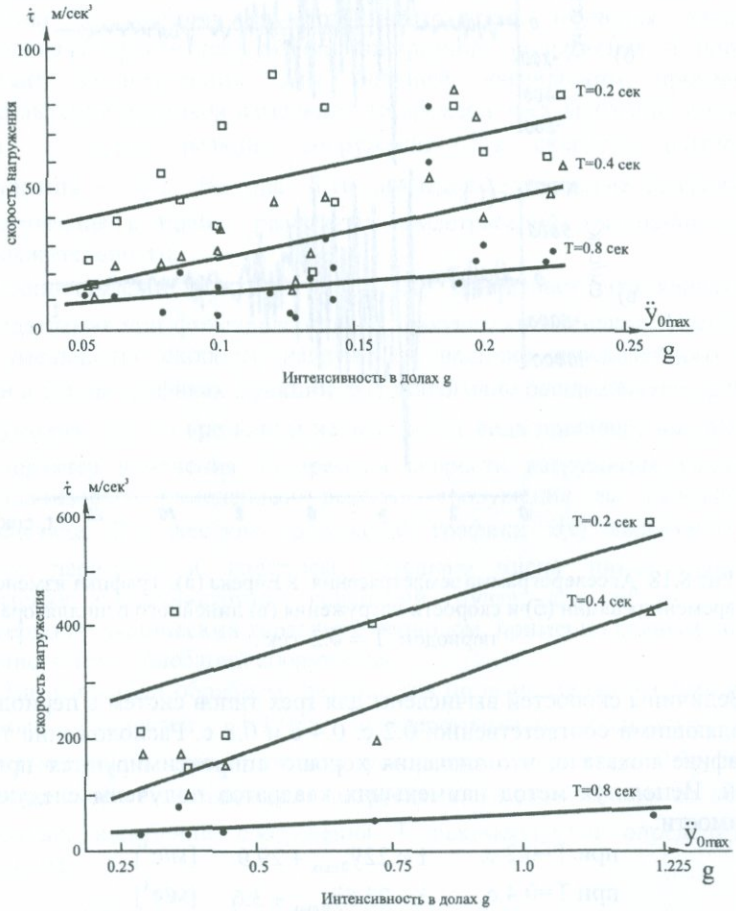


Рис. 8.17. Зависимость скорости нагружения от интенсивности землетрясения $\ddot{y}_{0max}$ [196].

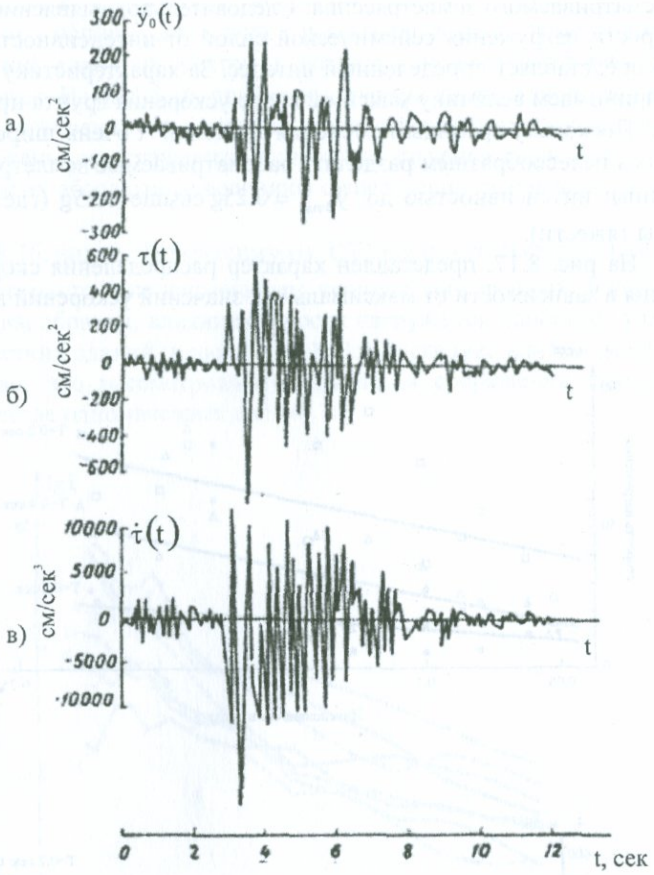


Рис.8.18. Акселерограмма землетрясения в Ейрека (а), графики изменения во времени реакции (б) и скорости нагружения (в) линейного осциллятора с периодом $T = 0.2$ сек.

Величины скоростей вычислены для трех типов систем с периодами, составляющими соответственно: 0.2 с. 0.4 с и 0.8 с. Расположение точек на графике показало, что значения хорошо аппроксимируются прямой линией. Используя метод наименьших квадратов получены следующие зависимости:

при T≈0.2 с. $\dot{\tau} = 22\ddot{y}_{0\max} + 29.9$ [м/с³]

при T≈0.4 с. $\dot{\tau} = 23.5\ddot{y}_{0\max} + 3.6$ [м/с³]

при T≈0.8 с. $\dot{\tau} = 10\ddot{y}_{0\max} + 3.5$ [м/с³]

Как из уравнений, так и из рис. 8.17, на котором приведена графическая зависимость $\dot{\tau} - \ddot{y}_{0max}$ видно, что с увеличением периода системы значения $\dot{\tau}$ резко уменьшаются (что уже было отмечено при изучении спектров скоростей нагружения) и чем больше период системы, тем более пологая прямая, т.е. для гибких систем увеличение интенсивности внешнего воздействия не приводит к столь резкому увеличению максимальных скоростей нагружения, как для жестких систем. Так, если для системы с периодом 0.2 с увеличение интенсивности землетрясения в 5 раз приводит к увеличению скорости нагружения в 7 раз, то для систем с периодом 0.8 с - всего в три раза.

Поскольку предложенная для вычисления скорости нагружения сооружений сейсмической силой формула (8.46) представляет собой функцию от времени, имеется возможность изучения характера изменения скорости нагружения конкретного сооружения в процессе действия землетрясения. Для большей наглядности произведено сопоставление графиков изменения во времени трех функций: ускорения грунта - $\ddot{y}_0(t)$, реакции сооружения- $\tau(t)$ к скорости нагружения сооружения - $\dot{\tau}(t)$. На рис. 8.16 приведены указанные графики для землетрясения в Ерейка различных землетрясений, отличающихся по продолжительности.

Сопоставление функций $\tau(t)$ и $\dot{\tau}(t)$ показывает, что характер их распределения при фиксированном Т практически одинаков. Увеличение или уменьшение скорости нагружения, наличие определенного числа пиков и т.п. на графиках функции $\dot{\tau}(t)$ аналогично распределению реакции сооружения $\tau(t)$ по времени и не зависит от вида внешнего воздействия, т.е. характер изменения во времени скорости нагружения полностью обуславливается изменением реакции сооружения на сейсмическое воздействие. Для жестких сооружений графики $\dot{\tau}(t)$ характеризуются малым периодом и наличием большого числа пиков-сказывается наложение высокочастотных колебаний грунта; для гибких - имеют примерно гармонический характер с периодом, примерно равным периоду основного тона колебаний сооружения.

На основании обработки результатов по вычислению максимальных величин скоростей $\dot{\tau}(T)$ по акселерограммам большого числа землетрясений, с максимальным ускорением грунта до 0.2g и 0.4g значения скорости приложения нагрузки $\dot{\tau}(t)$ в зависимости от периода свободных колебаний сооружения Т рекомендуется определить по формулам:

$$\dot{\tau}(T) = \frac{13.5}{T} - 4 \text{, м/сек}^3 \quad \text{для } y''_{om} \le 0.2g \tag{8.47}$$

$$\dot{\tau}(T)=\frac{33}{T}-2,\ \text{м/сек}^3 \qquad \text{для } 0.2<y''_{om}\le 0.4g$$

Соответствующие значения скоростей приложения сейсмических нагрузок $\dot{S}_k$ в кН/с получается путем умножения $\dot{\tau}_k$ на массу m_k. Из вышеприведенного следует, что влияние скорости нагружения, например, для двухэтажных железобетонных или же стальных зданий будет выше, чем для 10-этажных зданий из этих же материалов. Влияние скорости нагружения будет существенно выше для малоэтажных каменных, кирпичных и крупнопанельных зданий. Кроме того, чем сильнее землетрясения, тем выше эффект влияния скорости нагружения.

При практических расчетах зданий и сооружений на сейсмическое воздействие по акселерограмме землетрясения исходим из выражений для сейсмических сил S_{ki}

$$S_k=m_k\sum_{i=1}^{3}\eta_{ki}\frac{2\pi}{T_i}\int_0^t\ddot{y}_0(\xi)e^{-\frac{\alpha\pi}{T}(t-\xi)}\sin\frac{2\pi}{T_i}(t-\xi)d\xi \tag{8.48}$$

Скорости нагружения при землетрясении определяется как скорость возрастания во времени сейсмической силы $\dot{S}_k$ (инерционной нагрузки), т.е.

$$\dot{S}_k=m_k\sum_{i=1}^{3}\eta_{ki}\left(\frac{2\pi}{T_i}\right)^2\int_0^t\ddot{y}_0(\xi)e^{-\frac{\alpha\pi}{T}(t-\xi)}\cos\frac{2\pi}{T_i}(t-\xi)d\xi \tag{8.49}$$

Здесь i-число форм колебаний, m_k-масса k-ого этажа, T_i-период колебаний по i-й форме η_{ki}-коэффициент формы колебания, α_i-коэффициент затухания, $\ddot{y}_0(\xi)$-закон колебания грунта.

Максимальные значения сейсмических сил S_{ki} по j-ой форме и скорости их приложения $\dot{S}_{kj}$ будут:

$$\begin{aligned}S_{kj}^{max}&=m_k\eta_{ki}\tau_j^{max}(T_j)\\ \dot{S}_{kj}^{max}&=m_k\eta_{ki}\dot{\tau}_j^{max}(T_j)\end{aligned} \tag{8.50}$$

Так как максимальные значения $S_{kj}(t)$ и $\dot{S}_{kj}(t)$ достигаются в различные моменты времени максимальные значения S_k^{max} и $\dot{S}_k^{max}$ с учетом трех форм колебаний необходимо производят с применением компьютеров по формулам (8.42) и (8.43). Их с достаточной точностью можно определить и по приближенным формулам:

$$S_k^{max}=\sqrt{\sum_{j=1}^{3}\left(S_{kj}^{max}\right)^2},\qquad \dot{S}_k^{max}=\sqrt{\sum_{j=1}^{3}\left(\dot{S}_{kj}^{max}\right)^2} \tag{8.51}$$

Аналогичным образом можно определить и поперечные силы Q_k^{max} и изгибающим M_k^{max} и их скорости приложения $\dot{Q}_k^{max}$ и $\dot{M}_k^{max}$.

$$\dot{Q}_k^{max} = \sqrt{\sum_{j=1}^{3}\left(\dot{Q}_{kj}^{max}\right)^2}, \qquad \dot{M}_k^{max} = \sqrt{\sum_{j=1}^{3}\left(\dot{M}_{kj}^{max}\right)^2} \tag{8.51a}$$

Процедура для учета влияния скорости нагружения производится в следующей последовательности:

- максимальные значения скоростей приложения сейсмических сил $\dot{S}_k^{max}$, $\dot{Q}_k^{max}$ и $\dot{M}_k^{max}$ умножаются на 0.66 из-за некоторого сдвига фаз времени достижения максимальных значений S_k^{max} и $\dot{S}_k^{max}$ и Q_k^{max}, $\dot{Q}_k^{max}$, а так же из-за знака переменности сейсмических нагрузок;
- определяются величины скоростей роста усилий в элементах конструкции.

Поскольку расчеты производятся в упругой стадии работы материала, расчетные выкладки будут отличатся только тем, что в качестве внешней силы, приложенной на уровне перекрытия, принимается величина скоростей приложения нагрузки;

- по известным формулам строительной механики с постановкой в них вместо усилий соответственно их скоростей вычисляются величины скоростей роста напряжений $\dot{\sigma}$ в сечениях элементах конструкции;
- согласно полученным значениям $\dot{\sigma}$ по таблице 8.5 определяются коэффициенты динамического упрочнения конкретного материала $k_д$ в данном сечении;
- дальнейший расчет размеров сечений производится с учетом коэффициента $k_д$, т.е. расчетное сопротивление при расчете по особому сочетанию нагрузок следует умножать на величину коэффициента $k_д$.

При определении сейсмических сил S_{kj} по СНиП значения скоростей приложения $\dot{S}_{kj}$ определяется по формуле:

$$\dot{S}_{kj} = Q_k \eta_{ki} k_0 \frac{\dot{\tau}_j(T)}{g}, \tag{8.52}$$

где значения $\dot{\tau}_j$ для сейсмических зон с максимальным ускорением грунта до 0.2g и до 0.4g определяются по выше приведенным формулам (8.47), где: k_0-коэффициент грунтовых условий.

В качестве примера расчета с учетом скорости нагружения было рассмотрено (для землетрясений с максимальным ускорением грунта $y''_{0max} = 0.2g$) 17 - этажное, симметричное в плане точечное каркасное

здание гостиницы с диафрагмами жесткости [80]. Каркас здания осуществлен из металлических прокатанных профилей (Ст-3) с последующим бетонированием колонн. Диафрагмы жесткости представляют собой железобетонные плиты толщиной 140мм. Стойки каркаса жестко заделаны в монолитную фундаментную плиту. Перекрытия состоят из сборных плит, по которым устроена монолитная железобетонная плита толщиной 100 мм. Высота здания 50м, размеры в плане 16x16м. Периоды свободных колебаний по первым трем формам составили $T_1 = 1.6$ сек, $T_2 = 0.61$ сек, $T_3 = 0.38$ сек.

Величина скоростей приложенных сейсмических сил по каждой форме колебаний в соответствии с формулой (8.47) будет

$$\dot{\tau}_1 = 4.1 \text{ м/сек}^3,\ \dot{\tau}_2 = 18.13 \text{ м/сек}^3,\ \dot{\tau}_3 = 31.5 \text{ м/сек}^3,$$

Расчеты по формулам (8.51) и (8.51а) показали, что значения скоростей нагружения по высоте всего здания практически оказались одинаковым (из-за влияния высших форм колебаний при суммировании по формуле (8.51)) и составляют примерно $0{,}5 \times 10^3$ МПа/с. Таким образом, при расчете для всех сечений колонн можно принять одну величу, коэффициента $k_д$ динамического упрочнения, значение которого согласно табл. 8.5, будет равно 1.3. Для 9-этажного крупнопанельного здания со стенами из легкого бетона М200 с периодами T_1=0.31 сек, для коэффициента $k_д$, с учетом только первой формы колебания, получено 1.35 при A_{max}=0.2g [80].

8.4. Об ограничении величин осевых нормальных напряжений от постоянных нагрузок при расчетах железобетонных конструкций на сейсмические воздействия

При проектировании железобетонных конструкций на сейсмические воздействия нормы предусматривают работу конструкции в упруго-пластической стадии и как следствие этого определенные повреждения конструкции во время землетрясения. Уровень этих повреждений учитывается введением в расчет коэффициентов повреждений k_1, согласно СНРА П-2.02-94. Допущение повреждений зданий и сооружений во время землетрясения связано с определенным риском, поэтому их следует предусмотреть в разумных пределах. В связи с этим вопросы оптимального нормирования значений k_1 в зависимости от конструктивного решения здания имеют большое социально-экономическое значение как для обеспечения их сохранности и безопасности во время расчетного землетрясения, так и для технико-экономической эффективности начальных

капитальных вложений и средств на его восстановление после землетрясения.

Повреждениям конструкций всегда сопутствуют их неупругие пластические деформации. Введением в расчет коэффициента k_1 мы сознательно уменьшаем горизонтальную сейсмическую нагрузку, вычисленную в предположении упругой работы конструкции в k_1 раза (следовательно и размеры ее несущих элементов) и создаем условия для перехода работы конструкции в пластическую стадию. Ясно, что параметры такого состояния и их оптимальность с точки зрения безопасности будут зависеть от материала и конструктивного решения сооружения. Обычно при изучении неупругих деформаций вводится коэффициент податливости μ как отношение максимального предельного перемещения (деформация) в упруго-пластической стадии к ее перемещению в момент начала пластических (конца упругих) деформаций (рис.8.19):

$$\mu = \frac{\Delta_{n\max}}{\Delta_y} \tag{8.53}$$

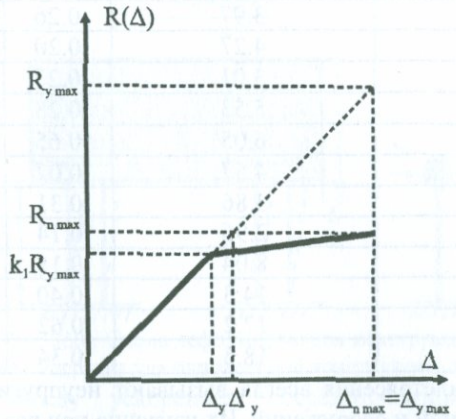


Рис.8.19. К определению коэффициента повреждений

Как видно из рисунка, имеет место:

$$\frac{\Delta_{n\max}}{\Delta'_y} = \frac{R_{y\max}}{R_{n\max}} \tag{8.54}$$

Для идеального упруго-пластинчатых материалов (конструкций) $\Delta_y = \Delta'_y$ и следовательно будем иметь:

$$R_{n\max} = \frac{R_y}{\mu}, \text{ или } R_{n\max} = k_1 \cdot R_{y\max}, \tag{8.55}$$

где принято

$$k_1 = \frac{1}{\mu} = \frac{R_{n\max}}{R_{y\max}}, \qquad (8.56)$$

Таким образом, коэффициент повреждений k_1 представляет собой отношение реакции упругопластический системы в момент начала пластических деформаций $R_{n\max}$ к условной максимальной реакции $R_{y\max}$ той же системы в предположении ее упругой работы от начала землетрясения до его прекращения.

Таблица 8.8. Значения максимальных перемещений

Значение начального периода свободных колебаний T, с	Максимальные перемещения, см			
	Упругий расчет	Упруго-пластический расчет		
		$\mu = 1.43$ $k_1 = 0.7$	$\mu = 2.0$ $k_1 = 0.5$	$\mu = 3.33$ $k_1 = 0.3$
0.35	2.41	0.13	1.99	2.89
0.4	2,97	0.29	3.67	2.94
0.45	3.97	0.26	4.14	2.86
0.5	4.27	0.20	3.41	3.83
0.55	3.01	0.27	3.81	3.99
0.6	5.53	0.28	5.04	6.6
0.7	6.05	0.65	6.33	4.54
0.8	4.57	0.07	3.40	4.83
1.0	3.86	0.31	3.91	4.1
1.2	2.96	0.14	4.99	3.28
1.5	8.04	0.18	7.67	7.12
2.0	14.3	0.40	14.0	13.9
2.5	17.2	0.62	19.8	11.3
3.0	18.5	0.34	15.7	12.7

Сильные землетрясения всегда вызывают неупругие деформации в конструкциях зданий и сооружений. Их изучение при различных нелинейных зависимостях «восстанавливающая сила - относительное перемещение» по акселерограммам сильных землетрясений показывает одно важное свойство процесса деформирования конструкции: **максимальные перемещения упругих и неупругих конструкций с одинаковыми эквивалентными периодами свободных колебаний и параметров затухания очень близки,** когда значение μ не больше 3-4 [13, 65, 108].

В табл. 8.8 приведены результаты расчета простой системы с одной степенью свободы по акселерограмме реального землетрясения (максимальное ускорение грунта 0.25g) для упругой и эквивалентной упругопластической систем при различных значениях k_1 [108], подтверждающие сказанное.

Образование повреждений в действительности приводит к снижению жесткости сооружения, увеличению периода его свободных колебаний и возникновению остаточных деформаций. Оптимальное конструктивное решение будет представлять из себя компромисс двух подходов: снижение жесткости (путем введения коэффициента k_1) и ограничение общих перемещений (упругих+упруго-пластических). На простом примере системы с одной степенью свободы - одноэтажная рамная конструкция с жесткими ригелями, несущей сосредоточенную нагрузку Q (рис.8.20) покажем при каких условиях возможен такой компромисс при проектировании по нормам Республики Армения СНРА П-2.02-94 [96]. Сейсмическая нагрузка S для одноэтажной конструкции согласно [96] будет:

$$S = QAk_0\beta(T) = \frac{Q}{g}\tau(T), \qquad \beta(T) = 1.35T^{-2/3} \tag{8.57}$$

где A, $\beta(T)$* и k_0 -соответственно безразмерные коэффициента сейсмичности, динамичности и грунтовых условий. Горизонтальное ускорение $\tau(T)$ сосредоточенной массы Q/g, будет (в см/сек^2):

$$\tau(T) = \frac{1.35Agk_0}{T^{2/3}}, \tag{8.58}$$

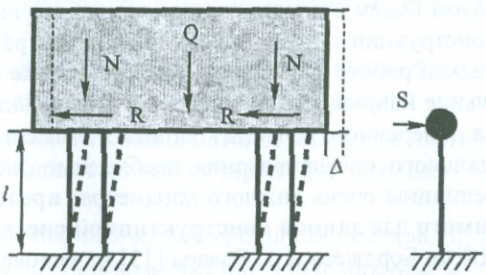


Рис. 8.20. Схема деформирования конструкции

Сейсмическая нагрузка для одноэтажной конструкции согласно норм

Так как между ускорением сосредоточенной массы и его перемещением имеет место соотношение:

$$\tau(T) = \left(\frac{2\pi}{T}\right)^2 y(T), \tag{8.59}$$

для перемещены системы по СНРА П-2.02-94 получим:

$$y(T) = \frac{\tau T^2}{(2\pi)^2} = \frac{1.35Agk_0T^2}{(2\pi)^2 T^{2/3}}, \tag{8.60}$$

---

* Ввиду того, что безразмерный коэффициент $\beta(T)$, входящий в формулу для определения сейсмической нагрузки (8.57), имеет эмпирический характер и зависит от периода свободных колебаний T, который имеет размерность (сек), во всех дальнейших формулах (8.60-8.68) не соблюдаются равенства размерностей правых и левых частей.

Для сейсмической зоны 3 Республики Армения $(A = 0.4)$ и грунтов первой категории $(k_0 = 0.8)$ для максимальных перемещений по формуле (8.60) при упругих колебаниях получим (Т в сек, у(Т) в см):

$$y_{max}(T) = 10.73T^{\frac{4}{3}},$$

Период свободных колебаний показанной на рис. 8.20. конструктивной системы (для колоны с защемленными концами) будет:

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{Q}{gr}} = 2\pi\sqrt{\frac{2Nl^3}{2g \cdot 12EI}}, \qquad (8.61)$$

Подставляя (8.61) в (8.60) и принимая

$$\sigma = \frac{N}{bh}, \qquad I = \frac{bh^3}{12}, \qquad (8.62)$$

где σ - нормальное напряжете (кг/см^2) в колоннах от постоянных нагрузок, для перемещения (8.60) получим (в см):

$$y_{max} = 1.27\sigma^{\frac{2}{3}}h^{-\frac{4}{3}}l^2E^{-\frac{2}{3}}, \qquad (8.63)$$

Таким образом будем считать, что при землетрясении максимальное перемещение конструкции при ее условной упругой работе и реальной упруго-пластической работе выражается одной и той же формулой (8.63), где σ - нормальное напряженке в колонне, Е - начальный модуль упругости, h - высота поперечного сечения колонны и l- высота колонны.

Для оптимального проектирования необходимо экспериментальное установление величины очень важного параметра: **предельного перемещения, допустимого для данной конструктивной системы.**

В работе Дж.Ф. Борджеса и А. Равара [13] на основании экспериментального изучения работы железобетонных изгибаемых элементов, с учетом гипотезы плоских сечений и идеализированной диаграммы «напряжение- деформация» для бетона и арматуры (разрушению соответствуют максимальная относительная деформация 1% для растянутой арматуры и 0.35% для бетона) показано, что для защемленной по двум концам колонны такое предельное перемещение с учетом ее неупругой работы можно представить формулой:

$$y_{пред} = 2 \cdot 10^{-4}\frac{l^2}{nh}, \qquad (8.64)$$

где $n = \frac{N}{bh\sigma_{bk}}$, σ_{bk} - характеристическая прочность цилиндрических образцов из бетона в возрасте 28 дней, принятая равной 85% кубиковой прочности. При этом процент армирования образцов был в пределах 0.5-1.5%, а значение коэффициента податливости оказалось равным $\mu = 3.5$.

По мнению авторов [13], при более высоких процентах армирования это значение коэффициента податливости можно считать слишком завышенным. Как отмечают авторы, формулу (8.64) можно считать справедливой для бетонов и сталей разных классов.

Исходя из основного критерия сейсмостойкости - **максимальное перемещение конструкции с учетом упруго-пластических деформаций не должно превышать допустимого:**

$$y_{max} < y_{пред}, \tag{8.65}$$

на основании (8.63) и (8.64) получим:

$$1.27\sigma^{\frac{2}{3}}h^{-\frac{4}{3}}l^2E^{-\frac{2}{3}} < 2\cdot10^{-4}\frac{\sigma_{bk}}{\sigma h}l^2,$$

откуда для $\sigma_{пред}$ (кг/см^2), получим:

$$\sigma_{пред} < 5.23\cdot10^{-3}\sigma_{bk}^{\frac{3}{5}}E^{\frac{2}{5}}h^{\frac{1}{5}}, \tag{8.66}$$

Формула (8.66) позволяет для колонн из бетона заданной прочности (класса) найти соотношение между высотой сечения колонны h и минимальными величинами осевых напряжений от постоянных нагрузок σ, при соблюдении которого величину податливости конструкции μ можно принимать равной 3.5 (k_1=0.285).

В табл. 8.9 приведены, вычисленные по формуле (8.66), предельные значения осевых напряжении $\sigma_{пред}$, в зависимости от высоты сечения колонны h для легких и тяжелых бетонов, наиболее часто применяемых в строительстве каркасных зданий на территории бывшего АрмССР классов В15, В20 и В25.

Значения характеристической прочности бетонов σ_{bk} соответственно приняты равными 20, 25 и 30 МПа (200, 250 и 300кг/см^2).

Таблица 8.9. Предельные значения осевых напряжений

Высота сечения колонн h в см.	Предельное осевое напряжение $\sigma_{пред}$ от постоянных нагрузок, кг/см^2						
	Легкий бетон				Тяжелый бетон		
	В15 Д2000	В20 Д1800	В20 Д2000	В25 Д2000	В15	В20	В25
20	24.3	32.5	34.4	39.5	26.8	39.2	45.6
30	26.4	35.3	37.3	42.8	29.1	42.5	49.5
40	27.9	37.4	39.5	45.4	30.8	45.0	52.4
50	29.2	39.1	41.3	47.4	32.2	47,1	54.8
60	30.3	40.5	42.9	49.2	33.4	48.8	56.8
70	31.2	41.8	44.3	50.7	34.5	50.3	58.6
80	32.1	42.9	45.4	52.1	35.4	51.7	60.2

Для легких бетонов рассмотрены три класса: B20 (D1800), B20 (D2000) и B25 (D2000) с начальными значениями модулей упругости E, равными $173\cdot10^3$, $199\cdot10^3$ и $214\cdot10^5$ кг/см^2. Для тяжелых бетонов классов B15, B20 и B25 значения начальных модулей упругости соответственно приняты равными $235\cdot10^3$, $275\cdot10^3$ и $306\cdot10^3$ кг/см^2 [94].

Как видно из таблицы, с увеличением высоты сечения колонны h величина предельного осевого напряжения от постоянных нагрузок растет, но очень медленно. Для легкобетонных колонн при h=30÷50см $\sigma_{пред}$ составляет **13-5÷15%** от σ_{bk} и при h= 60÷80см - **15-5-16%** от σ_{bk}. Для колонн из тяжелых бетонов эти отношения незначительно выше и составляют при h=30÷50см- **15-5-19%** от σ_{bk} и при h=60÷80см- **18-5-21%** от σ_{bk}.

Критерием сейсмостойкости сооружения (с учетом повреждений) может служить также ограничение относительных деформаций этажей Δ (перекосов). Так, по нормам РА СНРА П-2.02-94 для рамных железобетонных конструкций это ограничения принимается равным 1/200 высоты этажа. По результатам экспериментальных исследований МТ. Мелкумяна [48] для П-образных рамных железобетонных элементов предельный перекос Δ можно принимать равным 1/200-5-1/160 высоты этажа. Согласно [13] для зданий с обычными высотами этажей их относительное перемещение не должно превышать 2см, что при высоте этажа l=300см соответствует перекосу $\Delta = l/150$.

На основании (8.63), условие ограничения перекоса примет вид:

$$1.27\sigma^{2/3}h^{-4/3}l^2E^{-2/3} < \Delta, \qquad (8.67)$$

Из (8.67) можно вычислить минимальную высоту сечения колонн (см) при разных значениях осевых напряжений σ в кг/см^2.

$$h > 1.19\sigma^{1/2}E^{-1/2}\Delta^{-3/4}l^{3/2}, \qquad (8.68)$$

Для рассмотренных выше колонн из легких и тяжелых бетонов классов B15, B20 и B25 вычисленные по формуле (8.68) минимальные значения h при двух значениях предельных перекосов $\Delta = 1.5$ см (l/200) и 2.0см (l/150) приведены в табл. 8.10. Из таблицы видно, что минимальная высота сечения колонн при $\Delta = 2$ см в 1.24 раза меньше, чем при допустимом перекосе $\Delta = 1.5$ см. Сопоставление данных таблиц 8.9 и 8.10 показывает, что условия ограничения перекосов (8.67) и предельных деформаций по формуле (8.64) приводят к значительным расхождениям между предельными осевыми напряжениями и минимальными величинами высот сечения колонн.

Если при использовании формулы (8.64) значения осевых напряжений σ для малых и больших высот сечения колонн изменяется незначительно, то при использовании условия (8.67) это изменение имеет более крутой характер.

Но в реально применяемом диапазоне 50<h<70см они приводят к одинаковым результатам. Главный вывод из этих результатов заключается в том, что для обычных размеров сечения колонн осевые усилия от постоянных нагрузок должны быть ограничены и их значения не должны превышать 25% от величины характеристической прочности бетона σ_{bk}.

Таблица 8.10. Минимальные значения высот h сечения колонн

Нормальное напряжение в бетоне колонны от постоянных нагрузок σ, кгс/см^2	Высота поперечного сечения колонны h (см) должна быть не меньше, чем							
	при допустимом перекосе Δ = 1.5 см				при допустимом перекосе Δ = 2.0 см			
	из легкого бетона		из тяжелого бетона		из легкого бетона		из тяжелого бетона	
	B20 D1800	B25 D2000	B15	B25	B20 D1800	B25 D2000	B15	B25
5	25	22	21	18	20	18	17	15
10	35	31	30	26	28	25	24	21
15	43	38	37	32	34	31	29	26
20	49	44	42	37	40	35	34	30
25	55	49	47	41	44	39	38	33
30	60	54	52	45	47	43	42	36
35	65	59	56	49	52	46	45	40
40	69	63	60	52	56	51	48	42
45	74	66	63	55	59	53	51	44
50	79	70	67	58	63	56	54	47
55	82	73	70	61	66	59	56	49
60	85	77	73	64	69	62	59	52
70	92	83	79	69	74	67	64	56
80	98	87	85	74	79	70	68	60

Примечание: 1 МПа = 10 кгс/см^2

Выше рассматривался расчет простой системы с одной степенью свободы. Как показывают результаты исследований, приведенные в [13, 68, 108] и многих других работах, значения максимальных перемещений при упругих и упруго-пластических расчетах многоэтажных зданий также отличаются незначительно подобно тому, как это имеет место для рассмотренных выше одноэтажных зданий. Максимальные перемещения (8.60) в этом случае просто необходимо увеличить примерно на 20-25%. Поэтому, отмеченные выше выводы в равной степени можно отнести к осевым напряжениям в нижних этажах многоэтажных зданий.

На рисунке 8.20а показана зависимость минимальной величины высоты сечения колонн h при постоянной вертикальной сжимающей нагрузки σ в зависимости от допускаемого перекоса Δ по формуле (8.68), где через А (безразмерная величина) обозначено (l - см, σ и Е -кг/см^2).

$$A = 1.2l\sqrt{\sigma l / E}$$

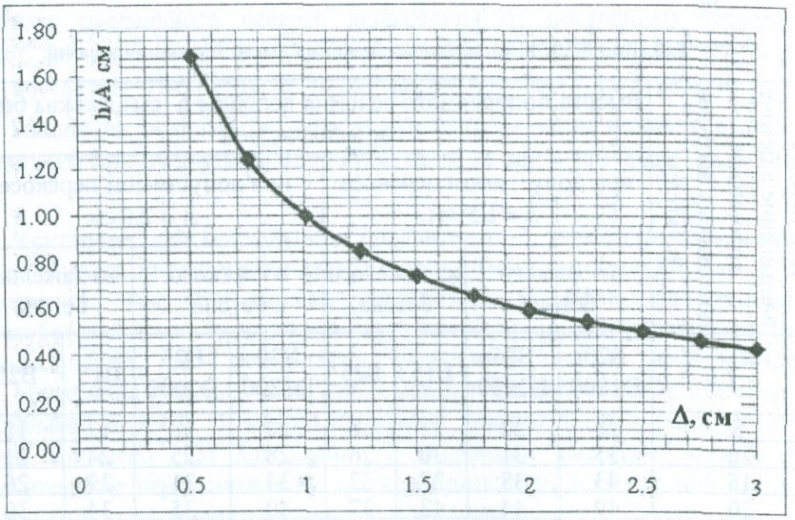


Рис 8.20. а. Зависимость значения высоты сечения колонн h от допускаемого перекоса Δ, по формуле (8.68).

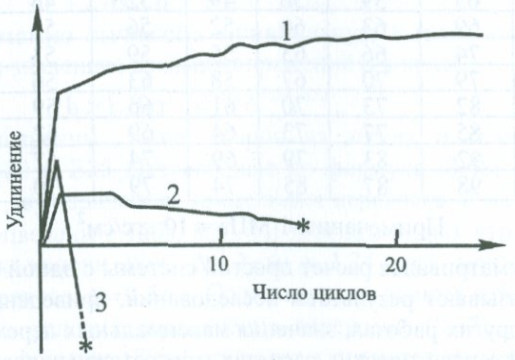


Рис. 8.20. б. Зависимость удлинения железобетонных балок при повторных циклах изгиба и изгиба со сжатием при постоянной амплитуде максимальной *кривизны* [13].

1-при изгибе без сжатия, $N = 0$, 2-при изгибе со сжатием, $N/A_c = 30\,кг/см^2$,

3- при изгибе со сжатием $N/A_c = 60\,кг/см^2$, N-осевая нагрузка сжатия,

Ас- площадь сечения бетона, ∗-стадия разрушения.

Как видно из рисунка значения h существенно (до 1.6 раза) уменьшается при двукратном увеличении допускаемого перекоса Δ.

Отметим, что величины постоянных сжимающих нагрузок играет существенную роль при повторных циклических нагружениях которые имеют место при землетрясениях. Это наглядно, по результатам специальных опытов, показано на рисунке 8.20б, заимствованного из книги Дж. Ф. Боргжеса и А Равара [13]. Как видно из рисунка сжимающая нагрузка N *при повторных нагружениях изгиба со сжатием приводит к разрушению* образца уже при первых двух, трех циклах, тогда, когда при ее отсутствии образец выдержал более чем 20-30циклов нагружения без разрушения.

В заключение отметим, что выборочные расчеты величин осевых напряжений от постоянных нагрузок в многоэтажных зданиях каркасных систем, эксплуатируемых на территории РА и запроектированных согласно СНиП П-7-81 [90] (k_1=0.25, A=0.1 -0.2g), показывают, что они не удовлетворяют выше отмеченным условиям. Это существенно снижает их реальную податливость и повышает вероятность хрупкого разрушения при землетрясениях с максимальными ускорениями грунта в пределах 0.3-0.4g.

8.5. О характере колебаний сооружения при землетрясениях

За последние годы накоплены большая инструментальная информация о колебаниях грунтов и зданий при сильных землетрясениях. Хорошо оснащенные инженерно-сейсмометрические станции для сбора такой информации имеются во многих странах, особенно в США. Получаемые при сильных колебаниях поверхности земли записи ускорений грунтов с различными сейсмическими категориями и зданий и сооружений с различными динамическими характеристиками и их дальнейшая систематизация позволит иметь более полное представление о характере сейсмического воздействия и достовернее прогнозировать поведение конструкций зданий и сооружений при сильных землетрясениях. Нам представляется, что для изучения характера сейсмического воздействия на сооружения в первую очередь необходимо получить записи колебаний самих сооружений, так как возникающие при землетрясениях инерционные (сейсмические) силы в большой степени зависят от динамических параметров конкретного здания - его конструктивного решения, жесткостных и диссипативных характеристик, распределения масс. Данные инструментальных исследований показывают, что величины и особенно *характер изменений во времени смещений и ускорений перекрытий* существенно отличают от их значений и характера, зарегистрированных на грунте.

Наиболее наглядно это вырисовывается, если за надземное соружение принимать простую систему с одной степенью свободы (линейный осциллятор). В этом случае ускорение инертной массы сооружения выражается формулой

$$\tau(T,n,t)=\frac{2\pi}{T}\int_0^t e^{-\frac{n}{T}(t-\xi)}a(\xi)\sin\frac{2\pi}{T}(t-\xi)d\xi \qquad (8.69)$$

где Т- период свободного колебания осциллятора, n -коффициент затухания, a (t) - акселерограмма грунта.

На рис.8.21 показаны акселерограммы и графики изменения во времени $\tau(t)$, вычисленные по формуле (8.69) для различных Т при четырех разных землетрясений, для n=5%. Из графиков видно, что периоды изменения ускорений инертной массы во времени с достаточной точностью равны периодам свободных колебаний Т самого осциллятора независимо от акселерограммы землетрясения, т.е. ускорение грунта с различными преобладающими периодами в здании трансформируются в ускорения инертной массы с одним и тем же периодом, равным собственному периоду осциллятора Т.

Характер изменения во времени ускорений очень жестких сооружений ($T \le 0.2$ с) почти не отличается от характера исходной акселерограммы, тогда как для гибких сооружений периодом $T \le 1.0$ совсем не похожи на акселерограммы грунта: на их квазигармонических колебаниях видны несущественные наложения высокочастотных колебаний грунта. Кроме того, как видно из рисунка, активный участок акселерограммы грунта в сооружениях также изменяется зависимости от его периода Т. Так, если для периодов $T < 0.2$ с на участке после $t > 5$ с ускорения инертной массы пренебрежимо мало по сравнению с его максимумом, то для периодов $T > 1.0$ с ускорения инертной массы могут достигнуть до 50% от его максимума. Это говорит о том, что при малых периодах сооружение подвергается большому количеству (до 10-20) знакопеременных нагружений несимметричным циклом, а при больших периодах— нескольким (до 5-10) циклам, но с устойчивыми амплитудами.

Отсюда следует, что при экспериментальных исследованиях по воспроизведению сейсмического воздействия на сооружения (натурные или модельные) по акселерограмме конкретного землетрясения технически значительно проще (без ущерба точности воспроизведения) воспроизвести колебания масс этажей при помощи простых вибрационных машин, чем колебание основания при помощи сложных сейсмических платформ программного управления.

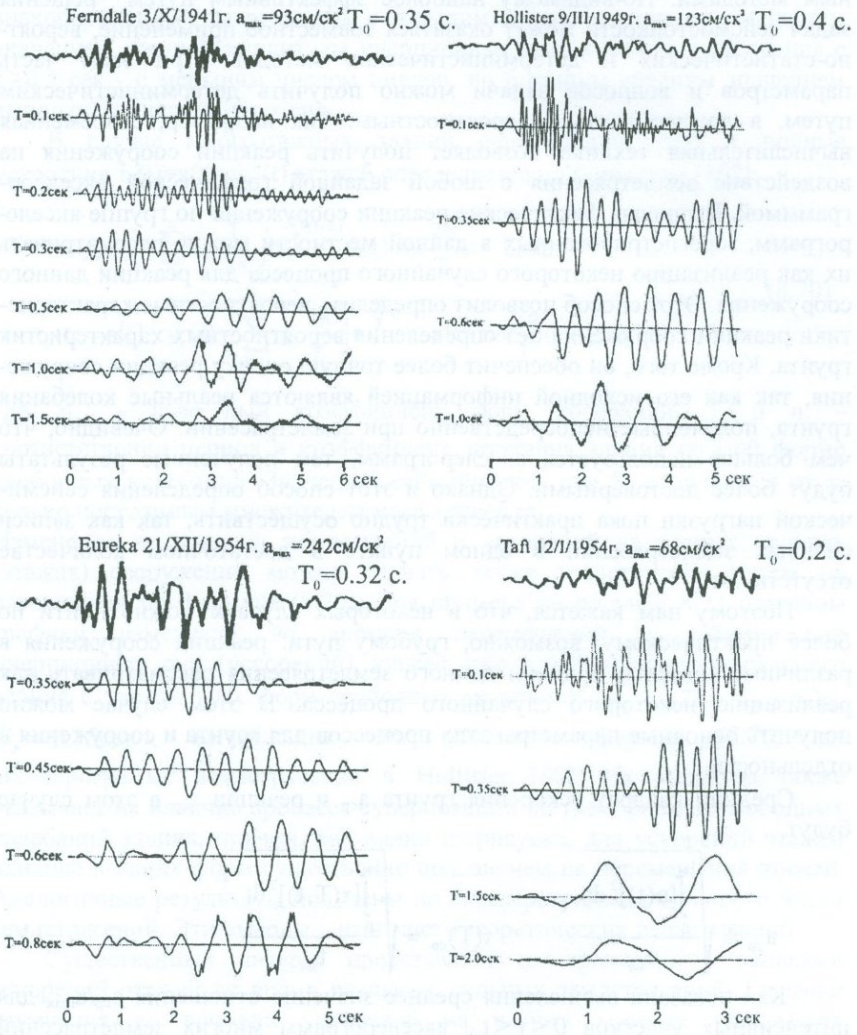


Рис.8.21. Изменения во времени ускорения τ(t) инертной массы линейного осциллятора с различными периодами свободных колебании Т и коэффициентом затухания n=5% при четырех различных землетрясениях [108]. Жирным оттенком показаны исходные акселерограммы со значением преобладающего периода T_0, в сек.

В теории сейсмостойкости часто дискутируется о способах оценки величин сейсмических нагрузок – детерминистическим или вероятностным методами. По-видимому наиболее эффективным путем решения задач сейсмостойкости может оказаться совместное применение, вероятно-статистических и детерминистических методов. При этом часть параметров и вопросов задачи можно получить детерминистическим путем, а другую часть – вероятностным. Так например, современная вычислительная техника позволяет получить реакции сооружения на воздействие землетрясения с любой заданной графической акселерограмммой. Вычисляя фактические реакции сооружения по группе акселерограмм, зарегистрированных в данной местности можно рассматривать их как реализацию некоторого случайного процесса для реакции данного сооружения. Этот способ позволит определить вероятностные характеристики реакции сооружения без определения вероятностных характеристик грунта. Кроме того, он обеспечит более точную оценку реакции сооружения, так как его исходной информацией являются реальные колебания грунта, полученные непосредственно при землетрясении. Очевидно, что чем больше используется акселерограмм, тем полученные результаты будут более достоверными. Однако и этот способ определения сейсмической нагрузки пока практически трудно осуществить, так как записи сильных землетрясений в одном пункте в достаточном количестве отсутствуют.

Поэтому нам кажется, что в некоторых случаях можно пойти по более практическому, возможно, грубому пути: реакции сооружения в различные моменты времени данного землетрясения рассматривать как реализацию некоторого случайного процесса. В этом случае можно получить основные параметры этих процессов для грунта и сооружения в отдельности.

Средний квадрат ускорения грунта $a_{ср}$ и реакции $\tau_{ср}$ в этом случае будут

$$a_{ср} = \sqrt{\frac{\int_0^{t_{ин}} [a(t)]^2 dt}{t_{ин}}} \qquad \tau(T)_{ср} = \sqrt{\frac{\int_0^{t_{ин}} [\tau(T,t)]^2 dt}{t_{ин}}}$$

Как показали вычисления среднее значение отношения $a_{ср}/a_{max}$ для интенсивных участков $0 \le t \le t_{ин}$ акселерограмм многих землетрясений составят примерно 0.33. Аналогичным образом построенные для реакции сооружения гистограммы ускорений для различных периодов свободных колебаний T, показали, что имея общее сходство с гистограммами ускорения грунта, одновременно имеют существенные различия, заключающиеся в том, что частота появления одинакового значения для τ/τ_{max} выше, чем для a/a_{max}, что является следствием более медленного затухания $\tau(t)$ по сравнению с $a(t)$. Среднее значение $\tau_{ср}/\tau_{max}$ составляет от

0.25 до 0.52 соответственно для малых значений периода свободных колебаний T<0.5 сек и больших периодов в T>0.5 сек. Это означает, что при землетрясении жесткие сооружения с T<0.5 сек подвергаются знакопеременным нагружениям с большим числом циклов, но с меньшим значением средней амплитуды инерционных сил, а гибкие сооружения с T>0.5 сек - с меньшим числом циклов, но большим средним значением амплитуды инерционных сил.

В случае многоэтажных зданий перемещения $y_k(t)$ и полные ускорения $\tau_k(t)=a(t)+y_k''(t)$ этажей определяется по формулам [102]:

$$y_k(t)=\sum_{i=1}^{n}\eta_{ki}\frac{T_i}{2\pi}\int_0^t e^{-\frac{n_i}{T_i}(t-\xi)}a(\xi)\sin\frac{2\pi}{T_i}(t-\xi)d\xi,$$

$$\tau_k(t)=a(t)+y_k''(t)=\sum_{i=1}^{n}\eta_{ki}\frac{2\pi}{T_i}\int_0^t e^{-\frac{n_i}{T_i}(t-\xi)}a(\xi)\sin\frac{2\pi}{T_i}(t-\xi)d\xi \qquad (8.70)$$

где η_{ki} - известный коэффициент форм колебаний, T_i и n_i – соответственно период и коэффициент затухания здания по i-ой форме свободных колебаний. Значения сейсмических сил S_k отличаются от τ_k только постоянным множителем масс этажей m_k.

Изменение во времени перемещений и ускорений на разных уровнях (этажах) сооружений можно изучать также теоретически путем их вычисления по формуле (8.70). Для примера на рисунке 8.22 показаны графики изменения во времени перемещений и сейсмических инерционных сил (ускорений) этажей уже для 9-этажного каркасного здания с учетом трех форм свободных колебаний ($T_1=0.78$, $T_2=0.26$, $T_3=0.15$сек), вычисленных на основании формул (8.70) по акселерограмме землетрясения в Hollister [80]. Их характер также указывает на наличие процесса суперпозиции по трем формам свободных колебаний здания, причем, как видно из рисунка, для ускорений этажей влияние высших форм существенно больше чем на перемещения этажей. Аналогичные результаты получены по акселерограммам большого числа землетрясений. Эти выводы – итог чисто теоретических исследований.

Существенный интерес представляет их сравнение с записями ускорений этажей во время реальных сильных землетрясений. Графики изменения во времени ускорений на разных уровнях по высоте многоэтажных каменных, железобетонных и металлических зданий, мостов и высотных плотин были зарегистрированы во время ряда сильных землетрясений. В частности, в большом количестве их было зарегистрировано во время Ломо Приетского землетрясения в Калифорнии 17 октября 1989 года [169] и в Сан Фернандо 9 февраля 1971 года [192]. Некоторые из них для землетрясения Ломо Приета показаны на рис. 8.23, 8.24, 8.25 [135].

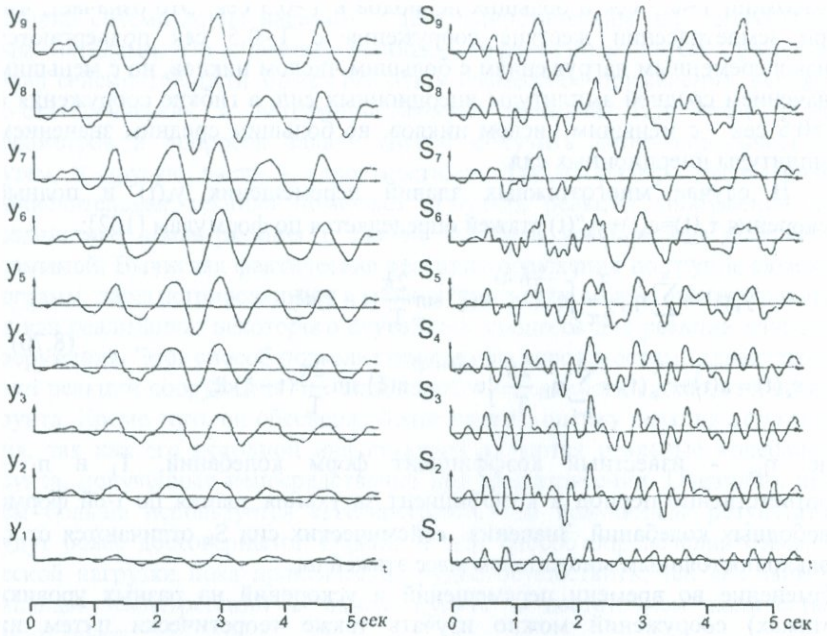


Рис. 8.22. Графики изменения перемещений y_k и сейсмических сил S_k (ускорений) этажей 9-этажного каркасного здания по акселерограме землетрясения в Hollister 9.03.1949. [80]

Синхронные акселерограммы землетрясения на грунте (Free Field) и записи ускорений на уровнях перекрытия 3-го этажа и покрытия металлического здания с размером в плане 28x76 и высотой 14.6 метров (CSMIP Station N57562, San Jose) показаны на рис. 8.23. Анализ записей ускорений этажей и покрытия показывает, что в них преобладают периоды около T_1=0.55сек и T_2=0.2сек, что являются периодами первого и второго форм свободных колебаний самого здания.

Изменения ускорений этажей во времени носят квазигармоничный характер (во многом похожие на графики, приведенные на рис. 8.22) и значительно проще чем характер изменения во времени ускорения грунта (акселерограммы).

На рисунке 8.24 показаны записи изменения во времени ускорений перекрытий 5-го, 9-го, 12-го этажей и покрытия 14-этажного железобетонного каркасного здания с диафрагмами жесткостей (в четырех углах в плане) в Santa Rose. Общая высота здания 40 метров, размеры в плане 26x25 метров (CSMIP Station N68489).

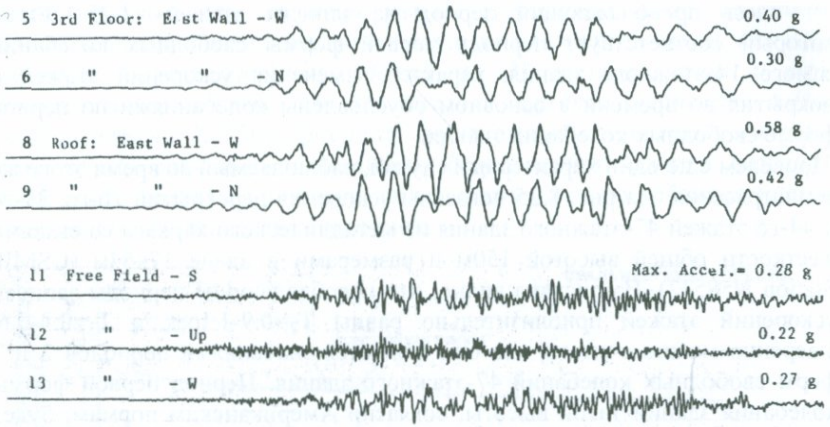


Рис. 8.23. Акселерограммы грунта по трем направлениям (11,12,13) и ускорений 3-го этажа (на перекритии 2-го этажа) и покрытия 3-этажного здания (5,6,8,9) при землетрясении в Ломо Приета (17.10.1989г.) [169].
W- продольное направление здания
N- *поперечное направление здания*

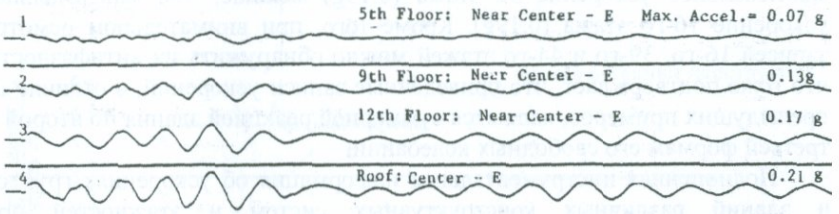


Рис. 8.24. Акселерограммы 5-го, 9-го, 12-го этажей и покрытия 14-этажного здания (1,2,3,4), зарегистрированные во время землетрясения в Ломо Приета (17.10.1989г.) [169].

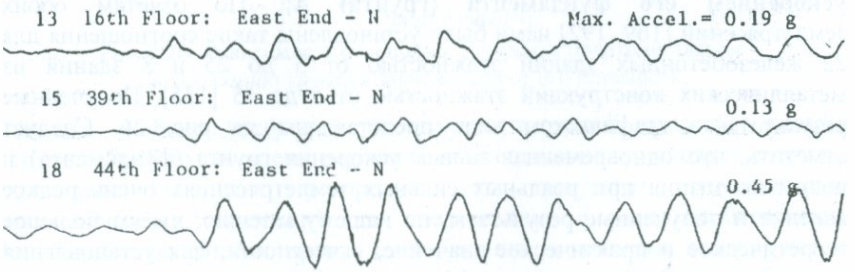


Рис. 8.25. Акселерограммы 16-го, 39-го и 44-го этажей (13,15,18) 47-этажного здания, зарегистрированные во время землетрясения в Ломо Приета (17.10.1989г.) [169].

Здесь преобладающий период на записях этажей– 1.25-1.30сек, который соответствует периоду первой формы свободных колебаний самого 14-этажного здания, характер изменения ускорений этажей и покрытия во времени в основном обусловлены колебаниями по первой форме свободных колебаний здания.

Приведем еще один характерный случай, наблюдаемый во время этого же землетрясения. На рис. 8.25 показаны ускорения перекрытий 16-го, 39-го и 44-го этажей 47-этажного здания из металлического каркаса со связями жесткости общей высотой 150м и размерами в плане 37х54м (CSMIP Station N58532). Из рисунка видно, что преобладающие периоды записей ускорений этажей приблизительно равны T_2=0.9-1.1сек и T_3=0.4-0.6. Уверенно можно считать, что они являются значениями периодов 2 и 3 форм свободных колебаний 47-этажного здания. Период первой формы колебания зданий такой высоты, согласно Американским нормам, будет около T_1=3.5-4.0сек и, естественно, по этой форме ускорения здания (реакции), вызванного землетрясением, будет так мало по сравнению с ускорениями, вызванными по второй и третьей формам колебания, что их доли в общей суммарной величине ускорений на записях не будут обнаруживаться. Это утверждение подтверждается и тем, что максимальное ускорение 39 этажа (0.13g) меньше, чем максимальное ускорение 16-го этажа (0.19g). Кроме того, при внимательном осмотре записей 16-го, 39-го и 44-го этажей можно обнаружить их антифазность, что тоже подтверждает, что приведенные записи ускорений, в отличие от предыдущих примеров, являются суммарной реакцией здания по второй и третьей формам его свободных колебаний.

Полноценная инструментальная информация об ускорениях грунтов и зданий различных конструктивных систем и этажностей при землетрясениях 17.10.1989г. в Ломо Приета и 9.02.1971г. в Сан-Фернандо позволили выявить также очень важный с точки зрения сейсмического воздействия аспект – **количественные соотношения между максимальным ускорением покрытия здания $A_п$ и максимальным ускорением его фундамента (грунта) $A_г$.** По отчетам обоих землетрясений [169, 192] нами были установлены такие соотношения для 22 железобетонных зданий этажностью от 5 до 25 и 8 зданий из металлических конструкций этажностью от 5 до 45 [135]. Полученные результаты в графическом виде представлены на рис.8.26. Следует отметить, что одновременная запись ускорения грунта (фундамента) и покрытия здания при реальных сильных землетрясениях очень редкое явление и полученные результаты, по нашему мнению, имеют большое теоретическое и практическое значение, в частности, для установления максимального значения коэффициента динамичности и спектра реакции. Как видно из приведенных результатов, **минимальное значение $A_п/A_г$ равно 1.2, максимальное – 4.1.** При этом минимальное значение

зарегистрировано для высотных зданий этажностью 25-45. Наиболее важный вывод из полученных результатов можно сделать такой: ***как для высотных железобетонных зданий до 25 этажей, так и для металлических зданий до 45 этажей среднее значение*** $A_п/A_г$ ***приближается к 2.5***. Этот результат подтверждает достоверность максимального значения нормализованного безразмерного спектра реакции, равного 2.5, принятого в нормативных документах по сейсмостойкому строительству большинства стран мира.

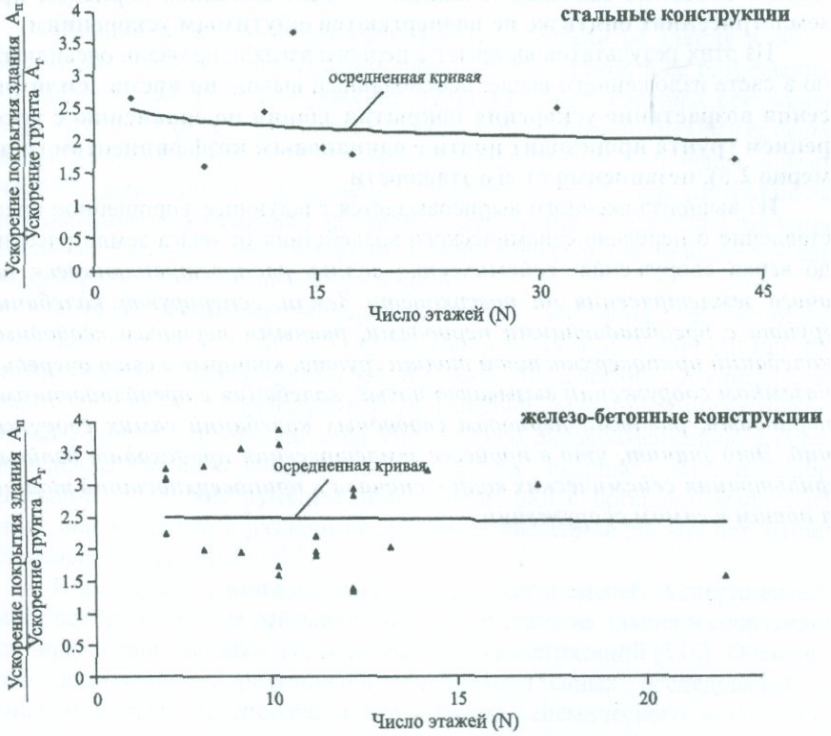


Рис. 8.26. Зависимость отношения ускорения покрытия здания к ускорению грунта в зависимости от его этажности.

Так как значения ускорений на уровнях покрытий высотных зданий зарегистрированы во время реального землетрясения, то следует считать, что величины этих ускорений есть результат суперпозиции (суммирования) ускорений по нескольким формам собственных колебаний так как во время землетрясения в зданиях генерируются колебания как по первой форме так и по высшим формам свободных колебаний согласно формуле (8.70). Из этого следует второй важный вывод: **в суммарной зарегистрированной величине ускорения**

покрытия малоэтажных зданий основную долю составило ускорение, соответствующее первой форме свободного колебания, так как периоды высших форм свободных колебаний для таких зданий очень маленькие и по ним во время землетрясений здание (как жёсткое тело) почти не подвергается ощутимым динамическим ускорениям, и, наоборот, в высотных зданиях основную долю зарегистрированного ускорения покрытия составляют ускорения по высшим формам колебаний здания так как период первой формы колебаний таких зданий слишком большой и здания с таким большим периодом при землетрясениях опять же не подвергаются ощутимым ускорениям.

Из этих результатов вытекает с первого взгляда не очень очевидный, но в свете изложенного выше, обоснованный вывод: **во время землетрясения возрастание ускорения покрытия здания по сравнению с ускорением грунта происходит почти с одинаковым коэффициентом (примерно 2.5), независимо от его этажности**.

Из вышеизложенного вырисовывается следующее упрощенное представление о передаче сейсмического воздействия от очага землетрясения до верха сооружения: ***сейсмические волны, распространяющиеся от очага землетрясения на поверхности Земли, генерируют колебания грунта с преобладающими периодами, равными периодам свободных колебаний приповерхностной толщи грунта, которые в свою очередь в наземном сооружении вызывают новые колебания с преобладающими периодами, равными периодам свободных колебаний самих сооружений. Это значит, что в процессе землетрясения происходит двойная фильтрация сейсмических волн – сначала в приповерхностной толще, а потом в самом сооружении.***

Глава 9. СОВЕРШЕНСТВОВАНИЕ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ МЕТОДОВ ИССЛЕДОВАНИЯ СЕЙСМИЧЕСКИХ ВОЗДЕЙСТВИЙ

9.1. Метод экспериментального воспроизведения сейсмического воздействия на здания и сооружения по реальной акселерограмме землетрясения

Сложность задачи о сейсмическом воздействии на здания и сооружения обусловливает применение различных подходов к ее разрешению. Наиболее адекватное отображение действительной картины сейсмического воздействия, по-видимому, получится при экспериментальных исследованиях. Достоверным способом экспериментального изучения сейсмического воздействия, естественно, может служить инструментальное наблюдение за поведением натурного здания или сооружения во время реальных сильных землетрясений. С этой целью организовывается сеть инженерно-сейсмометрических станций.

Однако проблема экспериментального изучения сейсмического воздействия при помощи ИСС имеет свои недостатки. Такой способ дает возможность экспериментально изучить воздействие землетрясения только на здания тех конструктивных решений, на которых организованы ИСС. Кроме того, при помощи ИСС можно экспериментально изучать поведение зданий и сооружений только при текущих землетрясениях. Большой объем инструментальной информации о прошлых землетрясениях, накопленный в различных странах за последние 50—60 лет, остается неиспользованным.

В настоящей работе сделана попытка найти способ экспериментального воспроизведения сейсмического воздействия на здания и сооружения по зарегистрированным акселерограммам землетрясений [118]. Очевидно, что достоверность результатов экспериментальных исследований во многом зависит от способа моделирования сейсмического воздействия. При точном моделировании сейсмического воздействия основание исследуемого сооружения необходимо вовлекать в такое сложное колебательное движение, которое имеет место при реальных землетрясениях. Применяемые в настоящее время способы такого возбуждения, при помощи сейсмоплатформы программного управления, направленного подземного взрыва или установленной на грунте специальной вибромашины связаны с серьезными, порою непреодолимыми техническими и организационными трудностями. При таких возбуждениях динамическое поведение сооружения оценивается путем моделирования движения его основания. Обеспечение же прочности и надежности сооружения при землетрясениях обусловливается возникающим в нем

напряженно-деформированным стоянием вследствие генерирования в нем инерционных сил, из-за ускоренного перемещения основания. Его перемещение как абсолютно твердого тела, как это частично имеет место при сейсмическом воздействии (через основание), на напряженно-деформированное состояние сооружения не влияет.

Следовательно, практически целесообразно при экспериментальных исследованиях моделировать непосредственно напряженно-деформированное состояние сейсмические инерционные силы самого сооружения, которое имеет место при землетрясениях, без моделирования движения его основания (грунта). Это не только значительно повысит степень точности моделирования воздействия землетрясения (для сооружения), но и существенно облегчит его практическое осуществление.

Для выявления сущности предлагаемого способа рассмотрим следующую задачу. Допустим, что основание какого-либо здания или сооружения подвергается кинематическому возмущению по акселерограмме землетрясения (рисунок, 9.1 а). Расчетную схему здания, как принято в теории сейсмостойкости, примем в виде невесомого бруса с сосредоточенными массами. Будем пока ограничиваться упругой работой конструкции и принимать, что колебания основания происходят только по направлению одной из главных осей симметрии здания.

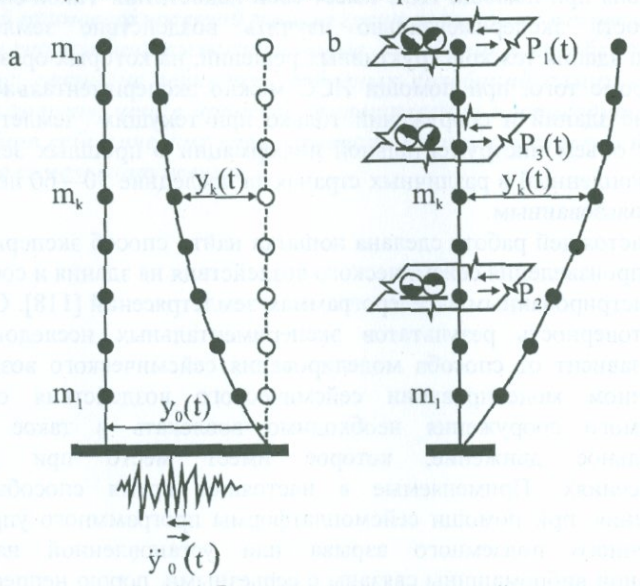


Рис 9.1. Расчетная схема сооружений

а) при реальных землетрясениях по акселерограмме грунта, b) при установлении в здании вибрационных машин

Значения перемещений и сейсмический сил при этом будут [108]:

$$y_k^a(t)=\sum_{r=1}^{n}\left(\frac{T_r}{2\pi}\right)^2\eta_{kr}\tau(T_r,\delta_r,t)$$

$$S_k^a(t)=m_k(\ddot{y}_k-\ddot{y}_o)=m_k\sum_{r=1}^{n}\eta_{kr}\tau(T_r,\delta_r,t) \qquad (9.1)$$

$$\tau(T_r,\delta_r,t)=\frac{2\pi}{T_r}\int_0 y_o(\xi)e^{-\frac{\delta_r}{T_r}(t-\xi)}\sin\frac{2\pi}{T_r}(t-\xi)d\xi$$

где m_k - масса сосредоточенной нагрузки; T_r - период r -ой формы свободных колебаний; δ_r - декремент затухания r -ой формы свободных колебаний; $\ddot{y}_0(t)$- акселерограмма колебания основания. η_{kr} - коэффициенты формы колебаний;

$$\eta_{kr}=\frac{C_{kr}\sum_{i=1}^{n}m_iC_{ir}}{\sum_{i=1}^{n}m_iC_{ir}^2} \qquad (9.2)$$

C_{kr} -амплитуда свободных колебаний i-ой массы по r -ой форме свободных колебаний.

Теперь рассмотрим следующую вспомогательную задачу. Допустим, что на уровне какого-либо ν-го этажа того же задания установлен (рисунок 1 b) мощный вибратор инерционного действия, при включении которого здание совершает вынужденные колебания с амплитудой A_ν, и частотой θ. Уравнения вынужденных колебаний будет [108, 118, 143, 198]:

$$m_k y_k''+a_k(y_k-y_{k-1})+\mu_k a_k(y_k'-y_{k-1}')-$$
$$-a_{k+1}(y_{k+1}-y_k)-\mu_{k+1}a_{k+1}(y_{k+1}'-y_k')=P_k(t)' \qquad (9.3)$$

где k=1,2...ν...n, при $k=\nu$ $P_k(t)=A_\nu\sin\theta t$, при, $k\neq\nu$ $P_k(t)=0$,

$$\mu_k=\frac{\alpha_r T_r}{2\pi},\ y_{n+1}=0,\ a_{n+1}=0,\ y_0=0,\alpha_r=\frac{\delta_r}{\pi}$$

Решением системы уравнений (9.3), при нулевых начальных условиях, получим следующие значения для перемещений $y_k^b(t)$ и сейсмических инерционных сил $S_k^b(t)$

$$y_k^b(t)=\sum_{r=1}^{n}\eta_{rk}^*\frac{\sin(\theta t-\lambda)}{\sqrt{\left(\omega_r^2-\theta^2\right)^2+\alpha_r^2\omega_r^2\theta^2}}, \qquad (9.4)$$

$$S_k^b(t) = m_k y_k'' = -m_k \sum_{r=1}^{n} \eta_{rk}^* \frac{\theta^2 \sin(\theta t - \lambda)}{\sqrt{(\omega_r^2 - \theta^2)^2 + \alpha_r^2 \omega_r^2 \theta^2}}, \tag{9.5}$$

где через η_{rk}^* обозначен

$$\eta_{rk}^* = C_{kr} \frac{C_{vr} A_v}{\sum_{i=1}^{n} m_i C_{ir}^2}, \tag{9.6}$$

Если вибраторы одновременно установлены на трех разных этажах (рис.9.1.b) и вызывают гармонические колебания типа $A_{v_1} \sin \theta_1 t$, $A_{v_2} \sin \theta_2 t$ и $A_{v_3} \sin \theta_3 t$, то для сейсмических сил получим:

$$S_k^b(t) = -m_k \sum_{r=1}^{n} C_{rk} \frac{\sum_{j=1}^{3} A_{vj} C_{vjr} \theta_j^2 \sin(\theta_j t - \lambda_j)}{\left(\sum_{i=1}^{n} m_i C_{ir}^2\right) \sqrt{(\omega_r^2 - \theta^2)^2 + \frac{\delta_r^2}{\pi^2} \omega_r^2 \theta^2}}, \tag{9.7}$$

В резонансном режиме по r-ой форме колебания, то есть при $\omega_r = \theta$, влиянием членов ряда (9.5), для которых $\omega_r \neq \theta$ можно пренебречь, и тогда максимальные значения сейсмических сил по r-ой форме колебаний получим:

$$S_{k\max}^b = \frac{m_k}{\frac{\delta_r}{\pi}} \frac{A_v C_{vr} C_{kr}}{\sum_{i=1}^{n} m_i C_{ir}^2}, \tag{9.8}$$

Следовательно, для того чтобы при вибрационном испытании возникающие в здании максимальные значения инерционных сил по r-ой форме колебания $S_{k\max}^b$ были равны максимальным значениям, по той же форме колебания $S_{k\max}^a$, которые возникают во время реального землетрясения с акселерограммой $\ddot{y}_0(t)$, необходимо соблюдение следующего условия, вытекающего из (9.1) и (9.8):

$$m_k \eta_{kr} \tau_{\max}(T_r, \delta_r) = \frac{m_k}{\frac{\delta_r}{\pi}} \frac{A_v C_{vr} C_{kr}}{\sum_{i=1}^{n} m_i C_{ir}^2}, \tag{9.9}$$

Учитывая, что при резонансе

$$A_v = m_э b_э \theta^2 = m_э b_э \omega^2 = m_э b_э \left(\frac{2\pi}{T_r}\right)^2, \tag{9.10}$$

где $m_э$ - **масса эксцентрика вибратора**; $b_э$ - **расстояние центра масс эксцентрика вибратора до оси вращения**, из (9.9) для массы эксцентрика получим:

$$m_э = \frac{\dfrac{\delta_r}{\pi}\sum_{i=1}^{n} m_i \dfrac{C_{ir}}{C_{vr}} \left| \dfrac{2\pi}{T_r} \int_0^t \ddot{y}_o(\xi) e^{-\frac{\delta_r}{T_r}(t-\xi)} \sin\dfrac{2\pi}{T_r}(t-\xi)d\xi \right|_{max}}{\left(\dfrac{2\pi}{T_r}\right)^2 b_э}, \qquad (9.11)$$

Формула (9.11) дает возможность подобрать параметры вибромашин, то есть массу эксцентрика $m_э$ и радиус вращения $b_э$ при известных параметрах здания m_i, C_{ir}, C_{vr}, T_r и δ_r, и акселерограммы воспроизводимого землетрясения $\ddot{y}_0(t)$ так, чтобы максимальные значения инерционных сейсмических сил по r-ой форме колебания по акселерограмме землетрясения и при вибрационном резонансном возбуждении по той же r-ой форме колебаний полностью совпадали.

Как показано многочисленными исследованиями, для обычных зданий и сооружений сейсмические силы S_{kr} можно определить, ограничиваясь учетом только первых трех форм свободных колебаний. Поэтому при экспериментальном воспроизведении землетрясения также целесообразно ограничиваться первыми тремя формами колебаний, установив в здании три вибромашины, каждая из которых воспроизводит землетрясения по данной форме колебания.

Для облегчения процесса введения в резонансное состояние по данной форме колебания целесообразно вибромашины установить на уровнях тех этажей, в которых формы свободных колебаний имеют максимальные значения. Например, для 9-этажного здания с постоянной жесткостью и массой этажей, такими этажами будут: для первой формы-девятый этаж; для второй - третий этаж и для третьей формы - шестой этаж. В принципе все три вибромашины можно установить на уровне одного, в частности, последнего этажа.

Так как моменты времени возникновения максимальных значений сейсмических сил S_{kr} по каждой форме колебаний как при действительном землетрясении, так и при одновременной работе трех вибраторов не совпадают, то необходимо установить степень отклонения максимальными значениями сейсмических сил с учетом трех форм колебаний при действительном их наложении по формуле (9.1) и при их наложении при одновременной работе трех вибромашин с параметрами (9.11) по формуле (9.7).

С этой целью был произведен следующий численный эксперимент. По акселерограммам различных землетрясений для различных зданий (5-, 10- 13- и 17 этажных железобетонных и металлических) были определены

максимальные значения сейсмических и поперечных сил по точной формуле (9.1) и по следующей формуле:

$$S_k(t) \approx m_k \sum_{r=1}^{3} \eta_{kr} \tau_{max}(T_r, \alpha_r) \sin \frac{2\pi}{T_r} t, \qquad (9.12)$$

которая получается из формулы (9.7) после подстановки в нее значения (9.11) и фактически равносильна установке на здании трех вибромашин, работающих в резонансном режиме по всем трем формам колебаний одновременно. Как показали экспериментальные исследования влияние сдвига фаз вибраторов λ_j, а также последовательности их включения, при реальных соотношениях периодов T_1, T_2, T_3, пренебрежимо малы, поэтому их в формуле (9.12) отсутствуют.

В таблице 9.1 приведены значения поперечных сил на уровнях этажей 17 этажного точечного здания с металлическим каркасом и размерами в плане 14х16м, высотой 54м, вычисленные по формулам (9.1) и (9.12) при землетрясении 15.07.1979 ULCINE-2 (Югославия) с максимальным ускорением грунта 0.221g, (при $\alpha_r = 0.1$).

Для 5, 10 и 13 зданий такие сравнения для уровня первого этажа для 8 акселерограммы землетрясений, приведенные в таблице 2. Как видно из данных таблиц 9.1, 9.2, напряженно-деформированное состояние сооружения при реальном сейсмическом воздействии с учетом трех форм колебаний и по предложенному способу экспериментального его воспроизведения с помощью трех вибраторов достаточно близки. Отклонение в среднем не превышает ±10%.

Таким образом, при испытании здания по каждой форме в отдельности полностью воспроизводится максимальный эффект реального землетрясения, а с учетом высших форм колебаний этот эффект воспроизводится с достаточной для практических испытаний точностью. Имитация сейсмического воздействия с помощью группы вибромашин рекомендуется, как это принято при вибрационных испытаниях, производить поэтапно, с постепенным увеличением веса дебалансов вибромашин. Так как из-за неупругого сопротивления конструкции здания после каждого этапа его динамические характеристики T_r и δ_r (r=1, 2, 3) изменяются, то для достижения более близкой имитации сейсмического воздействия с учетом неупругого сопротивления параметры данного этапа испытания корректируются путем постановки в формулу (11) новые экспериментальных значений T_r и δ_r предыдущего этапа.

При этом, как показано теоретическими и экспериментальными исследованиями, принимается, что отношения периодов первых трех форм колебаний и сами формы колебания во всех этапах испытания изменяются незначительно. Для оперативного управления процессом испытания рекомендуется заранее построить спектры реакции $\tau_{max}(T)$.

Таблица 9.1. Значения поперечных сил Q_k для 17 этажного здания с периодами T_1=1.67с, T_2=0.61с, T_3=0.38с по формулам (9.1) и (9.12) по акселерограмме при землетрясении в ULCINE-2 (Югославия), m_k=m=0.383т сек^2/см

Q_k/m, см/сек^2	На уровнях этажей					
	1	2	3	4	5	6
По формуле (9.1)	1992	1865	1813	1739	1671	1679
По формуле (9.12)	2225	2164	2049	1891	1825	1746
Отклонения, в %	-11.6	-16.0	-13.0	-8.7	-9.2	-3.9

Q_k/m, см/сек^2	На уровнях этажей					
	7	8	9	10	14	17
По формуле (9.1)	1673	1644	1584	1494	957	269
По формуле (9.12)	1705	1640	1554	1470	1063	307
Отклонения, в %	-1.9	0.2	1.8	1.6	-11.0	-14.1
Среднее отклонение Q_k/m по формулам (9.11) и (9.12) **-7.17%**						

воспроизводимого землетрясения для различных значений декремента колебания δ_r.

В случае имитации сейсмического воздействия на крупномасштабной модели здания, что, по-видимому, практически более осуществимо, при использовании формулы (9.11) необходимо предварительно смоделировать акселерограмму землетрясения $\ddot{y}_0(t)$ следующим образом [56];

- если недостающие от моделирования компенсационные грузы подвешены на междуэтажных перекрытиях модели, то временная ось акселерограммы сжимается на величину линейного масштаба моделирования сооружения α, а амплитуды ускорения грунта $\ddot{y}_0(t)$ умножаются на величину $1/\alpha$;

- если компенсационные грузы уложены на междуэтажных перекрытиях, то временная ось акселерограммы сжимается на величину $\sqrt{\alpha}$, а амплитуды ускорения грунта остаются неизменными.

Таблица 9.2. Отношения значений поперечных сил $\sum S_k$ на уровне первого этажа для различных землетрясений по формулам (9.1) и (9.12)

Станция регистрации	Дата землетрясения	Составляющая	$y''_0(t)_{max}$ в долях g	Для 5-этажного здания с T_1=0.45 сек T_2=0.15 сек T_3=0.09 сек	Для 10-этажного здания с T_1=0.90 сек T_2=0.3 сек T_3=0.18 сек	Для 13-этажного здания с T_1=1.0 сек T_2=0.37 сек T_3=0.20 сек
Ferndale, США	7.10-1951	44 W	0.123	0.89	1.16	1.15
—»——»—	7.10-1951	46 E	0.119	0.93	1.29	1.04
—»——»—	21.12-1954	44 W	0.166	0.95	0.95	0.98
—»——»—	21.12.1954	46 E	0.209	0.83	0.98	0,95
ULCINJ-2, Югославия	15.04.1979	N-S	0.181	0.87	1.22	1.02
—»——»—	15-04.1979	N-E	0.227	0.94	0.98	0.98
HERCEC NOVI,	15.04.1979	N-S	0.221	0.95	1.06	1.27
—»——»—	15.04.1979	N-E	0.251	0.97	1.21	1.04
Среднее значение отношения				**0.91**	**1.10**	**1.05**

Подобным же способом можно смоделировать пространственное сейсмическое воздействие на здание (крупномасштабную модель), установив в его этажах во взаимно перпендикулярных направлениях по три вибромашины. Каждая такая группа имитирует землетрясение в данном направлении по соответствующей компоненте акселерограммы грунта. Как и в случае плоских колебаний, последовательность и сдвиг фаз между включениями одной группы вибраторов по отношению к другой не оказывают существенного влияния на пространственное напряженно-деформированное состояние здания.

Разработанная методика была апробирована на модели одной ячейки 9-этажного стального каркаса, изготовленного в масштабе $\alpha = 1/6$. Размеры модели в плане ровнялись 100x75 см, высота этажа 50см, общая высота модели 455см. Каркас модели состоит из двух несущих однопролетных поперечных рам, связанные между собою продольными ригелями двутаврового сечения. Колонны рам имеют коробчатое сечение с размерами 60x40x4 мм. В качестве междуэтажных перекрытий были приняты стальные листы толщиной 5мм, которые прикреплялись к ригелям каркаса на болтах. Моделирование условного оригинала каркаса 9 этажного здания проведено на основе простого подобия. Комплексация недостающей массы модели осуществлялась непосредственным

приложением нагрузки на уровнях перекрытий, что позволило получить сравнительно низкочастотный спектр для основных первых трех форм свободных колебаний модели и тем самым облегчить возбуждение в модели гармонических колебаний с частотами первых трех форм свободных колебаний модели. Экспериментальные значения периодов свободных колебаний модели оказались:

-в поперечном направлении T_{1x}=0.346с., T_{2x}=0.082с., T_{3x}=0.055с.,

-в продольном направлении T_{1y}=0.352с., T_{2y}=0.129с., T_{3y}=0.08с.

Таблица 9.3. Максимальные значения перемещений этажей модели по отдельным формам и при наложении по трем формам колебаний, в **мм**

Этажи	Перемещения, в мм					
	Вдоль поперечной оси X по формам			Вдоль продольной оси Y по формам		
	I	II	I-II-III	I	II	I-II-III
1.	0.45	0.15	0.55	0.70	0.50	1.10
2.	1.00	0.40	1.30	1.70	1.10	2.80
3.	1.50	0.50	1.90	2.65	1.40	4.00
4.	2.30	0.50	2.80	3.90	1.30	5.10
5.	2.80	0.30	3.10	4.60	1.00	5.70
6.	3.20	0.10	3.40	5.50	0.40	6.00
7.	3.60	-0.10	3.70	6.20	-0.30	6.50
8.	3.70	-0.30	4.10	6.60	-0.90	7.40
9.	3.90	-0.50	4.30	6.80	-1.40	8.30

В качестве акселерограммы землетрясения была принята акселерограмма землетрясения от 12.01.1954 в Taft с максимальным ускорением грунта 0.07g, которая заранее была смоделирована для данной модели путем сжатия временной оси t в $\sqrt{1/6} = 0.408$ раза без изменения амплитуд ускорений грунта $\ddot{y}_0(t)$. Вибромашины (сконструированные специально для испытаний моделей зданий), были установлены на 9-ом, 6-ом и 3-ем этажах, при помощи которых в модели одновременно возбуждались вынужденные резонансные колебания соответственно по первой, второй и третьей формам колебаний модели.

В таблице 9.3 приведены экспериментальные максимальные значения поэтажных перемещений модели по отдельным и по трем формам колебаний.

На рисунках 9.2, 9.3 показаны изменения во времени перемещений, записные сейсмометрами СМ-3, и нормальных напряжений, измеренные тензодатчиками, на уровнях 3, 6 и 9-ого этажей. На нижних этажах нормальные напряжения достигли до 40-60 MPa.

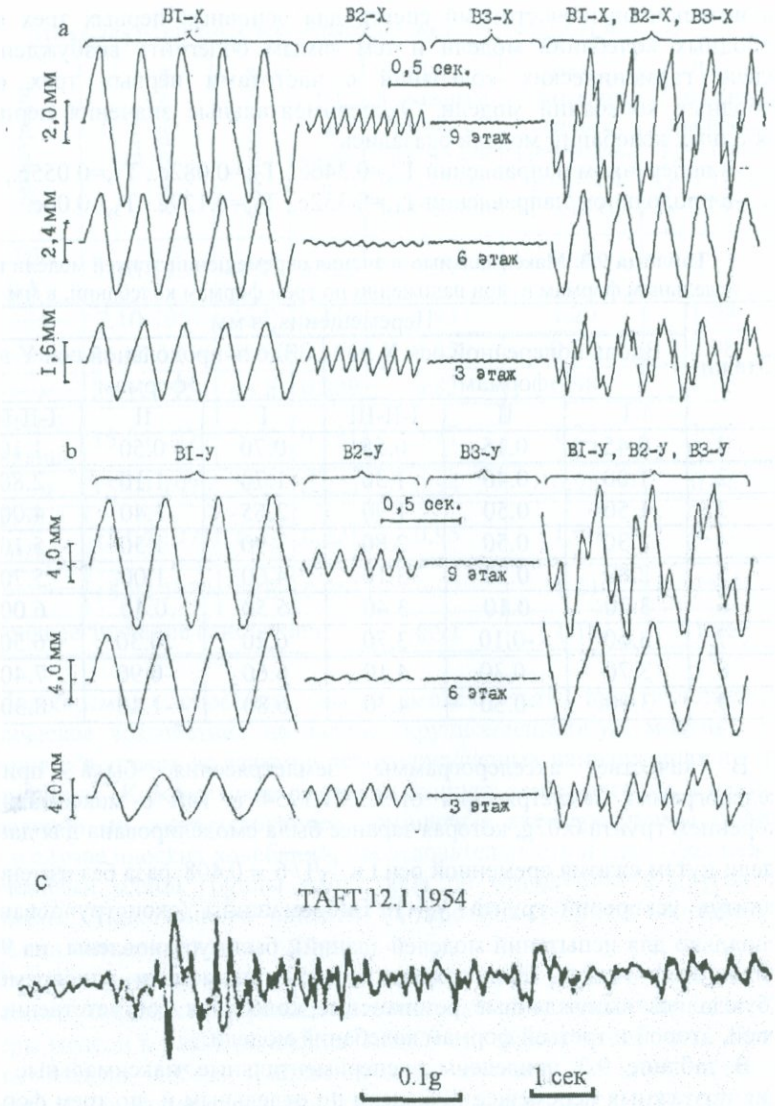


Рис. 9.2. Изменения во времени **перемещений** точек модели на уровнях перекрытий 3,6,9 этажей при одновременном возбуждении вынужденных резонансных колебании по трем формам колебаний модели

a) по поперечному направлению модели,

b) по продольному направлению модели

c) *исходная акселерограмма Taft 12.01.54 Г-20*

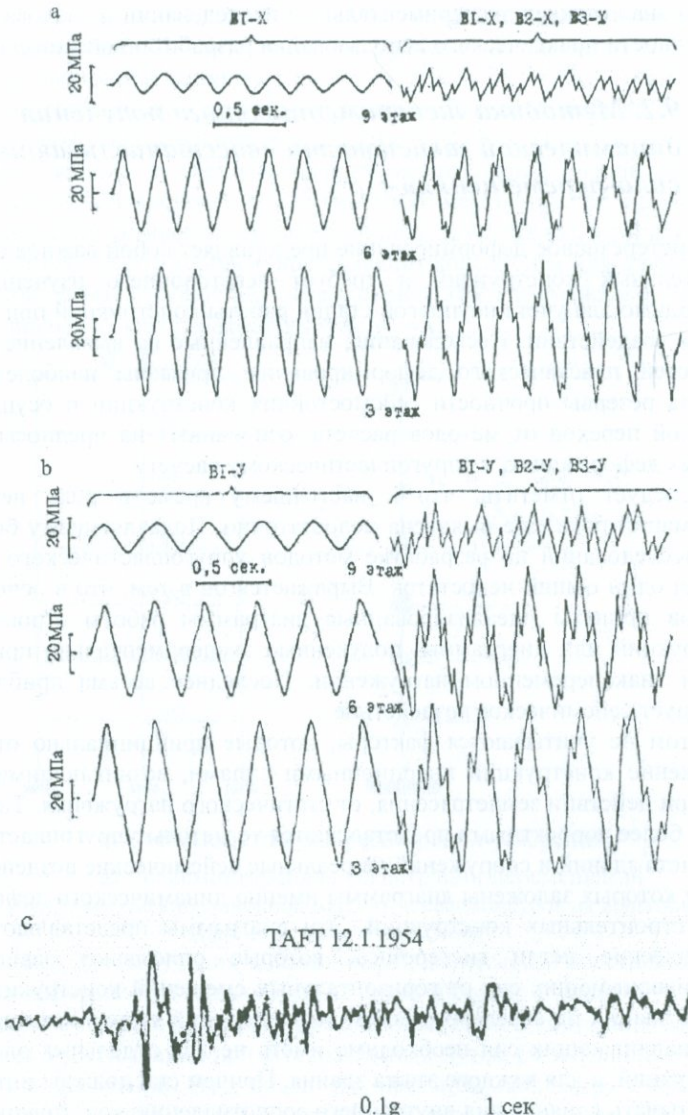


Рис. 9.3. Изменения во времени **напряжений** точек модели на уровнях перекрытий 3,6,9 этажей при одновременном возбуждении вынужденных *резонансных колебаний* по трем формам колебаний модели
a) по поперечному направлению модели,
b) по продольному направлению модель,
c) исходная акселерограмма Taft 12.01.54 Г-20

Полученные результаты свидетельствуют об их идентичности с результатами аналогичных экспериментальных исследований и следовательно о возможности практического использования разработанной методики.

9.2. Методика экспериментального получения динамической зависимости «восстанавливающая сила-перемещения»

Гистерезисное деформирование представляет собой важное свойство строительных конструкций и требует всестороннего изучения. Оно необходимо для учета неупругой стадии работы конструкций при сейсмическом воздействии. Исследования, направленные на выявление закономерностей пластического деформирования, призваны наиболее полно вскрыть резервы прочности сейсмостойких конструкций и осуществить коренной переход от методов расчета, основанных на предпосылках об упругих деформациях, к упругопластическому расчету.

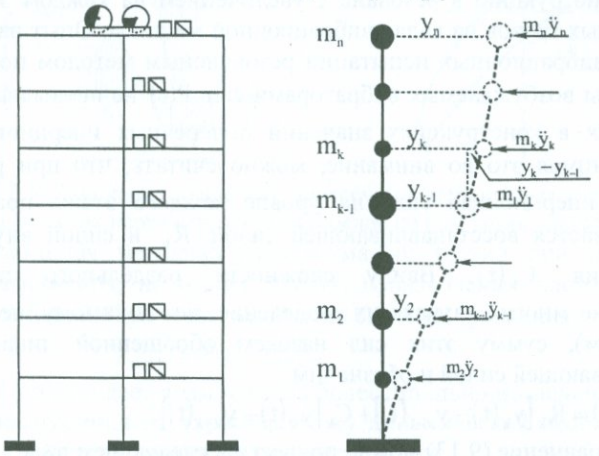
Следует отметить, что к настоящему времени роль неупругих деформаций пока еще выявлена недостаточно. Подавляющему большинству исследований по разработке методов упругопластического расчета присущ один общий недостаток. Выражается он в том, что в основе этих методов приняты идеализированные диаграммы работы строительных конструкций или диаграммы, полученные экспериментально при статическом знакопеременном нагружении. Последнее весьма приближенно имитирует сейсмическое воздействие.

При этом не учитываются факторы, которые принципиально отличают нагружение конструкций инерционными силами, возникающими в зданиях при действии землетрясения, от статического нагружения. Таким образом, более корректными представляются те методы упругопластического расчета зданий и сооружений на реальные сейсмические воздействия, в основу которых заложены диаграммы именно динамического деформирования строительных конструкций. Эти диаграммы представляют собой динамические петли гистерезиса, которые описывают зависимости восстанавливающих сил от горизонтальных смещений конструкций. При расчете зданий по акселерограммам землетрясений такие характеристики восстанавливающих сил необходимо иметь не для отдельных элементов конструкций, а для каждого этажа здания. Причем они должны интегрально учитывать влияние сил внутреннего сопротивления, конструкционного трения в узлах и стыках, жесткости несущих и ненесущих элементов конструкций, переменного вертикального обжатия, скорости нагружения и пространственной работы. Их использование будет способствовать построению расчетных схем, наиболее точно отражающих реальную работу зданий при землетрясении.

Ниже излагается методика получения петель гистерезиса при

динамических нагружениях, их сравнительный анализ со статическими петлями [117, 119, 120, 125, 126], разработанная совместно с **М.Г. Мелкумяном**. Динамическое нагружение осуществляется с помощью вибрационной машины.

Рассмотрим общий случай, когда строительная конструкция представляет собой многоэтажное здание (рис 9.4). Как показывают многочисленные данные экспериментальных исследований, проведенных в зданиях каркасной системы, при колебаниях междуэтажные перекрытия перемещаются практически параллельно друг другу только в горизонтальных плоскостях. В этом случае восстанавливающая сила для любого этажа обусловливается разностью перемещений этого и смежного нижнего этажа, - динамическим перекосом яруса $y_k - y_{k-1}$.



□ сейсмометры для регистрации ускорений

▨ сейсмометры для регистрации перемещений

Рис. 9.4. Расположение вибрационной машины и сейсмометров на испытываемом здании и его расчетная схема

Поэтому для получения динамической зависимости восстанавливающая сила-деформация (перекос) этажа целесообразно исследовать непосредственно изменение во времени деформированного состояния одновременно всех этажей здания при его колебаниях путем регистрации их перемещений и ускорений. Это можно осуществить, например, с помощью вибрационной машины, установленной на перекрытии верхнего этажа. Тогда дифференциальные уравнения движения, полученные в [108] для принятой расчетной схемы (рис.9.4), можно представить в виде

$$Q_k(t) + R_k\left[y_k(t) - y_{k-1}(t)\right] + C_k\left[\dot{y}_k(t) - \dot{y}_{k-1}(t)\right] = P(t), \quad k=1,2,3,\ldots n \tag{9.13}$$

где $Q_k(t)=\sum_{i=k}^{n} m_i \ddot{y}_i(t)$-поперечная инерционная сила на уровне k-го этажа; $R_k(t)$, $C_k(t)$- соответственно неизвестные восстанавливающая сила и сила внутреннего сопротивления k-*го* этажа; $P(t)$- возмущающая сила вибромашины; m_k, $y_k(t)$, $\dot{y}_k(t)$, $\ddot{y}_k(t)$-соответственно масса, перемещение, скорость и ускорение k-го этажа.

Наиболее полное описание поэтажных характеристик восстанавливающих сил возможно при развитии в изучаемой конструкции здания *неупругих деформаций с дальнейшим доведением* здания до стадии разрушения. При вибрационных испытаниях этого можно добиться, вводя поэтапно конструкцию в резонанс с увеличением на каждом этапе веса внецентренных грузов на валах вибрационной машины. Опыт натурных и модельных вибрационных испытаний резонансным методом показывает, что величины возбуждаемых вибраторами сил $P(t)$ не превышают 5% от *возникающих в конструкциях* значений поперечных инерционных сил $Q_k(t)$. Принимая это во внимание, можно считать, что при резонансе поперечная инерционная сила на уровне каждого этажа практически уравновешивается *восстанавливающей силой* R_k *и силой внутреннего сопротивления* $C_k(t)$. Ввиду сложности раздельного получения последних (во многих случаях их разделение, по- видимому, не является необходимым), сумму этих сил назовем обобщенной динамической *восстанавливающей силой* и обозначим

$$R_k^0(t)=R_k[y_k(t)-y_{k-1}(t)]+C_k[\dot{y}_k(t)-\dot{y}_{k-1}(t)]. \qquad (9.14)$$

Тогда уравнение (9.13) можно привести в следующем виде

$$R_k^0(t)=-Q_k(t),\ k=1,2,3\ldots n. \qquad (9.15)$$

Уравнение (*9.15*) позволяет заменить *неизвестную обобщенную динамическую восстанавливающую* силу $R_k^0(t)$ эквивалентной поперечной инерционной силой $Q_k(t)$ значение которой легко определяется через инструментально регистрируемые ускорения этажей $\ddot{y}_k(t)$ при колебаниях здания в процессе его испытания. Таким образом, построение *обобщенной динамической* зависимости восстанавливающая сила-деформация (перекос) этажа $R_k^0(t)\approx\Delta_k(y_k-y_{k-1})$ приводится к построению зависимости $Q_k(t)=\Delta_k(y_k-y_{k-1})\approx\Delta_k(t)$. Для чего необходимо во время испытания одновременно регистрировать перемещения $y_k(t_k)$ и ускорения $\ddot{y}_k(t_k)$ всех этажей. И потом для одного и того же цикла колебания вычислить искусственные записи разностей y_k-y_{k-1} и суммы

$\sum_{i=k}^{n} m_i \ddot{y}_i(t)$ (рис. 9.5). Исключая из двух выражений $Q_k(t)$ и $\Delta_k(t)$ параметр времени t получим зависимость между Q_k и Δ_k.

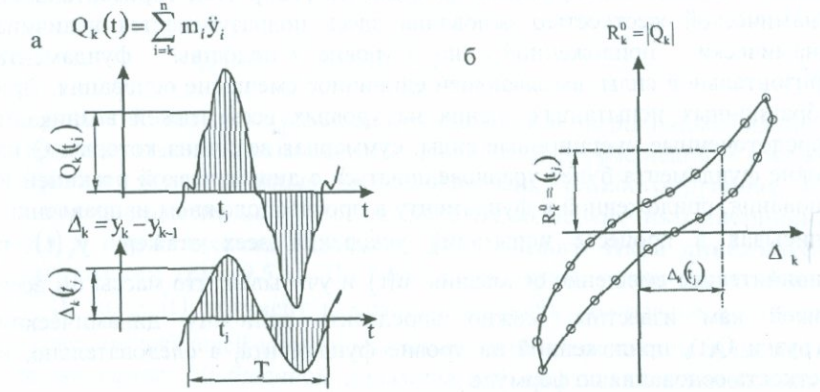


Рис. 9.5. Изменение во времени поперечных инерционных сил (а) и динамических перекосов (б) и построение по ним петли гистерезиса

Предлагаемая методика применима не только при резонансном режиме нагружения, но и при других, произвольных частотах вынужденных колебаний. При этом следует исходить из уравнения

$$R_k^0(t) = P(t) - Q_k(t). \qquad (9.16)$$

Такой подход дает возможность более детально исследовать влияние скорости нагружения на характеристику динамической восстанавливающей силы - гистерезисные свойства конструкции.

Кроме того, по этой методике, можно выявить картину динамического деформирования по высоте различных типов зданий непосредственно во время землетрясений, используя станции инженерно-сейсмометрической службы. Выдаваемая ими информация о величинах перемещений и ускорений грунта и всех этажей здания и их изменении во времени на протяжении действия землетрясений позволяет определять зависимости $R_k^0(t) = f_k(y_k - y_{k-1})$ исходя из следующего уравнения равновесия:

$$R_k^0(t) = -Q_k(t) - \sum_{i=k}^{n} m_i \ddot{y}_o(t), \qquad (9.17)$$

где $\ddot{y}_0(t)$- акселерограмма землетрясения. При этом, в отличие от ныне существующих станций ИСС измерительные пункты в зданиях должны быть установлены на всех этажах. В данном случае увеличится объем вычислительных работ из-за учета второго члена правой части уравнения (9.17). Однако полученные таким путем динамические петли

гистерезиса будут отражать реальную работу зданий при нестационарных воздействиях.

Данная методика позволяет определять также динамическую жесткость податливых оснований и их диссипативные характеристики для зданий с данной конструкцией фундамента [120]. Под горизонтальной динамической жесткостью основания здесь подразумевается величина динамически приложенной на уровне подошвы фундамента горизонтальной силы, вызывающей единичное смещение основания. При вибрационных испытаниях здания на уровнях всех этажей возникают сосредоточенные инерционные силы, суммарная величина которых Q на уровне фундамента будет уравновешиваться с динамической реакцией R основания, приложенной к фундаменту в противоположном направлении. Записывая в процессе испытаний ускорения всех этажей $\ddot{y}_k(t)$ и дополнительно смещение основания $u(t)$ и учитывая, что массы m_k всех этажей нам известны, можно определить величину динамической нагрузки Q(t), приложенной на уровне фундамента, а следовательно, и жесткость основания по формуле

$$C = \frac{|Q_1(t)|_{max}}{|u(t)|_{max}} = \frac{\sum_{i=k}^{n} m_k \ddot{y}_k(t)}{u(t)}. \qquad (9.18)$$

Поскольку при испытаниях записываются изменения Q и u во времени, это позволяет в соответствии с изложенной методикой строить графики динамической зависимости между реакцией R основания и его смещением u, т.е. динамическую петлю гистерезиса грунта основания, при разных уровнях нагружения.

В соответствии с изложенными положениями построение динамических петель гистерезиса сводится к выполнению ряда операций в следующей последовательности. На данном этапе динамического нагружения на осциллограммах перемещений и ускорений выделяется участок, соответствующий какому-либо произвольному полному циклу колебания по данному тону. Момент времени, отвечающий выбранному циклу колебания, должен быть один и тот же для всех этажей. Значения перемещений и ускорений на выделенных отрезках (равных периоду одного полного колебания) табулируются с постоянным небольшим шагом, который не должен превышать 0.1 T, где T - период колебания. При этом необходимо учитывать вводимые приборами сдвиги фаз. В результате табуляции на каждом шаге j для данного этажа определяются его перемещения $y_k(t_i)$ и ускорения $\ddot{y}_k(t_i)$. Значения инерционных сил в эти же моменты времени t_j вычисляются по формуле:

$$S_k(t_j) = m_k \ddot{y}_k(t_j), \qquad (9.19)$$

где m_k - фактическая масса k-го этажа.

По табулированным значениям перемещений и инерционных сил вычисляются значения динамических перекосов $\Delta_k(t_j)$ и поперечных инерционных сил $Q_k(t_j)$ соответственно по формулам

$$\Delta_k(t_j) = y_k(t_j) - y_{k-1}(t_j), \tag{9.20}$$

$$Q_k(t_j) = \sum_{i=k}^{n} S_i(t_j) = \sum_{i=k}^{n} m_i \ddot{y}_i(t_j) \tag{9.21}$$

В этих формулах значения перемещений и инерционных сил берутся со своим знаком. Таким образом, по записям перемещений и ускорений строятся **искусственные осциллограммы, иллюстрирующие изменение во времени на уровне данного этажа поперечных инерционных сил и динамических перекосов для, данного этапа динамического нагружения (рис. 9.5 а).** По этим результатам, исключая из функций $Q_k(t)$ и $\Delta_k(t)$ аргумент t, можно выполнить построение петли гистерезиса, отражающей зависимость поперечной инерционной силы, или, что то же самое, обобщенной динамической восстанавливающей силы от динамического перекоса данного этажа (рис. 9.5 б).

Петли гистерезиса по описанной методике были построены для 2- и 9-этажной моделей пространственных каркасных систем и 2-этажного натурного фрагмента каркасного здания, как показано на рис. 9.6, В таблице 9.4 приведены значение перемещений и ускорений этажей модели в точках осциллограммы, соответствующих шагу табулирования 0.0032 с, и вычисление соответствующих величин поперечных сил и перекосов. На рисунке 9.7 показаны участки осциллограммы поперечных сил и перекосов для одного цикла.

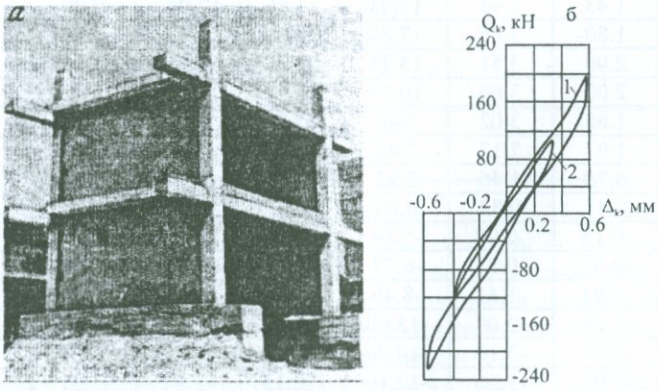


Рис. 9.6. Двухэтажный натурный фрагмент каркасного здания (а) и динамические петли гистерезиса, построенные для первого (1) и второго (2) этажей на одном из этапов его испытания (б). Динамические петли гистерезиса грунта основания натурного фрагмента при различных уровнях нагружения (в)

Каковы же качественные и количественные отличия между статическим и динамическим деформированием конструкций и диаграммами деформирования (петлями гистерезиса) при динамическом и статическом нагружениях. Для ответа на поставленный вопрос были проведены эксперименты на **железобетонных колоннах.** Исходя из цели экспериментов, представлялось необходимым изготовление идентичных образцов, что позволяло после испытания одного образца на динамическую нагрузку, а другого - на эквивалентную статическую нагрузку прямым сравнением выявить различия в их работе. Для того чтобы можно было достигнуть полной идентичности образцов, последние изготовлялись одновременно, попарно в одной металлической форме, из одной бетонной смеси, так что условия их формования, твердения, транспортировки, хранения и монтажа были совершенно одинаковыми. Методика экспериментального получения динамических петель гистерезиса была разработана для конструкций, расчетные модели которых могут быть представлены в виде невесомого консольного бруса с дискретным расположением масс.

Таблица 9.4. Значение перемещений и ускорений этажей двух этажной модели в точках осциллограммы, соответствующих шагу табулирования 0.0032 с, и вычисление соответствующих величин поперечных сил и перекосов

Номер точки	Перемещение, мм		Ускорение м/сек^2		поперечная сила, тс		Перекос второго этажа,мм
	I этаж	II этаж	I этаж	II этаж	I этаж	II этаж	
1.	-0.30	-0.68	-1.08	0.77	-0.02	0.05	-0.38
2.	0.20	0.30	3.38	4.77	0.53	0.31	0.10
3.	0.80	1.15	11.54	6.92	1.20	0.45	0.35
4.	1.15	1.82	14.78	10.30	1.63	0.67	0.67
5.	1.43	2.43	17.53	13.85	2.04	0.90	1.00
6.	1.80	3.05	17.38	20.00	2.43	1.30	1.25
7.	2.00	3.51	13.23	24.46	2.45	1.59	1.51
8.	2.00	3.60	10.00	20.62	1.99	1.34	1.60
9.	1.60	3.02	6.46	13.54	1.30	0.88	1.42
10.	1.07	2.17	3.45	6.24	0.63	0.40	1.10
11.	0.75	1.46	2.92	2.31	0.34	0.15	0.71
12.	0.41	0.82	0.00	0.00	0.00	0.00	0.41
13.	-0.15	-0.05	-5.84	-3.08	-0.58	-0.20	0.10
14.	-0.63	-0.83	-6.77	-8.92	-1.02	-0.58	-0.30
15.	-0.84	-1.41	-8.46	-12.31	-1.35	-0.80	-0.57
16.	-1.29	-2.09	-13.08	-17.54	-1.99	-1.14	-0.80
17.	-1.90	-3.10	-14.00	-24.46	-2.50	-1.59	-1.20
18.	-1.98	-3.26	-12.16	-20.15	-2.10	-1.31	-1.28
19.	-1.73	-2.91	-8.77	-16.15	-1.63	-1.05	-1.18
20.	-1.40	-2.40	-8.00	-10.46	-1.20	-0.68	-1.00
21.	-1.00	-1.86	-3.84	-6.62	-0.68	-0.43	-0.86
22.	-0.60	-1.20	-2.31	-2.31	-0.30	-0.15	-0.60

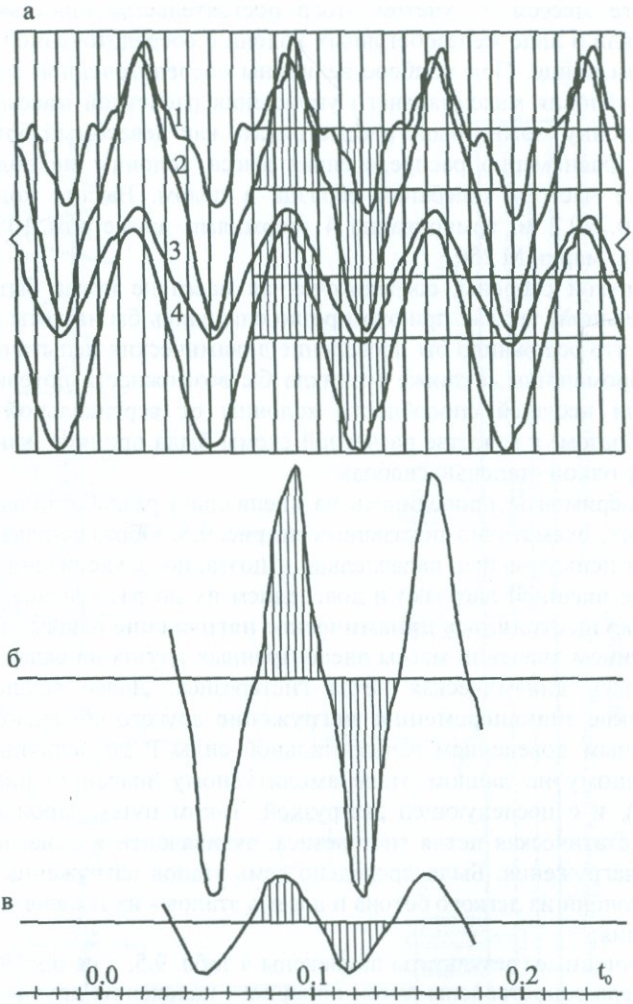


Рис. 9.7. К определению зависимости «восстанавливающая сила-деформация» при динамических испытаниях модели.
а.- участок осциллограммы в момент резонанса на третьем этапе нагружения, б.- изменения во времени поперечной силы на уровне первого этажа, построенная по записям 1 и 2; в.- изменения во времени перекоса второго этажа, построенная по записям 3 и 4;
1 и 2-записи ускорений соответственно первого и второго этажей; 3 и 4- записи перемещений соответственно первого и второго этажей.

В данном же случае выбранные для экспериментов железобетонные колонны представляют собой брус постоянного сечения с распределенной

по высоте массой. С учетом этого обстоятельства опытные образцы изготовляли в виде железобетонных колонн с сосредоточенной массой на свободном конце. При подборе величины сосредоточенной массы исходили из условия максимального упрощения расчетной массы образцов, когда колонну можно было рассматривать как невесомый брус. Иными словами, равномерно распределенная масса колонны не должна была влиять на частоту колебаний образца в целом. Высота колон 1,5 м, сечение 0.2х0.2 м, армирование 4 стержнями диаметром 10 мм класса А11, бетон марки М 250.

С другой стороны, сосредоточенная масса не могла быть принята очень большой, так как при этом резко снизились бы частоты колебаний образца, что осложнило бы проведение динамических испытаний с помощью вибромашины, а также возникла бы возможность потери устойчивости или несущей способности колонны от вертикальной нагрузки. Таким образом, в качестве расчетной схемы была принята эквивалентная система с одной степенью свободы

Эксперименты проводились на специально разработанных силовых установках, схематично показанных на рис. 9.8. Образцы-близнецы каждой пары испытывались параллельно и поэтапно, с увеличением на каждом этапе внешней нагрузки и доведением их до разрушения. **Первоначально осуществлялось динамическое нагружение** одного образца при определенном значении массы внецентренных грузов на валах вибратора и строилась динамическая петля гистерезиса. Далее осуществлялось **статическое знакопеременное нагружение** другого образца-близнеца с постепенным доведением горизонтальной силы P до величины, равной вычисленному на данном этапе амплитудному значению инерционной силы S(t), и с последующей разгрузкой. Таким путем строилась традиционная статическая петля гистерезиса, эквивалентная динамической по уровню нагружения. Было проведено семь этапов нагружения железобетонных колонн из легкого бетона и восемь этапов - из тяжелого, вплоть до разрушения.

Полученные результаты приведены в табл. 9.5, а на рис. 9.9 в качестве примера сопоставлены путем попарного наложения друг на друга динамических и статических петель гистерезиса, полученные при испытании образцов-близнецов из тяжелого бетона. На рисунке 9.10 показаны подробности одного из этапов испытания. Из сравнения динамических и статических петель гистерезиса видно, что они отличаются как по форме, так и по углу наклона к осям координат, что обусловливает различия в работе железобетонных стоек, их жесткостных и диссипативных характеристик в зависимости от типа нагружения. При равных по величине горизонтальных нагрузках перемещения при статическом нагружении всегда больше, чем при динамическом, в связи с чем динамическая жесткость колонн больше статической. Объясняется это, по-видимому, тем, что в образцах, работающих под динамической нагрузкой, благодаря быстро-

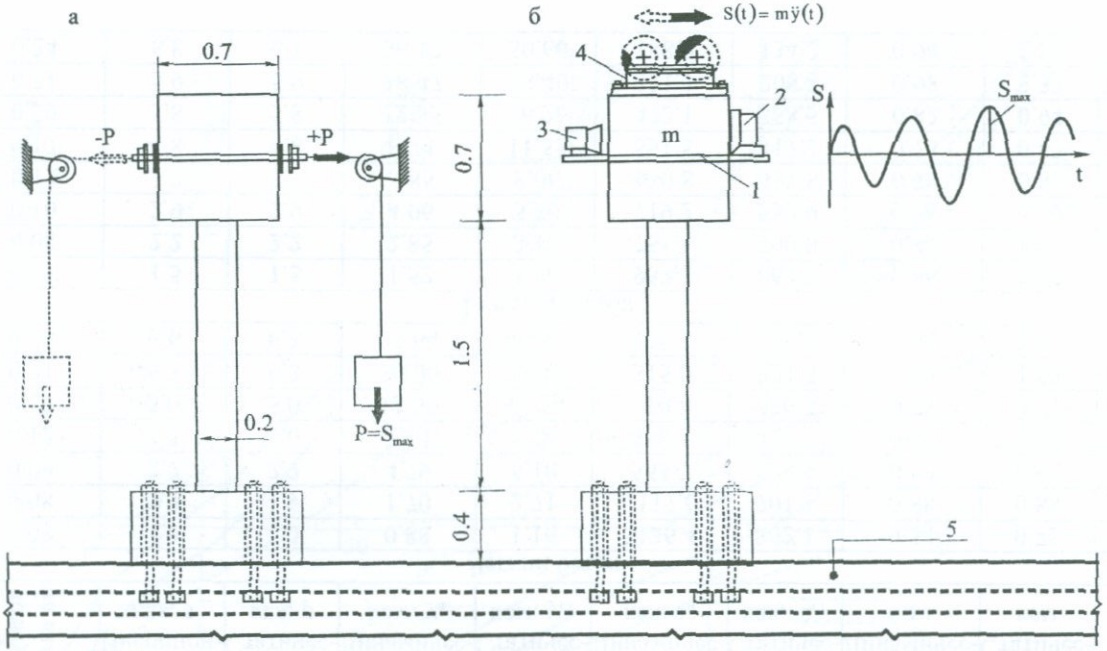


Рис. 9.8. Схемы силовых установок для проведения статических знакопеременных (а) и динамических *(б)* испытаний

1 - подставка для сейсмоприборов, жестко закрепленная к сосредоточенной массе; *2* - прибор для регистрации перемещений; *3* - прибор для регистрации ускорений; *4* - вибрационная машина; *5* - силовой пол. Схема силовой установки и конструкция вибраторов, а так же их изготовление произведены М.Г. Мелкумяном [48].

Таблица 9.5. Результаты динамических и статических испытаний ж/б стоек

Этап нагружения	Максимальная возмущающая сила на валах вибратора, F, кН	Максимальная горизонтальная сила, кН		Максимальное горизонтальное перемещение при нагружении, мм		Горизонтальная жесткость, кН/м		Коэффициент поглощения при нагружении, ψ		Период колебаний T, в сек
		Инерционная, s	Статическая, p	Динамическом, $y_д$	Статическом, $y_{ст}$	Динамическая, $a_д$	Статическая, $a_{ст}$	Динамическом	Статическом	
Легкий бетон										
1	0.03	1.0	1.0	0.88	1.16	1136.4	862.1	0.54	0.75	0.151
2	0.08	1.9	1.9	1.70	2.71	1117.6	701.1	0.88	0.88	0.162
3	0.09	2.7	2.7	4.79	5.10	563.7	529.4	0.82	0.92	0.218
4	0.12	3.5	3.6	7.64	8.24	458.1	424.8	0.67	0.83	0.242
5	0.17	5.0	5.0	13.50	15.14	370.4	330.3	0.78	0.71	0.266
6	0.21	6.3	6.3	20.00	28.44	315.0	221.5	0.75	1.53	0.295
7	0.30	6.6	6.3	37.64	46.00	175.3	136.9	1.04	2.02	0.384
Тяжелый бетон										
1	0.05	1.5	1.5	1.52	1.70	967.1	864.7	0.86	0.92	0.166
2	0.08	2.2	2.2	2.85	3.10	761.4	700.0	0.84	0.81	0.186
3	0.10	2.9	2.9	4.06	5.30	719.2	550.9	0.76	0.79	0.200
4	0.13	3.7	3.7	5.85	8.06	630.8	457.8	0.78	0.83	0.210
5	0.17	4.8	4.8	8.74	11.55	551.5	417.3	0.75	0.87	0.222
6	0.20	5.8	5.8	12.35	16.26	472.1	358.5	0.82	0.94	0.240
7	0.21	5.9	5.9	18.47	28.40	321.1	208.8	0.98	2.33	0.300
8	0.24	6.8	6.1	36.12	50.60	188.0	134.2	0.94	2.84	0.387

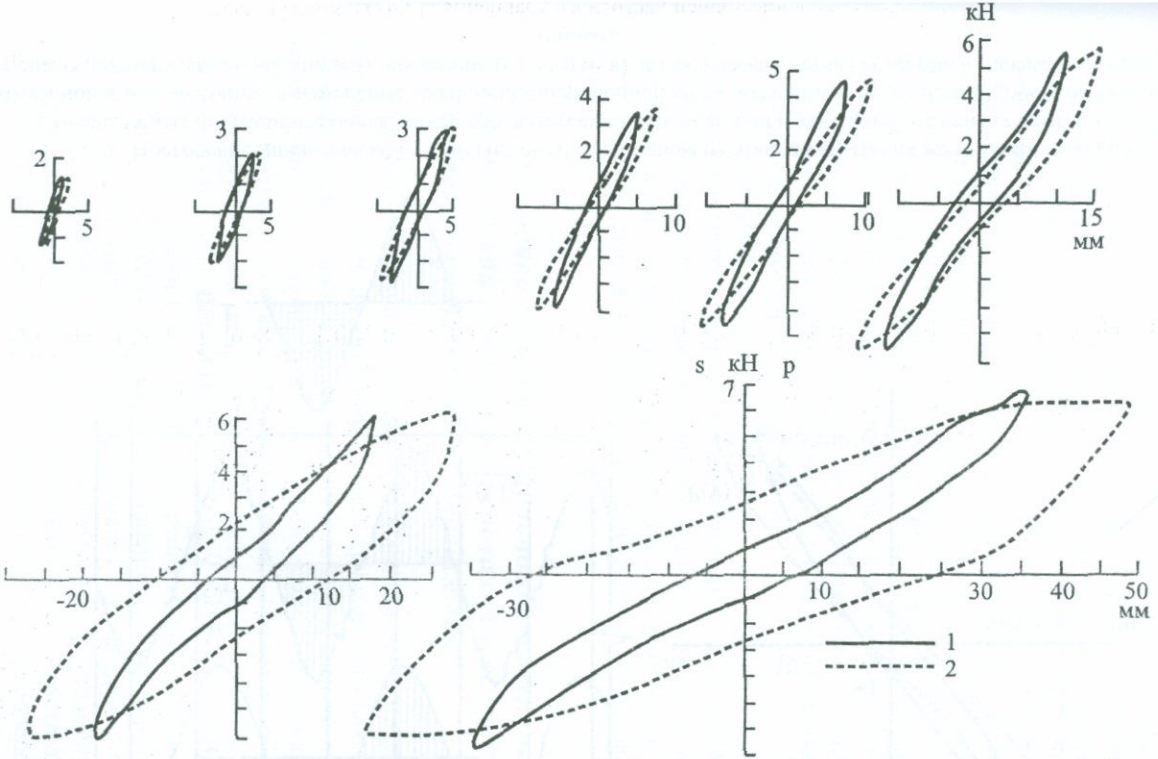


Рис. 9.9. Петли гистерезиса, получены на 8 этапах испытаний образцов железобетонных колонн из тяжелого бетона [125]. 1-при динамическом нагружении s; 2-при статическом нагружении p.

Таблица 9.5. Результаты динамических и статических испытаний ж/б стоек

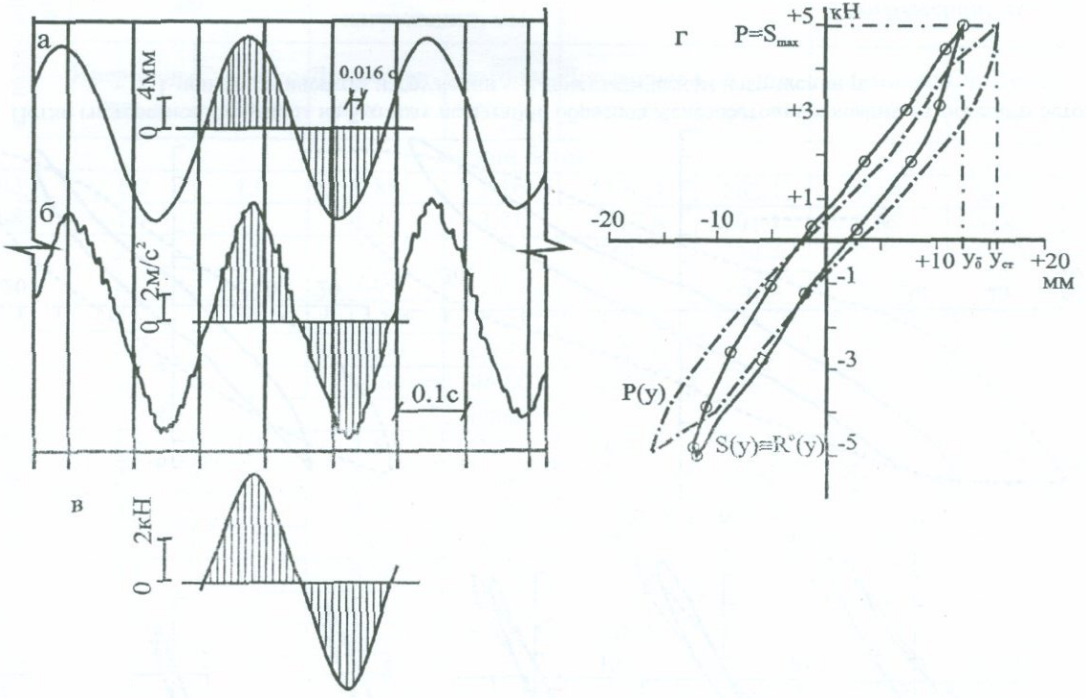


Рис. 9.10. Построение динамической петли гистерезиса на одном из этапов испытания железобетонной колонны а, б-фрагменты инструментальной записи соответственно перемещений и ускорений на уровне центра тяжести сосредоточенной массы колонны, в-изменение во времени инерционной силы полученное по записи (б); г-динамическая петля гистерезиса (показана сплошной линией), построенная по (а) и (в), и статическая петля гистерезиса (показана пунктирной линией).

течности, кратковременности процесса нагружения и инерционным свойствам системы пластические деформации не успевают развиться в той степени, в какой они развиваются в статически нагруженном образце. Этим, по всей вероятности, объясняется и меньшая ширина раскрытия динамических петель гистерезиса по сравнению со статическими с повышением уровня нагружения, что, в свою очередь, приводит к более стабильным значениям коэффициента поглощения при динамическом нагружении.

Проведенные экспериментальные исследования показали, что отмеченные качественные различия в работе железобетонных колонн в зависимости от типа нагружения (статическое или динамическое) одни и те же для образцов из легкого и тяжелого бетона. В то же время количественные данные, указывающие на различия в жесткостных, прочностных и диссипативных характеристиках при статическом и динамическом нагружениях для образцов из тяжелого бетона, отличны от соответствующих данных для образцов из легкого бетона.

Таким образом, можно заключить, что при скоростях нагружения, которые имели место в данных экспериментах ($\dot{\sigma} = 62.2$ МПа/с), наблюдаются явные различия (качественные и количественные) в параметрах, характеризующих поведение железобетонных конструкций, в зависимости от того, действию статических или динамических нагрузок они подвержены.

9.3. Методика экспериментального определения динамической жесткости основания и ее учет при расчетах на сейсмические воздействия

При расчете зданий и сооружений на сейсмические воздействия необходимо учитывать их взаимодействие с грунтом, что связано с определением горизонтальной динамической жесткости основания при колебаниях грунта. Под горизонтальной динамической жесткостью основания здесь подразумевается величина динамически приложенной на уровне подошвы фундамента горизонтальной силы, вызывающей единичное смещение основания. Обычно горизонтальная жесткость основания определяется теоретически с использованием решения динамической контактной задачи теории упругости. При этом значительно упрощается действительная картина взаимодействия фундамента сооружения с грунтом, не учитывается заглубленность и сложная геометрия фундамента, неоднородность и пластическое деформирование грунта. Действительная динамическая жесткость основания зданий может быть определена натурным экспериментом.

Ниже предлагается методика, разработанная совместно с В.А. Амбарцумяном и М.Г. Мелкумяном, позволяющая экспери-

ментальным путем определять динамическую жесткость основания и его диссипативные характеристики для конкретных зданий, возведенных в данных грунтовых условиях [120]. Сущность ее заключается в следующем. Исходя из приведенного выше определения горизонтальной динамической жесткости основания необходимо на уровне фундамента здания создать соответствующую динамическую нагрузку с заданной частотой и амплитудой. Такой нагрузкой может служить суммарная инерционная горизонтальная сила, возникающая на уровне фундамента здания при его колебаниях. Последние предлагается возбуждать с помощью вибрационной машины инерционного действия, закрепленной на перекрытии верхнего этажа. При работе вибромашины на уровнях всех этажей здания возникнут сосредоточенные инерционные силы, суммарная величина которых Q на уровне фундамента будет уравновешиваться с динамической реакцией R основания, приложенной к фундаменту в противоположном направлении. Очевидно, что при абсолютно жестком основании фундамент не будет иметь смещение при колебаниях здания. Если же грунт основания обладает свойством податливости, то фундамент сместится относительно первоначального положения вертикальной оси здания на некоторую величину u. Значение u будет зависеть от свойств грунта основания, конструкции фундамента, веса здания, частоты колебания вибратора и веса его дебалансов. Таким образом, записывая во время работы вибромашину ускорений всех этажей $\ddot{y}_k$ и смещения основания u и учитывая то, что массы m^k всех этажей нам известны, легко можно определить величину динамической нагрузки на уровне фундамента, а следовательно и жесткость основания для данной конструкции фундамента по формуле*

$$C = \frac{\sum_{k=1}^{n} m_k \ddot{y}_k}{u} = \frac{Q}{u} . \qquad (9.22)$$

Предлагаемая методика была апробирована при динамических испытаниях двухэтажного фрагмента каркасного здания, возведенного из типовых конструкций заводского изготовления (рис. 9.11). Ускорения этажей и перемещение на уровне подошвы фундамента регистрировали сейсмоприемниками соответственно ОСП и СМ-3 в резонансном режиме (начальная частота колебания—11Гц) при различных весах дебалансов на валах вибратора. Полученные результаты и вычисленная по ним динамическая жесткость основания приведены, в таблице 9.3.

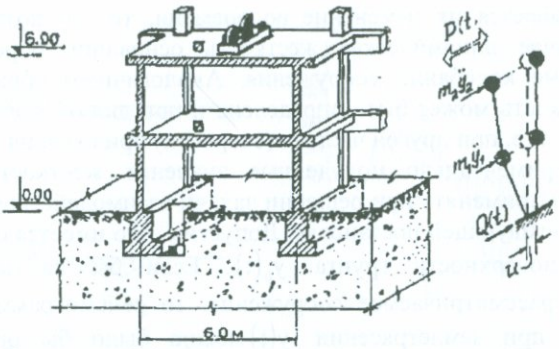


Рис. 9.11. Двухэтажный фрагмент каркасного здания и его расчетная схема
V - сейсмометр, регистрирующий перемещение
■д - сейсмометры, регистрирующие ускорения

Таблице 9.6. Значения динамических жесткостей основания

Поперечная динамическая нагрузка Q, кН	Смещение фундамента и, мм	Вычисленная динамическая жесткость основания С, кН/мм
200,0	0.015	13333
238.5	0.018	13250
290,6	0.027	10763
348,8	0,034	10259

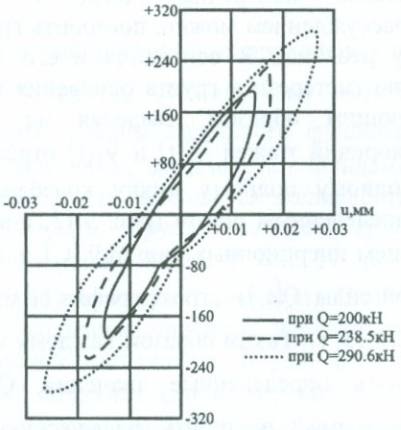


Рис. 9.12. Динамические петли гистерезиса грунта основания при различных уровнях нагружения [120].

Приведенные в таблице значения С соответствуют амплитудным величинам инерционных сил Q и смещениям u. Поскольку при испыта-

ниях записывается их изменение во времени, то это позволяет также, данном случае динамическая жесткость основания определялась по первой форме колебаний сооружения. Аналогичным образом динамическая жесткость может быть определена и при любой форме колебаний сооружения, т. е. при другой частоте (скорости) приложения нагрузки.

Экспериментально полученные значения жесткости основания предлагается применять при решении задачи взаимодействия сооружения с грунтом в следующей постановке. Допустим, что имеется сейсмограмма свободной поверхности грунта $y_0(t)$. Если бы на данном месте находилось рассматриваемое сооружение, то сейсмограмму колебаний фундамента при землетрясении $y(t)$ можно было бы определить из следующего уравнения:

$$y_0(t) - y(t) = y_1(t) \tag{9.23}$$

$y_1(t)$-перемещение грунта, возникающее от сейсмических сил, действующих на сооружение.

Это перемещение можно представить в виде

$$y_1(t) = \sum_{j=1}^{n} \frac{Q_{1j}}{C_j} = \sum_{j=1}^{n} \frac{M_j}{C_j} \omega_j \int_0^t \ddot{y}(\xi) e^{-\frac{\alpha\omega j}{2}(t-\xi)} \sin \omega_j (t-\xi) d\xi ,$$

$$M_j = \left(\sum_{i=1}^{n} m_i X_{ij} \right)^2 \cdot \left(\sum_{i=1}^{n} m_i X_{ij}^2 \right)^{-1} \tag{9.24}$$

где Q_{1j}—сейсмическая поперечная сила I этажа. Пользуясь вышеизложенным рассуждением можно, построить график динамической зависимости между реакцией R основания и его смещением u, т. е. динамическую петлю гистерезиса грунта основания при данном, уровне загружения, следующим образом. Выделяя на записях смещения основания u(t) и ускорений этажей $\ddot{y}_1(t)$ и $\ddot{y}_2(t)$ отрезок осциллограммы, соответствующий одному полному циклу колебаний, производят их табулирование с определенным шагом (рис. 9.13, а-в). Далее на каждом шаге t_j суммированием инерционных сил $m_1\ddot{y}_1(t_j)$ и $m_2\ddot{y}_2(t_j)$ вычисляют значение поперечной силы $Q(t_j)$ и строят график ее изменения на том же отрезке времен (рис.9.13, г). Таким образом каждому моменту времени t_j будут соответствовать определенные значения $Q(t_j)$ и $u(t_j)$, что позволяет, исключая время *t*, построить графическую зависимость $Q(u)$. На рис. 9.13 показаны записи, соответствующие одному из этапов нагружения, при котором амплитудное значение Q было равно 290.6 кН.

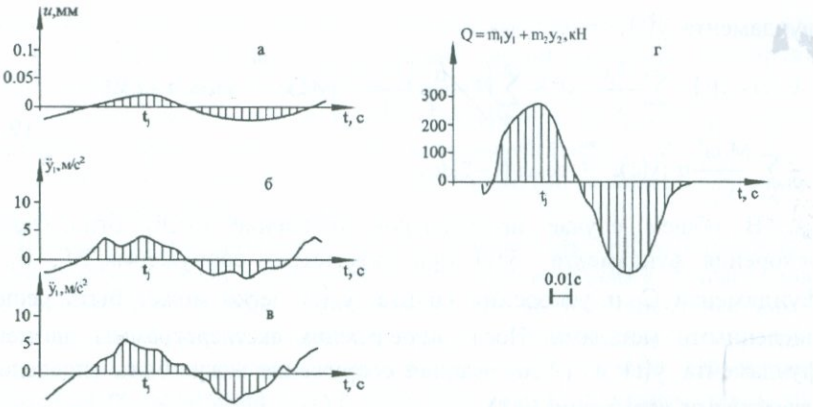


Рис. 9.13. Отрезки осциллограмм смещения основания (а), ускорений первого (б) и второго (в) этажей и изменение во времени поперечной силы на уровне подошвы фундамент? (г), вычисленной по (б) и (в)

На рис. 9.12 изображены построенные вышеуказанным способом динамические петли гистерезиса грунта основания при различных уровнях нагружения (см. таблицу). Как видно из таблицы, динамическая жесткость основания существенно зависит от уровня его нагружения. Сравним экспериментально полученные значения С с теоретическими. Начальное значение жесткости С, полученное аналитическим решением плоской контактной задачи, при малых частотах имеет вид [196]

$$C = 2\pi c_2^2 \rho\left(1-\beta_1^2\right)h - \frac{\pi b^2}{4}\rho\left(1+\beta_1^2\right)\omega_0^2\omega_0^2 h, \beta_1 = \frac{c_2}{c_1}, \qquad (9.25)$$

где c_1, c_2 -скорости распространения продольных и поперечных волн в грунте; ρ -плотность грунта; ω_0 %-круговая частота колебаний фундамента; $2b, h$ -размеры в плане сплошного фундамента. Испытанный фрагмент имел два ленточных железобетон фундамента с размерами 1.4х7.4м, которые при расчете заменяются эквивалентным фундаментом размерами 2b=7.4м, h=2.8м. Грунт основания крупнообломочный с базальтовыми включениями: c_2=800м/с, $\beta_1 = 0.557$, $\rho = 1.6$ р $с^2/м^4$. Вычисленное по формуле (9.25) значение С составило С=11950 кН/мм. что на 10% отличается от экспериментального значения, полученного при начальном низком уровне нагружения. В j-ой форме свободных колебаний; α-коэффициент затухания здания, ω_0 -частота *j*-ой формы свободных колебаний; m_i-масса i-го этажа; X_{ij}- коэффициент, характеризующий амплитуду колебаний i-го этажа по j-ой форме; C_j-динамическая жесткость основания, соответствующая j-ой форме колебаний. Подставляя значение $y_1(t)$ в (9.24), дифференцируя два раза, получим интегральное уравнение Вольтера II рода относительно неизвестного ускорения

фундамента $\ddot{y}(t)$.

$$\ddot{y}_0(t)-\ddot{y}(t)=\sum_{j=1}^{n}\frac{M_j\omega_j^2}{C_j}\ddot{y}(t)-\sum_{j=1}^{n}\left(1-\frac{\alpha^2}{4}\right)\frac{M_j\omega_j^3}{C_j}\int_0^t\ddot{y}(\xi)e^{-\frac{\alpha\omega_j}{2}}\sin\omega_j(t-\xi)d\xi- \\ -\sum_{j=1}^{n}\frac{M_j\omega_j^3}{C_j}\alpha\int_0^t\ddot{y}(\xi)e^{-\frac{\alpha\omega_j}{2}}\cos\omega_j(t-\xi)d\xi. \qquad (9.26)$$

В общем случае интегральное уравнение (9.26) относительно ускорения фундамента $\ddot{y}(t)$ при параметрах сооружения M_j, w_j, α, фундамента C_j и ускорения грунта $\ddot{y}_0(t)$ легко может быть решено численными методами. После определения акселерограммы движения фундамента $\ddot{y}(t)$ из (9.26) реакции сооружения могут быть определены известными формулами (9.1).

9.4. Методические рекомендации по проведению вибрационных испытаний зданий на нагрузки, имитирующие сейсмические воздействия

1. Задачи вибрационных испытаний зданий

Вибрационные (динамические) испытания в области сейсмостойкости зданий и сооружений применяются для совершенствования существующих и разработки новых методов их расчета и проектирования на сейсмические воздействия. Большую работу по созданию мощных вибрационных машин и методом проведения испытаний была проведена в ЦНИИЭП жилища под руководством А.Г. Шапоро [148]. Ниже приводятся рекомендации по вибрационным испытаниям, изложенные в [52].

Вибрационные испытания зданий проводятся с целью:

- определения динамических характеристик зданий, а именно периодов, форм и декрементов колебаний;
- уточнения и совершенствования динамических расчетных схем;
- определения динамической жесткости и зависимости "восстанавливающая сила - деформация (перекос)" для каждого этажа здания;
- определения динамической жесткости основания здания, а также динамической зависимости "восстанавливающая сила - перемещение" для грунта основания;
- определения (оценки) несущей способности строительных конструкций зданий при динамических нагружений;
- возбуждения в здании динамической нагрузки, равной по амплитуде расчетной сейсмической нагрузке по действующим СНиП и превышающей ее;
- определения динамических характеристик и несущей способнос-

ти здания при различных уровнях и скоростях нагружения;

- изучения особенностей поведения зданий различных конструктивных систем при динамическом нагружений;
- моделирования сейсмического воздействия на здания и сооружения по акселерограммам реальных землетрясений;
- выявления влияния ограждающих элементов на жесткость и динамические характеристики здания.

При решении большинства вышеуказанных задач вибрационные испытания целесообразно проводить в резонансном режиме. Однако при определении динамических зависимостей между восстанавливающими силами и деформациями и при исследовании влияния скоростей нагружения могут быть назначены и другие режимы испытания. Объектами вибрационных испытаний могут быть как натурные здания, так и их фрагменты и крупномасштабные модели.

2. Выбор места установки вибромашины

При испытаниях вибромашина, как правило, должна жестко закрепляться на перекрытии верхнего этажа в его центральной части. При этом суммарная инерционная сила от вибромашины, передаваемая на здание, должна действовать в вертикальной плоскости симметрии здания, вдоль которой предполагается возбуждение колебаний.

3. Типы приборов и рекомендуемые схемы их расстановки

При вибрационных испытаниях должны применяться приборы, позволяющие регистрировать как перемещения, так и ускорения этажей, а также перекосы и поворота этажей (к сожалению, приборы измеряющие перекосы и повороты этажей пока отсутствуют)

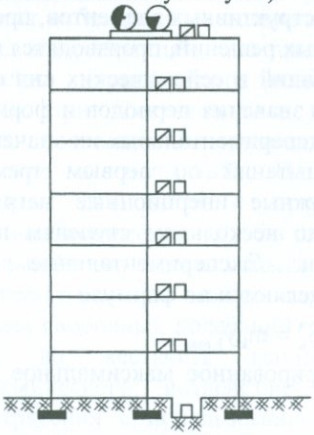


Рис.9.14. Примерная схема размещения приборов при испытаниях ☑ - приборы, регистрирующие ускорения; ☐ - приборы, регистрирующие перемещения

До начала проведения вибрационных испытаний все приборы, которые предполагается использовать при испытаниях», должны быть тщательно тарированы. Поскольку существующие в настоящее время приборы регистрируют колебания с определенным сдвигом по фазе, зависящим от их частоты, то в процессе тарировки необходимо для всех типов применяемых приборов получить фазо-частотные характеристики.

При вибрационных испытаниях зданий, колебания которых имеют, возвратно-поступательный характер (кручение отсутствует), рекомендуется приборы, регистрирующие колебания, устанавливать на одной вертикальной оси, совпадающей с центром плана здания. Приборы, как правило» устанавливаются на перекрытиях всех этажей здания, а также на грунте (рис.9.14.).

Прибора для записи перемещений и ускорений устанавливаются на перекрытии данного этажа рядом друг с другом. При отсутствии возможности установки приборов в центральной части плана здания их следует установить на какой-либо также вертикальной оси, находящейся в плоскости симметрии здания, параллельно которой возбуждаются колебания.

4. Оценка поведения здания по результатам вибрационных испытаний

Для создания динамической нагрузки, эквивалентной расчетной сейсмической нагрузке, необходимо на покрытии здания установить мощную вибрационную машину. На всех этажах устанавливаются датчики, записывающие смещения и ускорения этажей. Испытание здания необходимо производить до его заселения. Испытуемое здание подвергается тщательному обследованию, определяются прочностные характеристики его конструктивных элементов, проверяется правильность осуществления проектных решений, производятся вычисления периодов и форм свободных колебаний и сейсмических сил согласно действующим нормам. Теоретические значения периодов и форм колебаний, корректируются на основании экспериментальных их значений, полученные путем их вибрационных испытаний по первым трем формам колебаний. Горизонтальные поэтажные инерционные нагрузки возбуждаются в резонансном режиме по нескольким ступеням путем увеличения веса дебалансов вибрации. Экспериментальные значения поэтажных инерционных сил определяются по формуле

$$S_k^э = m_k \ddot{y}_{k\,max}, \qquad (9.27)$$

где $\ddot{y}_{k\,max}$ зарегистрированное максимальное ускорение k-ого этажа или приближенно

$$S_k^э = m_k \left(\frac{2\pi}{T}\right)^2 y_{k\,max}. \qquad (9.28)$$

где Т-экспериментальное значение периода свободного колебания рассматриваемой формы колебания, $y_{k\,max}$-максимальное значение перемещение k-ого этажа, m_k-масса этажа.

Достигнутый во время испытания уровень нагружения оценивается не по значениям сейсмических сил $S_k^э$, а по значениям поперечных сил $Q_k^э = \sum_{k=1}^{n} S_k^э$, так как их распределение по высоте здания по первой форме колебания более сходно с нормативным распределением с учетом трех форм колебаний, особенно для наиболее нагруженных нижних этажей. Эти значения поперечных сил сравниваются с значениями поперечных сил Q_k^N, вычисленных по действующим в данной стране нормам, например для РА по СНРА II-6.02-2006. После каждой ступени нагружения здание подвергается тщательному визуальному обследованию и фиксируются соответствующие повреждения и остаточные явления. В случае возникновения заметных повреждений в несущих элементах конструкции при уровнях нагружения ниже расчетных дальнейшее испытание необходимо прекратить с целю» предотвращения разрушения здания. Поведение здания можно контролировать также изменением значения периода первой формы колебания T_1. Если при достижении нормативного уровня нагружения в элементах здания визуально не будут обнаружены заметные трещины или опасные повреждения и значения периода его свободных колебаний T_1 будут увеличены по сравнению с его начальным значением не более чем в 1.3 раза, то можно считать, что здание выдерживает расчетные по СНРА II-6.02-2006 сейсмические нагрузки.

Как показывает опыт вибрационных испытаний, перегородки здания при этом подвергаются повреждениям, что приводит к значительному искажению динамических характеристик конструкции, а также к существенным затратам при восстановлении перегородок. С целью предотвращения таких повреждений рекомендуется перегородки в зданиях возводить после их испытания. Однако для восполнения недостатка веса здания, связанного с отсутствием перегородок, перегородочные плиты необходимо уложить на перекрытиях этажей. При необходимости, в дальнейшем, после испытания здания, установки перегородок и их оштукатуривания можно определить динамические характеристики (периоды свободных колебаний) здания для определения влияния перегородок на жесткость здания. Экспериментальное воспроизведение сейсмического воздействия на сооружения по акселерограмме землетрясения с использованием трех вибромашин и определение динамической зависимости «восстанавливающая сила-перемещения» для здания и основания производится по методике изложенной в 9.1-9.3.

9.5. Об одном способе сейсмической защиты сооружения путем применения активных внешних сил

1. Постановка задачи

Во время землетрясения основание сооружения вместе с фундаментом подвергаются вынужденным динамическим перемещениям. Вследствие этого в сооружении генерируются горизонтальные силы инерции, *которые становятся причиной его повреждений. Возникает естественный* вопрос: нельзя ли заранее в сооружении установить некоторый внешний возбудитель колебаний, включающийся в момент начала землетрясения и синхронно вызывающий в нем горизонтальные силы противоположного инерционным сейсмическим силам направления, и тем самым полностью или частично нейтрализующий сейсмическое воздействие на сооружение. Аналогичную цель преследует известная задача о гашении колебаний при землетрясении путем создания в сооружении специального колебательного устройства (гасителя колебаний), поглощающего некоторую часть энергии колеблющегося от землетрясения сооружения и обеспечивающего снижение уровня сейсмических инерционных сил на основные несущие элементы сооружения. Этот способ в теории сейсмостойкости получил название «гаситель пассивной массы». Разница двух постановок задачи заключается в том, что в предлагаемом случае в сооружении необходимо возбуждать активное силовое воздействие (за счет внешнего источника энергии) во время всей протяженности землетрясения, т.е. в некотором смысле имеем дело с задачами управления нерегулярных колебаний механических систем. Известно много вариантов эффективного практи-ческого использования метода гашения колебаний для уменьшения уровня сейсмического воздействия на жилые здания, мосты и другие сооружения, а также исследования по постановкам задач, близким к вышеуказанной активной системе, но с применением дополнительных установок для фильтрации, акселерограмм *грунта и повышения поглощающей способности сооружения. Обзор таких* исследований приведен в работе [181].

Математическая модель задачи и ее решение

Ниже рассматривается постановка активной задачи в указанном выше смысле в самом общем случае исследования проводились совместно с Л.А. Мовсисяном [136, 207]. Как обычно, будем считать, что расчетная схема сооружения представляет из себя консольный брус с сосредоточенными массами m_k (рис.9.15).

В предположении о сдвиговом характере деформирования сооружения (сосредоточенные массы совершают плоско-параллельные движения в горизонтальном направлении без поворота) дифференциальные уравнения вынужденных колебаний при движении основания по произ-

вольному закону $y_0(t)$ и при одновременном синхронном приложении внешних активных сил $F_k(t)$ к каждой массе m_k, будут иметь вид [108]:

$$m_k(y_0 - y_k)'' + a_k(y_k - y_{k-k}) + \mu_k\omega^{-1}a_k(y_k - y_{k-k}) - a_{k+1}(y_{k+1} - y_k) + \\ + \mu_{k+1}\omega^{-1}a_{k+1}(y_{k+1} - y_k) + F_k(t) = 0 \quad , \qquad (9.29)$$
$$k = 1,2,...,n$$

где y_k - относительное перемещение (деформации) масс, a_k - жесткость k-го этажа, μ_k - коэффициент вязкого сопротивления k-го этажа, ω - круговая частота свободных колебаний сооружения.

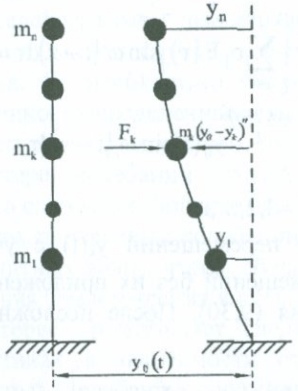


Рис 9.15. Расчетная консольная схема

В результате решения системы дифференциальных уравнений (9.29) методом, изложенным в [108] (при постоянстве коэффициента вязкого сопротивления для всех этажей), для относительных перемещений y_k получим:

$$y_k(t) = \sum_{i=1}^{n}\eta_{ik}\frac{1}{\omega_i}\int_0^t e^{-\frac{\mu\omega_i(t-\tau)}{2}}y_0''(\tau)\sin\omega_i(t-\tau)d\tau - \\ - \sum_{i=1}^{n}\eta_{ki}^{*}\frac{1}{\omega_i}\int_0^t e^{-\frac{\mu\omega_i(t-\tau)}{2}}\left[\sum_{j=1}^{n}c_{ji}F_j(\tau)\right]\sin\omega_i(t-\tau)d\tau , \qquad (9.30)$$
$$k = 1,2,...,n$$

где c_{jk}- - амплитуды j-ой массы сооружения по i-ой форме свободных колебаний, ω_j - круговая частота i-ой формы свободных колебаний, а через η_{ki} и η_{ki}^{*} обозначены:

$$\eta_{ki} = c_{ki}\frac{\sum_{j=1}^{n}c_{ji}m_j}{\sum_{j=1}^{n}c_{ji}^2m_j} , \quad \eta_{ki}^{*} = \frac{c_{ki}}{\sum_{j=1}^{n}c_{ji}^2m_j} . \qquad (9.31)$$

Теперь задача управления в общем случае должна состоять в следующем: неизвестные активные силы $F_k(t)$ нужно подобрать таким образом, чтобы значения перемещений $y_k(t)$ по (9.30) превратились в нули или оказались значительно меньше, чем их значения без приложения активных сил $F_k(t)$, т.е. при обычном сейсмическом воздействии. Следовательно, активные силы $F_k(t)$ должны вычисляться из следующих систем n интегральных уравнений:

$$\sum_{i=1}^{n}\eta_{ik}\frac{1}{\omega_i}\int_0^t e^{-\frac{\mu\omega_i(t-\tau)}{2}}y_0''(\tau)\sin\omega_i(t-\tau)d\tau -$$

$$-\sum_{i=1}^{n}\eta_{ki}^{*}\frac{1}{\omega_i}\int_0^t e^{-\frac{\mu\omega_i(t-\tau)}{2}}\left[\sum_{j=1}^{n}c_{ji}F_j(\tau)\right]\sin\omega_i(t-\tau)d\tau = \tag{9.32}$$

$$=\alpha_k\sum_{i=1}^{n}\eta_{ik}\frac{1}{\omega_i}\int_0^t e^{-\frac{\mu\omega_i(t-\tau)}{2}}y_0''(\tau)\sin\omega_i(t-\tau)d\tau$$

$$k=1,2,...,n$$

где $\alpha_k<1$ - отношение перемещений $y_k(t)$ с учетом активных сил к значениям тех же перемещений без их приложения, т.е. при отсутствии *второго члена уравнения (9.30)*. После несложных операций из (9.32) получим:

$$\sum_{i=1}^{n}\frac{1}{\omega_i}\left\{\int_0^t e^{-\frac{\mu\omega_i(t-\tau)}{2}}\left[y_0''(\tau)\eta_{ki}(1-\alpha_k)-\eta_{ki}^{*}\sum_{j=1}^{n}c_{ji}F_j(\tau)\right]\sin\omega_i(t-\tau)d\tau=0\right., \tag{9.33}$$

$$k=1,2,...,n$$

Так как из (9.31) следует:

$$\eta_{ki}\Big/\eta_{ki}^{*}=\sum_{j=1}^{n}c_{ji}m_j, \tag{9.34}$$

уравнение (9.33) можно переписать в виде:

$$\sum_{i=1}^{n}\frac{\eta_{ki}^{*}}{\omega_i}\int_0^t e^{-\frac{\mu\omega_i(t-\tau)}{2}}\left[\sum_{j=1}^{n}c_{ji}F_j(\tau)+(\alpha_k-1)\ddot{y}_0(\tau)\sum_{j=1}^{n}c_{ji}m_j\right]\sin\omega_i(t-\tau)d\tau=0, \tag{9.35}$$

$$k=1,2,...,n$$

Система уравнений (9.35) при $\alpha_k=\alpha$ допускает следующее решение для неизвестных сил $F_k(t)$:

$$F_k(t)=-m_k(\alpha-1)y_0''(t) \tag{9.36}$$

$$k=1,2,...,n$$

Как видно из (9.36) неизвестные силы будут выражены через функции ускорения грунта (акселерограммы) с различными множителями в зависимости от величин масс m_k этажей. Это означает, что, в принципе, характер приложенных активных сил во всех уровнях сооружения будет одинаковый и не будет отличаться от характера акселерограммы бу-

дущего землетрясения, эффект которого на сооружение они признаны смягчить в целесообразной для степени их безопасности. Это обстоятельство существенно облегчит задачу генерирования активных сил на разных уровнях сооружения, т.к. необходимо конструирование и создание одного устройства с различными мощностями для каждого уровня, моделирующего активные силы как функции времени по акселерограмме, формулирующейся на данной стройплощадке от происходящего землетрясения. Следует отметить, что принципы такого устройства не будут отличаться от принципов, по которым конструируются современные мощные сейсмические платформы программного управления (по акселерограмме землетрясения). Разница будет заключаться в том, что в данном случае акселерограмма землетрясения заранее нам неизвестна. Ее необходимо получить в процессе самого землетрясения и мгновенно, с определенными масштабами (в зависимости от величины), приложить на разных уровнях сооружения. Это значит, что информация о характере колебаний грунта должна передаться к установкам на этажах со скоростью, значительно превосходящей скорости распространения упругих поперечных колебаний в самом сооружении (со скоростью электромагнитных волн), чтобы обеспечить соответствующую синхронность воздействия землетрясения и активных внешних сил.

Практический интерес представляет следующая постановка. При сейсмических воздействиях в зависимости от грунтовых условий и спектра частот свободных колебаний сооружения, наиболее опасными формами колебаний последних являются те формы, частоты которых близки или совпадают с преобладающими частотами колебания основания. Во избежание случая возникновения резонансных колебаний, естественно, с помощью приложенных сил нужно ликвидировать (фильтровать) опасную форму. Если внешние силы подобрать таким образом, чтобы в сооружении не возникало колебаний по i-той форме (или они снизились в α_k раз), то они должны удовлетворять уравнению:

$$\sum_{j=1}^{n} C_{ji} F_j(t) + (\alpha_k - 1) y_0''(t) \sum_{j=1}^{n} C_{ji} m_j = 0 . \qquad (9.37)$$

В этом случае условие (9.36), т.е. уменьшение перемещения k-той массы в α_k раза, автоматически выполняется и для остальных этажей.

Уравнение (9.37) это одно уравнение с n неизвестными силами $F_j(t)$. Его, в частности, можно решить, принимая:

$$F_1 = F_2 = \ldots = F_n = 0, \qquad F_k(t) \neq 0 . \qquad (9.38)$$

Это значит, что фильтрации; от сейсмического воздействия только i -той форме колебания можно осуществить одной внешней силой, приложенной на уровне k-го этажа. Тогда, из (9.37) получим:

$$F_k(t) = \frac{(1-\alpha)\sum_{j=1}^{n} C_{ji} m_j}{C_{ki}} y_0''(t). \qquad (9.39)$$

В частности, если поставить задачу нейтрализации воздействия землетрясения по первой форме колебаний одной внешней силой, приложенной к последнему n-ому этажу (покрытию здания), то эта сила должна быть равной:

$$F_n^I(t) = \frac{(1-\alpha) y_0''(t) \sum_{j=1}^{n} C_{ji} m_j}{C_{ni}}. \qquad (9.40)$$

Для трех-, пяти- и десятиэтажных зданий с равными поэтажными жесткостями и массами значения соответственно будут (значения амплитуде c_{ji} взяты из [102]):

$F_3^I(t) = 2.245(1-\alpha) y_0''(t) m$ - для трехэтажного здания;

$F_5^I(t) = 3.521(1-\alpha) y_0''(t) m$ - для пятиэтажного здания;

$F_{10}^I(t) = 6.693(1-\alpha) y_0''(t) m$ - для десятиэтажного здания.

Аналогичным образом, если от сейсмического воздействия нейтрализовать влияние только второй формы колебания при помощи одной активной силы, расположенной на покрытии тех же зданий, будем иметь:

$F_3^{II}(t) = -0.814(1-\alpha) y_0''(t) m$ - для $n = 3$;

$F_5^{II}(t) = -1.192(1-\alpha) y_0''(t) m$ - для $n = 5$;

$F_{10}^{II}(t) = -2.245(1-\alpha) y_0''(t) m$ - для $n = 10$;

Как видно из приведенных результатов, для нейтрализации (фильтрации) влияния только второй формы колебания, как и следовало ожидать, потребуется значительно меньше внешней энергии, чем для фильтрации влияния только первой формы колебания. Числовой анализ формулы (9.39) показывает, что наименьшее значение внешней силы при фильтрации сейсмического воздействия только по первой форме оказывается в случае, когда внешняя сила расположена самом последнем этаже. В случае же фильтрации из сейсмического воздействия только второй формы, при расположении внешней силы на уровне того этажа, амплитуда которого при свободных колебаниях принята по второй форме, колебания имеют наибольшее значение. Для рассмотренных трех-пяти- и десятиэтажных зданий, это соответственно вторые и четвертые этажи.

Кинетическая энергия сооружения

Возникает естественный вопрос: какое количество внешней энергии должно быть израсходовано для достижения указанной выше цели нейтрализации реального сейсмического воздействия или его существенного

смягчения для сооружения с определенными динамическими характеристиками. Для этого вычислим величину кинетической энергии, накопляющейся в сооружении при его деформировании в процессе землетрясения (см.рис.9.13). Она будет выражаться формулой:

$$E = \sum_{k=1}^{n} \frac{m_k}{2} (y'_k)^2 , \qquad (9.41)$$

где y'_k - скорость колебаний масс этажей.

Как видно из решения (9.30), при отсутствии активных сил и малых значений μ для y'_k будем иметь:

$$y'_k \cong \sum_{i=1}^{n} \eta_{ki} \int_0^t e^{-\frac{\mu\omega_i(t-\tau)}{2}} y''_0(\tau) \sin\omega_i(t-\tau) d\tau . \qquad (9.42)$$

Второй множитель суммы (9.42):

$$v(T,\mu,t) = \int_0^t e^{-\frac{\mu\pi(t-\tau)}{T}} y''_0(\tau) \sin\frac{2\pi}{T}(t-\tau) d\tau , \qquad (9.43)$$

в теории сейсмостойкости называется спектром скоростей землетрясения, где $T = \frac{2\pi}{\omega}$ - период свободных колебаний сооружения.

На основании анализа большого числа землетрясений для спектра скоростей $v_{max}(T)$ в настоящее время (для критического затухания n=0.02-0.04; μ=0.04-0.08) принимается осредненная кривая, показанная на рис.9.15. При этом кривая (где v_{max}=50 см/с) соответствует умеренным землетрясениям с максимальным ускорением грунта в пределах 0.1g-0.3g, а кривая (где v_{max}=100 см/с - сильным землетрясениям с максимальным ускорением грунта больше 0.3g. Причем, как видно из рисунка, V почти не зависит от периода свободных колебаний сооружения T. Для малых значений μ характер спектра $V(T,\mu)$ очень нерегулярен, а при $\mu = 0$ величина может, особенно для малых T, достигать в несколько раз превышающих, показанных на рис.9.16 величин.

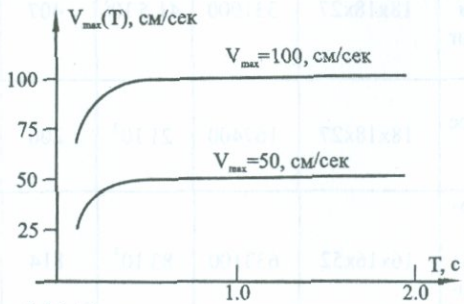


Рис.9.16. Осредненные кривые спектра скоростей

Если принимать, что упругое сооружение со многими степенями свободы обладает одинаковым коэффициентом затухания для всех форм колебаний и учитывать их ортогональность в виде [108]:

$$\sum_{i=1}^{n}\eta_{ki}=1, \qquad k=1,2,\ldots,n \tag{9.44}$$

то максимальная энергия, накапливаемая в среднем в сооружении, (9.41) выразится формулой:

$$E=\sum_{k=1}^{n}\frac{M}{2}\left(\sum_{i=1}^{n}\eta_{ki}\right)^2\frac{v_{max}^2}{2}, \tag{9.45}$$

где М- вся масса сооружения. Как видим, величина этой энергии не зависит от размеров и конструктивного решения сооружения, а зависит только от полной его массы и поглощающей способности.

В табл. 9.7 приведены значения кинетической энергии Е, вычисленные по формуле (9.45) для некоторых зданий различной этажности и конструктивного решения.

Таблица 9.7. Величины кинетических энергий различных зданий при землетрясениях.

Тип и конструктивное решения	Размеры в плане, м	Масса $\frac{кг\cdot с^2}{м}$	Величина энергии Е при			
			$v_{max}=50$ см/с		$v_{max}=100$ см/с	
			в кгс·м	в кВт	в кгс·м	в кВт
3 этажное каменное здание	12x54x9	372000	$46.5\cdot10^3$	456	$186\cdot10^3$	1824
5- этажное каменное здание серии I- 450-2	12.7x41x14.7	2758000	$34.5\cdot10^3$	338	$138\cdot10^3$	1352
9- этажное каркасное здание с диафрагмами жесткости серии 111	18x18x27	331000	$41.5\cdot10^3$	407	$166\cdot10^3$	1628
9- этажное крупнопанельное здание серии А1-451-КП	18x18x27	167400	$21\cdot10^3$	206	$84\cdot10^3$	824
17- этажное каркасное здание (металлический) с ж/б диафрагмами жесткости	16x16x52	633100	$83\cdot10^3$	814	$332\cdot10^5$	3258

Фактически часть этой энергии должна компенсироваться общей работой приложенных внешних активных сил во время землетрясения.

Приведенная в табл.9.7 общая мощность внешней энергии должна обеспечиваться в течение всего землетрясения. Поэтому чем длительные землетрясение, тем потребуется большее количество внешней энергии для компенсации землетрясения. Стоимость этой энергии не очень высокая. Но главное здесь не эта сумма, а стоимость всей сложной системы регистрации колебаний грунта во время всего землетрясения, передачи с большой скоростью этой информации в соответствующие установки на разных уровнях сооружения для синхронного возмущения соответствующих ускорений обратного направления. И еще одно важное обстоятельство, вся эта система должна работать в так называемом ждущем режиме, т.е. она должна задействовать в любой момент времени, когда произойдет сильное землетрясения.

Поэтому постоянное и длительное слежение за ее бесперебойной работой до очередного землетрясения также потребует больших затрат.

Глава 10. ВЕРХНИЙ ГИБКИЙ ЭТАЖ КАК ГАСИТЕЛЬ СЕЙСМИЧЕСКИХ КОЛЕБАНИЙ

10.1. О задаче динамического гасителя

В прикладной механике и машиностроении для гашения (убывания) колебаний часто используется способ инерционного динамического гасителя. Суть метода заключается в том, что к основному колеблющемуся предмету (системе) дополнительно присоединяют новую колеблющуюся систему - упругий элемент с инерционной массой. В отличие от кинематического способа гашения колебаний, при котором перемещения основного предмета убывают с помощью вспомогательных связей, при гашении колебаний с помощью динамического инерционного гасителя происходит перераспределение энергии от основного предмета к гасителю. Ниже излагаются основные результаты исследований автора, выполненные в Американском университете Армении в 1993 году [202].

Рассмотрим основные положения теории динамического гасителя. Предположим требуется гасить колебания основной системы, показанной на рис 10.1а, которая находится под воздействием динамической силы $F=A \sin pt$. Примем, что даны величины массы и жесткости основной системы, и обозначим их через m и k соответственно. С целью гашения колебаний основной системы присоединим к ней с помощью пружины жесткостью k_d новую m_d массу (рис 10.1б). В результате получим новую колеблющуюся систему имеющую 2 степени свободы. Подобным образом можно поступить при решении задачи уменьшения колебаний строительных конструкций приведенных на рис 10.2. До присоединения массы m_d колебания основной системы (рис. 10.1.а) описываются следующим дифференциальным уравнением:

$$my'' + ky = A \sin pt \qquad (10.1)$$

решение которого при нулевых начальных условиях представляя в виде $y=a \sin pt$, для амплитуды a получим

$$a = \frac{A}{k} \cdot \frac{1}{1 - \frac{p^2}{\omega_0^2}} \qquad (10.2)$$

где p и $\omega_o = \sqrt{\frac{k}{m}}$ - угловые частоты соответственно вынуждающей силы и свободных колебаний основной системы.

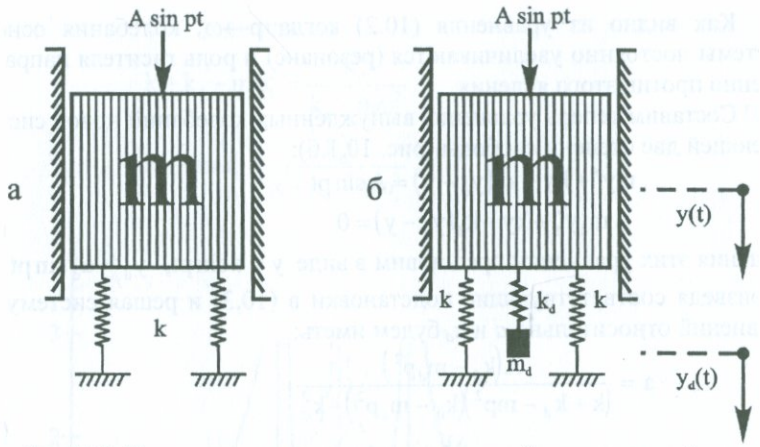


Рис.10.1. Приложение гасителя в системе с одной степенью свободы
а) без гасителя.
б) с гасителем

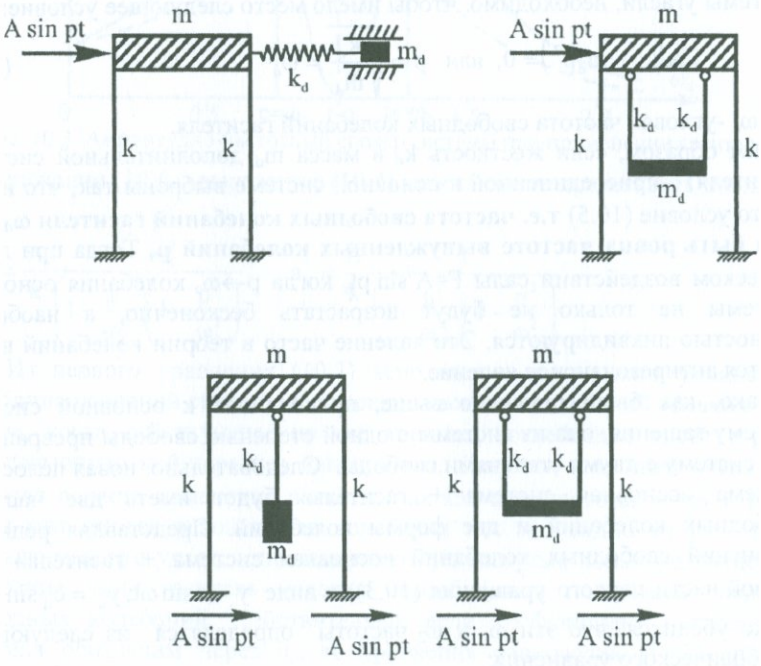


Рис 10.2. Различные варианты применения гасителей
в строительных конструкциях

Как видно из уравнения (10.2) когда $p \to \omega_o$ колебания основной системы постоянно увеличиваются (резонанс) и роль гасителя направлена именно против этого явления.

Составим теперь уравнение вынужденных колебаний новой системы, имеющей две степени свободы (рис. 10.1.б):

$$\begin{aligned} my'' + ky - k_d(y_d - y) &= A\sin pt \\ m_d y_d'' + ky - k_d(y_d - y) &= 0 \end{aligned} \qquad (10.3)$$

Решения этих уравнении представим в виде $y = a\sin pt$, $y_d = a_d \sin pt$.

Произведя соответствующие подстановки в (10.3) и решая систему двух уравнений относительно a и a_d будем иметь:

$$\begin{aligned} a &= \frac{A(k_d - m_d p^2)}{(k + k_d - mp^2)(k_d - m_d p^2) - k_d^2} \\ a_d &= \frac{Ak_d}{(k + k_d - mp^2)(k_d - m_d p^2) - k_d^2} \end{aligned} \qquad (10.4)$$

Как видно из первого уравнения (10.4), чтобы колебания основной системы угасли, необходимо, чтобы имело место следующее условие:

$$A(k_d - m_d p^2) = 0, \text{ или } p = \sqrt{\frac{k_d}{m_d}} = \omega_d \qquad (10.5)$$

где ω_d -угловая частота свободных колебаний гасителя.

Таким образом, если жесткость k_d и масса m_d дополнительной системы (гасителя) присоединенной к основной системе выбраны так, что имеет место условие (10.5) **т.е. частота свободных колебаний гасителя ω_d должна быть ровна частоте вынужденных колебаний p.** Тогда при динамическом воздействии салы F=A sin pt, когда $p \to \omega_o$ колебания основной системы не только не будут возрастать бесконечно, а наоборот, полностью ликвидируются. Это явление часто в теории колебаний называются антирезонансное явление.

Однако, как было отмечено выше, присоединяя к основной системе систему гашения, она из системы с одной степенью свободы превращается в систему с двумя степенями свободы. Следовательно, новая целостная система «основная система + гаситель» будет иметь две частоты свободных колебаний и две формы колебаний. Представляя решения уравнений свободных колебаний «основная система + гаситель» (без правой части первого уравнения (10.3)) в виде $y = c\sin\omega t, y_d = c_d \sin\omega t$.

Легко убедится, что эти ω_1 и ω_2 частоты определятся из следующего алгебраического уравнения:

$$\begin{vmatrix} -m\omega^2 + k + k_d & -k_d \\ -k_d & -m_d\omega^2 + k_d \end{vmatrix} = \\ = (k + k_d - m\omega_{1,2}^2)(k_d - m\omega_{1,2}^2) - k_d^2 = 0 \qquad (10.6)$$

или

$$k + k_d - m\omega_1^2 = \frac{k_d^2}{k_d - m\omega_1^2}$$
$$k_d - m\omega_2^2 = \frac{k_d^2}{k + k_d - m\omega_2^2} \qquad (10.6а)$$

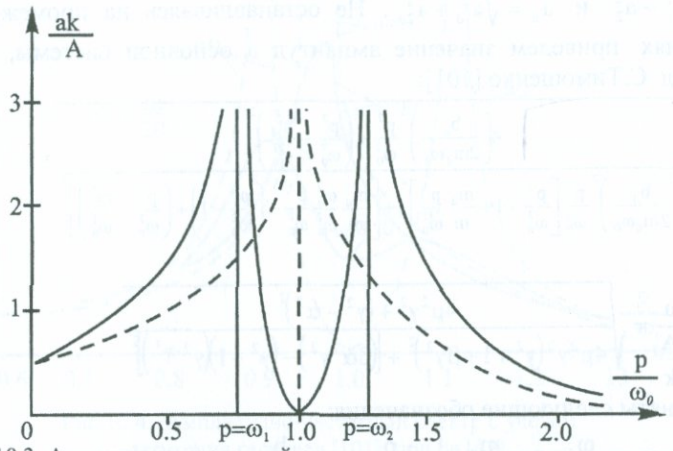


Рис. 10.3. Амплитудно-частотный спектр системы при применении гасителя.

На основании (10.6а) выражение (10.4) можно также представить в виде:

$$a = \frac{A}{k}\frac{1-\frac{p^2}{\omega_d^2}}{\left(1-\frac{p^2}{\omega_1^2}\right)\left(1-\frac{p^2}{\omega_2^2}\right)}, \qquad a_d = \frac{A}{k}\frac{1}{\left(1-\frac{p^2}{\omega_1^2}\right)\left(1-\frac{p^2}{\omega_2^2}\right)} \qquad (10.7)$$

Из первого уравнения (10.7) ясно видно, что можно уменьшить колебания основной системы с помощью гасителя колебаний только в том случае, когда действующее на нее внешнее воздействие носит строго моногармонический характер или при воздействиях, имеющих очень маленькую область изменения частоты, так как при частотах $p=\omega_1$ и $p=\omega_2$ снова появляются резонансные колебания как это видно из рис. 10.3. Оказывается, что удается ликвидировать упомянутые новые резонансные колебания, если гаситель наделен способностью поглощать энергию свободных колебаний. Действительно, если коэффициент поглощения *гасителя обозначим через* b_d, *то уравнения* равновесия (10.3) примут следующий вид:

$$\begin{aligned} my'' + ky - k_d(y_d - y) - b_d(y_d - y)' &= A\sin pt \\ m_d y_d'' + k_d(y_d - y) + b_d(y_d - y)' &= 0 \end{aligned} \qquad (10.8)$$

Решения этих уравнений теперь ищем в следующем виде:

$$y = a_1 \sin pt + a_2 \cos pt$$
$$y_d = a_{1d} \sin pt + a_{2d} \cos pt \qquad (10.9)$$

Подставляя выражения (10.9) в уравнения (10.8) и приравнивая коэффициенты функций sin pt и cos pt, получим значения констант a_1, a_2, a_{1d}, a_{2d} и величины амплитуд основной системы и гасителя:

$a = \sqrt{a_1^2 + a_2^2}$ и $a_d = \sqrt{a_{1d}^2 + a_{2d}^2}$. Не останавливаясь на промежуточных действиях приведем значение амплитуд а основной системы, которое получил С.Тимошенко [101]:

$$\frac{\frac{a}{A}}{k} = \sqrt{\frac{4\left(\frac{b_d}{2m_d\omega_0}\right)^2 \frac{p^2}{\omega_0^2} + \left(\frac{p^2}{\omega_0^2} - \frac{m_d}{\omega_0^2}\right)^2}{4\left(\frac{b_d}{2m_d\omega_0}\right)^2 \frac{p^2}{\omega_0^2}\left[\frac{p^2}{\omega_0^2} + 1 + \frac{m_d}{m}\frac{p^2}{\omega_0^2}\right]^2 + \left[\frac{m_d}{m}\frac{\omega_d^2}{\omega_0^2}\frac{p^2}{\omega_0^2} - \left(\frac{p^2}{\omega_0^2} - 1\right) + \left(\frac{p^2}{\omega_0^2} - \frac{\omega_d^2}{\omega_0^2}\right)\right]^2}}, \qquad (10.10)$$

или

$$\frac{\frac{a}{A}}{k} = \sqrt{\frac{4\mu^2\gamma^2 + \left(\gamma^2 - \alpha^2\right)^2}{4\mu^2\gamma^2\left(\gamma^2 + 1 + \beta\gamma^2\right)^2 + \left[\left(\beta\alpha^2\gamma^2\right) - \left(\gamma^2 - 1\right)\left(\gamma^{2-\alpha^2}\right)\right]^2}}$$

где приняты следующие обозначения:

$$\alpha = \frac{\omega_d}{\omega_0},\ \beta = \frac{m_d}{m},\ \gamma = \frac{p}{\omega_0},\ \mu = \frac{b_d}{2m_d\omega_0}$$

Не трудно заметить, что, если принять b_d=0, то из (10.10) получим (10.4) или (10.7). Из приведенной формулы (10.10) видно, что несмотря на то, что теперь, когда $p \to \omega_o$ колебания основной системы не полностью гасятся, имея большие значения, одновременно в случаях $p=\omega_1$, и $p=\omega_2$, они не вызывают резонансные колебания. Эффективность гасителя колебаний будет зависеть от правильного выбора параметров α, β и μ. Расчеты показывают, что если μ достаточно увеличивается, то становится невозможным перемещение основной массы m и массы гасителя m_d, относительно друг друга и вся новая система «основная система + гаситель» вновь преобразуется в систему, имеющую одну степень свободы, но уже с массой $m + m_d$ (рис. 10.4), т.е. гаситель не выполняет свое предназначение. Все кривые на рис 10.4 проходят через точки S и T. Наиболее выгодные условия получаются если ординаты точек S и T оказываются одинаковыми как показано на рис 10.5. С. Тимошенко [101] показал, что гаситель максимально эффективен, если

$$\alpha = \frac{1}{1+\beta}.$$

Это условие между параметрами α и β является надежным способом «настройки» гасителя.

Что касается эффективного значения μ то оно связанно с более сложными расчетами и в данном случае определяется при помощи специальных графических зависимостей показанные на рис. 10.6.

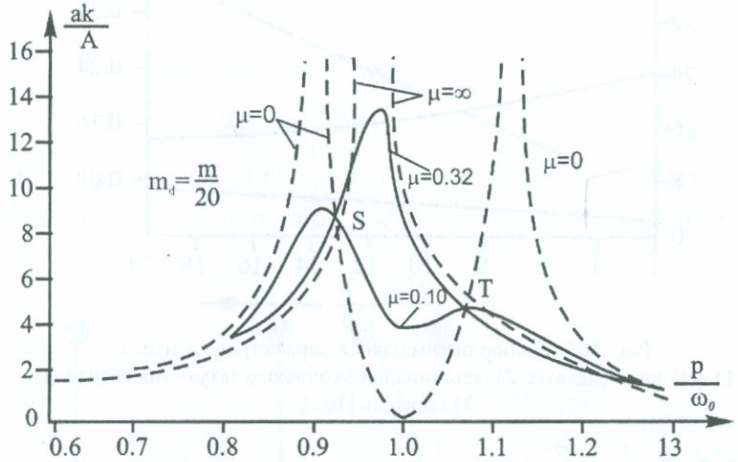


Рис.10.4. Амплитудно-частотный спектр с учетом затухания гасителя [101], при β=1/20.

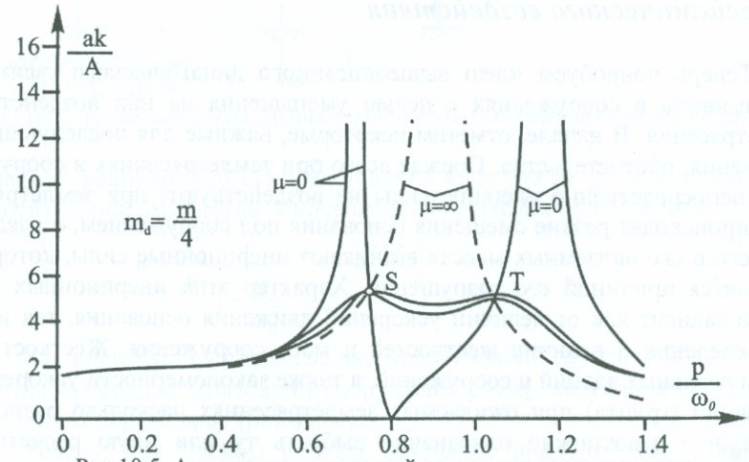


Рис.10.5. Амплитудно-частотный спектр при **оптимальных** параметрах гасителя [101], при β=1/4.

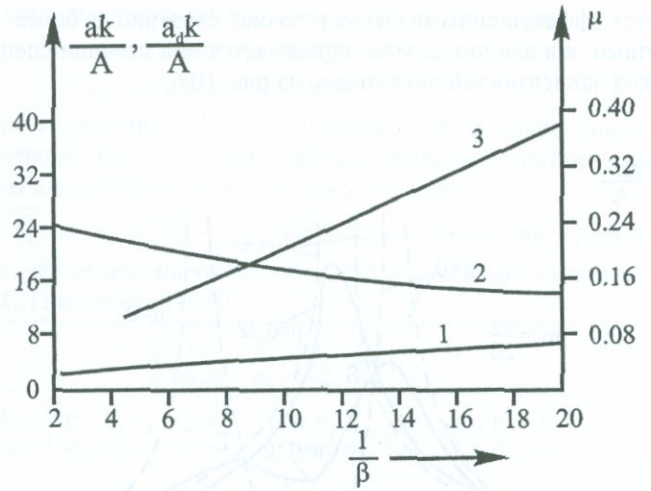


Рис. 10.6. Выбор оптимальных параметров гасителя
1) основная система; 2) величина необходимого затухания гасителя; 3) гаситель [101].

10.2. Применение динамического гасителя в сооружениях с целью уменьшения на них сейсмического воздействия

Теперь попробуем идею вышеописанного динамического гасителя использовать в сооружениях с целью уменьшения на них воздействия землетрясения. В начале, отметим некоторые, важные для последующего изложения, обстоятельства. Прежде всего при землетрясениях в сооружениях непосредственно внешние силы не воздействуют: при землетрясениях происходят резкие смещения основания под сооружением, в следствие чего в его надземных массах возникают инерционные силы, которые становятся причиной его разрушения. Характер этих инерционных сил строго зависит как от величин ускорений движения основания, так и от распределения и величин жесткостей и масс сооружения. Жесткости и массы реальных зданий и сооружений, а также закономерности ускорений оснований (грунта) при ожидаемых землетрясениях насколько разнообразны, что невозможно однозначно выбрать ту или иную расчетную модель. Ко всем этим вопросам мы обратимся в последующих изложениях. А пока для того, чтобы ощутить основные положения подхода к данной задаче предположим, что сооружение (основная система) представляет собой простую систему, имеющую одну степень свободы, а ее основание совершает при землетрясении простые гармонические

перемещения $y_0(t)=A_0 \sin pt$ с амплитудой A_0 и угловой частотой p [202] как это показано на рис.10.7.

Дифференциальное уравнение вынужденных колебаний системы при указанных условиях будет иметь вид:

$$-(y_0 - y)'' m + ky = 0$$

или

$$my'' + ky = -A_0 p^2 \sin pt$$

$$y'' + \omega_0^2 y = -\frac{A_0}{m} p^2 \sin pt \qquad (10.11)$$

где m - масса сооружения, k - жесткость, y- относительное перемещение – деформация, $\omega_0 = \sqrt{k/m}$ -угловая частота свободных колебаний сооружения.

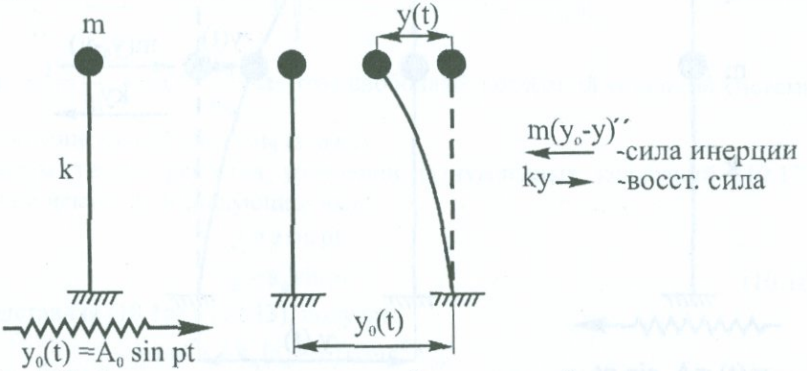


Рис. 10.7. Расчетная схема здания с одной степенью свободы при землетрясении

Решение уравнения (10.11) представляя в виде y=a sin pt. Для наибольшей относительной амплитуды **a** колебаний сооружения будем иметь:

$$a = \frac{A_0}{k} \frac{p^2}{1 - \frac{p^2}{\omega_0^2}}, \qquad \omega_0^2 = \frac{k}{m} \qquad (10.12)$$

Как видно из (10.12), когда частота колебаний грунта приближается к частоте свободных колебаний сооружения $p \to \omega_0$, колебания сооружения бесконечно возрастают (резонанс).

Теперь, для борьбы с этим явлением, подобно тому, как было сделано выше, присоединим к нашей основной системе - сооружению дополнительную колебательную систему в виде нового второго этажа как показано на рис.10.8. Предположим, что этот дополнительный этаж, который должен выполнять функцию гасителя колебаний основного этажа, имеет массу m_d, жесткость k_d, а при землетрясении его относительное перемещение достигает некой величины y_d.

Уравнения вынужденных колебаний этой новой системы, имеющей две степени свободы, будут иметь вид:

$$-m_d(-y+y_0)'' + k_d(y_d - y) = 0$$

$$-m_d(-y_d+y_0)'' - m(-y+y_0)'' + ky = 0$$

или после некоторых преобразований

$$\begin{aligned} my'' + ky - k_d(y_d - y) &= -mp^2 A_0 \sin pt \\ m_d y_d'' + k_d(y_d - y) &= -m_d p^2 A_0 \sin pt \end{aligned} \qquad (10.13)$$

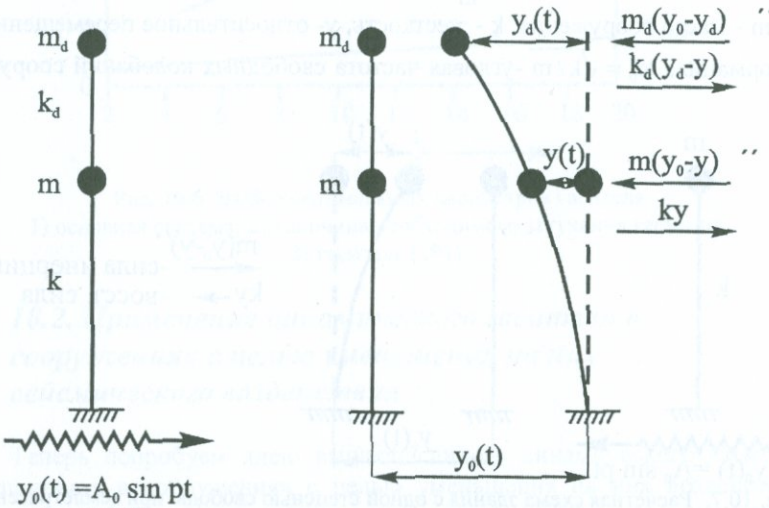


Рис.10.8. Здание, имеющее одну степень свободы, с дополнительным колебательным элементом (гасителем)

Как видим система уравнений (10.13) отличается от вышерассмотренной системы уравнений (10.3), так как теперь, второе уравнение в правой части тоже содержит вынуждающую силу. Как будет видно далее, это обстоятельство приводит к некоторым изменениям при выборе параметров гасителя.

Так как система имеет две степени свободы, то она также будет иметь две частоты ω_1, и ω_2, которые, будут определятся из соответствующих уравнений свободных колебаний системы (10.13), т.е. из уравнений

$$\begin{aligned} my'' + ky - k_d(y_d - y) &= 0 \\ m_d y_d'' + k_d(y_d - y) &= 0 \end{aligned} \qquad (10.13a)$$

Решением системы (10.13а) принимая в виде $y=C \sin \omega t$ и $y_d=C_d \sin \omega t$ и подставляя их в уравнения (10.13а) получим:

$$-m\omega^2 C + kC - k_d(C_d - C) = 0$$

$$-m_d\omega^2 C_d + k_d(C_d - C) = 0 \qquad (10.13b)$$

Так как C и C_d не одновременно не могут быть равными нулю детерминант системы (10.13b) должен бить равен нулю, т.е.

$$(k + k_d - m_d\omega_{1,2}^2)(k_d - m_d\omega_{1,2}^2) - k_d^2 = 0 \qquad (10.14)$$

или

$$\omega_{1,2}^4 - \omega_{1,2}^2\left[\omega_0^2 + \omega_d^2\left(1 + \frac{m_a}{m}\right)\right] + \omega_0^2\omega_d^2 = 0 \qquad (10.14a)$$

Решения уравнения частот свободных колебаний (10.14a) после некоторых преобразований будут иметь вид:

$$\omega_{1,2}^2 = \frac{\omega_0^2 + \omega_d^2\left(1 + \frac{m_d}{m}\right)}{2} \pm \sqrt{\frac{\left[\omega_0^2 + \omega_d^2\left(1 + \frac{m_d}{m}\right)\right]^2}{4} - \omega_0^2\omega_d^2} \qquad (10.15)$$

где $\omega_0^2 = \frac{k}{m}$ и $\omega_d^2 = \frac{k_d}{m_d}$ частоты свободных колебаний основной системы и дополнительной системы (этажа).

Найдем теперь решения уравнений вынужденных колебаний (10.13). Будем искать их в следующем виде:

$$y = a\sin pt,$$
$$y_d = a_d \sin pt, \qquad (10.16)$$

Подставляя (10.16) в (10.13), получим:

$$-mp^2 a + k_d(a_d - a) = mp^2 A_0,$$
$$-m_d p^2 a_d + k_d(a_d - a) = m_d p^2 A_0, \qquad (10.17)$$

откуда

$$a = \frac{-mp^2 A_0(k_d - m_d p^2) + m_d k_d p^2 A_0}{(k + k_d - mp^2)(k_d - m_d p^2) - k_d^2}$$
$$a_d = \frac{(k + k_d - mp^2)m_d p^2 A_0 + k_d mp^2 A_0}{(k + k_d - mp^2)(k_d - m_d p^2) - k_d^2} \qquad (10.18)$$

Выражение амплитуды **a** (10.18) основной системы, имея в виду (10.14) и (10.15), можно преобразовать в следующий вид:

$$a = A_0 p^2 \frac{mm_d\left[\left(1 + \frac{m_d}{m}\right)\omega_d^2 - p^2\right]}{mm_d\left(1 - \frac{p^2}{\omega_1^2}\right)\left(1 - \frac{p^2}{\omega_2^2}\right)\omega_1^2\omega_2^2} \qquad (10.19)$$

или

$$a = A\frac{1-\dfrac{p^2}{\omega_d^2\left(1+\dfrac{m_d}{m}\right)}}{\left(1-\dfrac{p^2}{\omega_1^2}\right)\left(1-\dfrac{p^2}{\omega_2^2}\right)} \qquad (10.20)$$

где

$$A = \frac{A_0 p^2 \omega_d^2\left(1+\dfrac{m_d}{m}\right)}{\omega_1^2\omega_2^2} \qquad (10.21)$$

Как видно из (10.20), для того, чтобы с добавлением дополнительного этажа колебания основной системы гасились, должно иметь место следующее условие:

$$1-\frac{p^2}{\omega_d^2\left(1+\dfrac{m_d}{m}\right)} = 0 \text{ или } \omega_d = p\sqrt{\frac{m}{m+m_d}} \text{ или } T_d = T\sqrt{1+\frac{m_d}{m}} \qquad (10.22)$$

Это условие, как будет видно, несколько отличается от приведенного выше классического условия (10.5).

Таким образом, в случае землетрясения с гармоническим законом колебания грунта с целью гашения колебаний сооружения, частота свободных колебаний добавленной к нему дополнительной системы – гасителя ω_d не должна быть равна частоте гармонических колебаний основания p, как принято в классической механике, а должна быть меньше ее в $\sqrt{m/(m+m_d)}$ раз.

Но здесь, также как видно из (10.20), гаситель выполнит свою роль только в том случае, когда внешнее воздействие носит строго гармонический характер, так как опять, при $p\to\omega_1$, или при $p\to\omega_2$ в системе возникнут резонансные колебания. При этом ясно, что чем больше разность $\omega_2 - \omega_1$, тем эффективнее будет роль гасителя при негармонических колебаниях, имеющих большой диапазон спектра частот. Так как разность $\omega_2 - \omega_1$, зависит от отношения $\frac{m_d}{m}$, то с помощью формулы (10.15) можно рассчитать эти разности при разных $\frac{m_d}{m}$, имея ввиду также (10.21) и резонансные условия $p=\omega_0$. В этом случае (10.15) преобразуется и примет более простой вид:

$$\omega_{1,2}^2 = \omega_0^2 \left(1 \pm \sqrt{\frac{1}{1+\frac{m}{m_d}}} \right) \qquad (10.23)$$

Рассчитанные по этой формуле разности $\omega_2 - \omega_1$, приведены в таблице 10.1 для различных значений $\frac{m}{m_d}$

Таблица 10.1. Отношение частот колебаний от масс m/m_d

$\frac{m}{m_d}$	$\frac{\omega_1}{\omega_0}$	$\frac{\omega_2}{\omega_0}$	$\frac{\omega_2 - \omega_1}{\omega_0}$
1	0.541	1.306	0.765
2	0.650	1.255	0.605
3	0.707	1.224	0.517
4	0.736	1.203	0.467
5	0.769	1.186	0.417
6	0.788	1.174	0.386
7	0.804	1.163	0.359
8	0.816	1.154	0.338
9	0.827	1.147	0.320
10	0.836	1.140	0.304
12	0.850	1.130	0.280
15	0.866	1.118	0.252
20	0.884	1.103	0.219

Как видно из таблицы 10.1, чем меньше величина $\frac{m_d}{m}$, тем меньше разность между ω_1 и ω_2, т.е эффективность гасителя с меньшей величиной массы ниже, чем гасителя с большей величиной массы. Как будет отмечено далее, если в качестве гасителя использовать новый дополнительный этаж и его перекрытие осуществить аналогично остальным междуэтажным перекрытиям (жесткость гасящего этажа получится значительно меньше жесткости остальных этажей), то отношение $\frac{m_d}{m}$ получится больше для малоэтажных зданий, чем для многоэтажных зданий. **Следовательно, в случае создания гасителя посредством дополнительного гибкого этажа, его эффективность в малоэтажных зданиях будет больше, чем в многоэтажных зданиях.**

10.3. Учет влияния поглощения энергии

Как было отмечено выше, новые резонансные явления можно устранить, если учесть фактор рассеивания энергии при упругих колебаниях гасителя, который всегда существует в строительных конструкциях. Более того, явление рассеивания энергии постоянно сопровождает также колебания основной системы. Следовательно, в общем случае уравнения вынужденных колебаний (10.13) преобразуются следующим образом:

$$\begin{aligned} my'' + ky + by' - k_d(y_d - y) - b_d(y_d - y)' &= mp^2 A_0 \sin pt \\ m_d y_d'' + k_d(y_d - y) + b_d(y_d - y)' &= m_d p^2 A_0 \sin pt \end{aligned} \qquad (10.24)$$

где b и b_d коэффициенты рассеивания энергии при колебаниях основной системы и гасителя соответственно.

Произведя новые обозначения:

$$\frac{k}{m} = e_1,\ \frac{b}{m} = e_2,\ \frac{k_d}{m} = e_3,\ \frac{b_d}{m} = e_4,\ \frac{k_d}{m_d} = e_5,\ \frac{b_d}{m_d} = e_6,\ p^2 A_0 = A \qquad (10.25)$$

уравнения (10.23) будут иметь следующий вид:

$$\begin{aligned} y'' + e_1 y + e_2 y' - e_3(y_d - y) - e_4(y_d - y)' &= A\sin pt \\ y_d'' + e_5(y_d - y) + e_6(y_d - y)' &= A\sin pt \end{aligned} \qquad (10.26)$$

Решение этих уравнений будем искать в следующем виде

$$\begin{aligned} y &= a_1 \sin Pt + a_2 \cos pt \\ y_d &= a_{1d} \sin Pt + a_{2d} \cos pt \end{aligned} \qquad (10.27)$$

Подставляя (10.27) в (10.26) и приравнивая коэффициенты функций sin pt и cos pt, получим следующие четыре уравнения с четырьмя неизвестными для определения коэффициентов a_1, a_2, a_{1d}, a_{2d}

$$\begin{aligned} &-a_1 p^2 + e_1 a_2 p - e_2 a_2 p - e_3(a_{1d} - a_1) + e_4 p(a_{2d} - a_2) = A \\ &-a_2 p^2 + e_1 a_2 + e_2 a_1 p - e_3(a_{2d} - a_2) + e_4 p(a_{1d} - a_1) = 0 \\ &-a_{1d} p^2 + e_5(a_{1d} - a_1) - e_6 p(a_{2d} - a_2) = A \\ &-a_{2d} p^2 + e_5(a_{2d} - a_2) + e_6 p(a_{1d} - a_1) = 0 \end{aligned} \qquad (10.27a)$$

Группируя неизвестные получим

$$\begin{aligned} &(e_1 + e_3 - p^2)a_1 - (e_2 p + e_4 p)a_2 - e_3 a_{1d} + e_4 p a_{2d} = A \\ &(e_2 p + e_4 p)a_1 + (e_1 + e_3 - p^2)a_2 - e_4 p a_{1d} - e_3 a_{2d} = 0 \\ &-e_5 a_1 + p e_6 a_2 + (e_5 - p^2)a_{1d} - p e_6 a_{2d} = A \\ &-e_6 a_1 + e_5 a_2 + e_6 p a_{1d} + (e_5 - p^2)a_{2d} = 0 \end{aligned} \qquad (10.28)$$

Возвращаясь к обозначениям (10.25) нетрудно заметить, что $e_1 = \omega_0^2$,

$$e_2 = \frac{n}{2}, e_3 = \frac{m_d}{m}\omega_d^2, e_3 = \frac{n_d}{2}\frac{m_d}{m}, e_d = \omega_d^2, e_6 = \frac{n_d}{2}$$

где ω_1 и n частота и коэффициент критического затухания свободных колебаний основной системы, а ω_d и n_d частота и коэффициент критического затухания свободных колебаний гасителя.

Решая систему уравнений (10.28) и находя коэффициенты a_1, a_2, a_{1d} и a_{2d} найдем амплитуду основной системы C:

$$C = \sqrt{a_1^2 + a_2^2} \tag{10.29}$$

которая будет зависеть от параметров ω_0, ω_d, n и n_d. Теперь задача будет заключаться в том, чтобы так подобрать значения этих параметров, чтобы, как в случае основного резонанса $p \to \omega_0$, так и в случае дополнительно возникающих резонансов $p=\omega_1$ и $p=\omega_2$, значения C стремились бы к минимальному. Как видно из приведенных уравнений, это условие минимальности будет в основном зависеть от соотношений $\frac{\omega_0}{\omega_d}, \frac{n}{n_d}, \frac{m}{m_d}$.

Задача с такой общей постановкой довольно сложна и связана с большим объемом вычислении. Результаты таких исследований будут аналогичны результатам приведенным в таблице 10.1.

10.4. Выбор параметров гасителя колебаний при реальных землетрясениях

Как видно из вышеизложенного, идея гасителя колебаний возникла для гашения колебаний систем, находящихся под воздействием чисто гармонических колебаний. Выше мы убедились, что если колебания грунтов при землетрясениях рассматривать как гармонические, то даже в этом случае выбор параметров гасителя определенно отличается от метода выбора параметров классического гасителя. Так как колебания грунтов при землетрясениях довольно далеки от гармонических, то возникает вопрос, какими способами будет возможно, используя идею динамического гасителя, достичь уменьшения колебаний сооружения при реальном землетрясении. С целью нахождения решения задачи рассмотрим теперь общую задачу теории сейсмостойкости.

Допустим, что имеем сооружение с одной степенью свободы, которое находится под воздействием сейсмических сил*. Считаем, что известны закономерности ускорений колебаний грунтов (акселерограммы), при

---

* Дословный перевод этого раздела М.Г. Мелкумяном было помещено в его работе [222] без соответствующей ссылки на первоисточник [202].

реальном сильном землетрясении. В общем случае колебания сооружения опишутся следующим уравнением:

$$-m(-y_0+y'')+ky+by'=0$$

или

$$y''+\omega_0^2 y+2ny'=y_0''(t) \qquad (10.30)$$

где ω_0 - частота свободных колебаний сооружения, $n=m/2m$ коэффициент критического затухания, $y_0''(t)$ - акселерограмма землетрясения. Решение уравнения (10.30) имеет вид:

$$y(t)=\frac{1}{\omega_0}\int_0^t e^{-n(t-\xi)}y_0''(\xi)\sin\omega_0(t-\xi)d\xi \qquad (10.31)$$

Если к данной основной системе с целью уменьшения его колебаний добавить новый колебательный элемент в виде этажа, то получим новую систему с двумя степенями свободы, уравнения движения которой будет:

$$\begin{aligned} my''+ky+by'-k_d(y_d-y)-b_d(y_d-y)' &= my_0''(t)\\ m_d y_d''+k_d(y_d-y)+b_d(y_d-y)' &= m_d y_0''(t) \end{aligned} \qquad (10.32)$$

Принимая, что $b_d=b$, решения (10.31) будут следующие:

$$\begin{aligned} y(t)&=\eta_{d1}\frac{1}{\omega_1}\int_0^t e^{-n(t-\xi)}y_o''(\xi)\sin\omega_1(t-\xi)d\xi+\\ &+\eta_{d2}\frac{1}{\omega_2}\int_0^t e^{-n(t-\xi)}y_o''(\xi)\sin\omega_2(t-\xi)d\xi\\ y_d(t)&=\eta_{d1}\frac{1}{\omega_1}\int_0^t e^{-n(t-\xi)}y_o''(\xi)\sin\omega_1(t-\xi)d\xi+\\ &+\eta_{d2}\frac{1}{\omega_2}\int_0^t e^{-n(t-\xi)}y_o''(\xi)\sin\omega_2(t-\xi)d\xi \end{aligned} \qquad (10.33)$$

где:

$$\begin{aligned} \eta_1&=\frac{k_d^2m+k_dm_d\left(-m\omega_1^2+k+k_d\right)}{k_d^2m+m_d\left(-m\omega_1^2+k+k_d\right)^2}\\ \eta_2&=\frac{k_d^2m+k_dm_d\left(-m\omega_2^2+k+k_d\right)}{k_d^2m+m_d\left(-m\omega_2^2+k+k_d\right)^2}\\ \eta_{d1}&=\frac{mk_d\left(-m\omega_1^2+k+k_d\right)+m_d\left(-m\omega_1^2+k+k_d\right)^2}{k_dm+m_d\left(-m\omega_1^2+k+k_d\right)^2}\\ \eta_{d2}&=\frac{mk_d\left(-m\omega_2^2+k+k_d\right)+m_d\left(-m\omega_2^2+k+k_d\right)^2}{k_dm+m_d\left(-m\omega_2^2+k+k_d\right)^2} \end{aligned} \qquad (10.34)$$

После некоторых преобразований для коэффициентов η_1, и η_2 основной системы будем иметь

$$\eta_1 = \frac{\omega_d^4 + \omega_d^2\left(-\omega_1^2 + \omega_0^2 + \omega_d^2\beta\right)}{\omega_d^4 + \frac{1}{\beta}\left(-\omega_1^2 + \omega_0^2 + \omega_d^2\beta\right)^2}$$

$$\eta_2 = \frac{\omega_d^4 + \omega_d^2\left(-\omega_2^2 + \omega_0^2 + \omega_d^2\beta\right)}{\omega_d^4 + \frac{1}{\beta}\left(-\omega_2^2 + \omega_0^2 + \omega_d^2\beta\right)^2} \qquad (10.35)$$

где ω_0 - частота основной системы, ω_d - частота дополнительного колебательного элемента (гасителя), $\beta = \frac{m_d}{m}$ - отношение массы дополнительного колебательного элемента m_d к массе основной системы m, ω_1, и ω_2 первая и вторая частоты свободных колебаний системы "основная система + гаситель", которые определяются по формуле (10.15).

Таким образом, при наличии акселерограммы $y_0''(t)$ данного землетрясения перемещение основной системы после присоединения гасителя будет равно

$$y(t) = \left[\frac{1}{\omega_1}\frac{\omega_d^4 + \omega_d^2\left(-\omega_1^2 + \omega_0^2 + \omega_d^2\beta\right)}{\omega_d^4 + \frac{1}{\beta}\left(-\omega_1^2 + \omega_0^2 + \omega_d^2\beta\right)^2}\right]\int_0^t e^{-n(t-\xi)}y_0''(\xi)\sin\omega_1(t-\xi)d\xi +$$

$$+\left[\frac{1}{\omega_2}\frac{\omega_d^4 + \omega_d^2\left(-\omega_1^2 + \omega_0^2 + \omega_d^2\beta\right)}{\omega_d^4 + \frac{1}{\beta}\left(-\omega_2^2 + \omega_0^2 + \omega_d^2\beta\right)^2}\right]\int_0^t e^{-n(t-\xi)}y_0''(\xi)\sin\omega_2(t-\xi)d\xi \qquad (10.36)$$

Как видим из (10.36) перемещение основной системы при землетрясении непрерывно изменяемая величина, зависящая от времени t. Так как гаситель присоединен с целью уменьшения наибольшего значения этого изменяющегося перемещения, то в общем случае поставленная нами задача будет состоять в следующем: при заданных значениях ω_0, n и $\beta = m_d/m$ так выбрать частоту гасителя ω_d, чтобы значение перемещения y(t), получаемое в результате суперпозиции двух беспорядочных колебательных движений, определяемых по формуле (10.36) было бы минимальным по сравнению с его значением по (10.31) на протяжении всего землетрясения.

Как видим, задача в общем случае довольно сложная, не имеет общего решения для системы, имеющей произвольную начальную частоту ω_0 и землетрясения, имеющего произвольную акселерограмму $y_0''(t)$.

Для ее решения надо для заданного ω_0 предварительно выбрать численное значение β, частоту гасителя ω_d представить в виде $\omega_d = \nu\,\omega_0$, подставить ее в формулу (10.15), найти ω_1 и ω_2, выраженные также через ν и ω_0, потом подставить все это в (10.36) и придавая ν различные значения достичь минимального значения перемещения y при заданном $y_0''(t)$. Та величина коэффициента ν, которая будет соответствовать минимальному значению y, вместе со значением β станут основной для проектирования гасителя.

Как видно из формулы (10.31) и (10.36) все они содержат один и тот же интеграл

$$\int_0^t e^{-n(t-\xi)} y_0''(\xi)\sin\omega(t-\xi)d\xi\ , \qquad (10.37)$$

который представляет из себя при заданном землетрясении так называемые псевдоскорости *зданий с частотами* ω_0 , ω_1 и ω_2, которые, как показывают исследования, выполненные на основании ряда акселерограмм реальных землетрясений, слабо зависят от величин частот для сравнительно больших значений коэффициента затухания n и можно принять их равными друг к другу. Если исходить из этого упрощенного обстоятельства, то параметры гасителя можно определить из более *простого* выражения:

$$\frac{1}{\omega_1}\frac{\omega_d^4+\omega_d^2\left(-\omega_1^2+\omega_0^2+\omega_d^2\beta\right)}{\omega_d^4+\frac{1}{\beta}\left(-\omega_1^2+\omega_0^2+\omega_d^2\beta\right)^2}+\frac{1}{\omega_2}\frac{\omega_d^4+\omega_d^2\left(-\omega_1^2+\omega_0^2+\omega_d^2\beta\right)}{\omega_d^4+\frac{1}{\beta}\left(-\omega_2^2+\omega_0^2+\omega_d^2\beta\right)^2}=\frac{\overline{\alpha}}{\omega_0} \qquad (10.38)$$

или

$$y_{max}^{с.г.} = \overline{\alpha}\, y_{max}^{б.г.} \qquad (10.38а)$$

$\overline{\alpha}<1$, будет коэффициент эффективности гасителя, он показывает отношение перемещения системы с гасителем (10.36) к перемещению без гасителя (10.31). Его значение задается заранее. Чем меньше $\overline{\alpha}$, тем эффективнее будет роль гасителя.

Добавляя к уравнению (10.38) еще два уравнения (10.15), полученные для определения ω_1 и ω_2, будем иметь три уравнения с тремя неизвестными, из которых определим все три неизвестные величины ω_1, ω_2 и ω_d, выраженные через ω_0, β, и $\overline{\alpha}$. Как видим, в этом случае параметры *гасителя* ω_0 *и* β, можно определить без использования акселерограммы землетрясения.

10.5. Верхний гибкий этаж, как гаситель сейсмических колебаний

Как видно из вышеупомянутых исследований, даже для самого простого сооружения, имеющего одну степень свободы (одноэтажное

здание), выбор параметров гасителя колебаний связан с большими расчетами, которые не всегда могут привести к достоверным результатам, особенно, если учесть также, что во время реальных землетрясений закономерности колебаний грунта $y_0''(t)$ в зависимости от глубины очага землетрясения, эпицентрального расстояния и грунтовых условий имеют разнохарактерный вид. С другой стороны реальные здания и сооружения всегда имеют много степеней свободы, т.е. многоэтажные, с неравномерным распределением в общем случае жесткостей и масс. Иными словами, найти один общий рецепт для уменьшения уровня колебаний зданий во время землетрясений посредством применения гасителя колебаний практически не реально. Но это общее замечание в то же самое время не означает, что проводимые в этом направлении исследования вообще бессмысленны. Нам кажется, что последовательные исследования, проводимые с целью решения задачи в конечном счете приведут к положительным результатам, имеющим практическое применение.

Исходя из последней, вселяющей надежду мысли, рассмотрим следующую практическую задачу. Рассмотрим какое-либо многоэтажное здание с регулярными конструктивными решениями. Попробуем путем присоединения нового дополнительного этажа, как выяснится в дальнейшем с намного более меньшей жесткостью, чем существующие этажи, в какой-то мере уменьшить колебания этих этажей во время землетрясений. Предполагается, что уменьшение колебаний здания должно происходить за счет передачи значительной части накапливаемой в нем энергии гибкому этажу (в основном в виде кинетической энергии). Вследствие этого во время землетрясения гибкий этаж подвергнется значительным перемещениям, в его несущих элементах возникнут пластические и остаточные деформации, а также отдельные повреждения, которые могут стать причиной его полного разрушения. После землетрясения частичные повреждения гибкого этажа или весь этаж полностью восстанавливаются для того, чтобы вновь противостоять новым грядущим землетрясениям.

Таким образом предполагается, что гибкий этаж "жертвует" собой с целью обеспечения безопасности остальных этажей. Естественно, что в этих условиях гибкий или "жертвуемый" этаж должен быть неэксплуатируемый. С другой стороны после убеждения в эффективности этого метода целесообразно применять его также с целью дополнительного усиления существующих зданий. В этом случае основное преимущество метода будет состоять в том, что не требуется временное выселение проживающих в существующем здании жильцов.

Как было видно из второй части данных исследований, если рассмотреть здание, как систему с одной степенью свободы, а колебания грунта - с гармонической закономерностью, то частота и масса этажа, выполняющего роль гасителя, должны подбираться согласно условию

(10.22), где p частота вынужденных (инерционных) сил, действующих на этажи здания во время землетрясения, ω_d частота собственных колебаний гасителя. Вся неопределенность задачи состоит в том, что нам неизвестны величины и частоты вынужденных (инерционных) сил, действующих на уровнях этажей зданий во время землетрясения. Безусловно, эти силы во время землетрясения *зависят от акселерограммы* колебаний грунта, анализ которых по методу Фурье показывает, что они содержат целый спектр частот от 0.5 до 20гц, зависящий от интенсивности землетрясения, эпицентрального расстояния, продолжительности и физико-механических и геологических свойств грунтов на территории регистрации. Но в действительности задача не настолько неопределенна, как кажется из вышеизложенного. Действительно, во время землетрясения величины возникающих в сооружениях инерционных сил в общем случае линейно-упругих колебаний имеют следующий вид [109]:

$$S_{kl} = m_k \sum_{i=1}^{j} \eta_{ki} \frac{2\pi}{T_l} \int_0^t e^{-n(t-\xi)} y_0''(\xi) \sin \frac{2\pi}{T_l}(t-\xi) d\xi \qquad (10.39)$$

где m_k - масса сосредоточенной нагрузки в точке k.

η_{ki} - амплитуда i-той *формы свободных* колебаний в точке k,

T_i - период i-той формы свободных колебаний,

n - коэффициент критического затухания i-той формы свободных колебаний,

$y_0''(t)$ - акселерограмма землетрясения,

j - число учитываемых форм свободных колебаний.

Для простоты в начале примем, что величины инерционных сил, возникающих во время землетрясения, в основном обусловлены первой формой свободных колебаний:

$$S_{kl} = m_k \eta_{ki} \frac{2\pi}{T_l} \int_0^t e^{-n(t-\xi)} y_0''(\xi) \sin \frac{2\pi}{T_l}(t-\xi) d\xi \qquad (10.40)$$

В этом случае, как видим, величины возникающих инерционных сил и их *частота* будут зависеть только от следующего выражения:

$$\tau(T, n.t) = \frac{2\pi}{T} \int_0^t e^{-n(t-\xi)} y_0''(\xi) \sin \frac{2\pi}{T}(t-\xi) d\xi \qquad (10.41)$$

которое известно под названием изменением во времени спектра реакции землетрясения.

Наши и другие исследования показывают (см. раздел 8.5), что при заданных T и n закономерности функции $\tau(t)$ во времени обусловлены больше периодом свободных колебаний T, чем акселерограммой землетрясения $y_0''(t)$. Так, при очень коротких значениях периодов (от 0.05сек до 0.1 сек) функция $\tau(t)$ очень мало отличается от функции $y_0''(t)$,

а при больших значениях T функция $\tau(t)$ имеет квази гармонический характер с периодом T. Основная особенность графиков $\tau(t)$ состоит в том, что несмотря на то, что амплитуды инерционных сил с течением времени при переходе от одного цикла колебаний к другому подвергаются некоторому изменению, все периоды циклов колебаний очень незначительно изменяются и всегда остаются равными периоду свободных колебаний T.

Эта закономерность подтверждается также и во время реальных землетрясений записями акселерографов, расположенных на разных этажах зданий. Это обстоятельство позволяет предположить, что во время землетрясения периоды (частоты) действующих на сооружение вынуждающих (инерционных) сил в первом приближении можно принять равными периодам свободных колебаний данного сооружения. Все эти заключения позволяют в выше полученной основной формуле выбора параметров гасителя (10.22) в первом приближении угловую частоту p вынуждающей силы заменить частотой ω_0 свободного колебания основного сооружения (10.22) представить в следующем виде:

$$\omega_d^2 = \frac{\omega_0^2}{1+\frac{m_d}{m}} \qquad (10.42)$$

Поскольку к последнему заключению мы пришли заранее предположив, что во время землетрясения возникающие в здании инерционные силы в основном обуславливаются первой формой колебания, то условие (10.42) более справедливо будет применить для зданий с не очень малыми и не очень большими периодами ($0.2 < T_1 < 0.7$сек.). Причем, как видно из формулы (10.42), величину периода свободных колебаний верхнего этажа, выполняющего роль гасителя, нужно выбрать большей, чем величина первого периода свободных колебаний основного здания без гасителя. В действительности, вероятно, более целесообразно, чтобы величина массы этажа - гасителя была бы равна или мало отличалась от величины масс других этажей. При этих условиях, в сравнительно малоэтажных зданиях $\frac{m_d}{m}$ будет больше и, следовательно, период свободных колебаний этажа - гасителя - получится сравнительно большим, чем основного здания. Например, в случае 5-этажного здания $T_d=1.095T_1$, а в случае 10-этажного здания $T_d=1.048\ T_1$. Исходя из вышеупомянутого попробуем далее выполнить соответствующие расчеты для отдельных зданий при отдельных землетрясениях и на основе их анализа сделать соответствующие практические заключения.

10.6. Определение динамических характеристик зданий с гибким верхним этажом

Как известно, во время землетрясений величины возникающих в зданиях и сооружениях инерционных сил очень строго зависят от физико-механических свойств их материалов и конструктивных решений, чьи численные выражения являются динамическими характеристиками данной колебательной системы -частоты свободных колебаний и формы колебаний. Как было видно выше, в случае системы с одной степенью свободы с добавлением нового дополнительного колебательного элемента в спектре частот возникают "сгущенные точки", которые играют большую роль в обеспечении эффективности гасителя. Рассмотрим сейчас эту задачу в более общем случае многоэтажных зданий. Таким образом, предположим, что имеем в общем случае какое-либо здание с n этажами, к которому, с целью уменьшения его колебаний, добавим дополнительный колебательный элемент в виде гибкого верхнего этажа (рис.10.9).

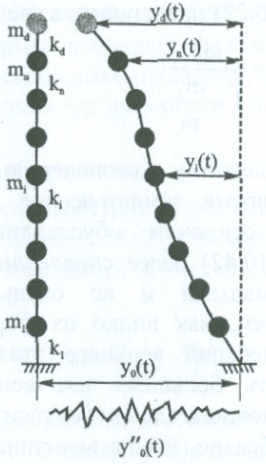


Рис.10.9. Расчетная схема многоэтажного здания с гибким этажом

Исследуем свободные колебания этой новой колебательной системы, имеющей уже n+1 степеней свободы.

Дифференциальные уравнения движения будут следующие:

$$\begin{aligned} &m_i y_i'' + k_i(y_i - y_{i-1}) - k_{i+1}(y_{i+1} - y_i) = 0 \\ &m_d y_d'' + k_d(y_d - y_n) = 0 \\ &i = 1,2..n,\ y_0 = 0,\ \ k_{n+1} = k_d \end{aligned} \qquad (10.43)$$

где- m_i, k_i, y_i, y_i'' соответственно масса i-ого этажа основного здания, жесткость, перемещение и ускорение, а m_d, k_d, y_d, y_d'' - соответственно для гибкого этажа. Решения уравнений (10.42) будем искать в виде

$$\begin{aligned} y_i &= C_i \sin \omega t \\ y_d &= C_d \sin \omega t \\ i &= 1,2...n \end{aligned} \qquad (10.44)$$

где C_i и C_d, амплитуды свободных колебаний основных этажей и гибкого этажа ω круговая частота свободных колебаний системы с n+1 степенью свободы. Подставляя их в (10.43), получим n+1 алгебраические однородные уравнения для определения форм колебаний в виде:

$$\begin{aligned} &m_i\omega^2 C_i + k_i(C_i - C_{i-1}) - k_{i+1}(C_{i+1} - C_i) = 0 \\ &m_d\omega^2 C_d + k_d(C_d - C_n) = 0 \\ &k_{n+1} = k_d,\ C_{n+1} = C_d,\ i = 1,2...n \end{aligned} \qquad (10.45)$$

Ненулевые решения однородной системы (10.45) возможны только при равенстве нулю детерминанта системы:

$$\begin{vmatrix} k_1 + k_2 - m_1\omega^2 & -k_2 & 0..... & 0 \\ -k_2 & k_2 + k_3 - m_2\omega^2 & -k_3..... & 0 \\ 0 & -k_3 & k_3 + k_4 - m_1\omega^2..... & 0 \\ ..... & ..... & ..... & ..... \\ ..... & ..... & ..... & ..... \\ 0 & 0 & 0..... & k_d - m_d\omega^2 \end{vmatrix} \qquad (10.46)$$

После раскрытия детерминанта (10.46), получим алгебраическое уравнение n+1 степени относительно квадрата частоты ω^2 свободных колебаний всей системы (основное здание + гибкий этаж).

Поскольку практически для многих зданий, особенно жилых, можно принять, что $k_1 = k_2 = k_3 = ... k_n = k$, $m_1 = m_2 = ... m_n = m$, то в этом случае период колебаний системы, имеющей *n*+1 степеней свободы, можно представить в следующем виде [108]:

$$T_{dr} = 2\pi\sqrt{\frac{m}{k\lambda_{dr}}} \qquad (10.47)$$

В этой формуле λ_{dr} будет зависеть как от числа этажей основного здания, так и от величин массы m_d и жесткости k_d, дополнительного гибкого этажа. Без гибкого этажа для T_r имеем [108]:

$$T_r = 2\pi\sqrt{\frac{m}{k\lambda_{dr}}} \qquad (10.47a)$$

$$r=1,2\ldots n$$

Как было отмечено выше, в первом приближении m_d и k_d, можно выбрать так, чтобы имело место условие (10.42), которое, выраженное через периоды, будет иметь вид:

$$T_d^2 = \left(1+\frac{m_d}{M}\right)T_1^2 \qquad (10.48)$$

где M - общая масса здания, T_1, - первый период здания.

Принимая массу гибкого этажа равной массам основных этажей $m_d = m$, в зависимости от количества этажей получим:

$$m_d = \frac{M}{n} = \frac{mn}{n}, \quad T_d^2 = \left(1+\frac{1}{n}\right)T_1^2 \qquad (10.48a)$$

или

$$k_d = \frac{\lambda_1 k}{1+\frac{1}{n}} \qquad (10.49)$$

где λ_1 - корни уравнения (10.46) без гибкого этажа, значения которых приведены в таблице 10.2 [108].

Исходя из величин второго столбца таблицы 10. 2, при помощи формулы (10.47) можно посчитать во сколько раз меньше при данной этажности нужно выбрать жесткость k_d, гибкого этажа по сравнению с жесткостью k, других этажей. Эти данные приведены в таблице 10. 3.

Таким образом, принимая $m_1 = m_2 = \ldots m_n = m = m_d$, и выбирая значения k_d, из табл. 10.3, находя корни уравнения (10.46), и решая систему (10.45) получим из (1.47) периоды свободных колебаний T_{rd}, и формы колебаний $\frac{C_{ir}}{C_{dr}}$ здания с гибким верхним этажом. Как было показано для основной системы со одной степенью свободы, здесь также для выявления особенностей задачи нужно исследовать по крайней мере первую и вторую частоты и соответствующие им формы свободных колебаний. В противном случае, если ограничимся только первой формой колебаний, то придем к неправильным заключениям.

В качестве первого примера рассмотрим колебания 9-этажного здания серии 111 с гибким верхним этажом. Массы основных этажей имеют следующие величины:

$$m_1 = m_2 = \ldots m_9 = m = 36.0\ \text{тсек}^2/\text{м}$$

Таблица 10. 2. Корни частотных уравнений многоэтажных зданий [108]

n	λ_1	n	λ_1	n	λ_1	n	λ_1
1	1	6	0.0581	11	0.0186	16	0.0090
2	0.3819	7	0.0437	12	0.0157	17	0.0080
3	0.1980	8	0.0340	13	0.0135	18	0.0072
4	0.1206	9	0.0272	14	0.0117	19	0.0065
5	0.0810	10	0.0223	15	0.0102	20	0.0058

Таблица 10. 3. Отношение жесткостей k_d / k и периодов T_d / T_1 зданий с гибким верхним этажом в зависимости от этажности **n**

n	$\frac{k_d}{k}$	$\frac{T_d}{T_1}$	n	$\frac{k_d}{k}$	$\frac{T_d}{T_1}$
1	0.5	1.41	7	0.038	1.068
2	0.254	1.22	8	0.030	1.060
3	0.148	1.15	9	0.024	1.054
4	0.096	1.12	10	0.020	1.048
5	0.067	1.095	11	0.017	1.044
6	0.049	1.079	12	0.015	1.041

а жесткости:

$$k_1 = k_2 = \ldots k_9 = k = 89764.0 \text{ тсек}^2/\text{м}$$

Принимая $m_d = m = 36$ тсек^2/м, для жесткости k_d гибкого этажа согласно формуле (10.49) будем иметь k_d =2197т/м. Подставляя эти значения в (10.46), для первых четырех периодов, будем иметь:

T_{1d}=0.995 сек, T_{2d} =0.623 сек, **T_{3d} =0.253 сек, T_{4d} =0.155 сек**

Для периодов 9-этажного здания без гибкого этажа получаем:

T_1=0.762 сек, **T_2=0.256 сек, T_3=0.156 сек**

Как видно из приведенных данных, присоединение гибкого этажа к основной системе, приводит к увеличению периода первой формы колебаний на 30% и к возникновению новой, второй формы колебаний с большим периодом. Что касается величин периодов второй и третьей форм колебаний основной системы (без гибкого этажа), то они с добавлением гибкого этажа практически не изменяются, но уже будут не второй и третьей формами, а третьей и четвертой формами. Представляет интерес выяснить, как будут изменятся периоды и формы свободных колебаний здания с гибким этажом, при увеличении периода гибкого этажа больше, чем получается по формулам (10.48) или (10.49). Для 9-этажного здания полученные в результате расчета периоды приведены в таблице 10.4. Что касается форм свободных колебаний, то они определяются из уравнений (10.45). Но поскольку нас интересуют величины возникающих при различных формах колебаний инерционных сил во время вынужденных колебаний (землетрясения), то целесообразно

исследовать не значения $\frac{C_{ir}}{C_{dr}}$, а значения η_{ki} входящие в величины инерционных сил (10.40):

$$\eta_{ki} = C_{ki} \frac{\sum_{j=1}^{n+1} m_i C_{ji}}{\sum_{j=1}^{n+1} m_i C_{ji}^2} \qquad (10.50)$$

которые отличаются друг от друга постоянным коэффициентом.

Таблица 10. 4. Периоды свободных колебаний 9 этажного здания с гибким этажом T_{di}(i=1,2,3) в зависимости от увеличения периода гибкого этажа T_d

T_d/T_1		1.00	1.050	1.100	1.160	1.20
k_d/k_1	0	0.0272	0.0249	0.0226	0.0202	0.0188
T_{d1}	0.762	0.963	0.995	1.027	1.034	1.054
T_{d2}	0.256	0.615	0.623	0.633	0.661	0.669
T_{d3}	0.156	0.253	0.253	0.253	0.253	0.253
T_d/T_1	1.210	1.215	1.220	1.230	1.300	1.350
k_d/k_1	0.0185	0.0184	0.0182	0.0179	0.0160	0.0149
T_{d1}	1.059	1.062	1.065	1.081	1.110	1.134
T_{d2}	0.671	0.672	0.673	0.678	0.687	0.693
T_{d3}	0.253	0.253	0.253	0.253	0.253	0.253

Значения коэффициентов форм колебаний η_{ki} в случаях без гибкого этажа и с его наличием (T_d=1.05 T_1) приведены в таблице 10.5, а формы колебаний на рис.10.10. Приведенные табличные значения и графики форм колебаний раскрывают некоторые важнейшие особенности здания с гибким этажом.

Таблица 10. 5. Значения коэффициентов форм колебаний η_{ki} для 9 этажного здания без гибкого этажа и при его наличии

Номер этажа	Без гибкого этажа			При наличии гибкого этажа			
	η_{k1}	η_{k2}	η_{k3}	η_{dk1}	η_{dk2}	η_{dk3}	$\eta_{dk1}+\eta_{dk2}$ (η_{k1})
1	0.209	0.197	0.176	0.093	0.121	0.194	0.214
2	0.412	0.347	0.239	0.185	0.237	0.340	0.422
3	0.604	0.414	0.147	0.237	0.344	0.403	0.581
4	0.780	0.380	-0.039	0.358	0.438	0.365	0.796
5	0.934	0.255	-0.201	0.439	0.513	0.237	0.952
6	1.063	0.068	-0.232	0.508	0.567	0.051	1.075
7	1.163	-0.135	-0.114	0.572	0.598	-0.147	1.170
8	1.231	-0.306	-0.078	0.626	0.605	-0.310	1.232
9	1.266	-0.403	0.219	0.670	0.588	-0.396	1.258
10				1.889	-0.927	0.044	

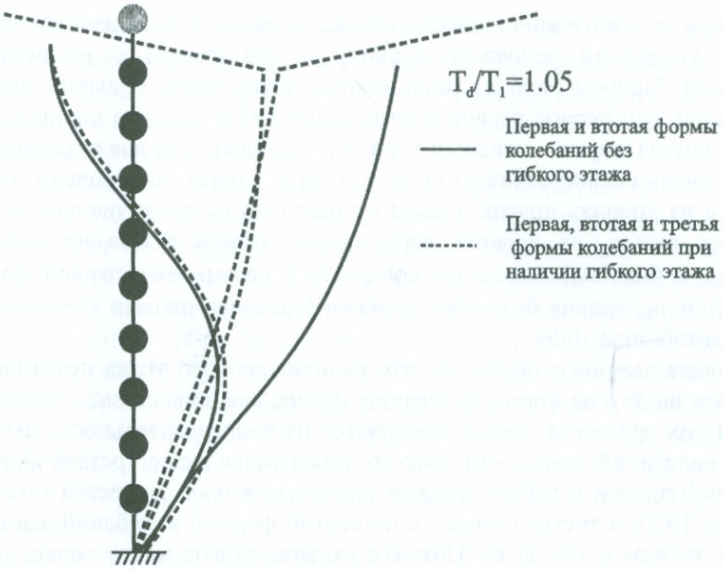


Рис.10.10. Формы колебаний 9 этажного здания с гибким этажом при T_d/T_1=1.05

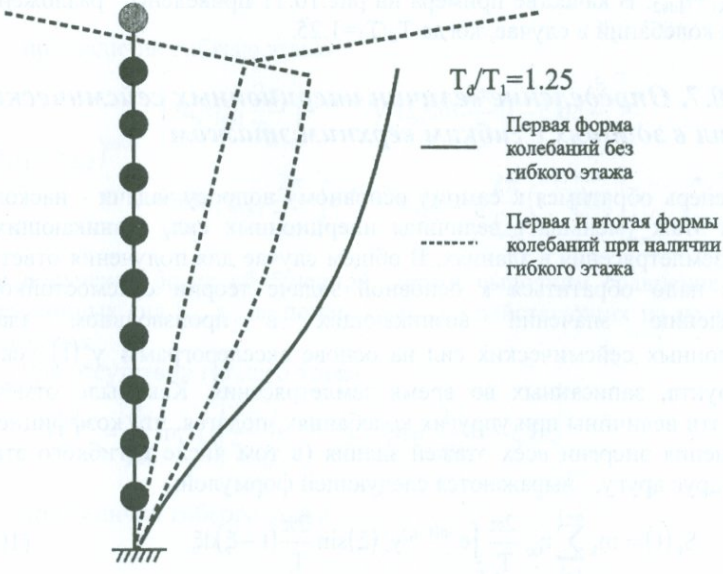


Рис.10.11. Формы колебаний 9 этажного здания с гибким этажом при T_d/T_1= 1.25

Прежде всего наличие гибкого этажа приводит к разложению первой формы колебаний основного здания на две формы с различными частотами. Причем одна из разложенных форм имеет больший период (0.995 сек), чем период первой формы колебаний основного здания (0.762 сек.), а другая форма - меньший период (0.623 сек). Эти две разложенные формы очень сильно отличаются друг от друга только на уровне гибкого этажа, а на уровнях других этажей их различия не существенны. И, что наиболее важно, на уровнях всех других этажей сумма их величин $\eta_{dk1}+\eta_{dk2}$ с большой точностью совпадает с величинами первой формы колебаний η_{k1} здания без гибкого этажа (сравните первый и последний столбцы таблицы 10.5).

Следующее важное свойство то, что наличие гибкого этажа практически не влияет на другие формы колебаний здания, как на величины периодов, так и на их ординаты; только изменяется их последовательность. Вторая форма колебаний здания без гибкого этажа совпадает с третьей формой колебаний здания с гибким этажом (сравните второй и шестой столбцы таблицы 10.5), а третья форма - с четвертой формой колебаний здания с гибким этажом и так далее. Похожее явление имеют место также, когда T_d/T_1 больше чем 1.05. Однако в этом случае, разложенные формы с увеличением T_d/T_1 удаляются друг от друга, но с соблюдением условия $\eta_{k1}=\eta_{dk1}+\eta_{dk2}$. В качестве примера на рис.10.11 приведены разложенные формы колебаний в случае, когда $T_d/T_1=1.25$.

10.7. Определение величин инерционных сейсмических сил в зданиях с гибким верхним этажом

Теперь обратимся к самому основному вопросу задачи - насколько гибкий этаж уменьшает величины инерционных сил, возникающих во время землетрясения в зданиях. В общем случае для получения ответа на вопрос надо обратиться к основной задаче теории сейсмостойкости- определению значений возникающих в произвольном здании инерционных сейсмических сил на основе акселерограмм $y_0''(t)$ ускорений грунта, записанных во время землетрясения. Как было отмечено выше, эти величины при упругих колебаниях, полагая, что коэффициенты поглощения энергии всех этажей здания (в том числе и гибкого этажа) равны друг другу, выражаются следующей формулой:

$$S_k(t)=m_k\sum_{i=1}^{n+1}\eta_{ki}\frac{2\pi}{T_i}\int_0^t e^{-n(t-\xi)}y_0''(\xi)\sin\frac{2\pi}{T_i}(t-\xi)d\xi \qquad (10.51)$$

Отсюда следует, что для получения непосредственного ответа на вопрос необходимо для заданной акселерограммы землетрясения $y_0''(t)$ по

формуле (10.51) найти максимальные значения инерционных сил S_k^{max} без гибкого этажа и при наличии гибкого этажа. Как видим, невозможно дать общую оценку этой проблемы. Это возможно выяснить только при данном землетрясении, для здания с определенной этажностью и при заданном периоде колебаний.

Обычно при выполнении расчетов по формуле (10.51) ограничиваются только первыми тремя членами ряда (формами колебаний). Однако, как мы убедились, при наличии гибкого этажа первая форма колебания разлагается на две равнозначные формы. Следовательно, в этом случае надо иметь ввиду как минимум 4 формы колебаний. С другой стороны, выше убедились, что вторая и третья формы колебаний обычного здания при наличии гибкого этажа меняют свои номера, становясь третьей и четвертой формами соответственно. Таким образом, для относительной оценки относительного влияния гибкого этажа можно ограничиться только первым членом выражения (10.51) при отсутствии гибкого этажа, и двумя членами при наличии гибкого этажа, т.е. сравнить друг с другом:

при отсутствии гибкого этажа

$$S_k(t) = m_k \eta_{ki} \left| \frac{2\pi}{T_i} \int_0^t e^{-n(t-\xi)} y_o''(\xi) \sin \frac{2\pi}{T_i}(t-\xi) d\xi \right|_{max} \qquad (10.52)$$

при наличии гибкого этажа

$$(S_{dk1} + S_{dk2})^{max} = \left[\begin{array}{l} m_k \eta_{dk1} \dfrac{2\pi}{T_{d1}} \displaystyle\int_0^t e^{-n(t-\xi)} y_o''(\xi) \sin \frac{2\pi}{T_{d1}}(t-\xi) d\xi + \\ + m_k \eta_{dk2} \dfrac{2\pi}{T_{d2}} \displaystyle\int_0^t e^{-n(t-\xi)} y_o''(\xi) \sin \frac{2\pi}{T_{d2}}(t-\xi) d\xi \end{array} \right]_{max} \qquad (10.53)$$

Для получения более обобщенной оценки выполним сравнение не для инерционных сил S_k, а для поперечных сил действующих на уровне первого этажа:

при отсутствии гибкого этажа

$$Q_1^{max} = \sum_{k=1}^{n} m_k \eta_{k1} \left| \frac{2\pi}{T_1} \int_0^t e^{-n(t-\xi)} y_o''(\xi) \sin \frac{2\pi}{T_1}(t-\xi) d\xi \right|_{max} \qquad (10.54)$$

при наличии гибкого этажа

$$Q_{d1}^{max}=\left[\sum_{k=1}^{n+1}\left\{m_k\eta_{dk1}\frac{2\pi}{T_{d1}}\int_0^t e^{-n(t-\xi)}y_o''(\xi)\sin\frac{2\pi}{T_{d1}}(t-\xi)d\xi+\right.\right.$$
$$\left.\left.+m_k\eta_{dk2}\frac{2\pi}{T_{d2}}\int_0^t e^{-n(t-\xi)}y_o''(\xi)\sin\frac{2\pi}{T_{d2}}(t-\xi)d\xi\right\}\right]_{max} \quad (10.55)$$

Как видно из выражений (10.53) и (10.55) в общем случае каждый член ряда достигает своего максимального значения при различных моментах времени (начиная от начала землетрясения). Найти наибольшие значения выражений (10.51) - (10.55) возможно только при реальной суперпозиции различных форм колебаний (суммируя во времени), что можно выполнить только с помощью компьютера.

Для выявления влияния гибкого этажа рассмотрим следующий пример 10-ого здания [241]. Массы и жесткости всех этажей равны: $m_1=m_2=\ldots=m_{10}=17850$ т·сок^2/м; $k_1=k_2=\ldots=k_{10}=35716$ т/м, масса гибкого этажа m_d равна массе других этажей $m_d=17850$ т·сок^2/м.

При отсутствии гибкого этажа

$$Q_1^{max}=m\tau_{max}(T_1,n)\sum_{k=1}^{n}\eta_{k1} \quad (10.56)$$

при наличии гибкого этажа

$$Q_{d1}^{max}=m\left[\sum_{k=1}^{n}\eta_{dk1}\tau(T_{d1},n,t)+\sum_{k=1}^{n}\eta_{dk2}\tau(T_{d2},n,t)\right]_{max} \quad (10.57)$$

Таблица 10.6. Значения сумм $\sum_{k=1}^{10}\eta_{dki}$ в зависимости от отношения периодов T_d/T_1 для 10 этажного здания с гибким этажом

T_d/T_1	$\sum_{k=1}^{10}\eta_{dk1}$	$\sum_{k=1}^{10}\eta_{dk2}$	$\sum_{k=1}^{10}\eta_{dk1}+\sum_{k=1}^{10}\eta_{dk2}$
1	6.027	2.677	8.704
1.05	5.613	3.084	8.697
1.10	5.207	3.504	8.711
1.15	4.862	3.851	8.713
1.20	4.560	4.154	8.714
1.215	4.353	4.337	8.690
1.25	4.298	4.418	8.716
1.30	4.071	4.647	8.718
1.35	3.585	5.101	8.686
1.64	2.460	6.218	8.678
Без гасителя	8.481		7.665

Поскольку, как уже отмечалось, имеет место условие $\eta_{k1}=\eta_{dk1}+\eta_{dk2}$ то в общем случае Q_{d1}^{max} должно быть меньше, чем Q_1^{max} так как невероятно, чтобы совпадали по времени максимальные значения ускорений $\tau(T_{d1},n,t)$ и $\tau(T_{d2},n,t)$, входящих в Q_{d1}. Таким образом, во всех случаях наличие верхнего гибкого этажа в какой-то мере уменьшит величина инерционных сил, возникших при землетрясении. Степень этого уменьшения будет строго зависеть от периодов T_{d1} и T_{d2} и от коэффициента затухания n. Чем меньше будут они отличаться друг от друга, тем меньше будет степень уменьшения, так как в этом случае максимальные значения $\tau(T_{d1},n,t)$ и $\tau(T_{d2},n,t)$ совпадут и по величине и по знаку. И, наоборот, если T_{d1} и T_{d2} настолько отличаются друг от друга, чтобы имело место условие

$$\eta_{dk1}\tau(T_{d1},n,t)+\eta_{dk2}\tau(T_{d2},n,t)=0 \qquad (10.58)$$

то наличие гибкого этажа полностью изолирует здание от землетрясения по первой форме колебания. Таким образом, в общем случае опять пришли к постановке вопроса уменьшения колебаний при помощи гасителя как и при системе с одной степенью свободы. При реальных землетрясения и зданиях, условие (10.58) никогда не будет иметь место. Практическая задача должна быть поставлена так: при каких условиях наибольшее значение выражения

$$\eta_{dk1}\tau(T_{d1},n,t)+\eta_{dk2}\tau(T_{d2},n,t) \qquad (10.59)$$

во времени будет минимальным. Если в первом приближении принять, что $\tau(T_{d1},n,t)$ и $\tau(T_{d2},n,t)$ имеют гармонический характер:

$$\tau(T_{d1},n,t)=\tau_{max}(T_{d1},n)\sin\frac{2\pi}{T_{d1}}t$$

$$\tau(T_{d2},n,t)=\tau_{max}(T_{d2},n)\sin\frac{2\pi}{T_{d2}}t,$$

то эффективность гибкого этажа для выполнения условия (10.58) будет наибольшей если имеют места:

$$\sin\frac{2\pi}{T_{d1}}t=1,\ \sin\frac{2\pi}{T_{d2}}t=-1$$

откуда следует, между T_{d1} и T_{d2} должно быть равенство $T_{d1}=3T_{d2}$

Влияние гибкого этажа наиболее эффективно будет так же если допустить, что когда одна из раздробленных форм колебаний достигнет своего наибольшего значения - другая форма достигнет своего минимального значения. В этом случае должны соблюдаться

$$\sin\frac{2\pi}{T_{d1}}t=1,\ \sin\frac{2\pi}{T_{d2}}t=0$$

откуда следует что $T_{d1}=T_{d2}$. Из таблиц 10.4 и 10.8 видно, что наибольшее отличие между T_{d1} и T_{d2} достигает значения не более чем 1.8. Если даже принимать, что каким то образом можно добиться равенства $T_{d1}=2T_{d2}$, то как видно из таблицы 10.4 наибольшая эффективность гибкого этажа по поперечной силы на уровне 1-ого этажа может достигнуть 8.481/4.353=1.95 раза.

Вышеприведенные формулы (10.52) - (10.59) показывают, что эффективность гибкого этажа строго зависит от спектра реакции землетрясения $\tau_{max}(T,n)$. Как известно, этот спектр в общем случае имеет две характерные части. Для периодов свободных колебаний T в промежутке сек 0<T<0.5, $\tau_{max}(T,n)$ обычно имеет 1-3 пиковых значения, а после T>0.5сек обычно $\tau_{max}(T,n)$ имеет вид убывающей кривой. Если допустим, что период здания без гибкого этажа T, совпадает с периодами пиковых точек, то при добавлении гибкого этажа при том же землетрясении величины инерционных сил, возникших в нем уменьшатся больше, чем если T, находился бы в убывающей области спектра $\tau_{max}(T,n)$.

Таким образом, во всех случаях эффективность гибкого этажа будет зависеть

а) от этажности здания и величины периода первой формы колебания T_1

б) от отношения периода гибкого этажа T_d и первого периода здания T_1,

г) от характера спектра реакции ожидаемого землетрясения $\tau_{max}(T,n)$.

10.8 Расчет 9-этажного ж/б здания с гибким верхним этажом по акселерограмме землетрясения

Для вышеописанных 9 этажных зданий серии III при $T_d/T_1=1$ расчеты, выполненные Э.Е. Хачияном, З.М. Хлгатяном, М.Г. Мелкумяном [122, 199, 200], с учетом первых трех форм колебаний, на основе 12 различных акселерограмм землетрясений, приведенные в таблице 10.7 и на рис. 10.12, 10.13, показали, что наличие гибкого этажа приводит к уменьшению поперечных сил от 1.33 до 1.8 раза то есть в среднем, до 1.56 раз как видно из таблица 10.7. При этом, эффективность получается более высокой в том случае, **когда гибкий этаж имеет меньший коэффициент затухания, чем остальные этажи (рис. 10.14).**

Возможно, что при значениях $T_d/T_1>1$ эффективность гибкого этажа в некоторой степени увеличится. Предварительно, вероятно, можно предположить, что для очень высоких зданий, имеющих 12 и более

Таблица 10.7. Результаты расчета по акселерограммам значения поперечной силы на уровне первого этажа 9 этажного здания

Место фиксации землетрясения	Дата Землетрясе-ния	Состав-ляющая ускорени я	Максималь-ное ускорение грунта, y''_{max} см/сек	$\frac{m_d}{m}$	$\frac{k_d}{k}$	$\frac{T_d}{T}$	с гибким этажом Q_{d1}^{max}	без гибким этажом Q_1^{max}	$\frac{Q_1^{max}}{Q_{d1}^{max}}$
Fernande, США	7.10.1951	44W	123	0.5	0.0150	0.93	1600	2680	1.67
Fernande, США	7.10.1951	46E	119	1.25	0.0534	1.08	2740	4320	1.57
Fernande, США	21.12.1954	44W	166	0.5	0.0.100	1.14	7380	11220	1.52
Fernande, США	21.12.1954	46E	209	1.00	0.0275	0.97	8600	12560	1.46
Ulsiny-2, Югославия	15.04.1979	N-S	181	1.00	0.0275	0.97	3900	5180	1.33
Ulsiny-2, Югославия	15.04.1979	N-E	227	1.25	0.0334	1.08	7200	11700	1.61
Hercec Novi	15.04.1979	N-S	221	1.00	0.0265	1.00	6200	10080	1.62
Hercec Novi	15.04.1979	N-E	251	1.25	0.0334	1.08	5200	7780	1.49
Ferndale	3.10.1941	Г 60	93	0.75	0.0334	0.76	1318	1856	1.41
Holister	9.031949	Г 21	123	0.50	0.0100	1.14	2240	3900	1.74
Eureka	21.12.1954	Г 10	242	0.50	0.0200	0.81	5620	8400	1.49
Taft	12.01.1954	Г 70	68	0.50	0.0120	1.04	1100	2040	1.85

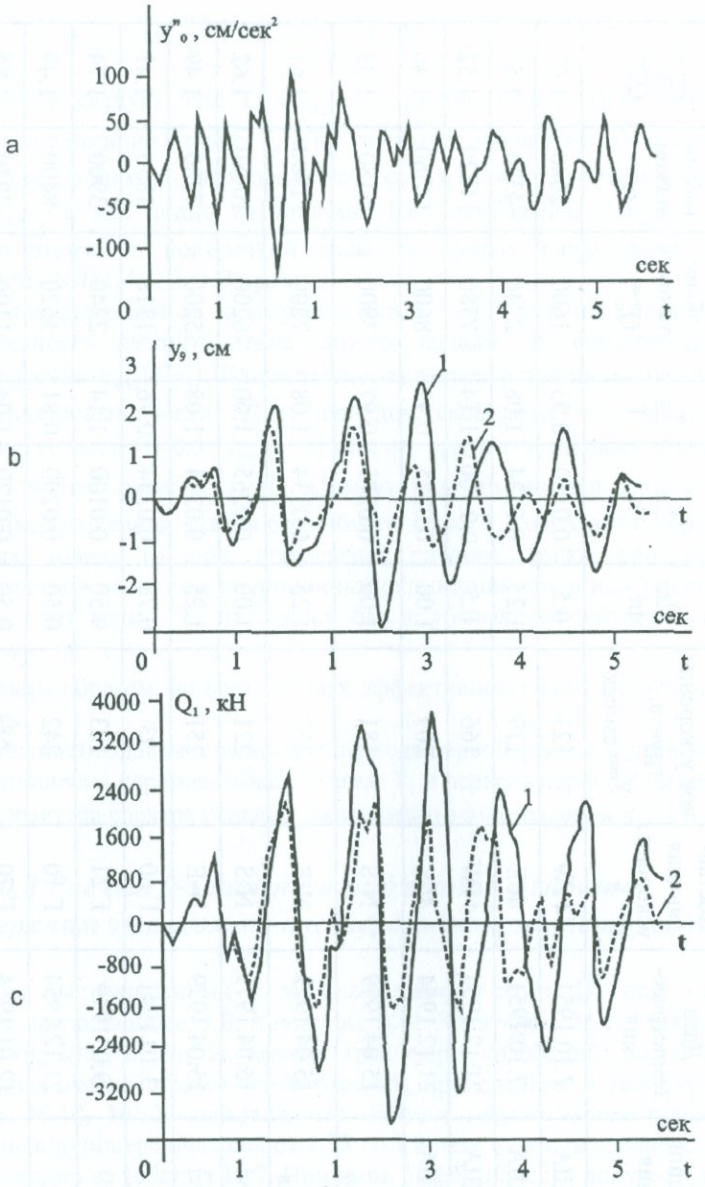


Рис.10.12. Изменение во времени величин перемещений 9 этажа (b) и поперечной силы на уровне первого этажа (c), 9-этажного здания с гибким верхним этажом и без него по акселерограмма землетрясения в Холлистере от 9.03.1949 (a).
1 - без гибкого этажа; 2- с гибким этажом [122].

этажей, применение гибкого этажа, как способа уменьшения сейсмических воздействий, будет не эффективным. Отметим, что результаты вибрационного испытания натурного 9-ти этажного здания серии 111 с гибким этажом в г.Ванадзор (рис 10.14) показали, что наличие гибкого этажа привело к уменьшению поперечных сил до 1.65 раз, а перемещения 9-ого этажа в 2.2 раза. Такие благополучные результаты обусловлены не *совсем точными* способом испытаний, так как с помощью вибратора во время испытания здания с гибким этажом резонансные колебания возникли только по одной из раздробленных форм и расчеты были выполнены для сил и перемещений, возникших только от этой формы, которые сравнились с соответствующими значениями испытания для здания без гибкого этажа (до его возведения) *по первой форме* колебаний. Для адекватного испытания с учетом гибкого этажа на 9-ом этаже необходимо было установить не один вибратор, а два вибратора, каждый из которых создавал бы резонансные колебания по каждой раздробленной форме колебания **одновременно** с соответствующими периодами T_{d1}=1.25 сек и T_{d2}=0.74 сек. Максимальные величины поперечных сил и перемещений, полученные в результате суммирования таких двух колебаний при испытании должны сравнятся с силами и перемещениями, полученные при испытании здания одним вибратором до возведения гибкого этажа по *первой форме колебания с периодами* T_1=0.85 сек. Для адекватного испытания нужно было разместить на 9-ом этаже не один, а два вибратора, каждый из которых создавал бы резонансные колебания по раздробленным двум формам одновременно (с периодами T_{d1}=1.25 и T_{d2}=0.74). Величины поперечных сил и перемещений, полученные в результате суммирования таких двух резонансных колебаний должны сравниваться с силами и перемещениями, возникающими только по первой форме колебаний здания без гибкого этажа (T_1=0.85сек)

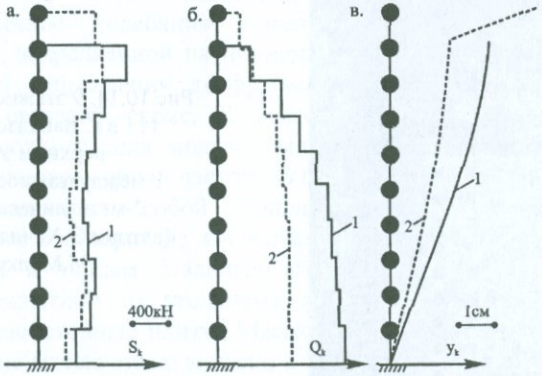


Рис. 10.13а. Эпюры сейсмических и поперечных сил и перемещений этажей 9 этажного здания с гибким этажом и без него.
1 - без гибкого этажа; 2-с гибким этажом [122].

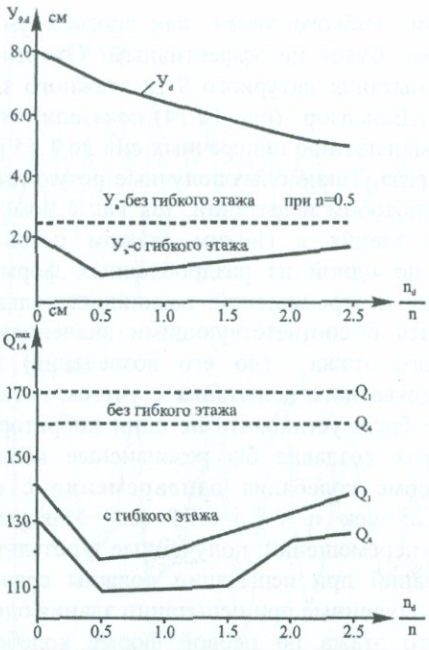


Рис.10.13.b. Зависимость поперечных сил и перемещения гибкого этажа от отношения коэффициентов затухания гибкого этажа n_d и остальных этажей n, 9 этажного здания [199, 200].
y_d- перемещение гибкого этажа, y_9-перемещение 9 этажа, Q_k-поперечная сила на уровне k-ого этажа.

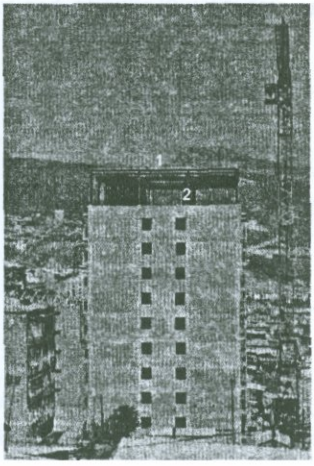


Рис.10.14. 9 этажное здание серии 111 в г. Ванадзоре с гибким верхним этажом.
1-междуэтажное перекрытие
2-металлические колоны
(авторы Э.Хачиян, З.Хлгатян, М.Мелкумян)

Мы уверены, что если бы испытание проводилось этим способом, то полученные результаты также показали бы эффективность гибкого этажа, но не более чем в 1.5÷1.6 раза. Более высокую эффективность можно, вероятно, ожидать при учете в расчетах процессы разрушения упругопластического деформирования гибкого этажа.

Экспериментальное исследование модели здания с гибким верхним этажом. Полученные выше результаты авторами проверены также экспериментально на 9-этажной крупномасштабной модели (выполнена из железобетона в масштабе 1:5), которая имитировала конструктивное решение, принятое для зданий серии 111 (рис. 10.15).

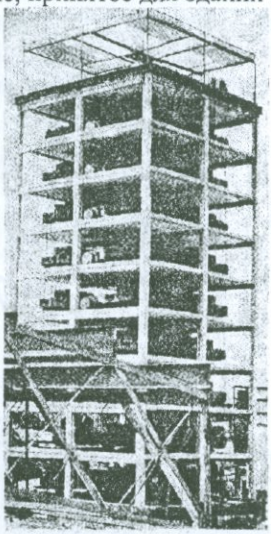


Рис. 10.15. Общий вид 9-этажней модели с гибким этажом (госитслем колебаний).

Гармоничеичсекое колебания модели возбуждались с помощью вибромашины, закрепленной на перекрытии девятого этажа. Испытания проводились в направлении диафрагмы жесткости, в котором модель работала по связевой схеме. К моменту монтажа гасителя период колебаний основного тона модели был равен 0.35 с; исходя из этого, подбирались его параметры - частота. В смысле конструктивного решения гаситель представлял собой дополнительный десятый этаж с металлическими стойками из квадратного железа сечением 14х14 мм, приваренными к торцам стальных оголовников колонн модели и с жестким перекрытием из уголковых профилей 45х45х4, по которым уложены железобетонные плиты. Масса перекрытия гасителя равна примерно половине массы этажа модели, а суммарная жесткость стоек в 100 раз меньше жесткости этажа модели. Динамическое нагружение системы проводилось на широком диапазоне частот. До устройства гасителя, при

возбуждении колебаний модели по основному тону, наибольшее смещение верха модели, а именно перекрытия 9-го этажа, составило 1.8 см. После устройства гасителя вес внецентренных грузов на валах вибратора остался неизменным. Однако, на всем диапазоне частот перемещения перекрытия 9-го этажа модели значительно уменьшились. На рис. 10.16 показаны записи перемещений на уровне перекрытия девятого этажа при гармонических воздействиях (вибрационных испытаниях), свидетельствующие о том, что наличие верхнего гибкого этажа приводит к уменьшению в среднем в 3 раза смешения верха основного каркаса, что как будет показано в следующей главе соответствует теоретическим расчетам при вибрационных воздействиях. При этом верхний гибкий этаж получает большие перемещения, а его колебания переходят в противофазу по отношению к колебаниям основного каркаса.

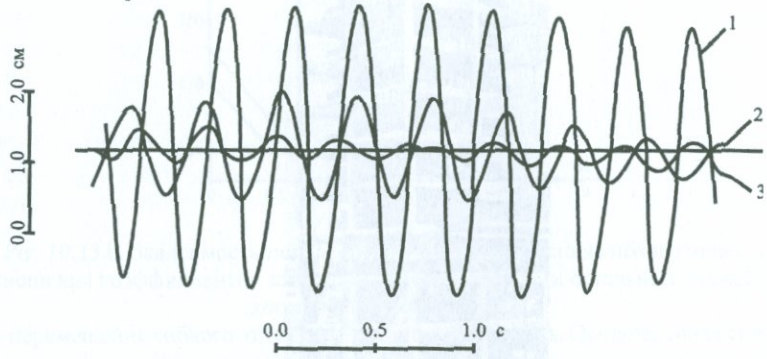


Рис. 10.16. Изменения во времени перемещений на уровне перекрытия девятого этажа модели при гармонических воздействиях (вибрационных испытаниях):
1 —в стадии резонанса при отсутствии гасителя колебаний (Т = 0.35 с);
2 — при той же частоте (Т = 0.35 с) и наличии гасителя; 3 — при колебаниях модели с гасителем в стадии резонанса по первой форме (Т=0.40 с).

В заключение отметим, что в качестве элементов жесткости верхнего гибкого этажа (ВГЭ) можно использовать и резино-металлические подушки, принимаемые для сейсмоизоляции зданий и сооружений. Такой способ в Армении предложил М.Г. Мелкумян и называл его методом изолированного верхнего этажа (ИВЭ). Концепция ИВЭ является логическим развитием метода ВГЭ. По мнению автора преимущество ИВЭ перед ВГЭ является возможность его эксплуатации, так как конструкция этого этажа практически не деформируется. Таким методом два здания серии 111 усилены в г.Ванадзоре [49] (рис 10.16.а).

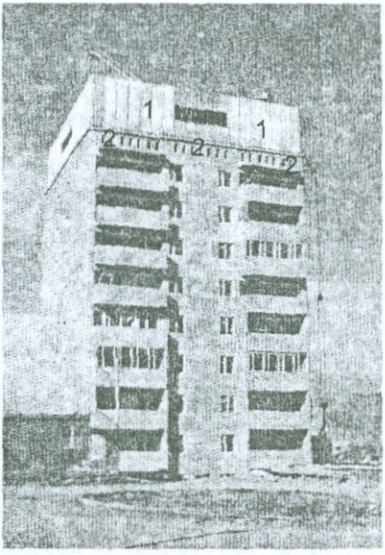


Рис 10.16.а 9 этажное здание в г. Ванадзоре с изолированным верхним этажом
1-изолированный этаж
2– подушки.
(автор М.Мелкумян)

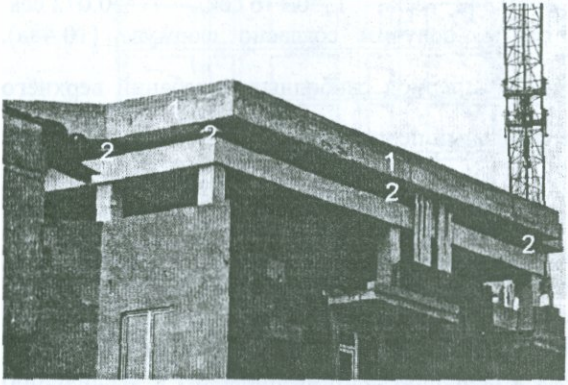


Рис 10.16.б 12 этажное здание в г. Ереване с гасителем сейсмических колебаний
1-междуэтажное перекрытие
2 – подушки.
(автор З.Хлгатян)

Способу уменьшения уровня сейсмического воздействия на здания посвящена также работа Р. Вилливеди [250], в которой автор это называет «Roof isolation», т.е. сейсмоизоляция при помощи покрытия здания (крыши). Сущность способа заключается в том, что над зданием возводится дополнительное колебательное устройство, состоящее из резино-металлических подушек, на которых непосредственно устанавливается (закрепляется) покрытие, которое существенно увеличивая период свободных колебаний диссипативные свойства здания, уменьшает сейсмический эффект. Это уже не гибкий этаж, а колебательное устройство, которое можно назвать «Гасителем сейсмических колебаний- ГСК», в котором подушки играют роль

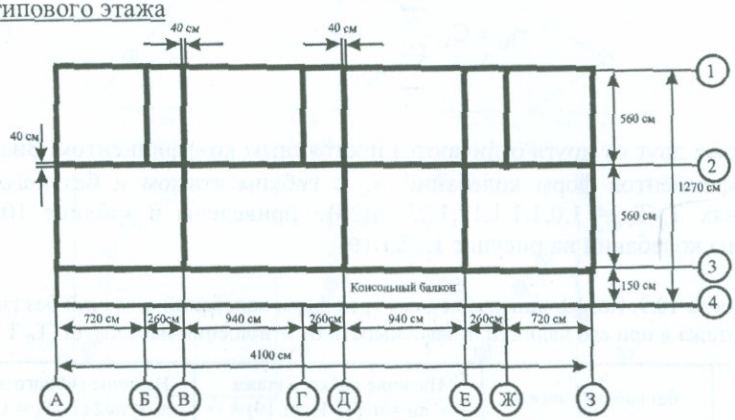
элемента жесткости колебательного устройства, а масса покрытия – роль инерционной массы устройства. На рисунке 10.16.б показан аналогичный вариант такого гасителя, **но рассчитанного, как и рассмотренных выше примерах, (рис. 10.14., рис. 10.16.а), по методике гибкого этажа,** возведенного в 2015 году на 12 этажном здании на ул. Амиряна в г. Ереване (автор З.М. Хлгатян, динамический расчет произведен с участием Э.Е. Хачияна). Строительство здания осуществлено ЗАО «Айкапал».

10.9. Применение метода гибкого этажа в существующих каменных зданиях

В качестве второго примера рассмотрим колебания 5-этажного здания серии 1-450-2 с верхним гибким этажом, которые были проведены совместно с А.Г. Маргаряном [204]. Схематичный план и разрез рассчитываемого здания показаны на рис.10.17. Массы основных этажей имеют следующие величины $m_1 = m_2 = m_3 = m_4 = 54.7$ т сек^2/м; $m_5 = 57$ т сек^2/м, а жесткости $k_2=k_3=k_4=k_5=251016$ т/м; $k_1=200813$ т/м. Для основного здания без гибкого этажа значение периодов свободных колебаний оказались: $T_1 = 0.342$ сек., $T_2 = 0.116$ сек., $T_3 = 0.072$ сек. Принимая $m_d = m = 54.7$ т сек^2/м, получим согласно формуле (10.48а), отношение $\frac{T_d}{T} = 1.0954$ где, T_d - период свободных колебаний верхнего гибкого этажа. Т - фундаментальный период колебаний основного здания. Далее по зависимости $T_d = 2\pi\sqrt{\frac{m_d}{k_d}}$, принимая $T_d \approx 1.1T_1$, определяем жесткость гибкого этажа, которая оказалась $k_d = 15197$ т/м. Подставляя эти значения в уравнение (10.46-10.49), для первых 4 периодов при наличии гасителя будем иметь: $T_{1d} = 0.478$ сек., $T_{2d} = 0.275$ сек., $T_{3d} = 0.114$ сек, $T_{4d} = 0.072$ сек. Как видно из приведенных данных, прибавление гибкого этажа к основной системе приводит к увеличению периода по первой форме колебаний в 1.39 раза и возникновению 2-ой новой формы колебаний имеющей меньший период по сравнению с первым периодом системы без гасителя. Что касается величин периодов основной системы (без гибкого этажа) по 2-ой и 3-ей формам колебаний, то они от добавления гибкого этажа почти не изменяются, но они будут уже не 2-ой и 3-ей формами а 3-ей и 4-ой формами колебаний для системы с гасителем. С практической точки зрения интересно знать как изменяются периоды и формы свободных колебаний здания с гибким этажом если мы величину периода гибкого этажа подберем более чем получается по формулам (10.48а). Полученные в результате расчета значения периодов для 5-этажного здания приведены в таблице 10.8 . Что

касается форм свободных колебаний то они определяются из уравнений (10.45). Однако так как нас интересуют *величины инерционных сил* возникающих *по разным формам* колебаний во время вынужденных

План типового этажа



Развертка стены 1

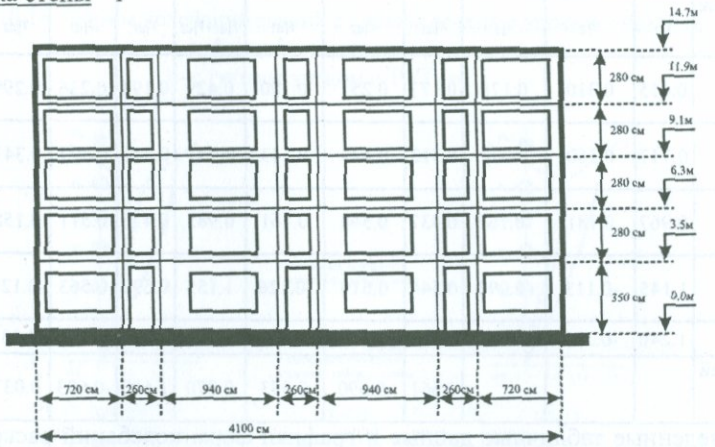


Рис.10.17. План типового этажа и развертка стены 5-этажного каменного здания серии *1-450-2*

Таблица 10.8. Периоды первых трех форм колебаний в зависимости от жесткости гасителя к жесткости здания k_d/k

T_d/T_1		1.00	1.050	1.10	1.15	1.17	1.20	1.23	1.25	1.28	1.30
k_d/k	0	0.073	0.066	0.060	0.055	0.053	0.050	0.048	0.046	0.044	0.043
T_{1d}	0.342	0.460	0.469	0.478	0.489	0.493	0.499	0.506	0.511	0.518	0.523
T_{2d}	0.116	0.261	0.268	0.275	0.281	0.283	0.286	0.289	0.291	0.294	0.296
T_{3d}	0.072	0.114	0.114	0.114	0.114	0.114	0.114	0.114	0.114	0.114	0.115

колебаний (землетрясения), то целесообразнее исследовать не значения C_{ir}/C_{dr} , а входящие в величины инерционных сил значения η_{ki}.

$$\eta_{ki} = C_{ki} \frac{\sum_{j=1}^{n+1} m_i C_{ji}}{\sum_{j=1}^{n+1} m_i C_{ji}^2} \qquad (10.60)$$

которые друг от друга отличаются постоянным коэффициентом. Значения коэффициентов форм колебаний η_{ki} с гибким этажом и без него (при случаях T_d/T_1 = 1.0,1.1,1.17,1.23, 1.28) приведены в таблице 10.8, а формы колебаний на рисунке 1.18,1.19.

Таблица 10.9. Коэффициенты первых трех форм колебаний η_i зданий без гибкого этажа и при его наличии в зависимости от отношения масс m_d/m (T_d/T_1)

	без гибкого этажа			Наличие гибкого этажа $m_d = m$ (T_d/T_1 =1.10)				Наличие гибкого этажа $m_d = m/2$ (T_d/T_1 = 1.050)			
Этаж	η_1	η_2	η_3	η_{d1}	η_{d2}	η_{d3}	$\eta_{d1}+\eta_{d2}$	η_{d1}	η_{d2}	η_{d3}	$\eta_{d1}+\eta_{d2}$
1	0.415	0.310	0.178	0.177	0.251	0.300	0.429	0.194	0.236	0.299	0.43
2	0.717	0.360	0.030	0.313	0.423	0.343	0.737	0.341	0.397	0.341	0.739
3	0.967	0.181	-0.167	0.437	0.548	0.161	0.985	0.476	0.511	0.158	0.987
4	1.145	-0.113	-0.092	0.544	0.610	-0.126	1.155	0.592	0.563	-0.128	1.156
5	1.240	-0.335	0.132	0.631	0.603	-0.331	1.235	0.684	0.549	-0.331	1.234
гибкий				1.661	-0.690	0.033	0.970	1.660	-0.693	0.037	0.967

Приведенные табличные данные и графики форм колебаний раскрывают несколько важных особенностей каменного здания с гибким этажом. Во-первых, наличие гибкого этажа приводит к разделению первой формы колебаний на две различные формы. При этом одна из разделенных форм имеет период /0.478сек/ больший чем период основного здания по первой форме /0.342сек/, а вторая из разделенных форм меньший период /0.275сек/. Эти две разделенные формы друг от друга значительно отличаются только на уровне гибкого этажа тогда как их разница на уровне остальных этажей незначительна.

И, что самое важное, на уровне всех остальных этажей сумма их величин с большой точностью совпадает с величинами первой формы колебаний здания без гибкого этажа.

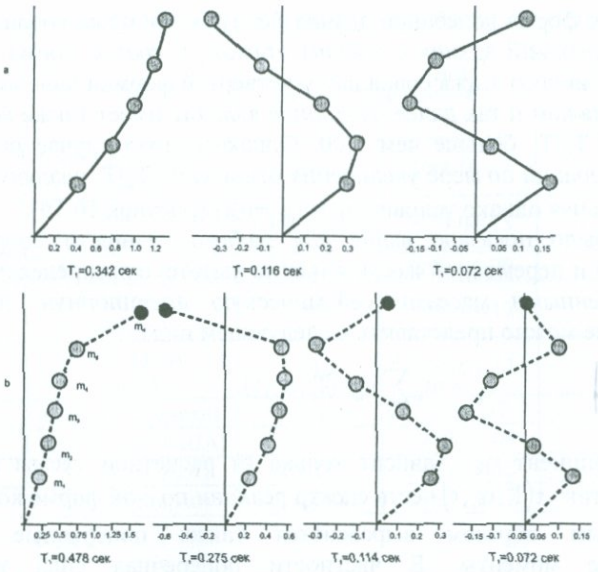


Рис. 10.18. Формы колебаний зданий с гибким верхним этажом и без него:
a- без гибкого этажа
b- с гибким этажом с $T_d/T_1 = 1.1$

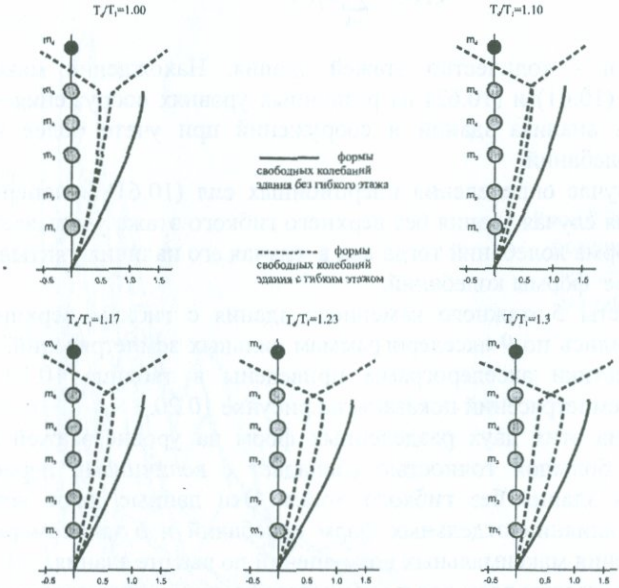


Рис. 10.19. Первые три формы колебаний пятиэтажного каменного здания при различных отношениях периодов T_d/T_1 гибкого этажа и здания.

Вторая форма колебаний здания без гибкого этажа совпадает с 3-ей формой колебаний здания с гибким этажом, а третья форма колебаний здания без гибкого этажа совпадает с четвертой формой колебания здания с гибким этажом и так далее. Подобное явление имеет также место когда отношение T_d/T_1 больше чем 1.00. Однако в этом случае разделенные формы колебаний по мере увеличения отношения T_d/T_1 удаляются друг от друга, *сохраняя однако условие* $\eta_{k1}=\eta_{dk1}+\eta_{dk2}$ (*рисунок* 10.19).

Как было показано выше для любого здания и сооружения с постоянной и переменной жесткостью по высоте, с распределенными или сосредоточенными массами сейсмическую инерционную нагрузку в любой точке можно представить в следующем виде:

$$S_k = m_k \sum_{r=1}^{p} \eta_{kr} \tau(T_r, \alpha_r, t) \qquad (10.61)$$

Коэффициент η_{ki} зависит только от расчетной схемы и упругих характеристик. $\tau(T_r, \alpha_r, t)$- есть спектр реакции по *r*-ой форме колебаний. Аналогичным образом выражаются также поперечные силы и изгибающие моменты. В частности поперечная сила выразиться следующим уравнением

$$Q_k(t) \approx \sum_{j=k}^{n} S_j(t) \qquad (10.62)$$

где n - количество этажей здания. Нахождение максимальных значений (10.61) и (10.62) на различных уровнях сооружения - основная трудность анализа зданий и сооружений при учете более чем одной формы колебаний.

В случае определения инерционных сил (10.61) и поперечных сил (10.62) для случая здания без верхнего гибкого этажа учитывается только первая форма колебаний тогда как в случая его наличия учитываются уже первые две формы колебаний.

Расчеты 5-этажного каменного здания с гибким верхним этажом производились по 9 акселерограммам сильных землетрясений. Основные характеристики акселерограмм приведены в таблице 10.10. Спектры реакций землетрясений показаны на рисунке 10.20.

Сумма этих двух разделенных форм на уровне этажей основного здания с большой точностью совпадает с величинами первой формы колебания здания без гибкого этажа. Эти данные дают возможность судить о влиянии отдельных форм колебаний и о закономерности распространения максимальных возмущений по высоте здания.

Результаты расчетов по вышеприведенной методике приведены в таблице 10.11. Обобщенные данные приведены на рис. 10.21, указывают на сравнительную степень влияния верхнего гибкого этажа, с различными параметрами, на уменьшение максимальных поперечных сил при расчетах

Таблица. 10.10. Характеристики акселерограмм *землетрясений*

Акселе-рограммы №.	Место эпицентра	Страна записи	Дата землетрясения	Значение максимального ускорения грунта $У''_{0max}$ в см/сек^2
1.	Санта Круз Мине (США)	США	1989-10-17	431.3
2.	Улсинж-1 (Югославия)	Югославия	1979-04-15	241.5
3.	Манджил (Иран)	Иран	1990-06-20	130.2
4.	Нортридж (США)	США	1994-01-17	571.6
5.	Нортридж (США)	США	1994-01-17	537.3
6.	Спитак (Гукасян)	Армения	1988-12-7	187.9
7.	Холлистер (США)	США	1949-03-09	127.8
8.	Эврика (США)	США	1956-21-12	277.4
9.	Чиба (Япония)	Япония	1987-12-17	321.8

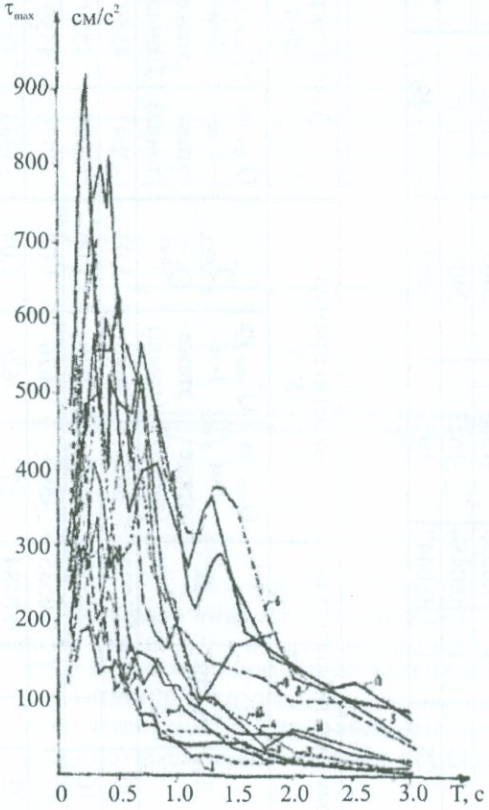


Рис.10.20. Спектры реакций девяти землетрясений по табл.10.10.

Таблица 10.11 Значения поперечных сил на уровне первого этажа пятиэтажного каменного здания с гибким верхним этажом Q_{max} и без него Q^*_{max} для девяти землетрясений.

параметры гибкого этажа			Акселерограмма №.1			Акселерограмма №.2		
$T_{d/}/T_1$	$m_{d/}/m$	$k_{d/}/k$	Q_{max} на 1-м этаже (тонна)	Q^*_{max} на 1-м этаже (тонна)	$\frac{Q^*_{max}}{Q_{max}}$	Q_{max} на 1-м этаже (тонна)	Q^*_{max} на 1-м этаже (тонна)	$\frac{Q^*_{max}}{Q_{max}}$
1.00	1	0.0732	-1434	2409	1.67	1258	1419	1.12
1.10	1	00605	-1441	2409	1.67	-1183	1419	1.2
1.17	1	0.0535	-1583	2409	1.52	-1076	1419	1.32
1.23	1	0.0484	-1623	2409	1.48	1049	1419	1.35
1.28	1	0.0447	-1622	2409	1.48	1016	1419	1.4

Продолжение **Таблица 10.11**

параметры гибкого этажа			Акселерограмма №.3			Акселерограмма №.4			Акселерограмма №.5		
$T_{d/}/T_1$	$m_{d/}/m$	$k_{d/}/k$	Q_{max} на 1-м этаже (тонна)	Q^*_{max} на 1-м этаже (тонна)	$\frac{Q^*_{max}}{Q_{max}}$	Q_{max} на 1-м этаже (тонна)	Q^*_{max} на 1-м этаже (тонна)	$\frac{Q^*_{max}}{Q_{max}}$	Q_{max} на 1-м этаже (тонна)	Q^*_{max} на 1-м этаже (тонна)	$\frac{Q^*_{max}}{Q_{max}}$
1.00	1	0.0732	608	-626	1.03	-2841	4559	1.6	-1782	3450	1.94
1.10	1	00605	-588	-626	1.06	-2969	4559	1.53	-1732	3450	2.0
1.17	1	0.0535	-599	-626	1.05	-3276	4559	1.39	1665	3450	2.07
1.23	1	0.0484	-577	-626	1.08	-3333	4559	1.36	1736	3450	1.99
1.28	1	0.0447	-513	-626	1.22	-3525	4559	1.29	1950	3450	1.77

Продолжение **Таблица 10.11**

Акселерограмма №.6			Акселерограмма №.7		
Q_{max} на 1-м этаже (тонна)	Q^*_{max} на 1-м этаже (тонна)	$\frac{Q^*_{max}}{Q_{max}}$	Q_{max} на 1-м этаже (тонна)	Q^*_{max} на 1-м этаже (тонна)	$\frac{Q^*_{max}}{Q_{max}}$
1019	-1123	1.1	-695	-909	1.31
1032	-1123	1.08	650	-909	1.4
993	-1123	1.13	625	-909	1.45
954	-1123	1.17	595.1	-909	1.52
911	-1123	1.23	613.9	-909	1.48
Акселерограмма №.8			Акселерограмма №.9		
Q_{max} на 1-м этаже (тонна)	Q^*_{max} на 1-м этаже (тонна)	$\frac{Q^*_{max}}{Q_{max}}$	Q_{max} на 1-м этаже (тонна)	Q^*_{max} на 1-м этаже (тонна)	$\frac{Q^*_{max}}{Q_{max}}$
-1777	-1876	1.06	778	1457	1.87
-1655	-1876	1.13	730	1457	2.0
-1411	-1876	1.32	696	1457	2.09
-1241	-1876	1.51	746	1457	1.95
1094	-1876	1.71	782	1457	1.86

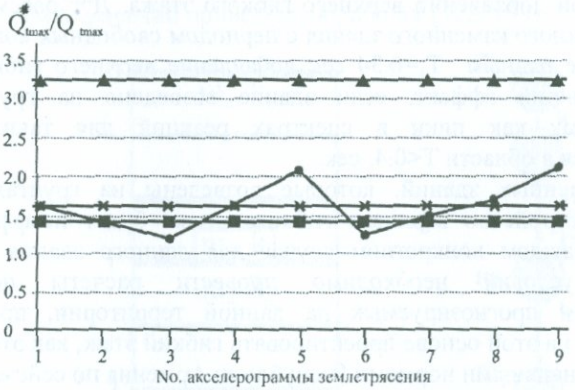


Рис. 10.21 Отношения поперечной силы на уровне первого этажа с гибким верхним этажом Q_{max} к поперечной силы без гибкого этажа Q^*_{max}.

- По акселерограммам девяти землетрясений (табл. 10.10),
- По СНРА II-6.02.2006 с эквивалентным ускорением,
- В среднем по акселерограммам землетрясений,
- По гармоническому колебанию грунта основания с эк. уск.

по девяти акселерограммам по СНРА II-6.02.2006 с ускорением $A = y''_{0max}$ и при гармоническом законе ускорения грунта $y''_0(t) = y''_{0max} \sin\frac{2\pi}{T_0}$, где T_0-преобладающий период по спектру рис. 10.20 реакции каждого землетрясения.

Из соответствующих колонок таблицы 10.11 видно что при расчете по 9 различным акселерограммам реальных землетрясений - таблица 10.10, добавление верхнего гибкого этажа с различными параметрами позволяет снизить поперечные силы действующие на основное здание в среднем в 1.6 раза.

Следует однако помнить, что при подобных расчетах уменьшение срезывающих сил при использовании верхнего гибкого этажа будет зависеть от спектра ускорений того или иного землетрясения - т.е. его спектрального состава. Так как, в основном преобладающее количество землетрясений низкочастотные, следовательно чем гибче добавляемый верхний этаж тем больше уменьшение поперечных сил так как здание в этом случае будет все больше уходить от резонансной частоты. С другой стороны необходимо учитывать, что при наличии вероятности низкочастотных землетрясений, гибкий этаж может ухудшать сейсмическую безопасность зданий. Необходимо также отметить, что различные значения коэффициента затухания - α, а также различные категории грунта будут влиять на величину поперечных сил и степень их изменения при добавлении верхнего гибкого этажа. Для рассмотренного нами 5-этажного каменного здания с периодом свободных колебаний по первой форме равным T_1=0.34 сек добавление верхнего гибкого этажа даст наибольший эффект, если здание возведено на грунтах 1-ой категории, так как пики в спектрах реакций для таких грунтов располагаются в области T<0.4, сек.

Для тех каменных зданий, которые возведены на грунтах II и III категории, устройство верхнего гибкого этажа будет неэффективным. Поэтому в каждом конкретном случае для данного здания и данных грунтовых условий необходимо провести расчеты по группе акселерограмм прогнозируемых на данной территории, провести их осреднение и на этой основе проектировать гибкий этаж, как это рекомендовано национальными нормами Республики Армения по сейсмостойкому строительству [97], в случае применения активной системы сейсмозащиты зданий.

Глава 11. ИССЛЕДОВАНИЯ ДИНАМИЧЕСКИХ ХАРАКТЕРИСТИК И СЕЙСМИЧЕСКИХ РЕАКЦИЙ СИСТЕМ С ВТОРИЧНЫМ КОЛЕБАТЕЛЬНЫМ ЭЛЕМЕНТОМ

11.1. Динамические характеристики комбинированной системы

В прикладной механике, в машиностроении и в строительных конструкциях часто встречаются механические системы, содержащие вторичный колебательный элемент (оборудование, гасители колебаний, гибкие этажи).

При динамических воздействиях уровень взаимовлияния основной и вторичной системы обусловлен динамическими свойствами комбинированной системы (основной плюс вторичной): частотами колебаний, их формами и соответствующими величинами параметров поглощения энергии. Свободные колебания комбинированных систем, содержащих вторичные элементы - оборудование, имеющие небольшие массы, и закономерности их реакций, возникших при внешних стохастических воздействиях, исследованы в работах [172, 241]. Свободные колебания комбинированных систем, содержащих вторичный элемент в виде гибкого этажа, и исследования их поведения на основе акселерограмм реальных землетрясений приведены в работах [122, 199].

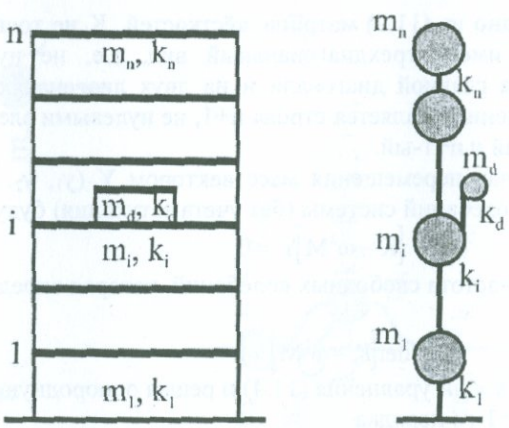


Рис 11.1. Расчетная схема комбинированной системы.

Положим, что имеем систему (рис. 11.1), с n степенями свободы, на i -ом уровне (i=1,2... n), которой имеем вторичный колебательный элемент с массой m_d и жесткостью k_d [202а]. Изучим свободные колебания этой

новой (комбинированной) системы, имеющей n +1 степени свободы. Массы системы пронумеруем следующим образом: с первого до последнего этажа соответственно 1,2... n, а массу m_d вторичного элемента обозначим n +1. Массу каждого этажа предположим сконцентриванной в одной точке и, следовательно, матрица масс будет иметь вид:

$$M = \begin{bmatrix} m_1 & 0 & \dots & 0 & 0 \\ 0 & m_2 & \dots & 0 & 0 \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ 0 & 0 & \dots & 0 & m_d \end{bmatrix} \qquad (11.1)$$

Для формирования матрицы жесткостей дадим единичное перемещение каждой степени свободы (массе) и рассмотрим реакции, возникшие при этом, полагая, что массы по отношению друг к другу имеют только относительные перемещения без поворотов (рис.11.2).

Следовательно для матрицы жесткостей будем иметь

$$K = \begin{bmatrix} k_1+k_2 & -k_2 & 0 & 0 & \dots & \dots & \dots & \dots & 0 \\ -k_2 & k_2+k_3 & -k_3 & 0 & \dots & \dots & \dots & \dots & 0 \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ 0 & \dots & 0 & -k_i & k_i+k_{i+1}+k_d & -k_{i+1} & 0 & \dots & -k_d \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ 0 & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & -k_n & k_n & 0 \\ 0 & \dots & \dots & 0 & -k_d & 0 & 0 & 0 & k_d \end{bmatrix} \qquad (11.2)$$

Как видно из (11.2) матрица жёсткостей K не только симметрична, но так же имеет трехдиагональный вид, т.е. не нулевые элементы находятся на главной диагонали и на двух диагоналях, сопряженных с ней. Исключением является строка n+1, не нулевыми элементами которой являются i-ый и n+1-ый.

Обозначая перемещения масс вектором Y (y_1, $y_2 \dots y_{n+1}$), уравнения свободных колебаний системы (без учета затухания) будут иметь вид:

$$\left[K - \omega^2 M\right] Y = 0 \qquad (11.3)$$

где ω- частота свободных колебаний, которая определяется из уравнения

$$\det\left[K - \omega^2 M\right] = 0 \qquad (11.4)$$

Находя корни уравнения (11.4) и решая однородную систему уравнений n+1-го порядка

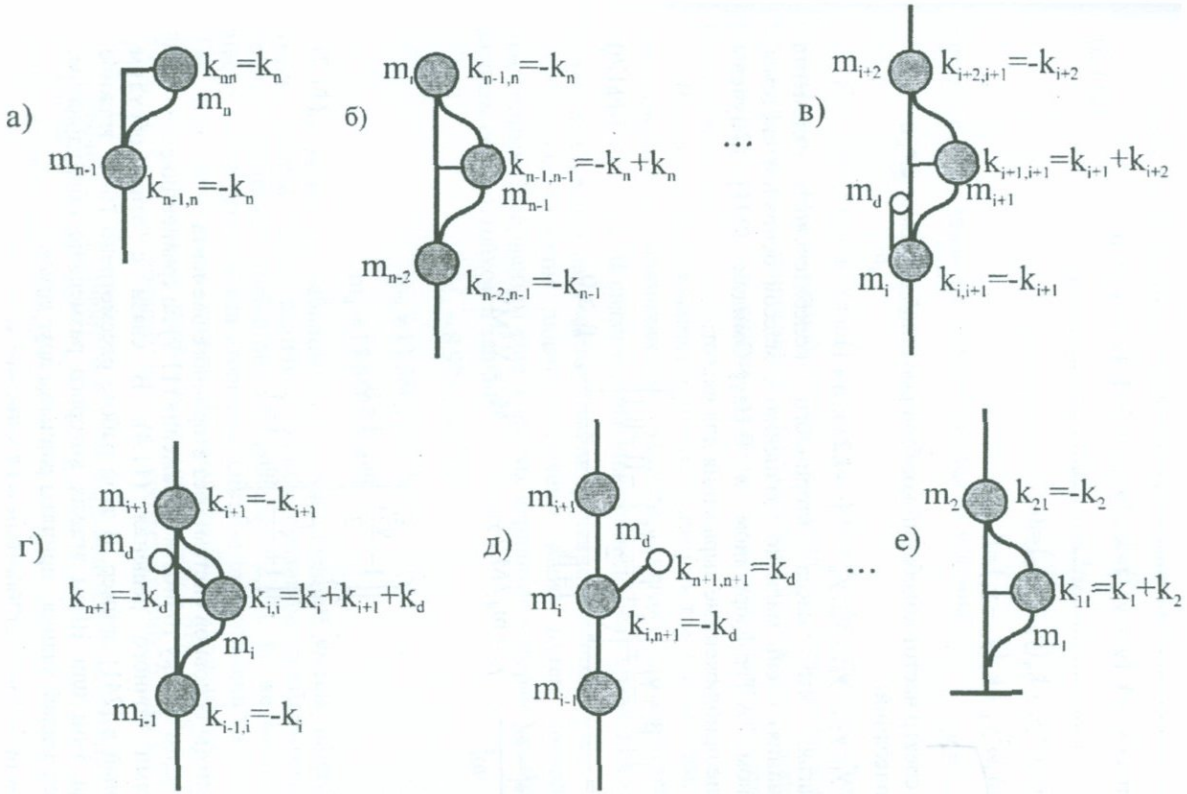


Рис. 11.2. Учет жесткостей комбинированной системы.

$$
\begin{aligned}
&-m_1 y_1 \omega^2 + k_1 y_1 - k_2 (y_2 - y_1) = 0 \\
&-m_2 y_2 \omega^2 + k_2 (y_2 - y_1) - k_3 (y_3 - y_2) = 0 \\
&\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \\
&-m_i \omega^2 y_i + k_i (y_i - y_{i-1}) - k_{i+1} (y_{i+1} - y_i) - k_d (y_d - y_i) = 0 \\
&\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \\
&-m_n \omega^2 y_n + k_n (y_n - y_{n-1}) = 0 \\
&-m_d \omega^2 y_d + k_d (y_d - y_i) = 0 \\
&y_{n+1} \approx y_d
\end{aligned}
\qquad (11.5)
$$

получим спектр частот колебаний комбинированной системы ω^*_i и формы колебаний:

$$y^*_{1i}, y^*_{2i}, \ldots y^*_{ii}, \ldots y^*_{ni}, y^*_{di} \qquad (i = 1,2..n, n+1)$$

Полагая, что масса вторичного колебательного элемента (оборудования) очень мала по сравнению с массой основной системы, Ж.Сакманом, А.Тер-Кюрегяном и В.Наур-Омидом [241] получены следующие приближенные выражения для частот:

$$\left(\frac{\omega^*_i}{\omega_i}\right) = \frac{1 + \frac{\beta_i + \gamma_i}{2} \pm \left[\left(1 + \frac{\beta_i + \gamma_i}{2}\right)^2 - (1 + \beta_i)\right]^{\frac{1}{2}}}{1 + \beta_i}, \quad \beta_i \geq 0 \qquad (11.6)$$

где $\beta_i \approx \frac{\omega_i^2 - \omega_d^2}{\omega_d^2}$, $\gamma_i = m_d / M_i / y_{ki}$, $M_i = Y_i^T M Y_i$

или

$$\omega^*_i = \begin{cases} \left(1 - \frac{\sqrt{\gamma_i}}{2}\right)\omega_1, & i = 0 \\ \left(1 + \frac{\sqrt{\gamma_i}}{2}\right)\omega_1, & i = 1 \end{cases} \qquad (11.7)$$

где ω_1 частоты основной системы без вторичного элемента.

Сначала дадим оценку точности выражения (11.7) по сравнению с результатами точного решения (11.4). В связи с этим обсудим приведенный в [241] пример. В этой работе рассмотрено 10-ти этажное здание, на 5-ом или 10-ом этажах которого размещено оборудование. Массы всех этажей здания приняты равными друг другу:

$$m_1 = m_2 = \ldots m_{10} = 12000 \text{slugs} \approx 17.850 \text{ т сек}^2/\text{м}$$

Равны друг другу так же и жесткости всех этажей

$$k_1 = k_2 = ...k_{10} = 2000\,\text{kips/in} = 35716\,\text{т/м}$$

Для массы оборудования приняты три варианта:

1. $m_d = 63.4\,\text{slugs} = 0.0943\,\text{т сек}^2/\text{м}$
2. $m_d = 634\,\text{slugs} = 0.943\,\text{т сек}^2/\text{м}$
3. $m_d = 3170\,\text{slugs} = 4.724\,\text{т сек}^2/\text{м}$

Жесткость оборудования принята исходя из условия

$$\omega_d = \sqrt{\frac{k_d}{m_d}} = \omega_1 \quad \text{или} \quad k_d = \omega_1^2 m_d$$

Как показано в главе 10, когда собственная частота вторичной системы ω_d принята равной частоте основной системы ω_1 то в спектре частот новой комбинированной системы подвергается изменению самая низкая частота ω_1^* и возникает новая дополнительная частота очень близкая к ней ω_2^*.

Величины других частот почти не подвергаются изменениям. Той же закономерности подчиняются частоты, когда принимается, что $\omega_d = \omega_1 (i = 1,2,...n)$. В связи с этим нижеприведенные сравнения сделаны только для низших двух частот комбинированной системы [132].

Точные решения задачи получены также путем добавления к отмеченным 3 вариантам еще 3 других вариантов которые применимы к задачам сейсмостойкости зданий.

$$m_d = 8.925\,\text{т сек}^2/\text{м}$$

$$m_d = 13.380\,\text{т сек}^2/\text{м}$$

$$m_d = 17.850\,\text{т сек}^2/\text{м}$$

Как видно из таблицы 11.1 с увеличением массы оборудования увеличивается также величина ошибки разницы приблизительного и точного решений, однако она не превышает 2,5%. То же явление имеет место также тогда, когда вторичная система расположена на 5-ом этаже. Так, для частоты ω_2 второй формы колебаний при одних и тех же значениях у имеем по приближенному способу 6.756, 6.918, 7.210, 7.424, 7.599, 7.751, а по точному способу соответственно: 6.756, 6.914, 7.201, 7.397, 7.558, 7.694;

Расчеты показывают, что с увеличением массы вторичной системы величины частот ω_1^*, ω_2^* первой и второй формы колебаний комбинированной системы (табл.11.2.) отдаляются друг от друга. Причем, когда оборудование или гибкий этаж расположены на 10 этаже это удаление более ощутимо.

Таблица 11.1. Зависимость значений частот колебаний комбинированной системы от отношения масс m_d / m.

$\frac{m_d}{m}$	γ	значение частоты первой формы колебаний			значение частоты второй формы колебаний		
		приближенно по (11.7) $\omega_{прибл}$	точное по (11.4) $\omega_{точн}$	проц. ошибки	приближенно по (11.7) $\omega_{прибл}$	точное по (11.4) $\omega_{точн}$	проц. ошибки %
0.00528	0.001	6.578	6.579	0.015	6.789	6.790	0.014
0.0528	0.01	6.349	6.335	0.221	7.029	7.028	0.085
0.264	0.05	5.936	5.966	0.503	7.468	7.458	0.201
0.5	0.0946	5.656	5.713	0.997	7.793	7.750	0.555
0.75	0.1419	5.425	5.512	1.578	8.063	7.995	0.850
1.0	0.1882	5.231	5.348	2.187	8.297	8.202	1.158
0	0	-	-	-	-	6.684	-

Таблица 11.2. *Зависимость частот колебаний от отношения масс и место* расположения вторичного элемента.

$\frac{m_d}{m}$	Расположение вторичного элемента					
	i=5			i=10		
	ω_1*	ω_2*	ω_1*-ω_2*	ω_1*	ω_2*	ω_1*-ω_2*
0.00528	6.612	6.756	0.144	6.579	6.790	0.211
0.0528	6.458	6.914	0.456	6.355	7.023	0.668
0.264	6.184	7.201	1.017	5.966	7.453	1.487
0.5	6.003	7.397	1.394	5.713	7.750	2.03
0.75	5.856	7.558	1.702	5.512	7.995	2.483
1.0	5.735	7.694	1.959	5.348	8.202	2.754

На рисунке 11.3 показаны первая форма колебания основной системы и первая и вторая формы колебаний комбинированной системы.

На рис.11.4 показана связь круговых частот ω_1^* и ω_2^* комбинированной системы в зависимости от отношения масс m_d / m, при расположениях вторичного элемента в 5-ом или 10-ом этажах. Как видно из ресунка с увеличением массы m_d вторичного элемента частоты низкая частота комбинированной системы ω_1^* уменьшается, а вновь возникающая частота ω_2^* наоборот увеличиается независимости от места

его расположения, причен степень уменьшения и увелениения почти одинаковы.

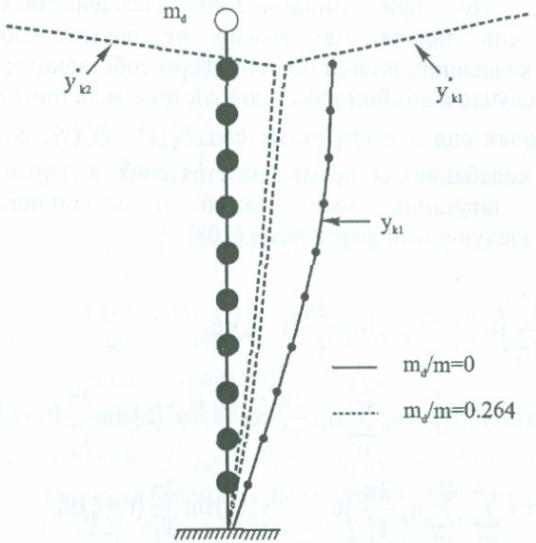


Рис. 11.3. Первая форма колебания основной систем y_{k1} и первая и вторая формы колебаний y_{k1}^*, y_{k2}^* комбинированной системы при расположении вторичного элемента на 10-ом этаже.

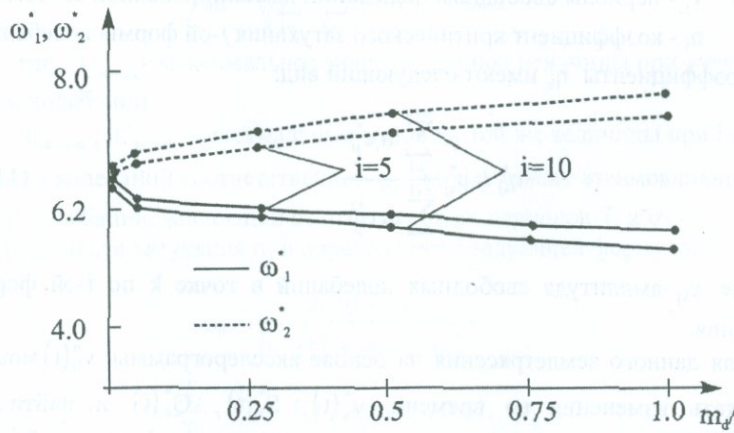


Рис. 11.4. Зависимости первой ω_1^* и второй ω_2^* частот комбинированной системы от отношения m_d/m при расположении вторичного элемента на 5-ом и на 10-ом этажах

11.2. Величины реакций в комбинированной системе

Известно, что при динамических воздействиях величины инерционных сил зависят не только от частот собственных и вынужденных колебаний, но и от ординат форм собственных колебаний.

В общем случае в комбинированной системе величины перемещений $y_k^*(t)$ инерционных сил и поперечных сил $S_k^*(t)$, $Q_k^*(t)$, возникших при вынужденных колебаниях во время землетрясения, в случае одинакового коэффициента затухания всех этажей и вторичного элемента, определяются следующими формулами [108]:

$$y_k^*(t) = \sum_{j=1}^{n+1} \eta_{kj}^* \frac{T_j^*}{2\pi} \int_0^t e^{-n_j(t-\xi)} y_0''(\xi) \sin \frac{2\pi}{T_j^*}(t-\xi) d\xi,$$

$$S_k^*(t) = m_k \left[y_k''^*(t) + y_0''(t) \right] = m_k \sum_{j=1}^{n+1} \eta_{kj}^* \frac{2\pi}{T_j^*} \int_0^t e^{-n_j(t-\xi)} y_0''(\xi) \sin \frac{2\pi}{T_j^*}(t-\xi) d\xi, \qquad (11.8)$$

$$Q_k^*(t) = \sum_{j=1}^{n+1} S_i^*(t) = \sum_{i=k}^{n+1} \sum_{j=1}^{n+1} \eta_{ij}^* \frac{2\pi}{T_j^*} \int_0^t e^{-n_j(t-\xi)} y_0''(\xi) \sin \frac{2\pi}{T_j^*}(t-\xi) d\xi,$$

где $y_0''(t)$ - ускорение грунта;

n-число этажей

T_j^* - периоды свободных колебаний комбинированной системы;

n_j - коэффициент критического затухания *j*-ой формы колебаний;

Коэффициенты η_{kj}^* имеют следующий вид:

$$\eta_{kj}^* = c_{kj}^* \frac{\sum_{j=1}^{n+1} m_i c_{ji}^*}{\sum_{j=1}^{n+1} m_i c_{ji}^{*2}} \qquad (11.9)$$

где c_{kj} -амплитуда свободных колебаний в точке k по i-ой форме колебания.

Для данного землетрясения на основе акселерограммы $y_0''(t)$ можно рассчитать изменения во времени $y_k^*(t)$, $S_k^*(t)$, $Q_k^*(t)$ и найти их максимальные значения, с учетом суперпозиции высших форм колебаний.

Выражения (11.8) для перемещений, инерционных сил и поперечных сил можно представить также и в следующем виде:

$$y_k^*(t)=\sum_{j=1}^{n+1}\eta_{kj}^*\frac{1}{\omega_j^{*2}}\tau\left(T_j^*,n_j,t\right),$$

$$S_k^*(t)=m_k\sum_{j=1}^{n+1}\eta_{kj}^*\left(T_j^*,n_j,t\right), \qquad (11.10)$$

$$Q_k^*(t)=\sum_{i=k}^{n+1}\sum_{j=1}^{n+1}m_i\eta_{ij}^*\left(T_j^*,n_j,t\right),$$

где

$$\tau\left(T_j^*,n_j,t\right)=\frac{2\pi}{T_j^*}\int_0^t e^{-n_j(t-\xi)}y_0''(\xi)\sin\frac{2\pi}{T_j^*}(t-\xi)d\xi \qquad (11.11)$$

спектр реакций землетрясения.

Со стороны многих авторов были сделаны попытки найти *максимальные значения выражений* (11.10) $y_{k\max}^*$, $S_{k\max}^*$, $Q_{k\max}^*$ без построения графиков их изменения во времени, имея только величины их максимальных значений $y_{kj\max}^*$, $S_{kj\max}^*$, $Q_{kj\max}^*$ по различным формам колебаний. В настоящее время всеми принят предложенный А. Тер-Кюрегяном [170, 252] так называемый способ CQC, по которому суперпозиция различных форм колебаний в общем случае производится по следующей формуле:

$$U_{k\max}=\sqrt{\sum_{i=1}^{N}\sum_{j=1}^{N}\rho_{ij}U_{ki\max}U_{kj\max}} \qquad (11.12)$$

где $U_{k\max}$ - максимальное значение данной величины при учете N форм колебаний;

$U_{ki\max}$, $U_{kj\max}$ -максимальные значения той же величины при i и j формах колебаний соответственно; ρ_{ij} - коэффициент взаимовлияния i и j форм колебаний, зависящий от отношения их периодов T_i и от коэффициента затухания n, и определяется следующей формулой:

$$\rho_{ij}=\frac{8n^2(1+r)r^{\frac{3}{2}}}{\left(1-r^2\right)^2+4n^2r(1+r)^2} \qquad (11.13)$$

где $r=\frac{T_j}{T_i}\quad (T_i>T_j)$, *при* $r\le 0.67$, $\rho_{ij}\cong 0$

Таким образом, для использования формулы (11.12) надо иметь максимальные значения отдельных членов сумм, входящих в формулы (11.10). Поскольку в этих суммах единственная зависящая от времени

неизвестная величина это спектр реакции землетрясения $\tau(T_j^*, n_j, t)$, то заранее нужно определить максимальные значения $\tau(T, n, t)$ для каждого T и n.

Результаты обработки сотен записей ускорений сильных землетрясений (акселерограмм), имевших место за последние 30-40 лет показывают, что спектр реакций $\tau_{max}(T, n)$ для данного коэффициента затухания n независимо от грунтовых условий можно представить в общем виде, показанном на рис.11.5, где приняты:

$$\tau(T) = y''_{0max}\beta(T)$$

$$\beta(T) = 1 + \frac{T}{T_a}(\beta_{max} - 1), \quad \text{когда } 0 < T < T_a$$

$$\beta(T) = \beta_{max}, \quad \text{когда } T_a < T < T_b \qquad (11.14)$$

$$\beta(T) = \beta_{max}\left(\frac{T_b}{T}\right)^{\nu}, \quad \text{когда } T > T_b$$

Для параметров, входящих в выражения (11.14), у различных авторов и в различных нормативных документах в зависимости от грунтовых условий и коэффициента затухания приняты значения: для β_{max}-3, 2.7, 2.5; для к - 1/2, 1, 2/3, 2; в зависимости от категорий грунтов, значения T_a и T_b изменяются от 0.15 сек до 1 сек, причем принимается, что $T_b = (2 \div 4)\, T_a$

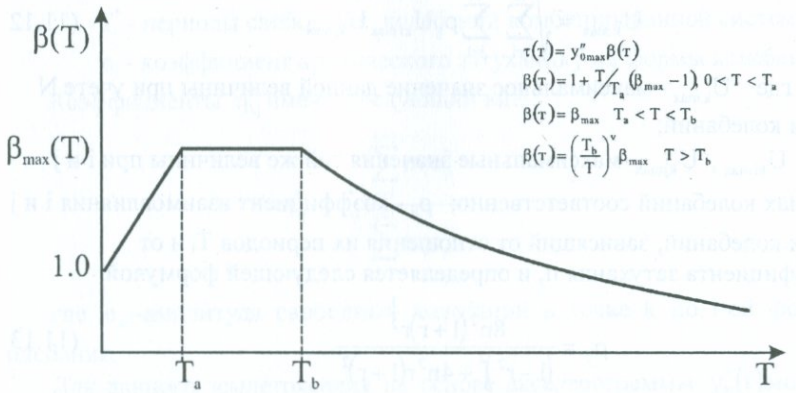


Рис. 11. 5. Спектральная (нормативная) кривая реакций землетрясения

Таким образом, при помощи выражений (11.12), (11.13), (11.14) без использования акселерограммы землетрясения можно найти наибольшие величины перемещений ускорений, инерционных и поперечных сил, возникающих в любой системе.

Числовой пример. В качестве примера обсудим реакции, возникающие в выше исследованной комбинированной системе "10-этажное здание + вторичный элемент", когда вторичный колебательный элемент расположен на 5-ом или 10-ом этаже здания. Поскольку, как было отмечено выше, при добавлении вторичного элемента к основной системе возникает новая дополнительная форма колебания очень близкая к той форме колебания основной системы, параметрами которой выбран вторичный элемент ($\omega_i=\omega_d$), то все сравнения будем выполнять между реакциями, возникшими при суперпозиции первой и второй форм колебаний комбинированной системы с реакциями, возникшими по первой форме колебаний основной системы. Будем использовать значения η_{k1} основной системы и η_{k1}^*, η_{k2}^* комбинированной системы в случае различных соотношений $\frac{m_d}{m}$, приведенные в таблице 11.3.

При величине коэффициента затухания n=0.05 значения ρ_{ij} рассчитанные по формуле (11.13) приведены в таблице 11.4.

Таблица 11.4. Периоды колебаний комбинированной системы в зависимости от m_d/m и расположения вторичного элемента на пятом и на десятом этажах, ρ_{ij}

$\frac{m_d}{m}$	n=5			n=10		
	T_1^*	T_2^*	$\rho_{12}=\rho_{21}$	T_1^*	T_2^*	$\rho_{12}=\rho_{21}$
0.00532	0.949	0.929	0.952	0.954	0.925	0.896
0.0532	0.972	0.908	0.681	0.988	0.894	0.500
0.264	1.015	0.872	0.301	1.052	0.842	0.168
0.5	1.046	0.848	0.181	1.099	0.810	0.095
0.75	1.072	0.831	0.131	1.139	0.789	0.065
1.0	1.095	0.816	0.102	1.174	0.765	0

Пользуясь формулами (11.10) - (11.14) и исходя из значений периодов свободных колебаний основной и комбинированной систем ($T_1 = 0.939$ сек, $T_{1,\,2}^* \geq 0.789$ сек), а также пользуясь убывающей ветвью спектра реакций (11.14)

$$\beta(T)=\beta_{max}\left(\frac{T_b}{T}\right)^{\nu}, \qquad (11.14a)$$

для поперечной силы на уровне первого этажа и перемещения десятого этажа основной системы по первой форме колебаний получим:

Таблица 11.3. Частоты и формы первого и второго тонов колебаний комбинированной системы при различных отношениях m_d/m и k_d/k.

Вторичный элемент расположен на 5-ом этаже																			
m_d/m	0	0.00528			0.00528			0.264			0.5			0.75			1.0		
k_d/k	0	0.00012			0.00012			0.0059			0.011			0.016			0.022		
Номер этажа	ω_1	ω_1^*	ω_2^*	$\eta_{k1}^*+\eta_{k2}^*$	ω_1^*	ω_2^*	$\eta_{k1}^*+\eta_{k2}^*$	ω_1^*	ω_2^*	$\eta_{k1}^*+\eta_{k2}^*$	ω_1^*	ω_2^*	$\eta_{k1}^*+\eta_{k2}^*$	ω_1^*	ω_2^*	$\eta_{k1}^*+\eta_{k2}^*$	ω_1^*	ω_2^*	$\eta_{k1}^*+\eta_{k2}^*$
	6.684	6.612	6.756		6.458	6.913		6.4184	7.201		6.003	7.397		5.856	7.558		5.734	7.694	
	η_{k1}	η_{k1}^*	η_{k2}^*		η_{k1}^*	η_{k2}^*		η_{k1}^*	η_{k2}^*		η_{k1}^*	η_{k2}^*		η_{k1}^*	η_{k2}^*		η_{k1}^*	η_{k2}^*	
1.	0.189	0.094	0.094	0.188	0.099	0.090	0.189	0.105	0.084	0.189	0.109	0.079	0.188	0.112	0.076	0.188	0.114	0.073	0.187
2.	0.375	0.187	0.187	0.374	0.195	0.178	0.373	0.208	0.165	0.373	0.216	0.157	0.373	0.222	0.151	0.373	0.227	0.645	0.372
3.	0.552	0.275	0.275	0.550	0.288	0.262	0.550	0.307	0.243	0.550	0.319	0.281	0.550	0.329	0.221	0.550	0.337	0.212	0.549
4.	0.716	0.358	0.357	0.715	0.375	0.304	0.715	0.401	0.314	0.715	0.417	0.298	0.715	0.430	0.284	0.714	0.441	0.273	0.714
5.	0.865	0.433	0.431	0.864	0.454	0.409	0.863	0.486	0.377	0.863	0.507	0.356	0.863	0.523	0.340	0.863	0.537	0.326	0.863
6.	0.994	0.495	0.497	0.992	0.516	0.476	0.992	0.545	0.447	0.992	0.564	0.427	0.991	0.579	0.412	0.991	0.591	0.399	0.990
7.	1.101	0.548	0.552	1.100	0.568	0.532	1.100	0.594	0.504	1.098	0.611	0.487	1.098	0.624	0.472	1.096	0.635	0.460	1.095
8.	1.183	0.588	0.595	1.183	0.607	0.575	1.182	0.632	0.549	1.181	0.647	0.532	1.179	0.653	0.519	1.178	0.669	0.507	1.176
9.	1.239	0.615	0.623	1.238	0.634	0.604	1.238	0.657	0.579	1.236	0.672	0.564	1.234	0.683	0.551	1.234	0.692	0.540	1.232
10.	1.267	0.698	0.638	1.266	0.617	0.612	1.259	0.670	0.594	1.264	0.684	0.580	1.264	0.695	0.567	1.263	0.704	0.556	1.260
11.	-	20.5	-19.5	1.00	6.867	-5.833	1.034	3.383	-2.349	1.034	2.621	-1.588	1.033	2.254	-1.221	1.033	2.036	-1.004	1.032
$\sum_{i=1}^{10}\eta_{ki}^* + \frac{m_d}{m}\eta_{11}^*$	8.481	4.330	4.176	8.476	4.819	3.775	8.594	5.498	3.296	8.734	6.056	2.917	8.973	6.546	2.52	9.088	6.983	2.487	9.470

Таблица 11.3. Частоты и формы первого и второго тонов колебаний *комбинированной* системы при различных m_d/m и k_d/k.

Вторичный элемент расположен на 10-ом этаже																		
m_d/m	0	0.00528			0.00528			0.264			0.5			0.75			1.0	
k_d/k	0	0.00012			0.00012			0.0059			0.011			0.016			0.022	
Номер этажа	ω_1	ω_1^*	ω_2^*	$\eta_{k1}^*+\eta_{k2}^*$	ω_1^*	ω_2^*	$\eta_{k1}^*+\eta_{k2}^*$	ω_1^*	ω_2^*	$\eta_{k1}^*+\eta_{k2}^*$	ω_1^*	ω_2^*	$\eta_{k1}^*+\eta_{k2}^*$	ω_1^*	ω_2^*	$\eta_{k1}^*+\eta_{k2}^*$	ω_1^*	ω_2^*	$\eta_{k1}^*+\eta_{k2}^*$
	6.684	6.579	6.790		6.355	7.026		5.966	7.453		5.712	7.750		5.512	7.995		5.348	8.202	
	η_{k1}	η_{k1}^*	η_{k2}^*		η_{k1}^*	η_{k2}^*		η_{k1}^*	η_{k2}^*		η_{k1}^*	η_{k2}^*		η_{k1}^*	η_{k2}^*		η_{k1}^*	η_{k2}^*	
1.	0.189	0.093	0.096	0.189	0.093	0.096	0.189	0.093	0.097	0.190	0.093	0.098	0.191	0.093	0.100	0.193	0.093	0.101	0.194
2.	0.375	0.184	0.189	0.373	0.185	0.189	0.274	0.184	0.192	0.376	0.184	0.194	0.378	0.184	0.197	0.381	0.185	0.199	0.384
3.	0.552	0.272	0.279	0.551	0.273	0.278	0.551	0.273	0.281	0.554	0.273	0.284	0.557	0.273	0.287	0.560	0.273	0.290	0.563
4.	0.716	0.353	0.362	0.715	0.356	0.360	0.716	0.356	0.363	0.719	0.357	0.366	0.723	0.358	0.369	0.727	0.358	0.371	0.729
5.	0.865	0.427	0.436	0.869	0.432	0.433	0.865	0.433	0.434	0.867	0.436	0.436	0.872	0.437	0.438	0.875	0.438	0.441	0.879
6.	0.994	0.492	0.501	0.993	0.498	0.496	0.994	0.503	0.494	0.997	0.507	0.494	1.001	0.509	0.494	1.003	0.512	0.495	1.007
7.	1.101	0.546	0.554	1.100	0.554	0.546	1.100	0.564	0.539	1.103	0.569	0.536	1.105	0.574	0.534	1.108	0.578	0.532	1.100
8.	1.183	0.588	0.594	1.182	0.599	0.583	1.182	0.614	0.570	1.184	0.623	0.563	1.186	0.631	0.557	1.188	0.637	0.552	1.189
9.	1.239	0.617	0.621	1.238	0.633	0.606	1.239	0.654	0.585	1.239	0.667	0.572	1.239	0.677	0.562	1.239	0.686	0.553	1.239
10.	1.267	0.633	0.633	1.266	0.653	0.613	1.266	0.682	0.584	1.266	0.699	0.564	1.263	0.713	0.548	1.261	0.725	0.535	1.260
11.	-	20.5	-19.5	1.00	6.831	-5.876	0.955	3.354	-2.397	-0.957	2.596	-1.639	0.957	2.231	-1.274	0.975	2.016	-1.08	0.958
$\sum_{i=1}^{10}\eta_{k1}^* + \frac{m_d}{m}\eta_{11}^*$	8.481	4.314	4.162	8.476	4.731	3.888	8.619	5.239	3.507	8.746	5.704	3.265	8.960	6.121	3.127	9.248	6.500	3.005	9.505

Таблица 11.5. Значение величин (11.16) при ν=2/3.

	$\frac{m_d}{m}$	0	0.00532	0.0532	0.264	0.5	0.75	1.00
Вторичный элемент на 5 этаже $i=5$	Q_1^*/mC	8.845	8.724	8.198	7.334	7.212	7.273	7.428
	Q_5^*/mC	6.726	6.843	6.445	5.815	5.784	5.893	6.076
	$y_5^*/C\times 1/сек^2$	0.0202	0.0198	0.0181	0.0161	0.0166	0.0168	0.0189
	$y_{10}^*/C\times 1/сек^2$	0.0296	0.0288	0.0272	0.0242	0.0252	0.0236	0.0255
	$y_{11}^*/C\times 1/сек^2$		0.2038	0.1237	0.0864	0.0722	0.0641	0.0663
	$y_{11}''^*/C$		6.940	5.866	3.556	2.843	2.400	2.131
Вторичный элемент на 10 этаже $i=10$	Q_1^*/mC	8.845	8.597	7.763	6.810	6.820	6.898	6.853
	Q_5^*/mC	6.726	6.741	6.020	5.467	5.462	5.559	5.586
	$y_5^*/C\times 1/сек^2$	0.0202	0.0163	0.0174	0.0157	0.0156	0.0158	0.0158
	$y_{10}^*/C\times 1/сек^2$	0.0296	0.0286	0.0256	0.0235	0.0245	0.0245	0.0246
	$y_{11}^*/C\times 1/сек^2$		0.2169	0.1533	0.0956	0.0781	0.0697	0.0659
	$y_{11}''^*/C$		9.520	6.624	3.846	2.935	2.452	2.205

$$Q_1 = m\tau(T_1)\sum_{k=1}^{10}\eta_{k1} = 8.481my''\beta_{max}\left(\frac{T_b}{T_1}\right)^{\nu} = 8.845my''_{0\max}\beta_{max}T_b^{\nu} \qquad (11.15)$$

$$y_{10} = \frac{1}{\omega_1^2}y''_{0\,max}\beta_{max}T_b^{\nu}\eta_{101} = 0.0296y''_{0\,max}\beta_{max}T_b^{\nu}\ ,\ T_b = 0.4\ \text{сек}$$

Для поперечной силы на уровне первого этажа, и перемещения десятого этажа, возникающих от суперпозиции первой и второй форм колебаний в комбинированной системе и для перемещения и ускорения вторичного элемента будем иметь:

$$Q_i^* = mC\sqrt{\left[\sum_{i=1}^{11}\eta_{i1}^*\left(\frac{1}{T_1^*}\right)^{\nu}\right]^2 + \left[\sum_{i=1}^{11}\eta_{i2}^*\left(\frac{1}{T_2^*}\right)^{\nu}\right]^2 + 2\rho_{12}\sum_{i=1}^{11}\eta_{i1}^*\left(\frac{1}{T_1^*}\right)^{\nu}\times\sum_{i=1}^{11}\eta_{i2}^*\left(\frac{1}{T_2^*}\right)^{\nu}}$$

$$y_{10}^* = C\sqrt{\left[\eta_{101}^*\frac{1}{\omega_1^{*2}}\left(\frac{1}{T_1^*}\right)^{\nu}\right]^2 + \left[\eta_{102}^*\frac{1}{\omega_2^{*2}}\left(\frac{1}{T_2^*}\right)^{\nu}\right]^2 + 2\rho_{12}\eta_{101}^*\frac{1}{\omega_1^{*2}}\left(\frac{1}{T_1^*}\right)^{\nu}\eta_{102}^*\frac{1}{\omega_2^{*2}}\left(\frac{1}{T_2^*}\right)^{\nu}} \qquad (11.16)$$

$$y_{11}^* = y_d = C\sqrt{\left[\eta_{111}^*\frac{1}{\omega_1^{*2}T_1^{*\nu}}\right]^2 + \left[\eta_{112}^*\frac{1}{\omega_2^{*2}T_2^{*\nu}}\right]^2 + 2\rho_{12}\eta_{111}^*\eta_{112}^*\frac{1}{\omega_1^{*2}\omega_2^{*2}T_1^{*\nu}T_2^{*\nu}}}$$

$$y''^*_{11} = y''_d = C\sqrt{\left[\eta_{111}^*\frac{1}{T_1^{*\nu}}\right]^2 + \left[\eta_{112}^*\frac{1}{T_2^{*\nu}}\right]^2 + 2\rho_{12}\eta_{111}^*\eta_{112}^*\times\frac{1}{T_1^{*\nu}T_2^{*\nu}}}$$

$$Q_5^* = mC\sqrt{\left[\sum_{i=5}^{11}\eta_{i1}^*\left(\frac{1}{T_1^*}\right)^{\nu}\right]^2 + \left[\sum_{i=5}^{11}\eta_{i2}^*\left(\frac{1}{T_2^*}\right)^{\nu}\right]^2 + 2\rho_{12}\sum_{i=5}^{11}\eta_{i1}^*\frac{1}{T_1^{*\nu}}\times\sum_{i=5}^{11}\eta_{i2}^*\frac{1}{T_2^{*\nu}}}$$

$$y_5^* = C\sqrt{\left[\eta_{51}^*\frac{1}{\omega_1^{*2}T_1^{*\nu}}\right]^2 + \left[\eta_{52}^*\frac{1}{\omega_2^{*2}T_2^{*\nu}}\right]^2 + 2\rho_{12}\eta_{51}^*\eta_{52}^*\frac{1}{\omega_1^{*2}T_1^{*\nu}\omega_2^{*2}T_2^{*\nu}}}$$

Полученные результаты в случае k = 2/3 приведены в таблице 11.5, где буквой C обозначено

$$C = y''_{0\max}\beta_{max}T_b^{\nu} \qquad (11.17)$$

причем значения $y''_{0\max}$ *принимаются в* м/сек^2, m- в т сек^2/см а *значения* β_{max} и T_b^{ν} - как безразмерные числа. Отметим, что сравнительные величины поперечных сил Q_1/Q_1^* и перемещений комбинированной системы y_{10}/y_{10}^* почти не зависят от значений коэффициента ν спектра реакции.

Доказательством этому служит приведенный в таблице 11.6 расчет величин поперечной силы Q_1^* возникающей на уровне первого этажа, (в случае одинаковых β_{max} и $T_b = 0.4$ сек.) при:

$$\nu = 2/3 \quad \tau(T) = y''_{o\,max}\,\beta(T), \qquad \beta_{max} = \left(\frac{T_b}{T}\right)^{2/3}$$
$$\nu = 1 \quad \tau(T) = y''_{o\,max}\,\beta(T), \qquad \beta_{max} = \frac{T_b}{T} \tag{11.18}$$

По данным таблицы 11.5 на рис. 11.6 и 11.7 построены изменения ускорений и перемещений различных этажей и поперечных сил, в зависимости от величины $\frac{m_d}{m}$.

Таблица 11.6. Значения отношения поперечных сил при различных значениях ν и m_d/m

	m_d/m	0	0.0053	0.053	0.264	0.5	0.75	1.0
ν=2/3	Q_1^*/mC	4.803	4.668	4.215	3.752	3.703	3.745	3.721
	Q_1/Q_1^*	1.0	1.028	1.139	1.280	1.297	1.282	1.290
ν =1	Q_1^*/mC	3.612	3.513	3.034	2.801	2.735	2.752	2.711
	Q_1/Q_1^*	1.0	1.028	1.191	1.289	1.316	1.312	1.332

Анализ полученных результатов показывает, что во всех вариантах, когда вторичный колебательный элемент рассматривается как дополнительный гибкий этаж, для уменьшения уровня сейсмического воздействия, его эффективность при расчете по CQC не превышает 1.35 раз. Когда вторичный элемент рассматривается как оборудование с небольшой массой, **то его (оборудования) перемещение и ускорение в 7-10 раз превышают перемещения и ускорения того этажа, где оно установлено.**

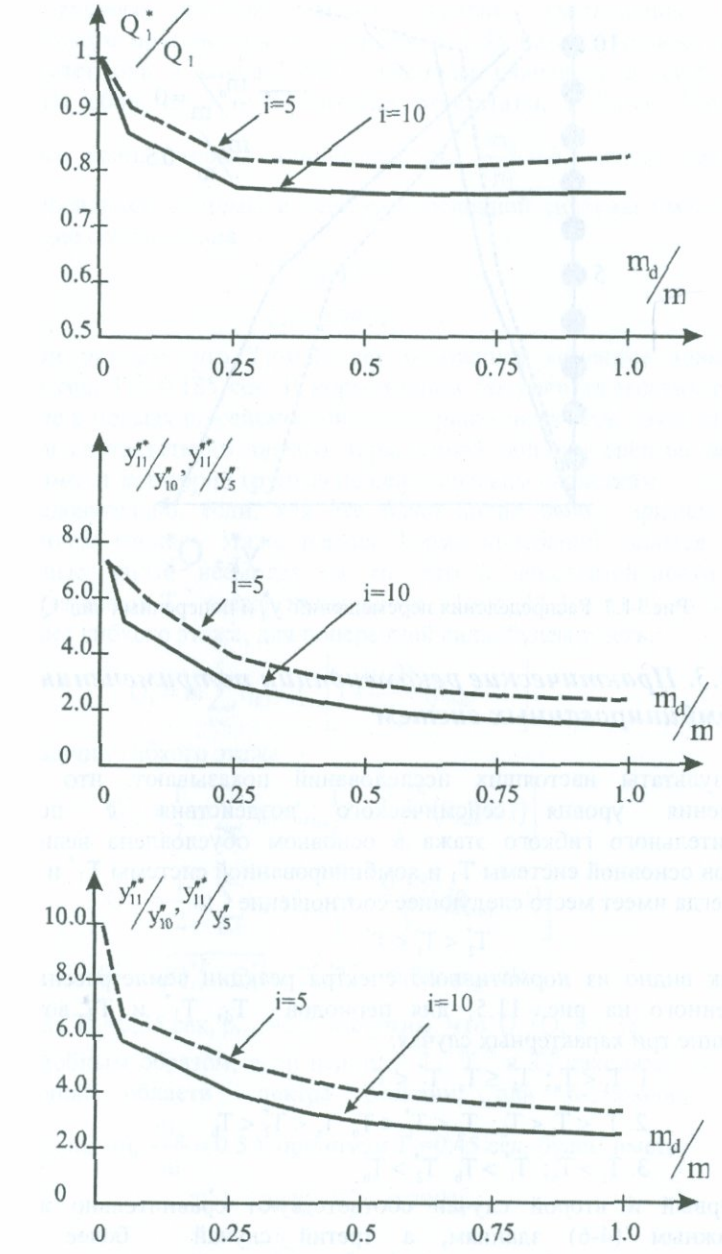


Рис.11.6. Взаимовлияния реакций основной и комбинированной систем.

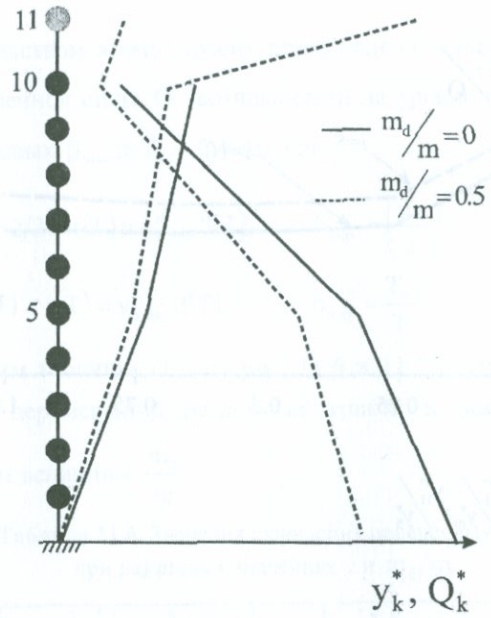


Рис.11.7. Распределения перемещений y_k^* и поперечных сил Q_k^*.

11.3. Практические рекомендации по применению комбинированных систем

Результаты настоящих исследований показывают, что степень уменьшения уровня сейсмического воздействия с помощью дополнительного гибкого этажа в основном обусловлена величинами периодов основной системы T_1 и комбинированной системы T_1^* и T_2^*. При этом всегда имеет место следующее соотношение

$$T_2^* < T_1 < T_1^* \tag{11.19}$$

Как видно из нормативного спектра реакции землетрясения т(Т), приведенного на рис. 11.5, для периодов T_1, T_1^* и T_2^* возможны следующие три характерных случая:

$$\begin{aligned} &1.\ T_1 < T_a;\ T_1^* \le T_a\ \ T_2^* < T_a \\ &2.\ T_a < T_1 < T_b;\ T_a < T_1^* < T_b\ \ T_a < T_2^* < T_b \\ &3.\ T_1 > T_b;\ T_1^* > T_b\ \ T_2^* > T_b \end{aligned} \tag{11.20}$$

Первый и второй случаи соответствуют сравнительно жестким малоэтажным (4-6) зданиям, а третий случай - более гибким многоэтажным (9 и более) зданиям. Как показали результаты расчета выше рассмотренного примера - 10 этажного здания, который

соответствует третьему граничному случаю периодов, возведением дополнительного гибкого этажа степень уменьшения уровня сейсмического воздействия не превышает 1.35 раза. Возникает вопрос, какой будет она в случае, когда периоды находятся в двух других граничных областях. Как показывают результаты, в случае 4-этажного каменного здания, когда $m_1=m_2=m_3=m_4$, $\frac{m_d}{m}=0.5$ между периодами комбинированной системы и периодом основной системы имеют место следующие соотношения:

$$T_1^* = 1.397T_1$$

$$T_2^* = 0.741T_1$$

Если примем, что $T_1=0.25$ сек (4-этажное каменное здание), то $T_1^*=0.35$ сек, $T_2^*=0.185$ сек. В нормативных документах многих стран, в том числе в нормах по сейсмостойкому строительству РА, такие значения периодов соответствуют первой характерной области спектра реакции, независимо от категории грунтов по сейсмическим свойствам.

Следовательно, если, как это было видно выше, примем, что с добавлением гибкого этажа первая форма колебаний делится на две одинаковые части, несмотря на то, что в действительности часть, соответствующая T_2^* всегда меньшая (см. Табл. 11.3 и 11.4) то в общем случае, без гибкого этажа, для поперечной силы будем иметь:

$$Q_1 = m\sum_{k=1}^{4}\eta_{k1}y''_{0max}\left[1+\frac{0.25}{T_a}(\beta_{max}-1)\right] \qquad (11.21)$$

а при наличии гибкого этажа

$$Q_{11}^* = \frac{1}{2}m\sum_{k=1}^{4}\eta_{k1}y''_{0max}\left[1+\frac{0.35}{T_a}(\beta_{max}-1)\right]$$

$$Q_{12}^* = \frac{1}{2}m\sum_{k=1}^{4}\eta_{k1}y''_{0max}\left[1+\frac{0.185}{T_a}(\beta_{max}-1)\right] \qquad (11.22)$$

$$Q_1^* = \sqrt{Q_{11}^{*2}+Q_{12}^{*2}},\ T_2^*/T_1^* = 0.52,\ \rho_{12}=0$$

Принимая $T_a=0.35$ сек, $\beta_{max}=2.5$ **получим, что** $Q_1/Q_1^*=1.38$

Подобным образом, если периоды T_1, T_1^* и T_2^* находятся во второй характерной области спектра реакции, для 6-этажного здания ($m_1=m_2=...m_6=m$, $\frac{m_d}{m}=0.5$), принимая $T_1=0.45$ сек, будем иметь

$$T_1^* = 1.38T_1,\ \ T_2^* = 0.799T_1$$

$$Q_1 = m\sum_{k=1}^{6}\eta_{k1}y''_{0max}\beta_{max}$$

$$Q_{11}^{*}=\frac{1}{2}m\sum_{k=1}^{6}\eta_{k1}^{*}y''_{0max}\beta_{max}\quad\left(T_a\le 0.35,\ T_b\ge 0.6\right)$$

$$Q_{12}^{*}=\frac{1}{2}m\sum_{k=1}^{6}\eta_{k1}^{*}y''_{0max}\beta_{max} \tag{11.23}$$

$$Q_{1}^{*}=\sqrt{Q_{11}^{*2}+Q_{12}^{*2}}\qquad\left(T_2^{*}/T_1^{*}=0.58,\ \rho_{12}=0\right)$$

следовательно $Q_1/Q_1^{*}=1.41$

Таким образом, как видим из рис. 11.5, в случае расчета по нормативному спектру землетрясения с помощью гибкого этажа максимальная эффективность уменьшения сейсмического воздействия не превысит 1.41 раза. С другой стороны, как показали точные исследования, приведенные в предыдущей главе (табл. 10.7 и 10.11) и выполненные на основе акселерограмм ряда реальных землетрясений, степень уменьшения сейсмического воздействия (T_1,= 0.76 сек для 9-этажного здания) с помощью гибкого этажа колеблется от 1.33 до 1.85 раза. Это обстоятельство можно объяснить тем, что в случае реального землетрясения ординаты спектра реакций $\tau(T)$ в области $T>T_b$ уменьшаются не по зависимости $1/T^{2/3}$ или $1/T$, а по более крутым кривыми (рис. 10.20), имея также для различных T дополнительные пиковые значения. Достаточно, чтобы значение T_1 совпало с этими пиковыми значениями, в этом случае значение $\tau\ (T_1)$ будет намного больше, чем значения $\tau\ (T_1^{*})$ и $\tau\ (T_2^{*})$. В итоге будем иметь большие различия между Q_1 и Q_1^{*}. Это обстоятельство очевидным образом выявляется, если примем, что во время землетрясения колебания грунта имеют чисто гармонический характер:

$$y''_0(t)=y''_{0max}\sin\frac{2\pi}{T_0}t \tag{11.24}$$

В этом случае для спектра реакций землетрясения $\tau\ (T)$ будем иметь

$$\tau(T)=\frac{y''_{0max}}{\sqrt{\left(1-\frac{T^2}{T_0^2}\right)^2+\frac{n^2}{\pi^2}\frac{T^4}{T_0^2}}} \tag{11.25}$$

Для вышеисследованного 4-этажного здания, принимая $T_1=T_0$ (резонанс в основной системе) будем иметь

$$T_1^{*}=1.397T_1=1.397T_0$$

$$T_2^{*}=0.741T_1=0.741T_0 \tag{11.26}$$

$$n=0.08\%=\frac{2\pi}{T}\frac{8}{100},\ \rho_{12}=0$$

Для ординат $\tau(T)$ по формуле (11.24) будем иметь

$$\tau_1 = 6.25 y''_{0max} \text{ без гасителя}$$
$$\tau_1^* = 3.165 y''_{0max} \text{ с гасителем} \qquad (11.27)$$
$$\tau_2^* = 2.183 y''_{0max} \text{ с гасителем}$$

а для поперечных сил соответственно:

$$Q_1 = m\sum_{k=1}^{4} \eta_{k1} 6.25 y''_{0max}$$
$$Q_{11}^* = \frac{1}{2} m\sum_{k=1}^{4} \eta_{k1} 3.165 y''_{0max}$$
$$Q_{12}^* = \frac{1}{2} m\sum_{k=1}^{4} \eta_{k1} 2.183 y''_{0max} \qquad (11.28)$$
$$Q_1^* = \sqrt{Q_{11}^{*2} + Q_{12}^{*2}} = m\sum_{k=1}^{4} \eta_{k1} 1.922 y''_{0max}$$

Следовательно, при наличии гибкого этажа степень уменьшения при гармоническом сейсмического воздействия достигнет до 6.25:1.92=3.25 раза.

Подобным образом для 10 этажного здания будем иметь (i=10, $\frac{m_d}{m} = 0.5$)

$T_1=T_0$ (резонанс в основной системы)

$$T_1^* = 1.170 T_0 = 1.170 T_0$$
$$T_2^* = 0.862 T_1 = 0.862 T_0$$
$$n = 0.08\% = \frac{2\pi}{T}\frac{8}{100}, \ \rho_{12} = 0.095$$

Для ординат $\tau(T)$ по формуле (11.24) будем иметь

$$\tau_1 = 6.25 y''_{0max} \text{ без гасителя}$$
$$\tau_1^* = 2.33 y''_{0max} \text{ с гасителем}$$
$$\tau_2^* = 3.53 y''_{0max} \text{ с гасителем}$$

а для поперечных сил, согласно данным таблицы 11.4 и формулам (11.10), будем иметь:

$$Q_1 = 8.481 \cdot 6.25 y''_{0max} m = 53.26 m y''_{0max}$$
$$Q_{11}^* = 5.704 \cdot 2.33 y''_{0max} m = 13.29 m y''_{0max}$$
$$Q_{12}^* = 3.256 \cdot 3.53 y''_{0max} m = 11.49 m y''_{0max}$$
$$Q_1^* = \sqrt{Q_{11}^{*2} + Q_{12}^{*2} + 2\rho_{12} Q_{11}^* Q_{12}^*} = 18.37 m y''_{0max}$$

отноэение

$$Q_1 \Big/ Q_1^* = \frac{53.26 m y''_{0max}}{18.37 m y''_{0max}} = \mathbf{2.89}$$

Следовательно, в случае 10 этажного здания добавление гибкого этажа при гармонических колебаниях грунта приведет к уменьшению сейсмического воздействия в 2.89 раза. Как видим в обоих примерах степень уменьшения сейсмического воздействия с помощью гибкого этажа в случае гармонических колебаний грунта довольно ощутима, по сравнению с результатами, полученными на основе нормативного спектра реакции землетрясения и акселерограмм реальных землетрясений. Результаты всех трех возможных способов расчета: по реальным акселерограммам, по нормативному спектру реакций и при гармонических колебаниях грунта (резонансе) показаны на рис. 11.8. Для 5 этажного каменного здания аналогичные результаты были показаны на рис.10.21.

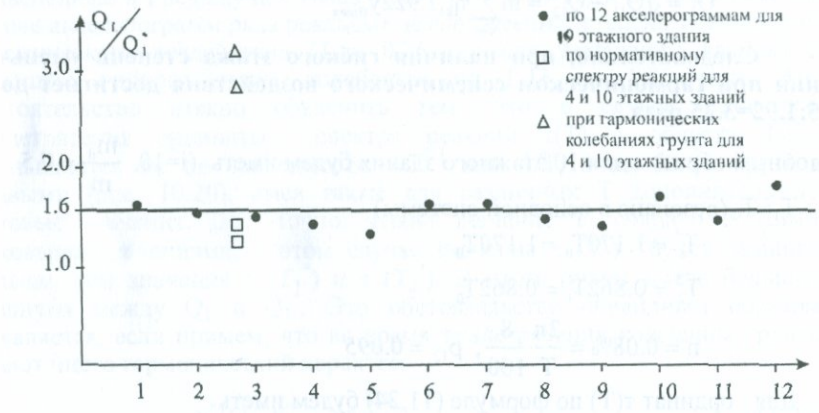


Рис.11.8. Соотношения поперечных сил на уровне 1 этажа основной и *комбинированной систем*

Таким образом, обобщая все вышеизложенные результаты можно заключить, что степень уменьшения сейсмического воздействия с помощью гибкого этажа по всей вероятности можно принять не менее 1.6 раза для 4-10 этажных зданий. При этом, в случае усиления существующих зданий с помощью гибкого этажа эта степень уменьшения должна быть заранее принята без расчетов. Здесь основная задача заключается в точном выборе параметров гибкого этажа и грамотном проектировании. При этом значение основного периода T_1, подлежащего усилению здания, заранее до возведения гибкого этажа, необходимо измерить экспериментально по регистрации микроколебаний чердака от микросейсм грунта, с его последующим увеличением на коэффициент, равный 1.25. По этому значению T_1, по формуле (10.20) подбирается массу m_d и жесткость гибкого этажа k_d. Что касается строительства новых

зданий с гибким этажом, то их проектирование надо осуществлять при выполнении динамических расчетов на основе группы акселерограмм реальных землетрясений, полученных в процессе длительного интервала времени для данной местности. При выполнении таких расчетов, следует производить также с учетом упруго-пластичных деформаций гибкого этажа и основного здания.

Глава 12. СПОСОБ ПОВЫШЕНИЯ УРОВНЯ СЕЙСМОСТОЙКОСТИ ЗДАНИЯ ПУТЕМ ЕГО ПРИСОЕДИНЕНИЯ К ДОПОЛНИТЕЛЬНОМУ ЖЕСТКОМУ СООРУЖЕНИЮ

12.1. Постановка задачи

В большинстве городов сейсмоактивных стран мира имеется значительное количество малоэтажных зданий старой постройки, не имеющих достаточного запаса прочности в случае сильных землетрясений. Эти здания, были запроектированы и возведены по нормам, в которых уровень сейсмического воздействия предполагался значительно ниже, чем по современным нормам сейсмостойкого строительства. В случае сильных землетрясений в этих зданиях возможны большие повреждения, которые станут причиной гибели людей и потери материальных ценностей. Проблема усиления этих зданий имеет большое социально-экономическое и историческое значение. Известно, что во многих странах имеются национальные программы реконструкции и усиления таких зданий.

При усилении существующих зданий главными аспектами проблемы являются временная эвакуация жильцов и сохранение существующего архитектурного облика. Временная эвакуация жильцов - главная проблема при усилении. Она очень болезненна, так как связана с большими материальными затратами, психологической неподготовленностью людей, особенно для многоэтажных зданий, в которых проживает большое количество разных семей. Как показывает опыт многих стран по реконструкции и усилению домов старой постройки, городским властям приходится тратить немало усилий и времени для получения согласия всех жильцов на временную эвакуацию и их размещение в других домах.

Главное преимущество разработанного в данном разделе способа, как и в рассмотренном выше случае с гибким верхним этажом, заключается в том, что он осуществляется без эвакуации жильцов и без дополнительного усиления несущих элементов конструкций.

Сущность предлагаемого способа в том, что обеспечение сейсмической безопасности существующего здания осуществляется не путем дополнительного увеличения его прочности, как при традиционных способах усиления, а путем изменения его конструктивного решения. При этом добиваются сохранения (не увеличения) того уровня горизонтального сейсмического воздействия на здание при последующих более сильных землетрясениях, на который оно первоначально было запроектировано.

В предлагаемом способе повышения уровня сейсмической безопасности изменение конструктивного решения здания осуществляется путем жесткого соединения верха здания со специально построенным вне здания вспомогательным сооружением с определенными динамическими характеристиками, которые берут на себя значительную часть воздействия инерционных сил при землетрясении.

Рассмотрим поведение двух однотипных зданий небольшой высоты. Пусть одно из них представляет собой обыкновенное здание без дополнительных связей (рис. 12.1 а), а второе то же самое здание, но наверху соединенное (жестко или упруго-податливо) с отдельно стоящим очень жестким сооружением (рис. 12.1 б). Известно, что характер деформирования большинства малоэтажных каменных, кирпичных и крупнопанельных зданий во время землетрясения аналогичен характеру деформирования простого консольного бруса, имеющего жесткое защемление в основании и подвергающегося только деформации сдвига.

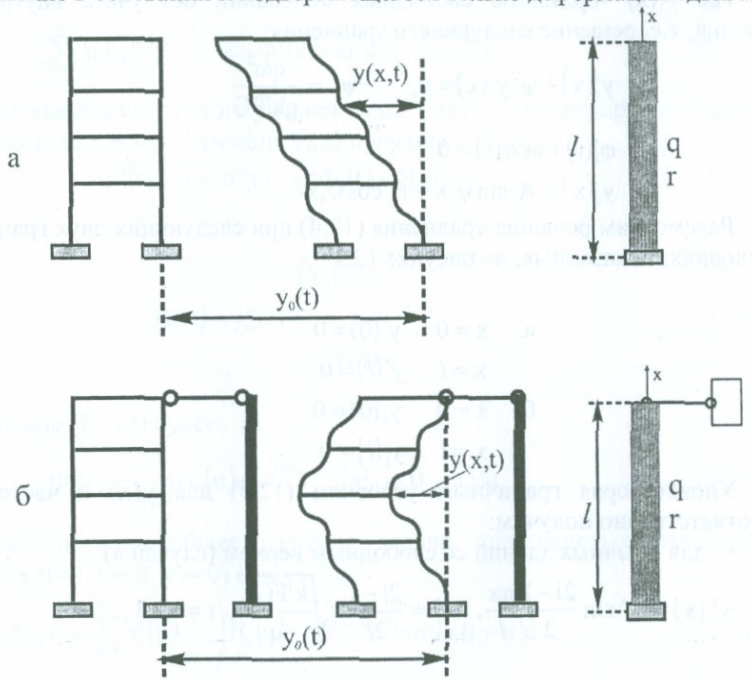


Рис 12.1. Расчетные схемы обычного (а) и соединенного наверху с жестким дополнительным сооружением (б)

q=mg-эквивалентный погонный вес сдвигаемого бруса,

$r = k'FG/l$ -эквивалентная погонная сдвигаемая жесткость бруса.

Дифференциальное уравнение сейсмических колебаний такого бруса с учетом затухания описывается уравнением [108]

$$k'FG\frac{\partial^2 y}{\partial^2 x}-\frac{q}{g}\frac{\partial^2 y}{\partial^2 t}+\frac{\alpha}{\omega}k'FG\frac{\partial^2 y}{\partial^2 x\partial t}=\frac{q}{g}y''_0(t) \qquad (12.1)$$

где F-площадь сечения бруса, G - приведенный модуль сдвига, k'-коэффициент зависящий от формы поперечного сечения, α- коэффициент внутреннего трения, ω- круговая частота свободных колебаний, q- вес единицы длины бруса, $y''_0(t)$- акселерограммы движения грунта.

Решение (12.1) состоит из 2-х частей:

$$y(x,t)=y_1(x,t)+y_2(x,t) \qquad (12.2)$$

где $y_1(x,t)$ - общее решение без правой части, $y_2(x,t)$ - частное решение с правой частью.

Общее решение $y_1(x,t)$ ищем в виде:

$$y_1(x,t)=y_1(x)\varphi(t) \qquad (12.3)$$

где $y_1(x)$ -ординаты свободных колебаний без учета внутреннего трения, т.е. решение следующего уравнения:

$$\begin{aligned} &y_i''(x)+\psi_i^2 y_i(x)=0, \qquad \psi_i^2=\frac{q\omega^2}{gk'FG} \\ &\varphi_i''(t)+\omega_i^2\varphi(t)=0 \\ &y_i(x)=A_i\sin\psi_i x+B_i\cos\psi_i x \end{aligned} \qquad (12.4)$$

Рассмотрим решение уравнения (12.4) при следующих двух граничных условиях, показанных, на рисунке 12.1

$$\begin{aligned} &\text{а.}\quad x=0 \quad y_i(0)=0 \\ &\qquad x=l \quad y_i'(l)=0 \\ &\text{б.}\quad x=0 \quad y_i(0)=0 \\ &\qquad x=l \quad y_i(l)=0 \end{aligned} \qquad (12.5)$$

Удовлетворяя граничным условиям (12.5) для $y_i(x)$ и частоты ω_i соответственно получим:

- для обычных зданий со свободным верхом (случай а)

$$y_i^a(x)=A^a\sin\frac{2i-1}{2}\frac{\pi x}{l},\quad \omega_i^a=\frac{2i-1}{2l}\pi\sqrt{\frac{k'FGg}{q}},\quad i=1,2,3... \qquad (12.6)$$

- для зданий с опертым верхом (случай б)

$$y_i^б(x)=A^б\sin\frac{i\pi x}{l},\quad \omega_i^б=\frac{\pi i}{l}\sqrt{\frac{k'FGg}{q}}\quad i=1,2,3... \qquad (12.7)$$

Обычно для малоэтажных жестких зданий главную роль при сейсмических воздействиях играет первая форма колебаний, поэтому на рисунке 12.1 показаны только первая формы колебаний зданий:

$$y_1^a(x) = A^a \sin\frac{\pi x}{2l}, \qquad \omega_1^a = \frac{\pi}{2l}\sqrt{\frac{k'FGg}{q}} \tag{12.8}$$

$$y_1^б(x) = A^б \sin\frac{\pi x}{l}, \qquad \omega_1^б = \frac{\pi}{l}\sqrt{\frac{k'FGg}{q}} \tag{12.9}$$

Частное решение $y_2(x,t)$ ищем в следующем виде:

$$y_2(x,t) = \sum_{i=1}^{\infty} Y_i(x)\Phi_i(t) \tag{12.10}$$

Подставляя выражение (12.10) в основное уравнение (12.1) и учитывая (12.4), получим:

$$\sum_{i=1}^{\infty}\left[-\psi_i^2 Y_i(x)k'FG\Phi_i(t) - \frac{q}{g}Y_i(x)\Phi_i''(t) - \frac{\alpha}{\omega_i}k'FG\psi_i^2 Y_i(x)\Phi_i'(t)\right] = \frac{q}{g}y_0''(t) \tag{12.11}$$

или

$$\sum_{i=1}^{\infty} Y_i(x)\left[\Phi_i''(t) + \alpha\omega_i\Phi_i'(t) + \omega_i^2\Phi_i(t)\right] = y_0''(t) \tag{12.12}$$

Умножая обе части этого уравнения на $Y_k(x)dx$ и интегрируя от 0 до l в силу ортогональности функций $Y_i(x)$ получим:

$$\Phi_i''(t) + \alpha\omega_i\Phi_i'(t) + \omega_i^2\Phi_i(t) = H_i(t) \tag{12.13}$$

где

$$H_i(t) = y_0''(t)\frac{\int_0^l Y_i(x)dx}{\int_0^l Y_i^2(x)dx} \tag{12.14}$$

Решение (12.13) будет

$$\Phi_i(t) = \frac{1}{\omega_i}\int_0^l H_i(u)e^{-(\alpha/2)\omega_i(t-u)}\sin\omega_i(t-u)du \tag{12.15}$$

Таким образом общее решение задачи при нулевых начальных условиях (t=0, y_i= 0, y'_i= 0) будет:

$$y(x,t) = \sum_{i=1}^{\infty} Y_i(x)\frac{1}{\omega_i}\int_0^l H_i(u)e^{-(\alpha/2)\omega_i(t-u)}\sin\omega_i(t-u)du \tag{12.16}$$

Сейсмическая инерционная распределенная сила S(x,t) будет:

$$S(x,t) = \frac{q}{g}\left[y_0'' - \frac{\partial^2 y}{\partial t^2}\right] \tag{12.17}$$

подставляя в (12.17) значение $\frac{\partial^2 y}{\partial t^2}$ из уравнения (12.16) получим

$$S(x,t)=\frac{q}{g}\sum_{i=1}^{\infty}\eta_i(x)\frac{2\pi}{T_i}\int_0^t y_0''(u)e^{-\pi\alpha(t-u)/T}\sin\frac{2\pi}{T}(t-u)du \qquad (12.18)$$

где принято обозначение

$$\eta_i(x)=Y_i(x)\frac{\int_0^l Y_i(x)dx}{\int_0^l Y_i^2(x)dx} \qquad (12.19)$$

Учитывая (12.6) и (12.7) для коэффициентов $\eta_i(x)$ соответственно получим ($A^а_i$ и $A^б_i$ принято равным 1):

$$\eta_i^а(x)=\frac{4}{\pi(2i-1)}\sin\frac{2i-1}{2l}\pi x \quad \text{для случая } \textbf{а}. \qquad (12.20)$$

$$\eta_i^б(x)=\frac{4}{\pi i}\sin\frac{\pi_i}{l}x \quad i=1,2,... \text{ для случая } \textbf{б}. \qquad (12.21)$$

Поперечная инерционная сила $Q^а(x,t)$ для случая **а** будет:

$$Q^а(x,t)=\int_0^x S(x,t)dx=\frac{ql}{g}\sum_{i=1}^{\infty}f_i^а(x)\frac{2\pi}{T_i^а}\int_0^t y_0''(u)e^{-\alpha\pi(t-u)/T_i^а}\sin\frac{2\pi}{T_i^а}(t-u)du \qquad (12.22)$$

где

$$f_i^а(x)=\frac{8}{\pi^2(2i-1)^2}\cos\frac{2i-1}{2l}\pi x$$

Поперечная инерционная сила $Q^б(x,t)$ для случая **б,** будет

$$Q^б(x,t)=-N_b+\int_x^l S(x,t)dx=-\frac{1}{2}\int_x^l S(x,t)dx+\int_x^l S(x,t)dx \qquad (12.23)$$

или

$$Q^б(x,t)=\frac{ql}{g}\sum_{i=1}^{\infty}f_i^б(x)\frac{2\pi}{T_i^б}\int_0^t y_0''(u)e^{-\alpha_б\pi(t-u)/T_i^б}\sin\frac{2\pi}{T_i^б}(t-u)du \qquad (12.24)$$

где

$$f_i^б(x)=\frac{4}{\pi^2 i^2}\cos\frac{\pi ix}{l} \qquad (12.25)$$

Принимая обозначение

$$\tau(T,\alpha,t)=\frac{2\pi}{T}\int_0^t y_0''(u)e^{\alpha\pi(t-u)/T}\sin\frac{2\pi}{T}(t-u)du\,, \qquad (12.26)$$

которое представляет собой спектр реакции землетрясения с акселерограммой $y_0''(t)$, для поперечной силы по первой форме колебаний получим:

для обычного здания (без усиления):

$$Q^a(x)=\frac{ql}{g}\frac{8}{\pi^2}\cos\frac{\pi x}{2l}\tau_{max}\left(T_1^a,\alpha_a\right), \tag{12.27}$$

для здания с опертым концом (усиленного):

$$Q^б(x)=\frac{ql}{g}\frac{4}{\pi^2}\cos\frac{\pi x}{l}\tau_{max}\left(T_1^б,\alpha_б\right). \tag{12.28}$$

Нормативный спектр реакции для большинства стран имеет следующий общий вид (рисунок 12.2).

$$\begin{aligned}
&\tau_{max}(T,\alpha)=y''_{0max}\beta(T)\\
&\beta(T)=1+\frac{T}{T_c}(\beta_{max}-1) \qquad 0<T<T_c\\
&\beta(T)=\beta_{max} \qquad T_c<T<T_d\\
&\beta(T)=\left(\frac{T_d}{T}\right)^{v}\beta_{max} \qquad T>T_d
\end{aligned} \tag{12.29}$$

По нормам Республики Армения [96] $\beta_{max}=2.5$, $v=\frac{2}{3}$, а T_c и T_d имеют следующие значения в зависимости от сейсмической категории грунтов (в секундах):

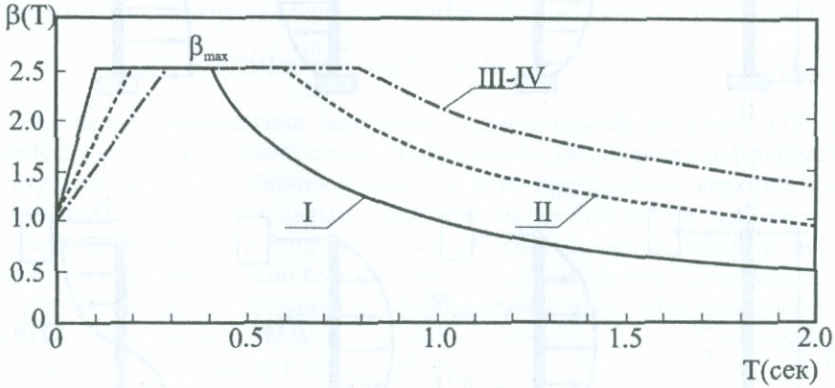


Рис 12.2. Нормативный спектр реакции РА.

для грунтов 1-ой категории:

$T_c = 0.2$ с $\quad T_d = 0.4$ с

для грунтов 2-ой категории:

$T_c = 0.3$ с $\quad T_d = 0.55$ с

для грунтов 3-ой и 4-ой категории:

$T_c = 0.4$ с $\quad T_d = 0.7$ с

Для малоэтажных каменных и монолитных железобетонных зданий период колебания по первой форме в зависимости от этажности определяется формулой [97]

$$T_1 = (0.045 \div 0.055)n \qquad (12.30)$$

где n-число этажей. Для зданий до 5-этажей

$$T_1 = 0.225 \div 0.275 \text{ сек.}$$

Поэтому, так как согласно (12.8) и (12.9).

$$T_1^a = 2T_1^б$$

для зданий до 5 этажей всегда будет иметь место неравенство:

$$\tau_{max}\left(T_1^б, \alpha_б\right) < \tau_{max}\left(T_1^a, \alpha_a\right) \qquad (12.31)$$

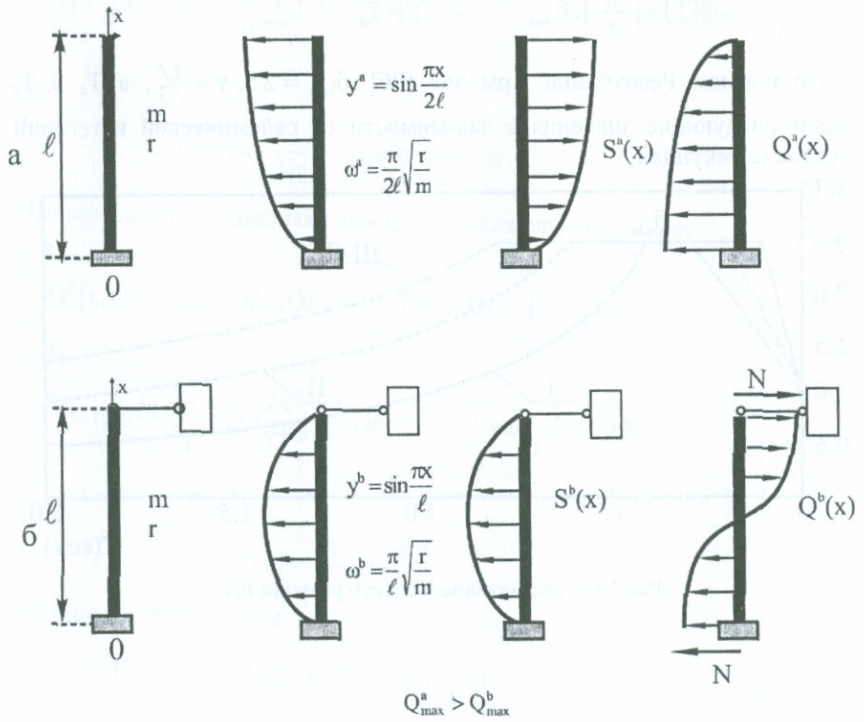


Рис 12.3. Эпюры перемещений, сейсмических и поперечных сил.

Если, для примера, предположим, что предложенным способом необходимо усилить 4-этажное каменное здание, которое возведено на грунтах 2-ой категории, то для ординат спектров реакций согласно (12.29) и (12.30) будем иметь:

$$
\begin{aligned}
&T_1^a = 4 \cdot 0.055 = 0.220 \ \text{сек} \\
&\tau_{max}\left(T_1^a\right) = y''_{0\max}\left[1 + \frac{0.22}{0.3}(2.5-1)\right] = 2.1 y''_{0max} \\
&T_1^б = \frac{4}{2} 0.055 = 0.110 \ \text{сек} \\
&\tau_{max}\left(T_1^б\right) = y''_{0\max}\left[1 + \frac{0.11}{0.3}(2.5-1)\right] = 1.55 y''_{0\max}
\end{aligned}
\qquad (12.32)
$$

Сопоставляя значения поперечных сил по формулам (12.27) и (12.28) и спектральных ординат по выражениям (12.32), легко заметить, что в здании с опертым верхом уровень сейсмического воздействия окажется на

$$\frac{Q^a(0)}{Q^б(0)} = \frac{8 \cdot 2.1}{4 \cdot 1.55} = 2.7$$

меньше, чем в обычном здании со свободным концом. Такие же оценки получаются и для трех и пятиэтажных зданий. Эпюры распределения $S(x)$ и $Q(x)$ показаны на рисунке 12.3. Как видно из рисунка, при предложенном способе усиления в наиболее благоприятных условиях оказываются средние этажи здания. На дополнительные колонны будет действовать суммарная сосредоточенная горизонтальная нагрузка, равная:

$$Q^б(l) = \frac{ql}{g} \frac{4}{\pi^2} \tau_{max}\left(T_1^б, \alpha_б\right) \qquad (12.33)$$

С целью уменьшения величины горизонтальной нагрузки (12.33), действующие на дополнительное сооружение и увеличения коэффициента затухания α всей комбинированной системы предлагается верхний этаж соединять с дополнительным сооружением не жестко, а посредством резино-металлической подушки, для которых значение коэффициента затухания α_n значительно больше, чем у обычных зданий. Например если в результате такого соединения общий коэффициент затухания составит 10% от критического вместо 5%, то сейсмическая нагрузка на систему понижается в среднем в 1.33 раза [97,110].

При установки подушек между основным зданием и консольным сооружением они будут способствовать уменьшению сейсмического воздействия сразу в двух направлениях здания в продольном направлении подушки будут подвергаться деформациями сдвига, а в поперечном направлении деформацию растяжения -сжатия.

Если между зданием и дополнительным сооружением установить резино-металлические подушки с общей жесткостью k_c (Рис. 12.4) граничные условия задачи будут:

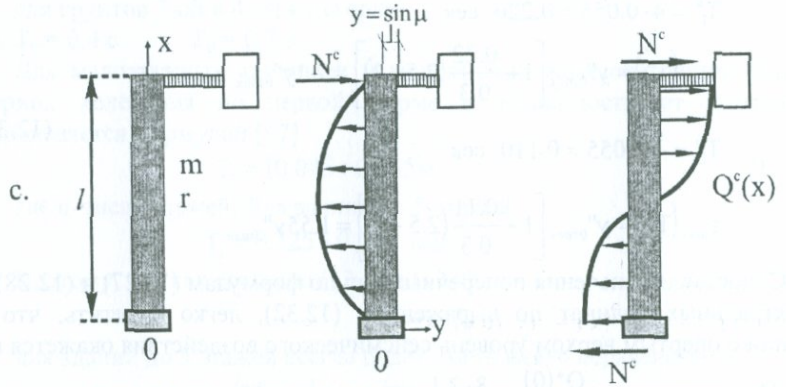


Рис 12.4. Расчетная схема здания с податливым закреплением.

$$\begin{array}{ll} \text{при } x=0 & Y(0)=0 \\ \text{при } x=l & k'FGY'(l)=k_c y(l)\ . \end{array} \qquad (12.34)$$

Удовлетворяя (12.34) граничным условиям задачи для форм колебания здания, получим

$$Y(x)=A\sin\frac{\mu}{l}x\ , \qquad (12.35)$$

где значение $\mu=\omega^c l\sqrt{\dfrac{q}{gk'FG}}$ определяется из следующего трансцендентного уравнения (ω^c –круговая частота в случае податливого закрепления)

$$\mathrm{tg}\mu=-\frac{k'FG/l}{k_c}\mu\ , \qquad (12.36)$$

При $k_c=0$ получим решение для консольного здания (случай а), а при $k_c=\infty$ получим решение для жестко опертого наверху здания (случай б). Наименьшие корни μ уравнения (12.36) при различных соотношениях жесткости здания $k_3=k'FG/l$ и жесткости подушек k_c приведены в таблице 12.1.

Таблица 12.1. Значения корней μ уравнения 12.36

k_3/k_c	∞	10	5	1	0.5	0.4	0.3	0.2	0.1	0.05	0.01	0
μ_1	1.570	1.632	1.688	2.029	2.288	2.498	2.665	2.863	2.665	2.994	3.111	3.14

Частота колебания комбинированной системы ω_1^c и коэффициент $\eta_1^c(x)$ в этом случае будет:

$$\omega_1^c = \frac{\mu}{l}\sqrt{\frac{k_3}{m}}, \quad k_3 = \frac{k'FG}{l}, \quad m = \frac{ql}{g},$$
$$\eta_1^c(x) = \frac{l/\mu_1^2(\cos\mu_1 - 1)}{l/2 - (l/4\pi)\sin 2\mu_1}\sin\frac{\mu_1 x}{l}. \tag{12.37}$$

Поперечная сила $Q^c(x,t)$ соответственно будет:

$$Q^c(x,t) = -N_c + \int_x^l S(x,t)dx$$

которая после интегрирования примет вид:

$$Q^c(x,t) = \frac{ql}{g}\sum_{i=1}^{\infty} f_i^c(x)\frac{2\pi}{T_i^c}\int_0^t y_0''(u)e^{-\alpha_c\pi(t-u)/T_i^c}\sin\frac{2\pi}{T_i^c}(t-u)du, \tag{12.38}$$

где

$$f_i^c(x) = \frac{l(\cos\mu_i - 1)}{\mu_i^2(l/2 - l/4\pi\sin 2\mu_i)}\left[\cos\frac{\mu_i x}{l} - \frac{1}{2}(\cos\mu_i + 1)\right]. \tag{12.39}$$

Легко заметить, что из общих выражений (12.38) и (12.39), как частный случай, получаются формулы (12.27) и (12.28) соответственно принимая $k_c=0$ и $\mu = \frac{\pi}{2}$, N=0 (реакция опоры) для сличая (а) и $k_c=\infty$ и $\mu=\pi$ для случая (б).

Таким образом, для периодов первой формы свободных колебаний для рассмотренных трех вариантов будем иметь:

$T_1^a = 4l\sqrt{\frac{m}{r}}$ - случай со свободным верхом

$T_1^б = \frac{T_1^a}{2}$ - случай жесткого закрепления верха

$T_1^c = \frac{\pi}{\mu}T_1^б$ - случай податливого закрепления верха

$$m = \frac{q}{gl}, \quad r = k'FG$$

Используя значения μ из таблицы 12.1 по формуле (12.38) (ограничиваясь учетом только первой формы колебания), можно найти оптимальное значение жесткости подушек k_c при котором степень снижения уровня сейсмического воздействия и величина сосредоточенной горизонтальной нагрузки на дополнительное сооружение будет удовлетворять поставленной цели с точки зрения экономии расходов по дополнительному устройству.

Например, при $k_3/k_c = 0.5$, по формуле (12.39) получим $f^c_{max} = 0.45$ и для рассмотренного 4-этажного дома будем иметь:

$$\frac{f^a_{max}}{f^c_{max}} = \frac{8}{\pi^2 0.45} = 1.8, \quad T^c_1 = T^б_1 \frac{\pi}{\mu_1} = 0.11\frac{3.14}{2.28} = 0.15 \text{ с}$$

$$\tau_{max}\left(T^a_1\right) = 2.1 y''_{0max}; \quad \tau_{max}\left(T^c_1\right) = 1.75 y''_{0max},$$

и следовательно

$$\frac{Q^a(0)}{Q^б(0)} = 1.18\frac{2.1}{1.75} = 2.16.$$

Это значит, что на основное здание будет действовать в 1.33x2.16=2.87 меньше сейсмической нагрузки, а на дополнительное сооружение в $1.33\frac{2.7}{2.16} = 1.66$ меньше нагрузки.

12.2. Исследование динамического взаимодействия здания с жестко соединенным консольным сооружением

Как указано в разделе 12.1 жесткое присоединение верха здания к консольному сооружению, деформации которого из-за значительной его жесткости пренебрегаются, может привести к существенному снижению уровня сейсмического воздействия на здание. Ниже на основании исследования динамического взаимодействия между зданием и консольным сооружением выявлены реальные соотношения жесткостей здания и консольного сооружения при которых имеет место такое снижение. Исследования проводились с А.Г. Маргаряном [131].

Расчетная схема всей системы в целом показана на рисунке 12.5, где принято, что основное многоэтажное здание 1 на уровне покрытия жестко соединено с отдельным сооружением в виде консольной стойки 2 той же высоты. Будем считать, что здание при динамических воздействиях подвергается обобщенной сдвиговой деформации с приведенными жескостными и плотностными характеристиками $k'FG$ и q_1 а консольное сооружение деформации изгиба с обычными жесткостными и плотностными характеристиками EI и q_2.

1. **Свободные колебания комбинированной системы:** Дифференциальные уравнения комбинированной системы при свободных колебаниях соответственно будут:

$$k'FG\frac{\partial^2 y_1(x,t)}{\partial x^2}-\frac{q_1}{g}\frac{\partial^2 y_1(x,t)}{\partial t^2}=0$$
$$EI\frac{\partial^4 y_2(x,t)}{\partial x^4}+\frac{q_2}{g}\frac{\partial^2 y_1(x,t)}{\partial t^2}=0 \qquad (12.40)$$

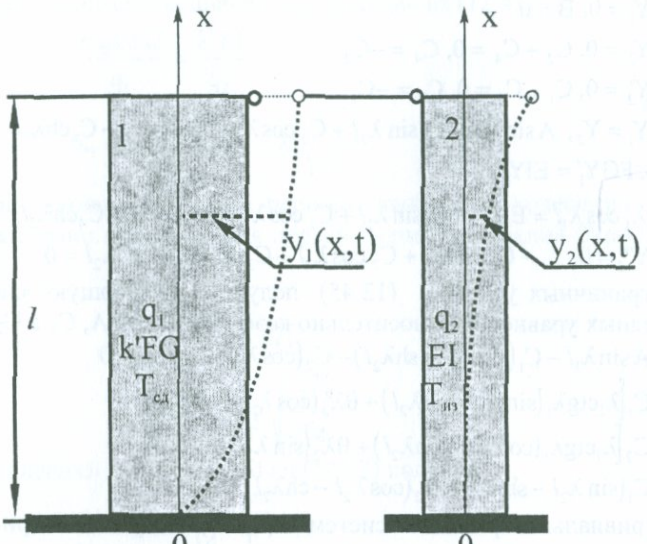


Рис 12.5. Условная расчетная схема комбинированной системы.

Решение системы уравнений (12.40) ищем в виде

$$y_1(x,t)=Y_1(x)\Phi(t)$$
$$y_2(x,t)=Y_2(x)\Phi(t) \qquad (12.41)$$

Подставляя (12.40) в (12.41) и разделяя переменные получим следующие дифференциальные уравнения относительно $y_1(x)$, $y_2(x)$ и $\Phi(t)$

$$Y''_1+\lambda_1^2 Y_1=0$$
$$Y_2^4+\lambda_2^4 Y_2=0 \qquad (12.42)$$
$$\Phi''+\omega^2\Phi=0$$

где приняты обозначения :

$$\frac{q_1\omega^2}{gk'FG}=\lambda_1^2,\quad \frac{q_2\omega^2}{gEI}=\lambda_2^4,\quad \frac{EI}{k'FG}=\theta \qquad (12.43)$$

а ω - искомая круговая частота свободных колебаний комбинированной системы.

Решение первых двух уравнений (12.42) ищем в виде

$$Y_1(x) = A\sin\lambda_1 x + B\cos\lambda_1 x$$
$$Y_2(x) = C_1\sin\lambda_2 x + C_2\cos\lambda_2 x + C_3 sh\lambda_2 x + C_4 ch\lambda_2 x \qquad (12.44)$$

Для определения 6 коэффициентов A, B , C_1, C_2, C_3, C_4 и неизвестной *круговой частоты* ω *будем исходить* из следующих шести граничных условий:

$$x = 0,\ Y_1 = 0,\ B = 0$$
$$x = 0,\ Y_2 = 0,\ C_2 + C_4 = 0,\ C_4 = -C_2$$
$$x = 0,\ Y_2' = 0,\ C_1 + C_3 = 0,\ C_3 = -C_1$$
$$x = l,\ Y_1 = Y_2,\ A\sin\lambda_1 l = C_1\sin\lambda_2 l + C_2\cos\lambda_2 l + C_3 sh\lambda_2 l + C_4 ch\lambda_2 l \qquad (12.45)$$
$$x = l,\ k'FGY_1' = EIY_2'''$$
$$k_1'FGA\lambda_1\cos\lambda_1 l = EI\lambda_2^3\left(-C_1\sin\lambda_1 l + C_2\cos\lambda_2 l + C_3 sh\lambda_2 l + C_4 ch\lambda_2 l\right)$$
$$x = l,\ Y''_2 = 0,\quad -C_1\sin\lambda_2 l + C_2\cos\lambda_2 l + C_3 sh\lambda_2 l + C_4 ch\lambda_2 l = 0$$

из граничных условий (12.45) получим следующую систему трех однородных уравнений относительно коэффициентов A, C_1 и C_2:

$$\begin{aligned} &A\sin\lambda_1 l - C_1(\sin\lambda_2 l - sh\lambda_2 l) - C_2(\cos\lambda_2 l - ch\lambda_2 l) = 0\\ &C_1\left[\lambda_1 ctg\lambda_1(\sin\lambda_2 l - sh\lambda_2 l) + \theta\lambda_2^3(\cos\lambda_2 l + ch\lambda_2 l)\right] +\\ &C_2\left[\lambda_1 ctg\lambda_1(\cos\lambda_2 l - ch\lambda_2 l) + \theta\lambda_2^3(\sin\lambda_2 l - sh\lambda_2 l)\right] = 0\\ &C_1(\sin\lambda_2 l - sh\lambda_2 l) - C_2(\cos\lambda_2 l - ch\lambda_2 l) = 0 \end{aligned} \qquad (12.46)$$

Нетривиальное решение системы (12.46) получается при равенстве нулю ее главного детерминанта в результате чего получим следующее уравнение частот:

$$\begin{aligned} &\lambda_1\cos\lambda_1 l(\sin\lambda_2 l - ch\lambda_2 l - \cos\lambda_2 l sh\lambda_2 l) +\\ &+ \theta\lambda_2^3\sin\lambda_2 l(1 + \cos\lambda_2 l ch\lambda_2 l) = 0 \end{aligned} \qquad (12.47)$$

Заметим, что из общего уравнения частот (12.47) получим уравнения *частот для частных случаев*:

при $\theta \to 0$ $(EI = 0)$ для чисто сдвиговых колебаний обычного здания [102] с корнями:

$$\cos\lambda_1 l = 0,\quad \lambda_{11} l = \frac{\pi}{2},\quad \lambda_{12} l = \frac{2\pi}{2},\quad \lambda_{13} l = \frac{3\pi}{2} \qquad (12.48)$$

при $\theta \to \infty$ $(kFG = 0)$ для чисто изгибных колебаний консольной стойки с корнями

$$\begin{aligned} &1 + \cos\lambda_2 l ch\lambda_2 l = 0,\\ &\lambda_{12} l = 1.875,\ \lambda_{22} l = 4.694,\ \lambda_{23} l = 7.855 \end{aligned} \qquad (12.49)$$

Из системы однородных уравнений для коэффициентов A, C_1, C_2 получим

$$C_2 = \frac{(\sin\lambda_2 l + \mathrm{sh}\lambda_2 l)/\sin\lambda_2 l}{2(\cos\lambda_2 l \mathrm{sh}\lambda_2 l - \sin\lambda_2 l \cos\lambda_2 l)} A$$
$$C_1 = \frac{\cos\lambda_2 l + \mathrm{ch}\lambda_2 l}{\sin\lambda_2 l + \mathrm{sh}\lambda_2 l} C_2 \qquad (12.50)$$

Для вычисления корней характеристического уравнения (12.47) были приняты следующие соотношения, вытекающие из (12.43)

$$\frac{\lambda_1^2 gk'FG}{q_1} = \frac{\lambda_2^4 EI}{q_2}$$
$$\lambda_1 = \lambda_2^2 \sqrt{\frac{q_1 EI}{q_2 k'FG}} = \lambda_2^2 \sqrt{\frac{q_1}{q_2}\theta} \qquad (12.51)$$

С другой стороны обозначая периоды свободных колебаний здания через -$T_{сд}$ и стойки через -$T_{из}$ для первой формы колебаний будем иметь вид:

$$T_{сд} = 4l\sqrt{\frac{q_1}{q_2 k'FG}}$$
$$T_{из} = \frac{2\pi l^2}{(1.875)^2}\sqrt{\frac{q_2}{gEI}} \qquad (12.52)$$

Из соотношений (12.43), (12.51) и (12.52) получим

$$\lambda_{11} = \frac{6.28l}{14}\frac{T_{сд}}{T_{из}}\lambda_{21}^2$$
$$\theta_1 = 0.2\frac{q_2}{q_1} l^2 \left(\frac{T_{сд}}{T_{из}}\right)^2 \qquad (12.53)$$

Путем прямого сопоставления экспериментальных значений периодов каменных, крупнопанельных и каркасных зданий [108, 123] до 10 этажей работающие по схеме эквивалентного сдвигового бруса, установлено, что **приведенный погонный вес q_1** таких зданий от 4 до 7 раз уступает погонному весу q_2 сплошной железобетонной стойки (объемный вес железобетона 2.2 т/м^3). Поэтому при вычислении корней частотного уравнения (12.47) было принято (для каменных зданий и железобетонной стойки)

$$q_2 = 6q_1 \qquad (12.54)$$

Учитывая соотношения (12.51-12.54) были вычислены корни частотного уравнения (12.47) и значения коэффициентов C_1 и C_2 (при A=1) для различных значений отношения периода консольного сооружения $T_{из}$ к периоду здания $T_{сд}$. Полученные результаты приведены в Таблице 12.2. Период колебаний комбинированной системы T_{ki} соответственно определится по формуле:

$$T_{ki} = \frac{2\pi}{\lambda_{1i}}\sqrt{\frac{q_1}{gk'FG}}$$

или

$$T_{ki} = \frac{2\pi}{\lambda_{2i}^2}\sqrt{\frac{q_2}{gEI}} \qquad (12.55)$$

По данным таблицы 12.2 на рис.12.6 построены зависимости $\lambda_{1i}l$ и λ_{2i} от $\frac{T_{из}}{T_{сд}}$. Как видно из данных таблицы 12.2 и рисунков при отношениях $\frac{T_{из}}{T_{сд}} \le 0.3$ периоды колебаний комбинированной системы приближаются к периодам колебаний сдвигаемого здания, но с опертым верхним концом, рассмотренный выше. На самом деле для сдвигаемого здания с нижним защемленным и верхним опертыми концами граничные условия как указанно в 12.1 будут

$$\begin{aligned} &x = 0,\ Y_1 = 0,\ B = 0 \\ &x = l,\ Y_2 = 0,\ A\sin\lambda_i l = 0, \end{aligned} \qquad (12.56)$$

которые приводят к частотному уравнению

$$\sin\lambda_i l = 0, \qquad (12.57)$$

и следовательно с корнями $\lambda_{11}l = \pi,\ \lambda_{12}l = 2\pi,\ \lambda_{13}l = 3\pi$ период колебаний такого здания будет:

$$T_{сд}^{оп} = \frac{2\pi}{\omega} = \frac{2\pi l}{i\lambda_{1i}}\sqrt{\frac{q_1}{gk'}FG}\ ,\ i=1,2,3\ldots \qquad (12.58)$$

Из данных таблицы 12.1 и рис. 12.6, видно также, что отклонение между значениями периодов T_{ki} по первой формуле (12.55) и по формуле (12.58) при $T_{из}/T_{сд} \le 0.2$ составляет соответственно для первой, второй и третьей форм свободных колебаний 1.2, 2.5 и 16.5 процентов. Для первой формы колебаний это отклонение при $T_{из}/T_{сд} \le 0.3$ не превышает 3.5 %.

Таким образом, если период свободных колебаний консольного сооружения в 4-5 раза меньше периода свободных колебаний здания, то консольное сооружение жестко соединенное со зданием играет роль опоры для него. Это обстоятельство явно видно также из рисунка 12.7, где показаны формы колебаний здания без консольного сооружения и при его наличии.

Таблица 12.2. Значение корней частотного уравнения (12.47) и коэффициент C_{ik}

	1-ая форма колебаний				2-ая форма колебаний				3-ая форма колебаний			
$\frac{T_{из}}{T_{сд}}$	$\lambda_{11}l$	$\lambda_{21}l$	C_{11}	C_{21}	$\lambda_{12}l$	$\lambda_{22}l$	C_{12}	C_{22}	$\lambda_{13}l$	$\lambda_{23}l$	C_{13}	C_{23}
0 (EI=∞)	3.141				6.282				9.423			
0.05	3.14	0.592	0.015	-0.009	6.277	0.837	-0.011	0.009	9.432	1.026	0.011	-0.001
0.10	3.131	0.836	0.023	-0.019	6.269	1.183	-0.020	0.022	9.393	1.448	0.023	-0.030
0.15	3.125	1.023	0.031	-0.031	6.227	1.444	-0.035	0.045	9.199	1./55	0.095	-0.129
0.20	3.103	1.177	0.04	-0.045	6.120	1.653	-0.075	0.100	7.866	1.874	0.367	-0.129
0.25	3.075	1.310	0.052	-0.062	5.754	1. /42	-0.199	0.271	6.849	1.955	0.184	-0.500
0.30	3.032	1.425	0.069	-0.087	5.111	1.850	-0.345	0.470	6.560	2.096	0.086	-0.250
0.40	2.881	1.604	0.125	-0.166	4.150	1.925	-0.299	0.407	6.445	2.399	0.047	-0.116
1.00	1.575 (1.575)	1.875 (1.875)	0.367	-0.500	3.366 (4.725)	2.741 (4.694)	-0.073	0.087	6.323 (7.875)	3.757 (7.855)	0.061	-0.060
5.00	0.745	2.883	0.248	-0.284	1.883	4.580	-0.552	0.542	3.456	6.211	0.143	-0.062
10.0	0.565	3.550	0.488	-0.503	1.172	5.115	-0.352	0.346	2.502	7.474	0.537	-0.147
15.0	0.422	3.761	0.850	-0.858	0.990	5.759	-0.307	0.304	1.781	7. /23	0.568	-0.537
20.0	0.329	3.836	1.225	-1.231	0.879	6.266	-0.379	0.372	1.435	8.003	0.435	-0.568
50.0	0.137	3.912	3.383	-3.383	0.435	6.973	-1.569	1.569	0.859	9.797	0.667	-0.435
∞ (kFG=∞)		3.927				7.068				10.212		

$$T_{сд1} = 4l\sqrt{\frac{q_1}{gk'FG}}$$

$$T_{из1} = 1.79l^2\sqrt{\frac{q_2}{gEI}}$$

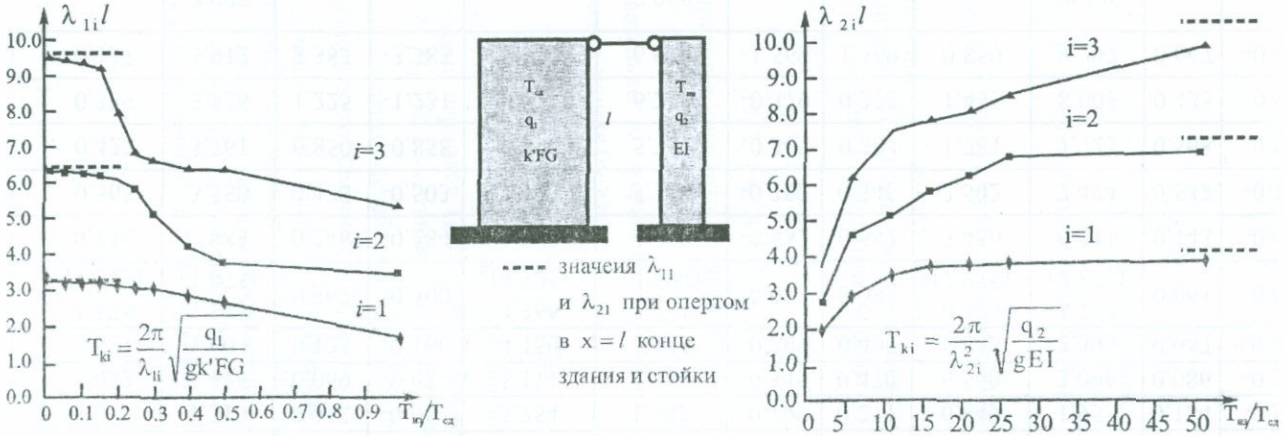


Рис 12.6. Зависимость периода комбинированной системы T_{ki} от отношения $T_{из}/T_{сд}$.

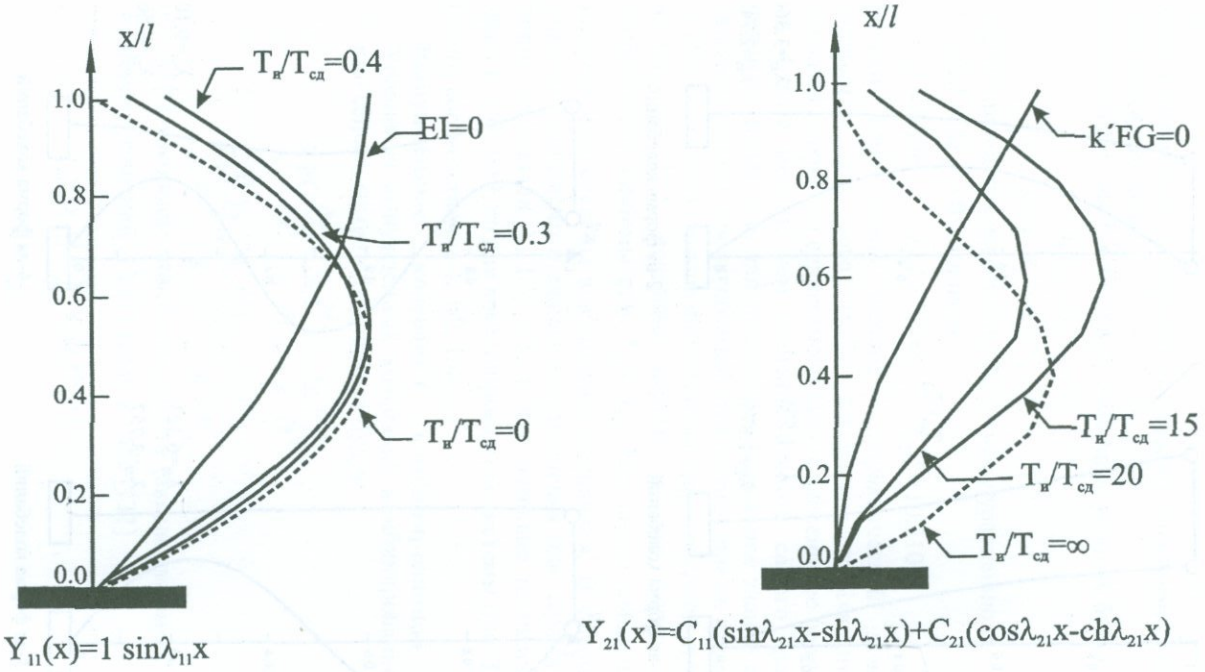


Рис 12.7. Формы свободных колебаний комбинированной системы при различных отнашениях $T_{из}/T_{сд}$.

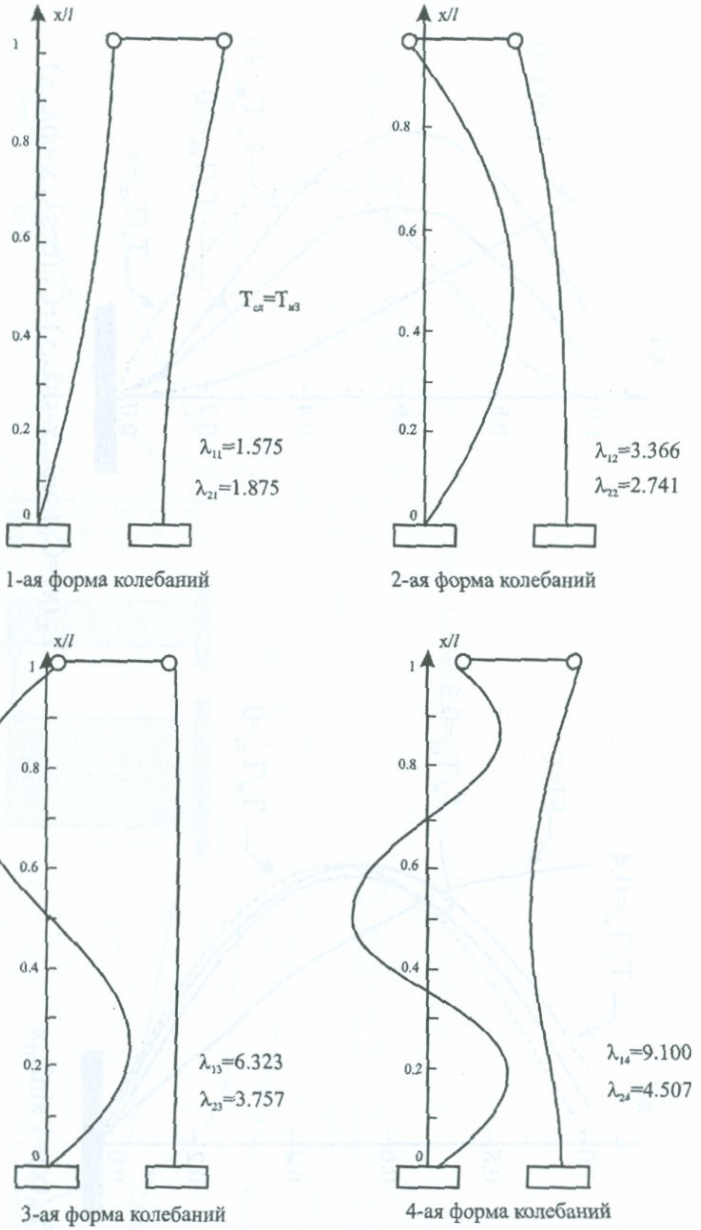


Рис 12.8. Формы свободных колебаний комбинированной системы при $T_{сд} = T_{из}$.

Аналогичным образом данные таблицы 12.2 показывают что при $T_{из}/T_{сд} \geq 1.5$; период колебаний общей системы наоборот приближается, но менее интенсивнее, к периоду колебаний изгибаемой стойки, но с опертым верхним концом.

Действительно, для такой стойки граничные условия будут

$$\begin{aligned} &x = 0,\ Y_2 = 0,\ Y_2' = 0 \\ &x = l,\ Y_2 = 0,\ Y''_2 = 0, \end{aligned} \tag{12.59}$$

которые приводят к известному частотному уравнению

$$\begin{aligned} &\mathrm{tg}\lambda_2 l - \mathrm{th}\lambda_2 l = 0 \quad \text{скорнями} \\ &\lambda_{21} l = 3.926, \qquad \lambda_{22} l = 7.068, \qquad \lambda_{23} l = 10.210 \end{aligned} \tag{12.60}$$

Заметим одно очень важное с практической точки зрения обстоятельство; для того чтобы изгибаемая стойка играла роль неподвижной опоры для сдвигаемого здания значение ее периода должно *быть в 4 раза меньше чем значение периода самого здания а при* изменении их ролей, т.е. для того чтобы сдвигаемое здание служило бы неподвижной опорой для изгибаемой стойки значение ее периода должно быть в 20 и более раза меньше чем значение периода самой стойки.

На рисунке 12.8 показаны первые четыре формы колебаний комбинированной системы при $T_{из} = T_{сд}$. Как видно значения периодов комбинированной системы значительно сгущаются. В самом деле если для| отдельно сдвигаемого здания их отношения для первых трех форм колебаний составляли 1, 1/3, 1/5, а для отдельно изгибаемой стойки примерно 1, 1/6, 1/17, то для комбинированной системы при $T_{из} = T_{сд}$ они составляют соответственно 1, 1/2, 1/4.

2. **Вынужденные колебания комбинированной системы:** Уравнения вынужденных колебаний комбинированной системы при сейсмических воздействиях будут:

$$\begin{aligned} &k'FG\frac{\partial y_1}{\partial x^2} - \frac{q_1}{g}\frac{\partial^2 y_1}{\partial t^2} = \frac{q_1}{g}\frac{\partial^2 y_0}{\partial t^2} \\ &EI\frac{\partial^4 y_2}{\partial x^4} + \frac{q_2}{g}\frac{\partial^2 y_2}{\partial t^2} = \frac{q_2}{g}\frac{\partial^2 y_0}{\partial t^2} \end{aligned} \tag{12.61}$$

где, $y''_0(t)$-ускорение колебания грунта (акселерограмма землетрясения). Решение уравнений (12.61) ищем в виде [131]

$$\begin{aligned} y_1(x,t) &= \sum_{i=1}^{\infty} Y_{1i}(x)\Phi_i(t) \\ y_2(x,t) &= \sum_{i=1}^{\infty} Y_{2i}(x)\Phi_i(t) \end{aligned} \tag{12.62}$$

где $Y_{1i}(x)$ и $Y_{2i}(x)$ удовлетворяют уравнениям (12.42). Подставляя (12.62) в (12.61) и учитывая (12.42) и (12.43) получим

$$\sum_{i=1}^{\infty}\frac{q_1}{g}Y_{1i}\left(\Phi''_i+\omega_i^2\Phi_i\right)=y''_0(t)\frac{q_1}{g}$$
$$\sum_{i=1}^{\infty}\frac{q_2}{g}Y_{2i}\left(\Phi''_i+\omega_i^2\Phi_i\right)=y''_0(t)\frac{q_2}{g} \qquad (12.63)$$

Умножая первое уравнение системы (12.63) на $Y_{1к}$ а второе на $Y_{2к}$, прибавляя друг к другу и интегрируя правую и левую части полученной суммы от 0 до l получим:

$$\sum_{i=1}^{\infty}\left(\Phi''_i+\omega_i^2\Phi_i\right)\int_0^l\left[\frac{q_1}{g}Y_{1i}Y_{1k}+\frac{q_2}{g}Y_{2i}Y_{2k}\right]dx=$$
$$=y''_0(t)\left[\int_0^l\frac{q_1}{g}Y_{1k}dx+\int_0^l\frac{q_2}{g}Y_{2i}dx\right] \qquad (12.64)$$

На основании условия взаимности виртуальных работ (теорема Бетти) легко доказать, что

$$\int_0^l\frac{q_1}{g}y_{1k}y_{1k}dx+\int_0^l\frac{q_2}{g}Y_{2k}Y_{2k}dx=0 \quad \text{при } i\neq k=1,2... \qquad (12.65)$$

Равенство (12.65), которое фактически является условием ортогональности собственных функций комбинированной системы легко доказать на основании граничных условий (12.45). В силу (12.65) из (12.64) получим

$$\Phi''_k(t)+\omega_k^2\Phi_k(t)=y''_0(t)W_k$$
$$W_k=\frac{\int_0^l q_1Y_{1k}dx+\int_0^l q_2Y_{2k}dx}{\int_0^l q_1Y_{1k}^2dx+\int_0^l q_2Y_{2k}^2dx} \qquad (12.66)$$

Решение уравнения (12.66) будет:

$$\Phi_k(t)=-\frac{W_k}{\omega_k}\int_0^t y''_0(\xi)\sin\omega_k(t-\xi)d\xi \qquad (12.67)$$

Таким образом, перемещения сдвигаемого здания и изгибаемой стойки при землетрясении с акселерограммой $y''_0(t)$ будут:

$$y_1(x,t)=\sum_{i=1}^{\infty}\eta_{1i}(x)\frac{1}{\omega_i}\int_0^t y''_0(\xi)\sin\omega_i(t-\xi)d\xi$$
$$y_2(x,t)=\sum_{i=1}^{\infty}\eta_{2i}(x)\frac{1}{\omega_i}\int_0^t y''_0(\xi)\sin\omega_i(t-\xi)d\xi \qquad (12.68)$$

где

$$\eta_{1i}(x)=W_k Y_{1i}(x), \qquad \eta_{2i}(x)=W_k Y_{2i}(x). \qquad (12.69)$$

С учетом затухания колебаний по эквивалентной гипотезе Фойгта с декрементом затухания δ для всей системы уравнения (12.16) примут вид [108]

$$y_1(x,t)=\sum_{i=1}^{\infty}\eta_{1i}(x)\frac{1}{\omega_i}\int_0^t e^{-\frac{\delta}{T_1}(t-\xi)}y''_0(\xi)\sin\omega_i(t-\xi)d\xi,$$
$$y_2(x,t)=\sum_{i=1}^{\infty}\eta_{2i}(x)\frac{1}{\omega_i}\int_0^t e^{-\frac{\delta}{T_2}(t-\xi)}y''_0(\xi)\sin\omega_i(t-\xi)d\xi, \qquad (12.68a)$$

Поперечная сила для основного здания будет

$$Q_1(x,t)=k'FG\frac{\partial y_1(x,t)}{\partial x} \qquad (12.70)$$

которая после ряда преобразований получит следующий окончательный вид

$$Q_1(x,t)=\frac{q_1 l}{g}\sum_{i=1}^{\infty}f_{1i}^{c}(x)\tau(T_i,t) \qquad (12.71)$$

где

$$f_{1i}^{c}(x)=\frac{W_i}{\lambda_{1i}l}\cos\lambda_{1i}\frac{x}{l} \qquad (12.72)$$

а через $\tau(T_i,t)$ обозначен спектр реакции (ускорения) землетрясения

$$\tau(T_i,t)=\frac{2\pi}{T_i}\int_0^t e^{-\frac{\delta}{T_i}(t-\xi)}y''(\xi)\sin\frac{2\pi}{T_i}(t-\xi)d\xi_0 \qquad (12.73)$$

Для сравнения приведем значения функции $f_{1i}(x)$ для трех случаев: обычного консольного сдвигаемого здания $f_{1i}^{a}(x)$, для сдвигаемого здания но с опертым верхним концом (12.25) $f_{1i}^{б}(x)$ и для случая соединения верха с консольным сооружением с периодом $T_{из}$ $f_{1i}(x)$ по формуле (12.72):

$$f_{1i}^{а}(x)=\frac{8}{\pi^2(2i-1)}\cos\frac{2i-1}{2l}\pi x$$

$$f_{1i}^{б}(x)=\frac{4}{\pi^2 i}\cos\frac{i}{l}\pi x \qquad i=1,2,3... \qquad (12.74)$$

$$f_{1i}^{в}(x)=\frac{w_i}{\lambda_{1i}l}\cos\lambda_{1i}\frac{x}{l}$$

Таблица 12.3. Значение коэффициентов $f_{1i}^{а}$, $f_{1i}^{б}$ и $f_{1i}^{в}$

x/l	$f_{11}^{а}$	$f_{11}^{б}$	$f_{11}^{в}$	
			$T_{из}/T_{сд}=0.2$	$T_{из}/T_{сд}=0.15$
0	0.8106	0.4053	0.4660	0.4367
0.1	0.8006	0.3854	0.4436	0.4155
0.2	0.7709	0.3279	0.3788	0.3539
0.3	0.7222	0.2382	0.2777	0.2580
0.4	0.6557	0.1253	0.1501	0.1369
0.5	0.5732	0	0.0080	0.002
0.6	0.4764	-0.1253	-0.1348	-0.1319
0.7	0.3680	-0.2382	-0.2647	-0.2537
0.8	0.2505	-0.3279	-0.3693	-0.3509
0.9	0.1268	-0.385	-0.4385	-0.4139
1.0	0	-0.4053	-0.4657	-0.4367

В таблице 12.3 для сравнения приведены значения, $f_{1i}^{а}(x)$, $f_{1i}^{б}(x)$ $f_{1i}^{в}(x)$ первой форме колебания при $T_{из}/T_{сд}=0.2,0.15$

Данные таблицы 12.3 тоже *подтверждают*, что при соединении к основному каменному зданию до 4-5 этажей дополнительного сооружения с параметрами $T_{из}/T_{сд}\le 0.2$, или $EI/k'FG\ge 30l^2$ комбинированной системы, здание будет работать как брус с верхним опертым концом, что приведет к понижению уровня сейсмических инерционных сил (за счет уменьшения как $\tau_{ma}(T_1)$ так и $f_{11}^{в}$) приблизительно в 2.5 раза по сравнению с той же величиной первоначальной системы. Для рассмотренного в 10-ой главе 5-этажного конкретного каменного здания серии 1-450-2 (рис. 10.15) с периодом основного тона $T_1^{а}=0.342$ сек на основании приведенных выше формул (12.70)-(12.74) и пользуясь выражением для определения величин сейсмических сил по нормам РА по первой форме колебания:

$$Q_{11}^{c}(x,t)=\frac{q_1 l}{g} f_{11}^{c}(x) A k_0 \beta_{11}^{c}(T_1) \qquad (12.71a)$$

для грунтов II категории, при различных отношениях $T_{из}/T_{сд}$ полученные значения коэффициентов уменьшение поперечной силы на уровне первого этажа приведены в таблице 12.4.

Таблица 12.4. Коэффициенты уменьшения сейсмической нагрузки (усиления) Q_{11}^{a}/Q_{11}^{c}

$T_{из}/T_{сд}$	$T_{1зд}^{a}$(сек)	$\beta_{11зд}^{a}$	T_{11}^{c}(сек)	β_{11}^{c}	$\beta_{11}^{a}/\beta_{11}^{c}$	Q_{11}^{a}/Q_{11}^{c}
0.05	0.342	2.5	0.171	1.855	1.347	2.68
0.1	0.342	2.5	0.171	1.855	1.347	2.61
0.15	0.342	2.5	0.171	1.855	1.347	2.49
0.2	0.342	2.5	0.173	1.865	1.34	2.33
0.25	0.342	2.5	0.174	1.87	1.336	2.14
0.3	0.342	2.5	0.177	1.885	1.326	1.91
0.4	0.342	2.5	0.186	1.93	1.295	1.52
1	0.342	2.5	0.34	2.5	1	0.856

На рисунке 12.9 показана графическая зависимость коэффициента усиления от отношения периодов свободных колебаний основного здания $T_{сд}$ и дополнительного сооружения $T_{из}$ при расчете по нормам РА [204].

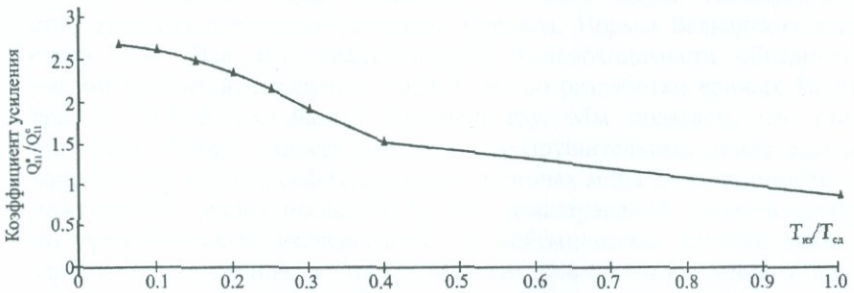


Рис. 12.9. Зависимость коэффициента усиления от отношения периодов свободных колебаний основного здания $T_{сд}$ и дополнительного сооружения $T_{из}$.

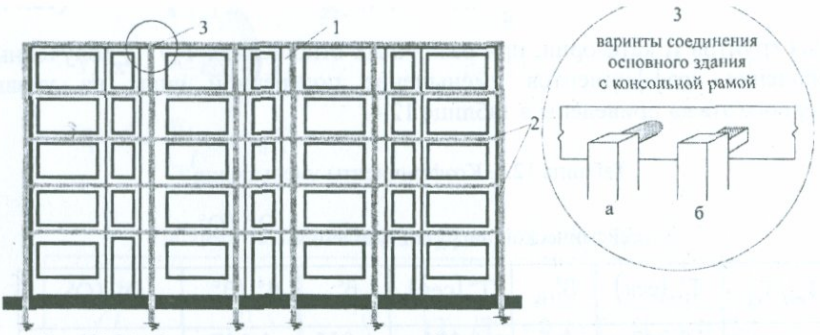


Рис. 12.10. Возможные варианты устройства дополнительного сооружения в виде плоской рамы.
1-основное здание, 2-дополнительное сооружение
ж/б или металлической рамы, 3-вариант закрепления здания рамой,
а-жесткое соединение посредством металлических стержней, б-податливое соединение посредством резино-металлических подушек.

Примерная схема пятиэтажного консольного сооружения в виде плоской пятиэтажной рамы для усилений 5-этажных каменных зданий серии 1-450-2 с высотой этажа 2.8 м и длиной 42 метров показано на рисунке 12.10. Для увеличения жесткости рамы были рассмотрены также варианты ужесточения узлов рамы специальными вутами, которые как показали расчеты, могут существенно увеличить жесткость рамы и до двух раза уменьшить период свободных колебаний консольной рамы.

Глава 13. ДОПОЛНЕНИЯ

13.1. Об основных концепциях по разработке единых международных норм по сейсмостойкому строительству [134, 205]

В настоящее время в разных сейсмоактивных странах мира действуют разные национальные нормы проектирования, несмотря на то, что в основе всех норм лежат одни и те же явления природы: колебания грунтов при землетрясениях и реагирование различных сооружений на эти специфические возмущения. Сопоставление норм разных стран приводит к существенным их расхождениям как в количественном отношении, так и по тем предпосылкам, на основании которых они были разработаны. Такое положение нам кажется неестественным. По нашему мнению оно вызвано отсутствием полноценной взаимной информации между специалистами разных стран, особенно в период 1950-1970 годов, когда начались интенсивные научные исследования по разработке национальных норм по сейсмостойкому строительству. Оно является также следствием стремления к национальной престижности разработчиков национальных норм. Немалую роль здесь играли также экономические аспекты сейсмостойкого строительства и структура общественно-государственного строя данной страны. Конечно, нормы сейсмостойкого строительства должны учитывать локальные геолого-тектонические условия и фактическую статистику происшедших слабых и сильных землетрясений на территории данной страны, Однако, отражение в национальных нормах даже этих специфических особенностей не должно привести к столь большим расхождениям, которые имеют место в нормах более 50 сейсмоактивных стран мира [237]

В последние годы появились проекты Норм сейсмостойкого строительства отдельных регионов: Еврокод, Нормы Балканских стран, стран СНГ. Все это свидетельствует о необходимости объединения усилий ученых и инженеров мира, с целью разработки единых Норм и правил по сейсмостойкому строительству. Мы полагаем, что статистические наборы записей сильных и разрушительных землетрясений, накопленные во всех сейсмоактивных регионах мира за последние 50 лет, инженерный анализ последствий этих землетрясений, теоретические и экспериментальные исследования по сейсмическим воздействиям на здания и сооружения, а также мировой опыт сейсмостойкого строительства позволяют уже сейчас приступить к разработке таких международных норм по сейсмостойкому строительству.

Ниже излагаются те основные концепции, которые, по нашему мнению, могут быть приняты за основу при разработке единых международных норм по сейсмостойкому строительству.

Сейсмическое районирование-зонирование. Естественно, что в основе норм сейсмостойкого строительства должна лежать карта общего сейсмического районирования данной страны. Нормы всех стран мира в принципе должны отличаться только картами сейсмического районирования. Естественно, периодически, по мере накопления данных и с учетом новых землетрясений, эти карты должны пересматриваться. Главный вопрос заключается в том, на каких принципах должны быть составлены национальные карты сейсмического районирования и какими основными количественными параметрами снабжены. Уровень сейсмической опасности оценивается по частоте повторения сильных землетрясений и по геодинамическим и тектоническим условиям региона. Чем длиннее период времени, за который имеются сведения о землетрясениях на данной территории, тем, естественно, достовернее будет уровень прогноза сейсмической опасности. Для некоторых регионов такие статистические сведения имеются более чем за 2000 лет, для других менее чем за 100 лет.

С другой стороны обычные здания и сооружения возводятся со сроком существования не более, чем 50-100 лет. Поэтому при разработке национальных карт сейсмического районирования должны быть учтены периоды повторяемости сильных землетрясений на территории данной страны и сроки службы сооружений. Вероятность P превышения данной интенсивности I_t в течение t лет при ее повторяемости T лет (т.е. за это время произойдет хотя бы одно землетрясение интенсивностью I_t) составляет (в процентах)

$$P = \left(1 - e^{-t/T}\right) \cdot 100 \cdot \qquad (13.1)$$

В табл. 13.1 вычислены значения вероятности P при различных сроках службы сооружения t и повторяемости T землетрясений данной интенсивности.

Таблица 13.1. Вероятности превышения P (в %)

Срок службы сооружения **t** лет	Повторяемость землетрясения **T** лет			
	250	500	1000	2000
50	18	**10**	**5**	**2.25**
100	33	18	**10**	**5**
150	45	26	**14**	**7**
200	55	33	18	**10**

Примечание: Жирными цифрами в таблице показаны наиболее благоприятные сочетания между сроком службы сооружения и повторяемостью землетрясения данной интенсивности.

Чем меньше время повторяемости землетрясения данной интенсивности и длиннее срок службы сооружения, тем больше уровень сейсмической опасности и величина сейсмического риска. При периоде

повторяемости землетрясения данной интенсивности в среднем один раз за 500 лет вероятности превышения этой интенсивности в течение 50 или 100 лет, примерно равны, соответственно 10 и 20%, что можно считать приемлемым с точки зрения безопасности и экономической эффективности обычного гражданского и промышленного строительства.

На наш взгляд, карты зонирования всех стран должны иметь идентичную структуру: территория страны должна быть разделена на небольшое число (2-5) сейсмоопасных зон; каждой зоне должны быть приписаны определенные параметры, характеризующие наиболее вероятный для заданного интервала времени уровень сейсмической опасности, обусловленный сейсмическим режимом данного региона и сопредельных (20-30км) территорий. Ясно, что чем большую и сложную территорию в геолого-тектоническом отношении занимает данная страна, тем больше должно быть число зон.

Во время землетрясения на здания и сооружения кроме ***постоянных*** (собственный вес) и ***временных*** (вес всего содержимого здания, снега, ветровое давление) действуют и так называемые ***сейсмические нагрузки***. На самом деле это не нагрузка (сила) в прямом смысле. Когда грунт под сооружением движется, оно из-за инерции отстает от грунта и изгибается. Это похоже на действие на сооружение горизонтальных сил, перпендикулярных к его оси. Значения этих сил обусловлены величиной ускорения грунта жесткостью и массой сооружения. Все нагрузки, кроме сейсмической, создают прямое физическое воздействие и имеют постоянное направление. Сейсмическая нагрузка имеет ***инерционно-динамический знакопеременный характер*** и действует только в течение землетрясения. Поэтому параметры, характеризующие уровень сейсмической опасности данной зоны, обусловливаются в первую очередь величинами горизонтальных (вертикальных, вращательных) ***ускорений движения грунта и их изменения во времени***.

Наибольшую полноценную информацию об этом параметре содержат трехкомпонентные акселерограммы сильных землетрясений. Обоснованный их выбор для любой строительной площадки данной зоны требует их наличия в большом количестве за длительный период наблюдений. Поэтому для упрощения задачи степень сейсмической опасности данной зоны можно характеризовать через максимальное значение горизонтального ускорения А грунтов. При этом могут быть использованы ценные материалы, систематизированные Амбрасейсом и Боммером для Европы, Джонером и Буром для Америки и Фукушима и Танака для Японии по зависимости максимальных ускорений грунта от магнитуды землетрясения и эпицентрального расстояния [156, 157, 177, 189].

Что касается частотного состава ускорения грунта, то он обусловлен, в основном, грунтовыми условиями площадки строительства и учитывается через форму спектра реакции, о которой будет сказано ниже.

Целесообразно установить, какое минимальное значение величины ускорения грунта можно принять за пороговое, меньше которого оно уже не представляется опасным для сооружений. Это пороговое значение ускорения грунта должно быть одинаковым для всех национальных норм сейсмостойкого строительства. По нашему мнению, пороговое значение ускорения грунта не должно быть меньше чем 0.075g. Что касается установления максимального значения ускорения грунта, то в этом вопросе встречаются значительные затруднения. Дело в том, что за последние годы было зарегистрировано большое количество сильных землетрясений с максимальным ускорением грунта больше чем 1g. При известном Японском землетрясении 11 марта 2011 года максимальное горизонтальное ускорение грунта достигло 2,7g причем не в эпицентральной зоне. В 1990-1999 годах в пределах международной программы «Глобальная оценка сейсмической опасности земли» под эгидой ЮНЕСКО была составлена карта глобальной сейсмической опасности земли, которую можно принимать за основу для всех стран.

Поэтому не менее важным является также установление наибольшего значения А ускорения грунта для территории данной страны. Большую пользу в этом деле, в первую очередь, окажут исторические сведения о последствиях прошлых землетрясений, национальные службы регистрации сильных движений грунта и соответствующие банки данных прошлых землетрясений данного региона. На картах сейсмического районирования целесообразно указать также расположение активных разломов, параметры, при наличии которых их можно принимать активными, а также рекомендации по установлению уровня сейсмической опасности территорий вдоль них и при удалении от них. Такие рекомендации имеются в Американских нормах [249]. Разработка карт сейсмического районирования страны является одним из основных и ответственных разделов норм сейсмостойкого строительства. К этим работам целесообразно привлекать не только ведущих сейсмологов, геофизиков, геологов данной страны, но и ведущих специалистов мира. В принципе, карты сейсмического районирования всех стран могли быть разработаны единой международной группой ведущих специалистов мира под эгидой Международной Ассоциации по сейсмостойкому строительству.

Учет влияния грунтовых условий Грунтовые условия оказывают существенное влияние на сейсмостойкость зданий и сооружений и поэтому Нормы должны содержать рекомендации по их учету. Причем, влияние грунтов не должно носить национальный характер, так как мы имеем дело с грунтами одной и той же планеты Земли.

Анализ результатов записей землетрясений показывает, что величины горизонтальных, вертикальных и вращательных перемещений, скоростей и ускорений грунта, при прочих равных условиях, существенно зависят от силы сотрясения грунта и от геологического разреза места регистрации, физико-механических, прочностных, деформационных,

акустических свойств залегающих пластов. При слабых сотрясениях влияние грунтовых условий больше, чем при сильных. Кроме того, анализ результатов последствий землетрясений показывает, что в зависимости от грунтовых условий и конструктивного решения сооружения, их повреждения обусловлены или осадками, наклонами и опрокидыванием, или образованием трещин и повреждений во всем объеме сооружения. Все эти обстоятельства должны найти отражение в Нормах как в виде количественных коэффициентов, так и в виде принципов проектирования.

С этой целью целесообразно грунты данной зоны подразделять минимум на 4 категории: скальные, средние (полускальные), рыхлые и мягкие. Здесь главная задача - на основании каких количественных параметров строительной площадки производить такое разделение? Существующие способы для такого разделения грунтов, в основном, ограничиваются только их описанием без указания мощностей, прочностных показателей, величин скоростей распространения продольных и поперечных волн. Задача определения категории грунта существенно затрудняется особенно для неоднородных оснований, состоящих из нескольких пластов с мощностью H_k, плотностью ρ_k и модулем сдвига G_k от самых твердых до самых мягких.

Главную роль в передаче энергии сейсмических волн сооружению, играет верхний поверхностный слой грунта, на который опирается фундамент. С другой стороны, кинематические параметры верхнего слоя, в свою очередь, обусловлены физико-механическими и акустическими свойствами нижележащих слоев. Здесь возникает естественный вопрос: до какой глубины H грунта нижележащие слои оказывают ощутимое влияние на амплитуду и частоту ускорения верхнего слоя. Для скальных грунтов значение H можно принимать в пределах 30-50 м, а для аллювиальных грунтов до уровня коренных пород - от 10 до 300 и более метров. Поэтому категоричность грунта, как интегральную его характеристику, целесообразно установить по величине преобладающего периода основной формы колебания T_{01} всей неоднородной толщи мощностью H, так как на ее формирование влияют как плотностные и прочностные характеристики, так и мощности слоев. Величину T_{01} можно определить по формуле

$$T_{01} = \frac{4H}{\overline{V}_s},$$

$$\text{где-}\ \overline{V}_s = \frac{\sum_{k=1}^{n} H_k}{\sum_{k=1}^{n} \frac{H_k}{V_{sk}}} \quad \text{или} \quad \overline{V}_s \approx \sqrt{\frac{\sum_{k=1}^{n} G_k H_k}{\sum_{k=1}^{n} \rho_k H_k}} \qquad (13.1)$$

Методы точного определения значения T_{01} были рассмотрены в разделе 1.6. Значение T_{01} можно установить также экспериментально,

путем спектрального анализа микроколебаний грунта, зарегистрированных высокочувствительной аппаратурой на строительной площадке.

Следующим шагом по уточнению влияния грунтовых условий является установление количественных коэффициентов k_0, корректирующих значения максимальных расчетных ускорений грунта $A_{max}k_0$ данной зоны, в зависимости от категории грунта. Для этого необходимо обобщение акселерограмм сильных землетрясений, зарегистрированных на одинаковых эпицентральных расстояниях, но на разных грунтах. Такие данные в достаточном объеме накоплены во время сильных землетрясений в Сан-Фернандо (1971), Лома-Приета (1989), Каширо-Оки (1993), Нортридже (1994) и Кобе (1995).

Один из вариантов разделения грунтов на категории по величине T_{01} и значения коэффициента грунтовых условий ко приведены в таблице 1.14, а варианты значений коэффициента грунтовых условий k_0 в таблицах 1.15 и 1.18. Более подробное описание роли грунтовых условий при сейсмических воздействиях было приведено в разделе 1.11.

Для понижения вероятности возникновения резонанса целесообразно в стадии проектирования соблюдение одной из следующих условий

$$T_1 > 1.5T_{01} \text{ или } 1.5T_1 < T_{01}\ , \qquad (13.2)$$

где T_1 - основной период собственных колебаний надземного сооружения.

Грунтовые условия существенно влияют также на величину максимального перемещения грунта длительность и спектральный состав движения грунта. Их учет целесообразно включать в разделы Норм по определению величин инерционных сил, так как, чем длительнее время сотрясения грунта, тем большая вероятность возникновения резонансных явлений и накопления повреждений. (см, табл. 1.19)

Определение величин инерционных (сейсмических) сил Следующий основной раздел Норм должен быть посвящен вопросам определения величин сейсмических инерционных воздействий (горизонтальных, вертикальных и крутильных) на здания и сооружения, которые предполагается возвести в данной сейсмической зоне с конкретными грунтовыми условиями. В том числе для зданий и сооружений с системой сейсмоизоляции. Этот раздел Норм также должен быть интернациональным, так как в его основе лежат общеизвестные законы механики и теории колебаний. Однако, и здесь обнаруживаются большие расхождения в действующих нормах по сейсмостойкому строительству большинства стран мира. Нам кажется, что причиной этого обстоятельства является то, что составители норм, стремясь как можно больше облегчить работу проектировщика, слишком упрощают действительную задачу. В результате получаем не соответствующие действительности различные расчетные модели сейсмического воздействия и сооружений. Таким образом, основным стержнем этого раздела Норм должен быть выбор реальной расчетной модели

сооружения.

Конечно, обычные здания и сооружения в целом представляют собой довольно сложные пространственные механические системы, из-за непростой геометрии в плане и в вертикальных разрезах, наличия большого количества оконных, дверных проемов, перегородок, лестниц и внутреннего оборудования. Но все же, они представляют из себя механические системы с распределенными и сосредоточенными массами, соединенные между собой определенными связями, имеющие определенные упругие и упруго-пластические характеристики. Сложный пространственный характер имеют также перемещения и ускорения грунта. Поэтому такая общая постановка задачи не только может привести к сложным математическим выражениям для вычисления значений инерционных сейсмических сил, но и к существенному снижению степени точности расчета, из-за невозможности учета всех факторов. С целью устранения этого, Нормы должны вводить определенные ограничения на геометрию и форму сооружения. Предпочтение следует отдать симметричным формам и равномерному распределению жесткостей и масс. Здания и сооружения сложной геометричекой формы конструктивными рекомендациями должны быть сведены к более простым формам. С другой стороны современные компьютерные программы позволяют провести расчет конструкции любой сложной конфигурации, в случае их архитектурно-общественной необходимости.

Следующий аспект проблемы - при каких колебаниях сооружения произвести подбор сечений его несущих элементов: при упругих или упруго-пластических с повреждениями. Ясно, что колебания сооружений из традиционных строительных материалов всегда имеют нелинейный характер. Они часто сопровождаются отдельными локальными трещинами и повреждениями, неопасными для целостности и сохранения самого сооружения и находящихся в них людей. Поскольку такие повреждения не только неизбежны, но и до определенного уровня целесообразны с экономической точки зрения, нормы должны содержать соответствующие рекомендации по этим аспектам. Исходя из этого, целесообразно нормативную инерционную нагрузку для зданий и сооружений рассчитать в предположении их упругой работы и жесткого защемления в грунт, а учет нелинейных колебаний, допустимых повреждений и эффекта взаимодействия между грунтом и сооружением, произвести косвенно - при выборе размеров сечений несущих элементов, путем уменьшения или увеличения величин упругих усилий через соответствующие коэффициенты, которые в разных странах обозначается и назначаются по разному: ***коэффициент допустимых повреждений – damageable, коэффициент податливости –ductility и коэффициент понижения- reduction***. В предположении упругой работы конструкции горизонтальные, вертикальные и крутильные колебания грунта и

сооружения можно рассматривать раздельно. Эффекты, связанные с их взаимовлияниями, также учитываются косвенно - путем введения обоснованных поправочных коэффициентов.

Для линейных (упругих) расчетных моделей определение значений инерционных сил при произвольной акселерограмме землетрясения A(t) (горизонтальной, вертикальной и вращательной) на уровне k по высоте *сооружения выражается через произведения массы* m_k, *формы* собственных колебаний η_{ki} и общеизвестный спектр реакции $\tau(T,n)$. Поскольку из этих трех параметров только спектр реакции $\tau(T,n)$связан с факторами сейсмических зон и грунтовых условий, его, на наш взгляд, следует разбить на три отдельных компонента: 1) характеризующий максимальное ускорение грунта данной зоны A_{max}, 2) корректирующий это максимальное ускорение в зависимости от категории грунтов безразмерным коэффициентом k_0 и 3) безразмерными зависимостями $\beta(T)$ отношения максимального ускорения сооружения с периодом свободных колебаний T и коэффициентом критического затухания п к максимальному ускорению грунта:

$$\beta(T,п)=\tau(T,п)/A_{max}.$$

Иными словами сейсмическая инерционная нагрузка по i-ой форме колебания в точке k, где сосредоточена масса m_k, представляется общей формулой:

$$S_{ki} = m_k \eta_k A_{max} k_0 \beta(T_i),$$

$$\eta_{ki} = \frac{C_{ki}\sum_{j=1}^{n} m_j C_{ij}}{\sum_{j=1}^{n} m_j C_{ij}^2} \qquad (13.3)$$

$$\beta(T,n) = \frac{\frac{2\pi}{T}\int_0^t e^{-n(t-u)} A(u)\sin\frac{2\pi}{T}(t-u)du}{A_{max}}$$

где C_{ki} *- амплитуда свободных колебаний сооружения по i- ой форме* в точке k.

Произведение

$$\eta_{ki} A_{max} k_0 \beta_i(T_i) \qquad (13.3а)$$

представляет из себя ускорение сооружения в точке k по i-ой форме колебания, где сосредоточена масса m_k.

О принципах, связанных с установлением величин A и k_0, речь шла в предыдущих разделах. Что касается зависимостей $\beta(T,n)$, то, на наш взгляд в настоящее время в достаточном количестве накоплены записи акселерограмм сильных землетрясений, и на их основе построены спектры реакций для обоснованного выбора нормативных зависимостей

$\beta(T)$. На основании анализа спектра реакций, построенных по акселерограммам различных землетрясений, записанных в различных грунтовых условиях в разных сейсмических регионах зависимость динамического коэффициента $\beta(T)$ обобщенно можно представил в виде трех отрезков: восходящей от 1 прямой, постоянной горизонтальной прямой и нисходящей более пологой кривой:

$$\beta(T)=1+\frac{T}{T_a}(\beta_{max}-1) \quad \text{при} \quad 0<T<T_a$$

$$\beta(T)=\beta_{max} \quad \text{при} \quad T_a<T<T_b \qquad (13.4)$$

$$\beta(T)=\left(\frac{T_b}{T}\right)^{\nu}\beta_{max} \quad \text{при} \quad T>T_b$$

Степень затухания и их различия, связанные с видом материала или конструктивной схемы в явном виде не входят в (13.4). Для конструкций с $n\neq5\%$ коэффициент $\beta(T,n)=\beta(T,5)\left(\frac{5}{n}\right)^{0.4}$, для n от 2% до 30%. Для материалов с низкой степенью затухания (стальные конструкции) и меньшим разбросом прочностных характеристик, и материалов с высокой степенью затухания (железобетонные и каменные конструкции) и высоким разбросом прочностных показателей, можно считать, что влияния этих факторов при n=5% взаимно уравновешиваются. Кроме того, для гибких систем с периодом собственных колебаний T>1.0с и грунтов I и II категории ординаты спектров реакции почти не зависят от уровня затухания. Весь вопрос заключается в выборе единых значений для параметров β_{max}, ν, T_a и T_b k_0и в зависимости от категории грунтов. В настоящее время в национальных нормах по сейсмостойкому строительству значения этих параметров почти стабилизировались и изменяются в узких пределах. Например, для грунтов II категории они имеют значения:

$$\beta_{max} \sim 2.5\div3.0$$

$$\nu \sim 2/3,\ 1.0$$

$$T_a \sim 0.2\div0.4,\ \text{сек}, \qquad T_b \sim 0.6\div0.7,\ \text{сек},$$

$$k_0 \sim 1.0\div1.2$$

По нашему убеждению, эти параметры не зависят от национальных условий страны и должны быть едиными для всех сейсмических регионов мира. Причем такие зависимости необходимо установить не только для *горизонтальных компонентов колебания грунта, но и вертикальных и* вращательных. Но задача определения величин сейсмических инерционных нагрузок этим полностью не исчерпываются. Дело в том, что при упругих колебаниях величина максимального значения сейсмической инерционной силы на данном уровне сооружения представляет собой:

результат наложения (суперпозиции) аналогичных сил по первым нескольким формам колебаний. Сложность задачи заключается как в установлении минимального числа форм колебаний для различных сооружений, так и в способах суммирования их максимальных значений. В этом вопросе также в последние годы достигнуты значительные успехи. Благодаря исследованиям Н.Ньюмарка, Э.Розенблюэта, Дж.Пезенена, М.Ватабе, А.Тер-Кюрегяна, Е.Вильсона, в настоящее время имеется общее согласие, что для суммирования сейсмических нагрузок по формам колебаний наиболее приемлемым является метод CQC с разновидностями [170, 241]. Согласно CQC расчетные значения поперечных сил, изгибающих моментов, перемещений и перекосов в конструкциях от сейсмических нагрузок в точки k с учетом высших форм колебаний определяются по формуле:

$$N_k = \sqrt{\sum_{i=1}^{n} N_{ki}^2 + \sum_{\substack{j,i=1 \\ i \neq j}}^{n} N_{ki} N_{kj} \rho_{ij}}$$

где N_{ki} и N_{kj} -значения поперечных сил и изгибающих моментов перемещений y_{ki} и перекосов $y_{ki} - y_{ki-1}$ в рассматриваемом уровне k, вызываемых сейсмическими нагрузками по i-ой или j-ой форме колебания соответственно по формуле (13.3), n-число форм колебаний, ρ_{ij} -коэффициенты значения которых в зависимости от периодов T_i и T_j определяются по формуле (11.13) или по табл. 13.2 (для коэффициента затухания n=5%).

Таблица 13.2. Значения коэффициентов корреляции ρ_{ij}

$T_j/T_i\,(T_i/T_j)$	$\rho_{ij} = \rho_{ji}$
1.00	1.00
0.97	0.896
0.95	0.791
0.93	0.681
0.90	0.473
0.85	0.273
0.80	0.166
0.75	0.108
0.70	0.071
≤0.67	0

Взаимодействие между грунтом и сооружением и пространственная работа конструкций. Взаимодействие сооружения с грунтом играет важную роль при сейсмических воздействиях. Оно, кроме указанного выше условия (2) для возможного предотвращения резонанса, может быть учтено путем введения специального коэффициента $k_1<1$, зависящего как от категории грунта, так и от периода свободных колебаний самого сооружения. Сейсмические инерционные силы, вычисленные по формуле (3), получены в предположении колебания

сооружения только по одной составляющей движения грунта. В действительности, колебания грунта и следовательно и сооружения имеют пространственный характер. Кроме того, из-за большой протяженности сооружения (мосты, плотины) его отдельные опоры при нескальных основаниях могут иметь различные колебания, что не только вызовет дополнительные его крутильные колебания, но и значительно изменит значение горизонтальных инерционных сил (3). Эти эффекты подробно изучены многими специалистами и, по нашему мнению, их результаты позволяют ввести в формулу (3) соответствующий коэффициент k_2, значение которого может быть как меньше, так и больше 1.

Анализ большого числа записей трехкомпонентных акселерограмм сильных землетрясений показывает, что вертикальная составляющая движения грунта составляет в среднем 75% величины горизонтальной. Учет такого ускорения приводит к небольшому увеличению размеров сечения несущих элементов в среднем до 10%. Характер динамического коэффициента $\beta(T)$ для вертикальной составляющей грунта отличается от горизонтальной лишь небольшим смещением максимальных значений в сторону малых Т. Вертикальная составляющая должна учитываться при расчете тех элементов, для которых комбинация вертикальных и горизонтальных сил является определяющей (прочность опор мостов и пролетных строений, устойчивость плотин и откосов и др.).

Учет влияния скорости нагружения и малоцикловой усталости. Известно, что прочностные характеристики материалов при однократном воздействии, в зависимости от скорости нагружения, повышаются. С другой стороны, в зависимости от числа циклов знакопеременного нагружения несущая способность заметно снижается (особенно для железобетона). Эти показатели для материалов и конструктивных элементов из этих же материалов существенно отличаются друг от друга. При землетрясениях необходимо исходить из характера работы не материалов, а конструктивных элементов. Исследования динамических моделей с использованием акселерограмм сильных землетрясений показывают, что конструктивные элементы в малоэтажных зданиях с относительно малым значением периода собственных колебаний подвергаются большему числу колебаний с большой скоростью нагружения и наоборот, в многоэтажных гибких сооружениях они подвергаются малому числу колебаний с относительно низкой величиной скорости нагружения. Это позволяет считать, что оба эти фактора - скоростное нагружение (положительный) и малоцикловая усталость (отрицательный) во время землетрясений друг друга компенсируют как для жестких, так и для гибких сооружений.

Допустимые повреждения и надежность ответственных сооружений. Разрушительное землетрясение - сравнительно редкое явление, и требование полной сохранности и целостности сооружения во время землетрясения экономически не выгодно, не говоря уже о том, что в

некоторых случаях оно технически почти неосуществимо. Важно предотвратить такие повреждения, которые могут повлечь за собой несчастные случаи и потребовать непомерно больших расходов на восстановление. С другой стороны, допущение повреждений при землетрясениях связано с определенным риском. Поэтому назначение возможного уровня допустимых повреждений следует производить в разумных пределах, обеспечивающих сохранность жизни людей и дальнейшую надежную эксплуатацию здания после определенных минимальных затрат на его восстановление. Естественно, что для зданий, построенных из металла, железобетона, камня и дерева из-за их разных пластических и адаптационных свойств должны быть предусмотрены разные коэффициенты (уровни) допустимых повреждений $k_3<1$. Для различных конструктивных элементов сооружения (стены, колонны, ригели, узлы сопряжений, стыки, связи) могут быть предусмотрены разные уровни повреждений в зависимости от их роли в общей уязвимости конструкций. По нашему мнению уровни допустимых повреждений для зданий и сооружений одинакового конструктивного решения и функционального назначения для всех стран могут быть одинаковы.

Не все сооружения во время землетрясения должны иметь одинаковый уровень защиты. Разрушение отдельных сооружений, таких как атомные электростанции, плотины, мосты, аэропорты, туннели, здания и сооружения системы жизнеобеспечения, а также сооружения, в которых возможны массовые скопления людей, связаны с большими социально-экономическими потрясениями общества в целом. Поэтому их надежность во время землетрясения должна быть значительно выше, чем, скажем, зданий и сооружений ремонтных мастерских, складских и сельскохозяйственных помещений, отдельных транспортных и мелиоративных сооружений, которые можно проектировать иногда даже без учета сейсмического воздействия. По этим вопросам также необходимо рекомендовать единые коэффициенты ответственности сооружения k_4 (от 0 до 1.5) для всех национальных норм по сейсмостойкому строительству.

Расчетные нормативные значения сейсмических инерционных сил.

Из вышеизложенного следует, что подбор сечений элементов конструкций, их узлов и соединений производится в упругой стадии работы (по несущей способности) в предположении статического действия на уровне k полных инерционных сейсмических нормативных сил по формуле:

$$S_k = k_1 k_2 k_3 k_4 \sqrt{\sum_{i=1}^{n}\sum_{j=1}^{n} \rho_{ij} S_{ki} S_{kj}} \qquad (13.5)$$

Технико-экономическая эффективность сейсмического строительства и уровень сейсмозащиты общества в целом будут обусловлены обоснованным назначением значений коэффициентов k_0, k_1, k_2, k_3 и k_4.

Основные принципы проектирования и конструктивные требования Естественно, Нормы должны содержать также некоторые известные принципы проектирования и конструктивные требования, которые должны быть соблюдены при проектировании, независимо от результатов расчета. Их выполнение, как показывает анализ последствий разрушительных землетрясений, существенно повышает уровень сейсмической безопасности людей и сооружений. К ним относятся, прежде всего соблюдение принципов симметрии и равномерного распределения жесткостей и масс, определенного соотношения геометрических размеров сооружений; ограничения минимальных величин прочностных показателей применяемых материалов; регламентирование способов армирования железобетонных и каменных конструкций, расположения и размеров оконных и дверных проемов и их армирование; крепления самонесущих стен, перегородок, лестничных маршей, дымоходов, парапетов, водопроводных и канализационных труб, домашнего и другого оборудования. Такие рекомендации имеются во многих национальных нормах. Их необходимо всесторонне анализировать и представить в виде единых конструктивных требований для всех сейсмоактивных стран.

Восстановление, усиление и аттестация зданий и сооружений. Уменьшение размеров ущерба, причиняемого землетрясениями обществу, тесно связано также с систематической подготовкой (укреплением) старых застроек, оперативным определением уровня повреждения того или иного объекта непосредственно после землетрясения и работами по быстрому их восстановлению или усилению после землетрясения. После разрушительных землетрясений часто возникают неопределенные ситуации, относительно дальнейшей пригодности к эксплуатации того или иного поврежденного объекта. Нормы в виде приложения к ним, или отдельного раздела должны содержать рекомендации по этим вопросам. Здания и сооружения, получившие несущественные повреждения при расчетных землетрясениях, целесообразно восстановить до их первоначального состояния. С этой целью целесообразно в нормах иметь стандартную шкалу повреждений зданий из различных материалов и конструктивных решений. Причем, желательно чтобы шкала основывалась не только на описании повреждений того или иного элемента сооружения, но и на изменении динамических характеристик всего сооружения из-за повреждений во время землетрясения. С этой целью целесообразно для каждого нового объекта, после завершения его строительства составил, стандартный технический паспорт с краткими сведениями о его конструктивных особенностях и расчетных нагрузках, о грунтовых условиях площадки, а также о величине периода основной формы свободных колебаний Т объекта, установленного путем регистрации его микроколебаний. Сравнение отношений значений периодов неповрежденного и поврежденного объекта может служить дополнительным количественным параметром степени его повреждений.

В заключение еще раз подчеркнем, что основная цель настоящего

дополнения заключается в констатации необходимости разработки единых международных норм по сейсмостойкому строительству. Приведенные выше соображения, аргументы и предложения указывают лишь на возможность начала такого процесса и ни в коем случае не претендуют на их универсальность или законченность.

13.2. Основные положения норм сейсмостойкого строительства республики Армения [127, 201, 129, 138]

В Республике Армения после распада СССР, в одной из первых среди стран СНГ, в 1994 году были разработаны и внедрены национальные нормы по сейсмостойкому строительству СНРА II-2.02-94, с последующей новой редакцией 2006 году СНРА II-6.02-2006. При разработке новых норм учтены уроки и тяжелые последствия Спитакского землетрясения 1988 года, мировой опыт сейсмостойкого строительства и научные достижения в области инженерной сейсмологии и сейсмостойкости сооружений. Нормы СНРА II-2.02.94 существенно отличаются от бывших советских СНиП II-7- 81. В нормах СНРА II-2.02-94 отсутствует понятие балла. Существенно повышен общий уровень сейсмической опасности всей территории республики. Территория республики разделена на три сейсмоопасные зоны - 1 , 2 , 3 с ожидаемым ускорением грунта А соответственно 0.2g, 0.3g и 0.4g), причем зона с ускорением грунта 0.2g составляет всего 15% от всей территории республики. Грунты площадки строительства по сейсмическим свойствам разделены на 4 категории, установление которых производится не только по физико-механическим свойствам грунтов, но и по динамическим характеристикам приповерхностной 30-метровой грунтовой толщи - величинами скоростей распространения волн сдвига V_s и преобладающих периодов колебаний T_0. Выведены новые коэффициенты грунтовых условий k_0, соответственно для грунтов I, II, III и IV категорий (см. табл.1.18). С целью избежания резонансных явлений при землетрясениях, нормы предъявляют требования, чтобы период основного тона свободных колебаний зданий и сооружений T отличался от преобладающего периода грунтовой толщи T_0 не менее чем в 1.5 раза. В нормах были приняты новые очертания динамического коэффициента $\beta(T)$ из трех ветвей для грунтов разной категории с параметрами $\beta(0)=1$, $\beta_{max}=2.5$ и неограниченным нижним пределом $\beta(T)$ для всех категорий грунтов. Принятие значения безразмерного динамического коэффициента $\beta=1$ при, T=0, представляющего из себя отношение максимального ускорения сооружения $\tau(T)$ с периодом T к максимальному значению ускорения грунта А, имеет принципиальное значение, так как сооружения с периодом равным нулю - это нечто иное, как твердое тело защемленный в грунт. Такое тело во время землетрясения будет подвергается, такому-же ускорению, какое грунта. Существенно изменились значения коэффициента повреждаемости k_1, - вместо 0.25 для всех зданий и сооружений по СНиП II-7-81 от 0.3 до 0.7 в зависимости от конструктивного решения и материалов конструкции. Нормы регламентируют также значения допустимых перекосов этажей зданий различных конструктивных

решений. В СНРА II-2.02-94 имеются также отличные от СНиП II-7-81 по учету влияния крутильных колебаний, по учету вертикальной составляющей сейсмического воздействия, по взаимодействию между грунтом и сооружением, по учету влияния высших форм колебаний и др. В отличие от СНиП II-7-81 в СНРА II-2.02-94 введен новый раздел о восстановлении и усиление зданий и сооружений, получивших повреждения во время землетрясения, со специальной шкалой степеней повреждений, на основе которых должны быть осуществлены восстановительные работы и мероприятия по усилению. С этой целью нормы рекомендуют по вновь проектируемы зданиям и сооружениям в обязательном порядке после их возведения, составить специальные технические паспорта с краткими сведениями об их конструктивных особенностях и расчетных нагрузках, грунтовых условиях, а также о величине периода основной формы свободных колебаний объекта, установленной экспериментальным путем.

В 2006 году была разработана новая существенно отличающаяся от разработки 1994 года редакция норм СНРА II-6.02-2006 с добавлением новых разделов по проектированию транспортных и гидротехнических сооружений, а также по проектированию зданий и сооружений с системами сейсмоизоляции. В новой редакции норм сейсмостойкого строительства Армении СНРА II-6.02-2006 произведены следующие основные дополнения и изменения:

1. Учитывая существенную роль активных разломов в деле повышения уровня сейсмической опасности близлежащих к разлому строительных площадок, в сейсмической зоне 3 территории РА ожидаемое ускорение грунта для строительных площадок, находящихся на расстоянии до 10 км от возможных очаговых зон (активных разломов рекомендуется увеличить в 1.2 раза. Такое положение заимствовано из норм сейсмостойкого строительства США (USA. UBC, 1997).

По этим нормам влияние близости строительной площадки к активным разломам учитывается более детально и дифференцированно для 4-й сейсмоопасной зоны территории США: ожидаемым ускорением грунта 0.4g. Разломы подразделяются на три категории - A, B, C, описание и количественные параметры которых приведены в табл.13.2. Влияние близости разлома учитывается путем умножения общей горизонтальной инерционной сейсмической нагрузки на уровне основания сооружения на коэффициент Na (near-source factor - околоочаговый фактор), который в зависимости от категории разлома и расстояния строительной площадки от него (от 2 до 10км) изменяется в пределах от 1.5 до 1.0 (см. табл. 1.16, 1.17, и 1.18).

В связи с этим считаем необходимым к карте сейсмического районирования РА составить специальные крупномасштабные карты-приложения (для каждой области) с указанием мест расположения активных разломов, эпицентров прошлых разрушительных землетрясений, оползневых

территорий и зон разжижения грунтов, участков возможных затоплений в случае обрушения плотин и других небезопасных для строительства территорий.

2. Существенные изменения внесены в процедуры разделения оснований сооружений на категории по сейсмическим свойствам. В случае однородного грунтового разреза площадки строительства категория грунтовых условий площадки строительства принимается по табл.13.3.

Таблица 13.3. Установления категории грунта по значениям V_s и T_0.

Категория грунтов *неоднородных* грунтовых оснований	Значение средней скорости $\widetilde{V}_s$ распространения поперечных волн в пределах всей неоднородной среды H от планировочной отметки до плотных породе $V_S > 800$ м/с , по формуле (1), м/с	Значение преобладающего периода T_0 для всей неоднородной среды H от планировочной отметки до плотных пород, $\widetilde{V}_s > 800$ м/с. сек
I	$\widetilde{V}_s > 800$	$T_0 \le 0.3$
И	$500 < \widetilde{V}_s < 800$	$0.3 < T_0 \le 0.6$
III	$150 < \widetilde{V}_s < 500$	$0.6 < T_0 \le 0.8$
IV	$\widetilde{V}_s < 150$	$T_0 \ge 0.8$

Для более четкого разделения грунтов I и II категории рекомендуется использовать их прочностные характеристики на одноосное сжатие соответственно 15МПа и более для грунтов I категории и меньше 15МПа для грунтов II категории.

Для неоднородного грунтового разреза площадки строительства категория грунтовых условий по сейсмическим свойствам устанавливается по динамическим характеристикам неоднородной грунтовой толщи общей мощностью H согласно табл.13.4. За расчетную категорию по табл.13.4, в зависимости от среднего значения скоростей распространения поперечных волн V_s и преобладающих периодов T_0 грунтовой толщи, принимается категория с большим порядковым номером.

Значения V_s и T_0 определяются *теоретически или экспериментально* в процессе проведения инженерно-геологических изысканий и сейсмологических исследований.

Теоретические значения V_s, и T_0 вычисляются по формулам:

$$\widetilde{V}_S = \frac{\sum_{k=1}^{n} H_k}{\sum_{k=1}^{n} \frac{H_k}{V_{sk}}}, \quad T_0 = \frac{4H}{\widetilde{V}_S}, \tag{13.6}$$

где n - число слоев, $V_{sk} = \sqrt{\frac{G_k}{\rho_k}}$, H_k - мощность k-ого слоя. G_k - модуль сдвига слоя, ρ_k - плотность. Более точное значение T_0 можно

определить методом волновой механики.

При установлении значений $\overline{V}_s$,V_s и T_0 по микросейсмам и взрывам за расчетные значения соответственно принимаются $\overline{V}_s/1.3$ и $1.3T_0$.

3. Значение коэффициента грунтовых условий k_0 (на который умножается ожидаемое ускорение грунта) в новой редакции норм принимается по табл.13.4.

Таблица 13.4. Значение коэффициента грунтовых условий по нормам РА k_0.

Категория грунтов	Значение коэффициента грунтовых условий k_0		
	Сейсмические зоны		
	1	2	3
I	0.7	0.8	0.9
II	1.0	1.0	1.0
III	1.3	1.2	1.1
IV	1.5	1.3	1.0

Они значительно отличаются от значений, приведенных в первой редакции норм, что визвано результатами анализа прямых измерений ускорений скальных и аллювиальных (рыхлых) грунтов при сильных землетрясениях, заимствованных у Х.Б.Сида (H.B.Seed) и И.М.Идриса (I.M.Idriss) см рис 1.3.2.

Таким образом, в новой редакции норм каждая из трех сейсмических зон имеет свои 4 коэффициента грунтовых условий, и ожидаемые ускорения грунта А для всей территории Армении изменяются в пределах $0.14g < A < 0.44g$ (табл. 13.5)

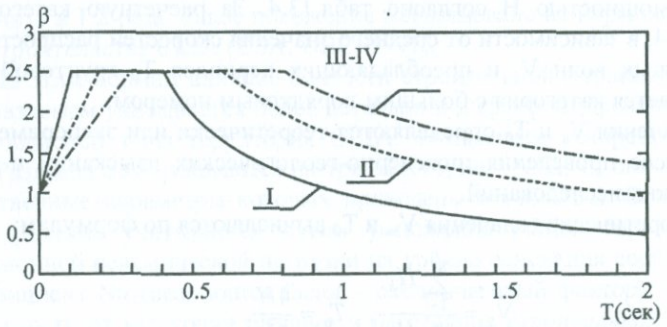


Рис.13.1. Графики коэффициента динамичности β по нормам РА [75].

При проектировании сооружений (атомные и гидроэлектростанции, плотины, водохранилища, большепролетные мосты и эстакады) возникает необходимость дополнительной информации о продолжительности интенсивных колебаний грунтов и их горизонтальных перемещений, о

преобладающих периодах грунтов и о длине поверхностных сейсмических волн для грунтов разной категории.

Таблица 13.5. Значения ускорений грунта по сейсмическим зонам и категориям грунта на территории РА

Категория грунта по сейсмическим свойствам	Значения ускорений грунта в долях g по сейсмическим зонам		
	1	**2**	**3**
I	0.14	0.24	0.36
II	0.20	0.30	0.40
III	0.26	0.36	0.44
IV	0.30	0.39	0.40

В принципе, чем сильнее землетрясение, тем дольше оно длится. Но продолжительность интенсивных колебаний грунта обусловлена также эпицентральным расстоянием.

Eurocode 8 рекомендует следующие продолжительности землетрясений для строительных площадок до 30 км от эпицентра в зависимости от ожидаемого ускорения грунта:

Таблица 13.6. Продолжительность колебаний грунта

Ускорение грунта A в долях g	**0.1**	**0.2**	**0.3**	**0.4**
Продолжительность интенсивных колебаний грунта в **сек**	10	15	20	25

4. Для максимальных перемещений грунта $y_{o\max}$ (в **см**), согласно тем же нормам Eurocode 8 предлагается

$$y_{o\max} = 0.05 A g k_0 T_0 T_d, \qquad (13.7)$$

где значение k_0 принимается по табл.13.3 T_d принимается равным 3.0 сек, а для T_o (преобладающий период колебаний грунта) принимаются

для грунтов I категории 0.3 сек

для грунтов II категории 0.5 сек

для грунтов III категории 0.7 сек

для грунтов IV категории 0.9 сек

В новой редакции норм длина поверхностных поперечных волн λ *регламентируется в следующих диапазонах:*

для грунтов I категории λ>350м

для грунтов II категории 250м<λ<350м

для грунтов III категории 150*м*<λ<250м

для грунтов IV категории λ<100м.

Рекомендуется длину отсека жилых и общественных зданий

принимать не более, чем λ/4. Значения продолжительности интенсивных колебаний грунта, преобладающих периодов и длин сейсмических волн рекомендуется использовать также при генерировании синтетических акселерограмм для данной строительной площадки.

5. В новой редакции норм значительной корректировке подверглись также очертания динамического коэффициента β(Т) для грунтов разной категории. Построенные по зарегистрированным акселерограммам спектры реакций землетрясений показывают, что ординаты β(Т) для грунтов I и II категорий при увеличении Т уменьшаются значительно круче, чем для грунтов III и IV категорий. Кроме того горизонтальный участок β(Т)=const с увеличением категории грунтов удлиняется в сторону больших Т. Поэтому новые очертания β(Т) представлены в виде, показанном на рис.13.1 (для *n*= 5%).

Соответствующие формулы для β (Т) имеют вид (Т в сек.*)*:

Для грунтов I категории

$\beta = 1 + 15T$ при $0<T<0{,}1$

$\beta = 2.5$ при $0.1<T<0{,}4$

$\beta = 1/T$ при $T>0.4$

Для грунтов II категории

$\beta = 1+7.5T$ при $0<T<0.2$

$\beta = 2.5$ при $0.2<T<0.6$

$\beta = 1{,}66/T^{4/5}$ при $T>0.6$

Для грунтов III и IV категорий

$\beta = 1+5T$ при $0<T<0{,}3$

$\beta = 2.5$ при $0.3<T<0.8$

$\beta = 2.15/T^{2}/^{3}$ при $T>0.8$

Значения расчетных горизонтальных сил по-прежнему определяются по формуле

$$S_{ki} = k_1 k_2 k_3 Q_k A k_0 \eta_{ki} \beta_i , \qquad (13.8)$$

где k_1, k_2 и k_3 соответственно являются коэффициентами допустимых повреждений, ответственности объекта и взаимодействия грунтов и сооружений, Q_k нагрузка, вызывающая инерционную силу, сосредоточенная в точке k, η_{ki} - безразмерный коэффициент формы колебания.

В новой редакции дополнительно внесена формула для определения перемещений и перекосов этажей с учетом упруго-пластических деформаций в виде:

$$x_{ki} = 0.8 A g k_0 \eta_{ki} \beta_i \left(\frac{T_i}{2\pi}\right)^2 , \qquad (13.9)$$

$$\Delta_{ki} = x_{k+1i} - x_{ki}$$

Значения коэффициента допустимых повреждений в новой редакции приведены в табл.13.7.

Таблица 13.7. Значения коэффициента допустимых повреждений k_1 по нормам РА

Назначение зданий и сооружений и их конструктивное решение	Значение коэффициента k_1 в зависимости от сейсмических зон		Рекомендуемые значения перекоса этажей
	зоны 1,2	зона 3	
I. Здания и сооружения, в которых повреждения или не упругие деформации не допускаются	1.0	1.0	
2. Жилые, общественные, производственные, сельскохозяйственные здания и сооружения, в которых допускаются повреждения, безопасные для жизни людей и не приводящие к выходу из строя оборудования (конструкции этих зданий после расчетного землетрясения подлежат восстановлению), при их осуществлении из:			
а) металлических конструкций			
- рамный каркас	0.30	0.25	1/150
-рамно-связевой каркас	0.35	0.30	1/200
б) железобетонных конструкций			
-рамный каркас	0.40	0.35	1/200
-рамно-связевой каркас	0.45	0.40	1/300
-с несущими крупнопанельными стенами	0.45	0.40	1/350
-с несущими монолитными стенами	0.45	0,40	1/350
в) каменных и кирпичных стеновых конструкций			
-усиленных железобетонными включениями (комплексные)	0.60	0.55	1/500
-из стеновых крупных блоков	0.65	0.60	1/550
-из искусственных (в том числе кирпичей) и природных камней правильный формы и кладки "мидис"	0.70	0.60	1/600
3. Здания и сооружения со специальными системами сейсмозащиты на уровне фундаментов:			
- при расчете элементов выше системы сейсмозащиты	согласно п.2		
- при расчете системы сейсмозащиты (в том числе резино-металлических подушек) и нижерасположенных элементов, несущих конструкции			
- при коэффициенте затухания сейсмоизоляторов до n=5%	1.0	0.8	
- при коэффициенте затухания сейсмоизоляторов более 10%	0.8	0.6	
При промежуточных значениях n значение коэффициента k_1 определяется по линейной интерполяции.			
4. Здания и сооружения, не указанные в позициях 1-3.	0.20	0.15	

В новою редакцию СНРА внесен также ряд изменений и дополнений, касающихся основных принципов проектирования, обязательных конструктивных мероприятий по жилым, общественным, производственным, транспортным и гидротехническим зданиям и сооружениям. В частности, с целью создания благоприятных условий для упруго-пластической работы конструкции внесены ограничения для величины сжимающей нагрузки в колоннах многоэтажных железобетонных зданий с каркасом от собственного веса конструкции и других вертикальных статических нагрузок в наиболее загруженном сечении (на уровне обреза фундамента). Эта нагрузка в сейсмических зонах 1, 2, 3 не должна превышать соответственно $0{,}9N_R$, $0{,}8\ N_R$ и $0{,}7\ N_R$, где N_R - расчетное значение несущей способности того же сечения при осевом сжатии (без учета работы продольной арматуры).

6. В разделе "Восстановление и усиление зданий и сооружений" ремонтно-восстановительные работы по усилению конструкций зданий и сооружений производятся исходя из повреждений согласно специальной таблицы 13.8.

Введен новый количественный коэффициент оценки сейсмовооруженности конструкций $k_{св}$ в результате ее усиления:

$$k_{св} = \frac{Q_П}{Q_Н}, \quad 0.5 < k_{св} < 1, \tag{13.10}$$

где $Q_П$ - сумма поэтажных сейсмических сил на уровне верха фундамента (поперечная сила), воспринимаемая зданиями и сооружениями в результате усиления ("повышений, сейсмовооруженности"), $Q_Н$ - сумма поэтажных сейсмических сил на том же уровне, определяемая в результате расчета по действующим в РА нормам ("нормативная сейсмостойкость"). Минимальному уровню усиления соответствует значения $k_{св} = 0.5$, максимальному – 1.0. Промежуточные значения $k_{св}$ нормируются в зависимости от функционального назначения и ответственности усиливаемого объекта.

Если, например, требуется определить значения коэффициента $k_{св}$ для объекта, запроектированного по последним советским нормам СНиП II-7-81 то формулу (13.10) можно упростить следующим образом. По СНиП II-7-81значения сейсмических сил определяются по формуле:

$$S^c_{ki} = k^c_1 k^c_2 Q_k A^c \beta^c_i k^c_\psi \eta_{ki}, \tag{13.11}$$

По нормам СНРА II-6.02-2006, S_{ki} определяются по формуле:

$$S^п_{ki} = k^п_1 k^п_2 k^п_3 k_0 Q_k A^п \beta^п_i \eta_{ki}, \tag{13.12}$$

В формулах величины Q_k и η_{ki} принимаем одинаковыми по двум нормам, так как при усилении они изменяются несущественно. Кроме того если допустить, что все Q_k всех этажей в большинстве случаев жилых и общественных зданий почти не отличаются по значениям, то

Таблица 13.8. Шкала повреждений по нормам РА

Степень повреждения	Уровень повреждения	Характерные особенности и количественные показатели повреждения	Увеличение периода колебаний объекта по сравнению с паспортным (неповрежденным), %	Мероприятия по восстановлению и усилению
0	Повреждений нет	- нет повреждений -осыпание чешуек побелки стен и потолка	0	Не требуется
1	Легкие повреждения не несущих элементов	-мелкие трещины (до 0.5 мм) в штукатурке - отпадание кусков штукатурки - тонкие трещины по контуру перегородок и панелей	0-5	Ремонт отделки здания
2	Умеренные повреждения конструкций	-небольшие трещины (0.5-1 мм) в каменных перемычках, простенках, стенах -отпадание облицовки, больших кусков штукатурки на больших участках -трещины до 0.5 мм в несущих железобетонных элементах и выколы бетона вблизи оснований колонн	10-15	Ремонт отделки здания с восстановлением поврежденных элементов
3	Значительные повреждения конструкций	-сквозные, наклонные и диагональные трещины (1-10 мм) в каменных стенах -расслоение кладки в отдельных элементах, не влияющие на пространственную жесткость здания -смещение отдельных плит перекрытий -отдельные трещины в примыканиях наружных и внутренних стен -локальные отколы бетона в шпонках замоноличивания и его раздробление - трещины до 0.5 мм и выколы бетона, оголение арматуры колонн -обвал и наклонение дымоходов, обрушение отдельных участков парапетов	30-40	Временная эвакуация людей для восстановления, усиления или восстановления с усилением и ремонта здания, после чего оно пригодно к дальнейшей эксплуатации
4	Сильные повреждения конструкций	- обрушение наружных самонесущих и частично несущих стен -разрыв антисейсмических поясов и отрыв наружных стен от внутренних - значительные смещения перекрытий и площадок опирания; падение панелей -разрушение значительного количества перемычек и простенков и частично стеновых панелей крупнопанельных зданий, разрушение участков стен монолитных зданий -разрушение бетонов, оголение арматуры, выпучивание продольной арматуры колонн, отрыв закладных деталей	50-100	Немедленная эвакуация людей. Следует произвести снос здания или провести большие восстанотельные работы по его усилению для пригодности к эксплуатации. Вопрос решается для каждого отдельного объекта с учетом технико-экономических и социальных факторов
5	Обрушение	- частичное или полное обрушение здания	-	Снос

отношение k_p реальной сейсмостойкости эксплуатационного объекта по нормам СНиП II-7-81 к его сейсмостойкости по нормам СНРА II-6.02-2006, согласно формуле (13.11) будет:

$$k_p = \frac{0.25k_2^c A^c \beta_1^c}{k_0 k_1'' k_2'' A'' \beta_1'' k_3''},$$

При этом было принято во внимание, что k_1^c, для всех обычных зданий и сооружений равно ≤ 0.25, а коэффициенты $k_\psi \leq 1$. Так как $k_1'' > 0.25$, $k_2'' > k_2^c$, $A'' > A^c$, то коэффициент k_p всегда будет меньше 1. При $k_p \geq 0.5$ объект не подлежит усилению. При $k_p < 0.5$ на уровнях всех этажей необходимо приложить сейсмическую нагрузку равную $0.5\,S_{ki}''$, где S_{ki}'' сейсмическая нагрузка для объекта, подлежащего усилению, по новым нормам СНРА II-6.02-2006 и наметить конструктивные мероприятия по усилению объекта на основе расчета несущей способности всех элементов на новую сейсмическую нагрузку равную $0.5S_{ki}''$.

7. В редакцию СНРА II-6.02-2006, возможно впервые среди норм сейсмоактивных стран, включен новый раздел **«Здания и сооружения с системами сейсмоизоляции».** Метод сейсмоизоляции в ее настоящем содержании предлагался начиная с 60-х годов XX века и получил конкретное применение в строительстве мостов, больниц, административных зданий и при усилении архитектурно-исторических памятников. В настоящее время это метод получил большое распространение во многих сейсмоактивный странах, в том числе и в Армении, благодаря усилиям и исследованиям доктора технический наук М.Г. Мелкумяна, соавтора этого раздела норм. Сущность метода заключается в том, что благодаря существенно малой суммарной жесткости подушек в горизонтальном направлении, *по сравнению с горизонтальной жёсткостью* здания, во время землетрясения изолированное здания перемещается как одно целое тело без образования относительных заметных перекосов этажей. Схемы работы обычных зданий и зданий на *сейсмоизолирующих подушках* наглядно показаны на рисунке 13.2, заимствование из «Seismic isolation, Dynamic Isolation Systems», update, vol.2 №1 spring 1988., Berkeley, CA 94705.

Такой характер поведения сейсмоизолированных зданий был подтверждён во время ряда сильных землетрясений акселерографами, установленные на разных этажах по высоте здания. Акселерографы показали почти одинаковую максимальную величину ускорения на уровнях всех этажей. Опыт землетрясений, в частности землетрясения в Кобе 1995г. (Япония), показал высокую степень сейсмостойкости знаний на сейсмоизоляторах по сравнению с обычными зданиями. И еще одно главное преимущество сейсмоизолированных зданий заключается в том, что их периоды свободных колебаний T и коэффициент затухания n значительно больше, чем у обычных зданий, благодаря чему

динамический коэффициент β(T,n) в формуле 13.3. по определению инерционных сейсмических сил существенно уменьшается.

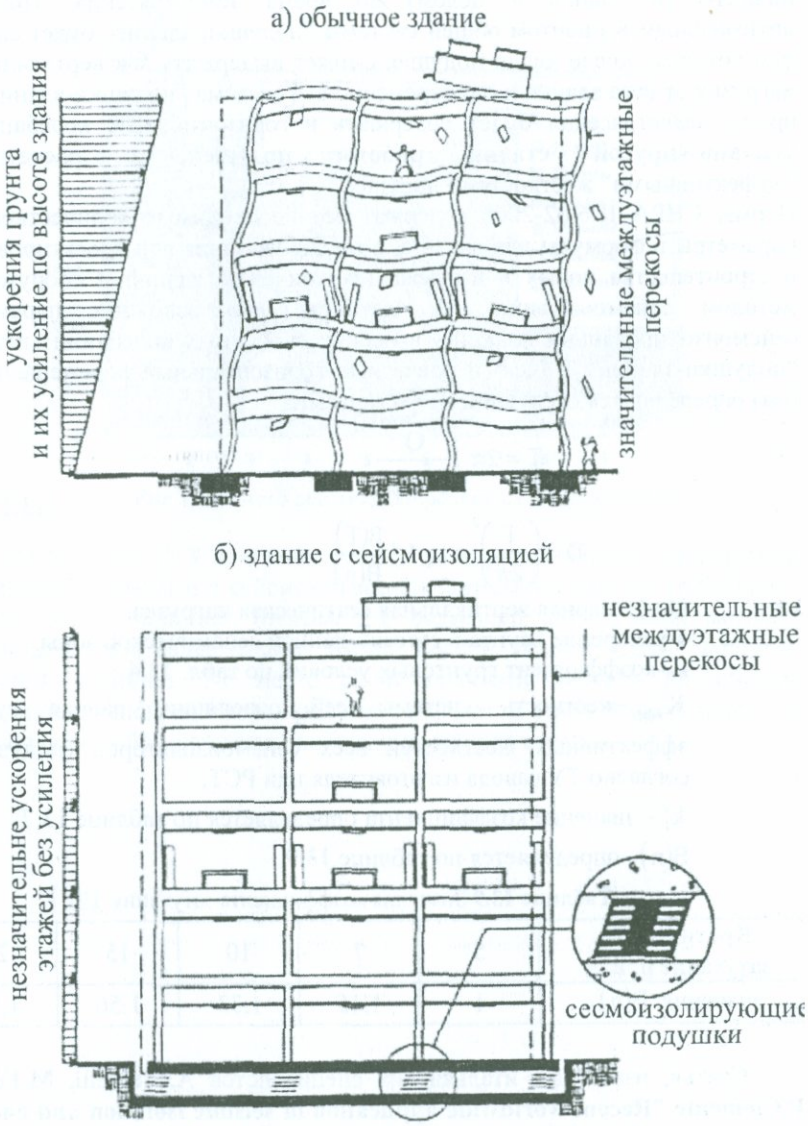


Рис 13.2 Схема деформирования зданий во время землетрясений
а) обычных зданий без сейсмоизоляции
б) здания с сейсмоизоляцией на уровне основания

Но с другой стороны как видно из формулы 13.9 существенное увеличение периода свободных колебаний Т приведет к значительному увеличению перемещения верхнего уровня подушки относительно нижнего (и здания в целом) во время землетрясения. Поэтому оптимальным вариантом общей системы "подушки-здание" будет случай при котором общее число подушек сможет выдержать как вертикальную нагрузку от веса здания и одновременно вся система "подушки-здание" во время землетрясения будет совершать в горизонтальные колебания в **условно-упругой стадии работы подушек,** с расчетными "эффективными" жесткостями подушек.

Нормы СНРА II-6.02-2006 содержат все необходимые количественные параметры и формулы для расчета, а так же указания для проектирования и строительства новых и подлежащих усилению зданий и сооружений методом сейсмоизоляции. В частности два основных параметра сейсмоизолированных зданий - период свободных колебаний системы "подушки-здание" Т (сек) и расчетные горизонтальные перемещения D (см) определяются следующими формулами:

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{Q}{g\,K_{эфф}}}$$

$$D = \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 a\,k_0\,k_1^z\,\frac{\beta(T)}{B(n)} \qquad (13.13)$$

где: Q-суммарная вертикальная статическая нагрузка,
a-ускорение грунта в см/сек^2 данной сейсмической зоны
k_0-коэффициент грунтовых условий по табл. 13.4
$K_{эфф}$-жесткость системы сейсмоизоляции, равная сумме эффективных жесткостей всех сейсмоизоляторов (подушек), согласно ТУ завода изготовителя или РСТ,
k_1^z - *значение коэффициента определяется по таблице* 13.7.
$B(n)$- определяется по таблице 13.9

Таблице 13.9 Значения коэффициента затухания $B(n)$

Критическое затухание n, в %	5	7	10	15	20
значения $B(n)$	1	1.15	1.33	1.56	1.75

Статья, известных итальянских специалистов **A.Martelli, M.Forni, P.Clemente "Recent worldwide application of seismic isolation and energy dissipation and conditions from the their correct use"** опубликованная на английском языке в журнале "Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений" №6 2013г. посвящена обзору применению метода

сейсмоизоляции в разных сейсмоактивных странах мира, в том числе и в Армении.

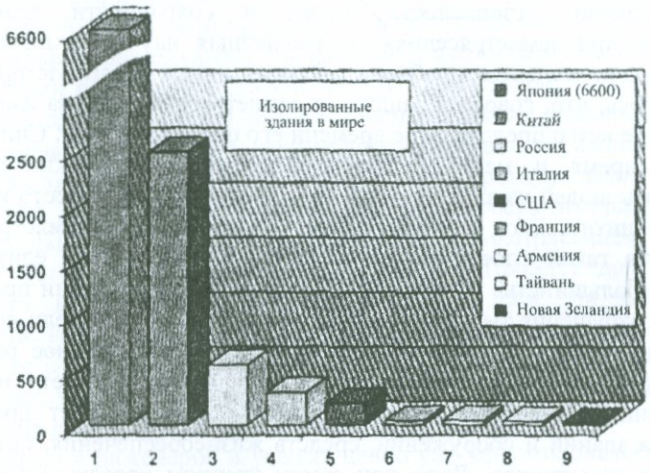


Рис 13.3 Число сейсмоизолированных зданий в мире

На рисунке 13.3 показана интересная картина объёма (количество) применения зданий и с сейсмоизоляцией заимствованной из этой статьи. Первое место занимает Япония, где возведено 6600 зданий методом сейсмоизоляции, далее следует Китай, Россия, Италия, США, Франция. Армения занимает 7-е место с 46 зданиями, причем по мнению итальянских специалистов Армения занимает в мире второе место *по* применению сейсмоизоляции по числу населения страны.

13.3. О некоторых аспектах защиты от землетрясений [139]

Обеспечение безопасности людей и сохранности зданий и сооружений при землетрясениях — важнейшая научно-техническая и социально-экономическая проблема сейсмоактивных стран. Исторически так сложилось, что, говоря о защите от землетрясения, всегда имелось в виду, прежде всего предсказание времени его происхождения. Считалось, что, зная время и место будущего землетрясения, можно заранее эвакуировать людей из зданий и сооружений в безопасное место и таким образом защититься от землетрясения. Опыт прошлых землетрясений показал, что такой способ защиты удалось осуществить в единичных случаях. В большинстве случаев сильные землетрясения стали причиной не только разрушения тысячи зданий и сооружений, но и гибели десятков тысяч людей. В принципе, что даст обществу положительное решение задачи прогнозирования землетрясения. Оно не спасет нас от землетрясения. Землетрясение все же произойдет и станет причиной разрушения зданий и сооружений, средств жизнеобеспечения, историко-культурных памятников. Даже при самом удачном предсказании место эпицентра землетрясения можно указать лишь с точностью до десятка километров, время - от нескольких дней до месяцев и года, силу - в пределах 1-2 единиц магнитуды. Возникнет много вопросов, имеющих неоднозначные ответы, относительно главного защитного мероприятия - **эвакуации населения.**

Если предсказанный эпицентр находится около крупного густонаселенного центра, возникнет масса неурядиц: на какое время эвакуировать людей, приостановить промышленное производство, транспортные средства, социальные и медицинские услуги, приостановить миграцию людей. Кто будет возмещать убытки и компенсации в случае несбывшегося прогноза? Будут ли оправданы экономические потери только тем, что землетрясение могло произойти? Прозвучат призывы, направленные на привлечение к ответственности специалистов, сделавших неудачный прогноз. Мероприятия по защите от прогнозируемого землетрясения станут причиной больших политических, экологических, социальных, финансовых и психологических потрясений общества.

В этой связи, нам кажется, не мешало бы вспомнить известное мнение Ч. Рихтера о проблеме предсказания землетрясений: **«Мне не нравится этот патологический интерес к прогнозу. Он отвлекает нас от уже известного риска и от уже известных мер, которые следует предпринять для устранения этого риска. Мы знаем, где находятся места, которым угрожает опасность и какие постройки в этих местах *ненадежны*».**

Давно установилось мнение, что землетрясение настолько сложное природное физическое явление, связанное с нерегулярными тектоническими движениями литосферных плит, прочностными и деформационными характеристиками пород земной коры и их водонасыщенности, непрерывными физико-химическими процессами, происходящими внутри Земли, с его сложными вращательными движениями и взаимодействием с другими космическими объектами и десятками других факторов, которые сильно отличаются друг от друга в разных сейсмоактивных регионах. В свете чего, уровень корреляции с каким-либо из предшествующих явлений, которое было бы достаточным для надежного прогноза землетрясения, должна быть очень низкая. В настоящее время просто отсутствует запас надежных данных какого-либо явления перед землетрясением, который позволил бы осуществить надежный прогноз. Пройдут долгие годы, произойдет множество землетрясений, прежде чем эта цель будет достигнута. И все же, отступая перед этим грозным явлением природы, согласимся с мнением, известных американских ученых Дж. Гира и Х. Шаха о том, что «... **мы с уверенностью можем предсказать, что большинство будущих землетрясений предсказаны не будут».**

Поэтому у инженеров и ученых давно уже сформировалось мнение, что наилучший способ защиты от землетрясений — это надежное сейсмостойкое строительство и своевременная подготовка к ним. Это можно осуществить, прежде всего, путем систематического усовершенствования основных концепций сейсмического воздействия, принципов расчета, проектирования и возведения зданий и сооружений - т.е. норм сейсмостойкого строительства. Другими словами главное внимание необходимо уделять вопросам безопасности сооружения, а не на установление точного дня и часа его обрушения. **Ведь люди умирают не от самого землетрясения, а из-за разрушения зданий и сооружений вследствие землетрясения.** Для уменьшения уровня негативных последствий от землетрясения первостепенной научной проблемой становится прогнозирование не точного времени ожидаемого землетрясения, а прогнозирование поведения сооружения во время землетрясения. Цель любого прогноза – понижение уровня негативных последствий прогнозируемого явления. Цель прогнозирования поведения сооружения во время землетрясения (независимо, когда оно произойдет) - разработать такие принципы проектирования и возведения зданий и сооружений, при реализации которых были бы гарантированы безопасность жизни людей, сохранность оборудования и имущества с минимальными расходами на антисейсмические мероприятия. Другими словами свести к минимуму величину **сейсмического риска.**

Задача прогнозирования поведения сооружения во время землетрясения включает в себя большой круг взаимообусловленных вопросов. Главными из них являются закономерности сложных пространственных колебаний приповерхностной неоднородной толщи

(строительной площадки) с различными физико-механическими, акустическими и гидрологическими параметрами при сильных землетрясениях с одной стороны, и особенности конструктивных, объемно-пространственных решений, прочностных, деформационных и диссипативных свойств, применяемых строительных материалов и узлов сопряжений проектируемого сооружения - с другой стороны.

Механизм возникновения землетрясения имеет еще много не до конца выясненных аспектов. Еще сложнее прогнозирование особенностей его проявления на определенном расстоянии от очага на поверхности Земли с данным грунтовым условием на строительной площадке проектируемого сооружения.

Но все же, следует констатировать, что за последние 50-60 лет, благодаря регистрации большего количества акселерограмм сильных землетрясений и достижениям в области механики деформированных твердых тел, удалось разработать достаточно близкую к действительности теорию (модель) сейсмического воздействия на здания и сооружения. Это теория позволяет при наличии статистически полной информации об уровне сейсмической опасности данной территории, грунтовых условиях площадки строительства и прочностно-деформационных, диссипативных параметрах проектируемого сооружения, прогнозировать его поведение при будущих землетрясениях. Причем этот прогноз осуществим вплоть до выявления повреждений и разрушения отдельных его элементов и управления этими повреждениями в смысле их допустимости для безопасности жизни людей и сохранности имущества. Эта, **так называемая спектральная теория сейсмического воздействия,** в разных модификациях, в настоящее время принята в нормативных документах по сейсмостойкому строительству почти во всех сейсмоактивных странах мира. Таким образом в действительности **основные положения норм сейсмостойкого строительства – это наш сегодняшний прогноз поведения проектируемых зданий и сооружений при будущих землетрясениях.**

Естественно, что отдельные элементы этой теории систематически подвергают изменениям и дополнениям после каждого сильного землетрясения, анализа повреждений зданий и сооружений, в том числе инструментально зафиксированных кинематических параметров по высоте поврежденных и неповрежденных сооружений.

Вопросы прогнозирования поведения сооружения можно существенно развить также на основе экспериментальных исследований натурных объектов и крупномасштабных моделей при так называемых искусственных воздействиях при помощи мощных сейсмических платформ, программного управления, вибрационных машин, при специальных подземных взрывах. Большую и неоценимую информацию о фактическом поведении сооружения дают обследования их физического состояния и характер повреждений после сильного землетрясения

независимо от того, где они произошли. Мы здесь особо подчеркиваем роль повреждений зданий, потому что они содержат больше информации для совершенствования принципов проектирования, чем полностью разрушенные или наоборот полностью устоявшие здания. Поэтому при каждом разрушительном землетрясении независимо от страны, где оно произошло, необходимо организовать специальную экспедицию ученых в области сейсмостойкого строительства и инженеров- проектировщиков (а не только сейсмологов как это бывает в большинстве случаев). Полноценные такие исследования естественно не обойдутся без крупных финансовых и материальных вложений, но они существенно меньше, чем для работ по прогнозированию времени землетрясения, и можно с уверенностью утверждать, что они стократно окупятся.

Единственным источником информации о реальных кинематических параметрах движения грунта являются те инструментальные данные, которые зафиксируются во время сильных землетрясений. Естественно, что для надежной статистической оценки данных и построение на их основе моделей сейсмических воздействий для сейсмостойкого строительства, инструментальные данные должны быть добыты от густой сети наблюдений, организованной на пунктах с разными грунтовыми условиями на всей сейсмоопасной территории в течение десятка лет. С сожалением приходится констатировать, что из-за отсутствия надежных акселерографов и сети сильных движений грунтов на всей территории бывшего СССР не было накоплено достаточное количество акселерограмм сильных землетрясений с магнитудой M>5. Такие записи не были получены не при Ашхабадском (1948 г.), не при Ташкентском (1966 г.), не при землетрясениях на Камчатке (1959 г.), в Зангезуре (1968 г.), в Дагестане (1970 г.), Сахалине (1995 г.), Ноемберяне (1994 г.) и многих других. А при двух мощных землетрясениях 1976 г. в Газли и 1988 г. Спитаке были получены всего по одной акселерограмме. Во время трагического Спитакского землетрясения 1988 г. с магнитудой M=7.0, всего была получена одна акселерограмма на расстоянии около 30 км от эпицентра. По нашим сведениям, неблагоприятно обстоит дело с регистрацией акселерограмм грунтов и сооружений при сильных землетрясениях в странах СНГ и в настоящее время. Для сравнения отметим, что во время Ломо-Приетского землетрясения 1989 г. в Калифорнии в 125 пунктах на грунтах с радиусом 250 км были получены трехкомпонентные акселерограммы землетрясения. При этом акселерографы были установлены не только на грунтах, но и на разных по высоте уровня жилых и общественных многоэтажных зданий, мостов и плотин — всего получено 690 акселерограмм грунтов и сооружений. Аналогичная картина имела место и при последующих землетрясениях в Нортридже (США) в 1994 г. и при сильных землетрясениях в Куширо-Оки и Кобе (Япония).

Мы специально это подчеркиваем, так как считаем, что сейсмическая

безопасность будущих построек прямо обусловлена сегодняшним наличием большего количества записей **прошлых** *сильных землетрясений.*

Наряду с систематическим уточнением карт сейсмического районирования необходимо составить специальные локальные карты с расположением сейсмоактивных разломов и эпицентров прошлых разрушительных землетрясений, возможных оползневых зон, участков разжижения грунтов, участков вероятного затопления в случае обрушения плотин и других опасных для строительства зон.

Из сказанного следует, что нормы сейсмостойкого строительства должны систематически совершенствоваться в результате регистрации землетрясений, анализа их последствий и развития базы экспериментально-теоретических исследований строительных конструкций. Можно с уверенностью констатировать, что в этой области за последние десятилетия заметны неоспоримые достижения. Однако самые современные и строгие нормы сейсмостойкого строительства не могут гарантировать безопасность сооружений, если они проектировались с их грубыми нарушениями, строительно-монтажные работы при их возведении осуществлялись некачественно, не по проекту, и во время эксплуатации со стороны жителей конструктивное решение сооружения подвергалось различным самовольным изменениям. Здесь уместно привести отрывок из древних «Законов Хаммурапи» (1750 г. д. н. э.), заимствованный из книги Дж. Гира и Х. Шаха: «Если строитель построил дом для человека и не сделает его прочным, а дом падает и приносит смерть его владельцу, этот строитель заслуживает смерти. Если при этом погибает имущество, он должен возместить то, что уничтожено, и, раз он не сделал дом прочным, он должен построить его заново за свой счет. Если строитель построит дом для человека и не сделает его по правилам и стена упадет, тогда строитель должен укрепить стену за свой счет». К сожалению, такие нарушения в прошлом имели место в сейсмоактивных районах бывшего СССР. Поэтому многие здания и сооружения в этих районах имеют большую уязвимость при землетрясениях с магнитудой M>5.

Как бы горько не звучало, гарантировать полную безопасность сооружения во время землетрясения практически невозможно. Мы идем на **определенный риск** при строительстве зданий и сооружений. **Этот риск велик для территории со старой застройкой, на территориях с высокой плотностью населения.** Следовательно, необходимо всегда быть готовым к возможным чрезвычайным событиям. В этом деле наиболее важным шагом должна быть **аттестация** эксплуатируемых зданий и сооружений — периодическое обследование технического состояния и выявления уровня их сейсмовооруженности. На этой основе необходимо принять решение о сносе неудовлетворительных и усилении ослабленных объектов. Для этого необходимо иметь общую государственную и местную долговременную программу уменьшения уровня сейсмического риска. В первую очередь необходимо усилить здания и сооружения с большим

накоплением людей (школы, больницы, места массовых спортивных и культурных мероприятий) и объекты жизнеобеспечения. Более предпочтительны те методы повышения уровня сейсмовооруженности эксплуатируемых объектов, которые позволяют осуществить это без прекращения эксплуатации. К таким методам относятся сейсмоизоляция существующего сооружения путем поэтапной установки резинометаллических подушек на уровне верхнего обреза фундаментов, возведением над существующим зданием верхнего неэксплуатируемого гибкого этажа, играющего роль гасителя колебания во время землетрясения; соединение верха существующего здания с вновь построенным жестким консольным сооружением и др.

Опыт и последствия разрушительных землетрясений показывают, что при строительстве новых, усилении и реконструкции существующих зданий и сооружений необходимо придерживаться общепризнанных принципов сейсмостойкого строительства, которые в деле обеспечения сохранности зданий и сооружений и жизни людей являются наирешающими:

— объемно-планировочные и конструктивные решения зданий и сооружений должны удовлетворять условиям симметрии и равномерного распределения жесткостей и масс. Предпочтение следует отдать конструктивным системам с малым шагом несущих элементов, меньшим количеством проемов, их малым размерам и симметричным расположением. Здания сложной, неправильной формы при землетрясениях подвергаются дополнительным крутильным воздействиям, что резко увеличивает их повреждаемость.

— вертикальные несущие элементы должны проходить по высоте здания от фундамента до крыши без разрывов и смены материала.

— конструктивное решение здания должно обладать определенной «адаптивностью» для исключения его хрупкого и внезапного разрушения и создания возможности его пластического деформирования без обрушения. С этой целью сжимающие усилия в несущих вертикальных элементах от постоянных статических нагрузок должны быть ограничены по сравнению с их реальной несущей способностью. Сталь — самый надежный строительный материал для сейсмостойкого строительства. Следует отдать предпочтение многократно статически неопределимым конструктивным системам.

— основные несущие элементы конструкции должны быть однородными и монолитно связанные между собою в единую прочную и гибкую конструкцию. Здание по высоте должно быть гибким, на уровнях перекрытий жестким. В сборных железобетонных конструкциях следует стремиться к укрупнения размеров элементов, обращая особое внимание на надежность и прочность стыков соединения, и их расположения вне зон максимальных усилий. Соединения должны быть равнопрочными с соединенными элементами; их конструктивное решение должно

обеспечивать возможность качественного выполнения строительно-монтажных работ. Болтовые соединения предпочтительны по сравнению со сварочными соединениями. С целью предотвращения возможных аварий необходимо предусмотреть гибкие соединения между элементами коммуникаций внутри сооружения и магистральными — в грунте.

— необходимо никогда не забывать, что разница начальной стоимости здания с минимальной и высокой сейсмостойкостью составляет всего 5%, и что позднее вынужденное усиление уже готового здания может обойтись в 50 и более процентов от его первоначальной стоимости. Как говорят в народе «скупой платит дважды».

— многие здания и сооружения старой постройки имеют декоративные фасады, скульптурные украшения и карнизы, которые во время землетрясения могут представлять большую опасность. Их или надо удалить или дополнительно укреплять со зданием на основании новых норм.

— вблизи активных разломов на крутых склонах, оползневых зонах, участках возможного разжижения и проседания грунтов, зонах возможного затопления в случае обрушения плотин необходимо наложить ограничение на строительство. В таких территориях лучше разбить парки, зоны отдыха и другие аналогичные объекты.

— при разработке генеральных планов застройки территорий городов необходимо стремиться к простой застройке с возможно широкими улицами и проездами и меньшей плотностью заселения. Этажность жилых зданий — предпочтительнее не более 9.

— нормы сейсмостойкого строительства устанавливают лишь минимальные требования для обеспечения сопротивления сооружения землетрясению. Они не могут предусмотреть все возможные случаи. Поэтому инженер-проектировщик обязан также нести индивидуальную ответственность за сейсмостойкость своего проекта.

— скальные грунты всегда предпочтительны для обеспечения сейсмостойкости. Причиной большинства повреждений и обрушений зданий во время землетрясения является резонансное явление. Поэтому значение периода основного тона свободных колебаний проектируемого сооружения должно в 1.5 раза (в ту или другую сторону) отличаться от преобладающего периода грунтовой толщи, на котором оно должно быть возведено.

Общепризнанными критериями сейсмостойкого проектирования с точки зрения обеспечения безопасности людей и экономии материальных ресурсов считаются:

— при слабых землетрясениях ($M<5$) здания должны остаться неповрежденными или получить небольшие повреждения;

— при умеренных землетрясениях ($5<M<7.0$) допускаются некоторые повреждения, однако здания должны сохранять целесообразность их восстановления;

— *при сильных землетрясениях (M>7.0) здания должны сохранять* жизни людей и не обрушаться, хотя позже они могут быть снесены.

В деле защиты от землетрясений огромное значение имеет общественное сознание о негативных последствиях землетрясений. Очень важно работникам органов управления, проектировщикам, архитекторам, строителям и всему населению систематически напоминать о горьких уроках прошлых разрушительных землетрясений. С этой целью на видных местах и фасадах наиболее уязвимых зданий и сооружений необходимо поместить предупредительные специальные объявления-дощечки об их опасности в случае землетрясения. Люди не переживающие необычные ситуации во время землетрясений могут подвергаться большим нервным потрясениям и прибегать к неразумным действиям. Поэтому все население сейсмоактивных зон должно иметь элементарные знания о землетрясениях и о способах защиты от них. Школьникам в обязательном порядке необходимо знать все о землетрясениях, подготовить их преодолевать чувство страха и спокойно переживать само землетрясение. Широкому слою населения необходимо систематически обучаться элементарным навыкам обеспечения, как собственной безопасности, так и других членов общества, как в течение всего землетрясения, так и непосредственно после землетрясения. Для этих целей необходимо использовать все средства массовой информации и в первую очередь телевидение. Среди населения необходимо систематически проводить учебные сейсмические тревоги с привлечением всех аварийно-спасательных служб. В первые часы и дни землетрясения на **средства массовой информации** возлагается большая ответственность. Обычно после сильного землетрясения распространяются всякого рода необоснованные слухи о вымышленных причинах землетрясения, об ожидаемых более мощных ударах, о большем количестве жертв и огромных масштабах повреждений (несоответствующих действительности), которые становятся причиной дополнительной дестабилизации и без того нарушенного общественного сознания. Средства массовой информации не только не должны способствовать распространению таких слухов, но и в тесном сотрудничестве с представителями власти и специалистами в области сейсмологии и строительства способствовать доведению до сознания широких слоев населения истиной информации о происшедшем.

Землетрясения всегда становятся причиной огромного материального ущерба. Поэтому людям надо убедить заранее ***страховать свои жилища,*** как это делается в случае пожара, засухи и других природных стихийных явлений. Государственные и частные страховые компании должны гарантировать немедленную выплату гражданам страховых компенсаций непосредственно после землетрясения.

И, наконец, для быстрой ликвидации негативных последствий и лечения ран, **необходимо постоянное функционирование государственных специальных, оснащенных современными техническими средствами,**

профессиональных отрядов по спасательным работам, по быстрому восстановлению линий жизнеобеспечения, соблюдению общественного порядка, организации медицинского обслуживания и снабжения населения продуктами питания и других неотложных мер. Для координации и организации этих мероприятий необходимо также наличие соответствующих законодательных актов данной страны. **В некоторых странах подготовка к землетрясениям считается эквивалентной подготовке к войне.** Этот путь спасения жизни людей и сохранения материальных ценностей считается более надежным и рациональным, чем их эвакуация и последующее возвращение.

Землетрясение, без сомнения, страшное природное явление. Оно происходит неожиданно, проявляя порою вероломство и беспощадность. Но с научной точки зрения с ним можно «сотрудничать», против него можно сражаться и сдерживать его разрушительные «посягательства» и даже можно «победить» его. Да. Можно победить землетрясение, если каждый ответственный за это государственный чиновник и ученый, инженер-проектировщик и строитель с надлежащей ответственностью возьмется за это общенациональное дело.

Говорят природа наказывает неосведомленных и недобросовестных. Следовательно, изучать природу и знать закономерности ее прогнозируемых и непрогнозируемых явлений — долг каждого из нас.

***

Нам показалось, что все, что мы хотели сказать о защите от землетрясений, уже сказано на вышеприведенных страницах. Но в душе у нас осталось что-то недосказанное. Речь идет о следующем. Исторически сложилась такая ситуация, что с самого начала развития сейсмологии, как самостоятельной науки, с конца XIX века причинам возникновения землетрясений уделяли больше внимания, чем причиненным им огромным негативным последствиям. Научные аспекты причин возникновения землетрясений и их прогноза в иерархии актуальности всегда занимали более высокое положение, чем аспекты практического обеспечения сохранности зданий и сооружений (сейсмостойкости) при землетрясениях и подготовка населения и государства к ним. На сейсмологические научные исследования во всех странах уровень государственного финансирования всегда в десятки раз выше, чем на исследования по сейсмостойкому строительству. Чисто сейсмологическими вопросами всегда занимались большое количество титулованных ученых и именитых академических организаций, тогда как вопросы обеспечения сейсмостойкости сооружений и снижение уровня сейсмического риска были как бы «наукой второго сорта» и стали достоянием ученых отраслевых научных организаций. Косвенно об этом свидетельствует сравнение количества и качества опубликованных во всем мире научных трудов по сейсмологии и сейсмостойкому

строительству.

Нам кажется, пришло время резко изменить в противоположном направлении свое отношение к этим двум аспектам землетрясений. **О землетрясениях мы знаем даже «слишком много», пора научиться надежно, защищаться от них.** XXI век должен стать веком всемирной защиты от пагубных последствий землетрясений. Только тогда мы можем быть уверены, что при будущих землетрясениях число жертв и уровень ущерба станут минимальными.

ЛИТЕРАТУРА

1. ***Айзенберг Я.М.*** Сейсмическое зонирование для строительных норм "Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений", 2000, N6, с.40-43.
2. ***Айзенберг Я.М.*** Сооружения с включающимися связями для сейсмических районов. М.: Стройиздат, 1976, 229с.
3. ***Айзенберг Я.М., Хачиян Э.Е., Габричидзе Г.К., Гудков Б.П., Золотков А.С., Измайлов Ю.В., Ицков И.Э., Оруджев М.Ф., Уломов В.И., Хакимов Ш.А*** Международные строительные нормы СНГ. Строительство в сейсмических районах (проект) 2002г. "Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений", 2002, N3, с.27-54.
4. ***Амбарцумян В. А.*** Влияние нормальных сил на периоды и формы свободных колебаний каркасных зданий. Сейсмостойкое строительство, вып. 1 . М. 1976. С. 37-40.
5. ***Амбарцумян В. А., Хачиян Э.Е.*** Анализ нелинейных реакций соорижений при сильных землетрясениях. Научные сообщения АИСМ, Ереван, 1972, вп. 19, с. 5-17.
6. ***Амбарцумян В. А.,*** О периодах свободных нелинейных колебаний каркасных зданий. Изв. АНАрмССР, сер. техн. наук 1971, т.XXIV N1, с. 16-22.
7. ***Аптикаев Ф.Ф.*** Сейсмические колебания при землетрясениях и взрывах. М.: Наука, 1969, 104с.
8. ***Арнольд К., Рейтерман Р.*** Архитектурное проектирование сейсмостойких зданий. М.: Стройиздат, 1987, 196с.
9. ***Бабаков ИМ.*** Теория колебаний. //М.: Наука, 1968. 560 с.
10. ***Бабаян Т.О., Минасян Ф.С., Пирузян С.А.*** Определение сейсмических свойств грунтов города Ленинакана. Известия АН Арм.ССР, Науки о Земле, 1974, N36, с.56-65.
11. ***Бибраер А.Н.*** Расчет конструкций на сейсмостойкость. СПб; Наука 1998.
12. ***Боголюбов Н. Н. Митропольский Ю. А.*** Асимптотические методы в теории нелинейных колебаний.//М.:Физиатгиз. 1958. 472с.
13. ***Борджес Дж.Ф., Равара А.*** Проектирование железобетонных конструкций для сейсмических районов.// М.: Стройиздат, 1978. 136с.
14. ***Брун Дж.Н.*** Физика сильных движений, вызванных землетрясениями. В кн.: "Сейсмический риск и инженерные решения". М.: Недра, 1981, с.129-161.

15. ***Габричидзе Г.К., Мухадзе Т.Н., Тимченко И.Ю.*** Последствия эпицентрального землетрясения 2002 года в Тбилиси. "Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений", 2004, N1, с.56-59.

16. ***Гир Дж.М., Шах Х.С.*** Зыбкая твердь М.: Мир 1988, 224с.

17. ***Григорян С.С.*** О механике возникновения землетрясений и содержании эмпирических закономерностей сейсмологии. Доклады АН СССР, 1988, т.299, N5, с.1094-1101.

18. ***Гроссман А.Б.*** Поступательно-вращательные колебания протяженной системы. - В кн.: Сейсмостойкость зданий и инженерных сооружений. М.: Стройиздат, 1967, с. 26 -35.

19. ***Гольденблит И.В., Николаенко Н.А.*** Расчет конструкции на действие сейсмологический сил.М.: 1961.

20. ***Джеффрис Г., Свирлс Б.*** Методы математической физики. М.: Мир, т.3, 1970.

21. ***Добровольский И.П.*** Механика подготовки тектонического землетрясения. М.: ИФЗ АН СССР, 1984, 88с.

22. ***Друмя А.В., Щебалин Н.В.*** Землетрясения: где, когда, почему? Кишинев: Штиинца, 1985, 196с.

23. ***Егупов В.К., Командрина Т.А.*** Расчет зданий на сейсмические воздействия. Киев: Будивельник, 1969. 208 с.

24. ***Жунусов Т.Ж., Ашинбаев М.У., Ицков И.Е.*** Проект новой редакции норм Республики Казахстан "Строительство в сейсмических районах". "Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений", 2005, N4, с.38-43.

25. ***Ицков И.Е.*** Методика формирования набора акселерограмм, предназначенного для применения в прямых расчетах зданий и сооружений. Сейсмостойкое строительства., 1999, №5, с. 9-13.

26. ***Заалишвили В.Б.*** Сейсмическое микрорайонирование территорий городов, населенных пунктов и больших строительных площадок. Москва, Наука, 2009, 350с.

27. ***ЗавриевК.С., НазаровА.Г., АйзенбергЯ.М., ДарбинянС.С., КарцивадзеГ.Н., РассказовскийВ.Т., ХачиянЭ.Е., ШагинянС.А.*** Основы теорией сейсмостойкости зданий и сооружений. М.: Стройиздат, 1970, 224с.

28. ***Карапетян А.И., Карапетян Б.К., Симонян Г.П., Хачиян Э.Е.*** Новая карта сейсмического районирования территории Республики Армения. Изв. НАН РА, Науки о Земле, XLYIII, 1995, N1, с.26-32.

29. ***Касахара К.*** Механика землетрясений. М.: Мир, 1985, 264с.

30. ***Каудерер Г.*** Нелинейная механика. М. Ил. 1961. 777с.

31. ***Киселев В.А.*** Строительная механика. Специальный курс. М.: 1969, 432с.

32. ***Клаф Р., Пензиен Дж.*** Динамика сооружений. М.: 1979, 320с.

33. ***Клячко М.А.*** Землетрясения и мы. Санкт-Петербург. РИФ "Интеграф", 1999, 234с.

34. ***Коренев Б. Г., Поляков В. С.*** Оптимальные параметры динамического гасителя колебаний при воздействии типа сейсмического. Реферативная информация ЦНПИС, 1977, сер.XIV, вып. 3, с.37-42.

35. ***Корчинский И.Л. , Беченева Г.В.*** Прочность строительных материалов при динамических нагружениях. –М.: Стройиздат, 1966, 211с.

36. ***Корчинский И.Л.*** Приближенная оценка сейсмических колебаний сооружений большой протяженности в плане. — В кн.: Исследование по сейсмостойкости зданий и сооружений. М.: Госстройиздат, 1961, вып. 6, с. 73-90.

37. ***Корчинский И.Л., Бородин Л.А., Гросман А.Б. и др.*** Сейсмостойкое строительство зданий. М.: Высшая школа, 1978, 320с.

38. ***Корчинский И.Л., Грилль АЛ.*** Расчет висячих покрытий на динамические воздействия. М.:Стройиздат, 1978. 220 с.

39. ***Корчинский И.Л., Жунусов Т.Ж., Малевская О.Я.*** Количественная оценка параметров ожидаемых землетрясений. Алма-Ата, 1985, 80с.

40. ***Ломнитц Ц., Сингх С.К.*** Землетрясение и их прогноз. В кн.: "Сейсмический риск и инженерные решения". М.: Недра, 1981, с.7-31.

41. ***Ломтадзе В.Д.*** Методы лабораторных исследований физико-механических свойств горных пород. Л.: Недра, 1972.

42. ***Марджанашвили М.А., Марджанашвили Л.М., Марджанашвили Ш.М.*** Современные сейсмостойкие здания и методы расчета. Тбилиси, 2002, 332с.

43. ***Марджанишвили М.Л.*** Методика учета пространственной работы и протяженности современных зданий при расчете их на сейсмические воздействия. М.: Стройиздат, 1976. 112 с.

44. ***Медведев С.В.*** Инженерная сейсмология. М.: Стройиздат, 1962, 284с.

45. ***Медведев С.В., Щебалин Н.В.*** С землетрясением можно спорить. М.: Наука, 1967, 130с.

46. ***Медведева Е.С.*** Соотношение размеров зданий и сейсмических свойств грунтов. – Труды / Институт физики Земли им. О.Ю. Шмидта, 1965, вып. 36, с. 171-174.
47. Международная конференция по сейсмостойкому строительству. Сборник статей. Москва, 1961, 366с.
48. ***Мелкумян М. Г.*** Формирование динамических расчетных моделей при анализе сейсмических реакций железобетонных зданий и их новые конструктивные решения. Ереван, 1993, 100с.
49. ***Мелкумян М. Г.*** Опыт применения современных систем сейсмозащиты. В книге «Трагедия Спитака не должна повториться»., под ред. академика Э.Е.Хачияна, Ереван, Воскан Ереванци, 1998, стр. 193-205.
50. Методические рекомендации по инженерному анализу последствий землетрясений М ЦНМИСК им. В.А. Кучеренко, 1980, 78с.
51. Методика паспортизации зданий и сооружений существующей застройки на территории республики Армения Ереван, АрмНИИСС, 1991, 16с. (Авторы Э.Е.Хачиян, М.Г. Мелкумян, А.Г. Акопян, И.Н. Бургман, Д.А. Алексенков, М.А. Клячко)
52. Методические рекомендации по проведению вибрационных испытаний зданий на нагрузки, имитирующие сейсмические воздействия. Ереван 1987. 16с. (Авторы Хачиян Э.Е., Мелкумян М.Г., Абовян А.Г.)
53. ***Моги К.*** Предсказание землетрясений. М.: Мир, 1988, 382с.
54. ***Мурусидзе Р. Х.*** Экспериментальное исследование нелинейности деформации при колебаниях железобетонных элементов. Сейсмостойкость сооружений. Тбилиси 1965. С. 129-139.
55. ***Назаров А.Г.*** Метод инженерного анализа сейсмических сил. Изд. АН Арм.ССР, Ереван, 1959, 286с.
56. ***Назаров А.Г.*** О механическом подобии твердых деформируемых тел. Ереван, 1965.
57. ***Назаров Ю.П.*** Аналитические основы расчета сооружений на сейсмические воздействия. М.: Наука, 2010, 468с.
58. ***Назаров Ю.П.*** Расчетные методы сейсмических воздействий. М.: Наука, 2012, 414с.
59. ***Напетваридзе Ш.Г.*** Влияние протяженности сооружения на величину сейсмической силы. - Труды / Институт строительной механики и сейсмостойкости АН ГССР, 1963, т. IX, с. 213-215.
60. ***Напетваридзе Ш.Г.*** Некоторые задачи инженерной сейсмоилогии. Тбилиси: Мецниереба, 1973, 162с.

61. ***Немчинов Ю.И.*** Сейсмостойкость зданий и сооружений. Киев; 2008, 408с.

62. ***Никипорец Г.Л.*** Спектры реакций протяженных в плане сооружений при сейсмических воздействиях. - Сейсмостойкое строительство, 1977, вып. 1, с. 22-26.

63. ***Николаенко Н. А., Назаров Ю. П.*** Динамика и сейсмостойкость сооружений. М. Стройиздат, 1988. 320с.

64. ***Николаенко Н.А.*** Нелинейные динамические задачи теории сейсмостойкости пространственных конструкций.// Сейсмостойкое строительство., 1974, Вып. 5. с. 50-54.

65. ***Ньюмарк Н., Розенблюэт Э.*** Основы сейсмостойкого строительства. М.: Стройиздат, 1980, 344с.

66. ***Оганян Г.Н., Симон А.А.*** О крутильных колебаниях жилых каркасных зданий. В книге «Работа конструкций жилых зданий из крупноразмерных элементов». Труды ЦНИИЭП жилища. Стройиздат, №4, Москва, 1974.

67. ***Окомото М.*** Сейсмостойкость инженерных сооружений. М., 1980, 342с.

68. ***Петров А.А.*** Сейсмоколебание протяженных зданий.– Строительство и архитектура Узбекистана, 1967, №4, с.30-36.

69. ***Петров А.А., Базилевский С.В.*** Исследование колебаний висячего моста с балкой жесткости при действии на опоры бегущей сейсмической волны. - Сейсмостойкое строительство, 1975, вып. 2, с.48-52.

70. ***Поляков С.В.*** Последствия сильных землетрясений. М.: Стройиздат, 1978, 312с.

71. ***Поляков С.В.*** Сейсмостойкие конструкции зданий. Москва, 1983, 304с.

72. ***Попов Н.Н., Расторгуев Б.С.*** Расчет железобетонных конструкций на действие кратковременных динамических нагрузок. –М.: Стройиздат, 1964, 150с.

73. ***Поставцев С.Н., Айзенберг Я.М., Кофф Г.Л., Мелентев А.М., Уломов В.И.*** Сейсмическое районирование и сейсмостойкое строительство. Москва ГУП ЦПП, 1998, 260с.

74. ***Преображений В.С.*** Свободные крутильно-сдвиговые колебания зданий. В книге «Сейсмостойкость промышленных зданий и сооружений». Труды ЦНИИСК им. Кучеренко, вып. 18, Москва, 1962.

75. Прочность. Устойчивость. Колебания. Том 3. М.: Машиностроение. 1968. 567с.

76. ***Пучков С.В.*** Закономерности колебаний грунта при землетрясении. М.:Наука, 1974. 120 с.
77. ***Рабинович И.М.*** Курс строительной механики. М.: Гостройиздат, 1954, ч II,544 с.
78. ***Райс Дж.*** Механика очага землетрясения. М.: Мир, 1982, 217с.
79. ***Рассказовский В.Т.*** Локальная модель сейсмического поля и угловые перемещения сооружений.// Бюллетень инженерной сейсмологии. 1989, №13 с. 5-13.
80. Рекомендации по определению динамических характеристик и сейсмических нагрузок для зданий и сооружений по акселерограммам землетрясений. Ереван: АрмНИИСА, 1985,114с. (Авторы Хачиян Э.Е., Амбарцумян В.А., Гороян А.Т., Мелкумян М.Г.)
81. Рекомендации для экспериментального получения динамической зависимости «восстанавливающая сила-деформация». Ереван: АрмНИИСА, 1982, 12с. (Авторы Хачиян Э.Е., Мелкумян М.Г.).
82. Рекомендации по проектированию зданий с сейсмоизолирующим скользящим поясом и динамическими гасителями колебаний. М.: 1984, с. 55.
83. Рекомендации по восстановлению и усилению домов серии IA-450 и IA-451. Ереван АрмНИИСС, 1991, 42 (Авторы Т.Г. Маркарян, Л.А. Давидян)
84. ***Рейтман М.И., Шапиро Г.С.*** Динамическая теория пластичности. Упругость и пластичность. М.: Наука, 1976, 226с.
85. ***Ржевский В. А.*** Сейсмостойкость зданий в условиях сольных землетрясений. Ташкент, ФАН, 1990. 260с.
86. ***Рикитаке Т.*** Предсказание землетрясений. Издательство М.: Мир, 1979, 388с.
87. ***Рихтер Ч.Ф.*** Элементарная сейсмология. М.: Издательство иностранной литературы, 1963, 670с.
88. ***Саваренский Е.Ф.*** Сейсмические волны. М.: Недра, 1972, 294с.
89. Сейсмический риск и инженерные решения. М.: Недра, 1981, 376с.
90. ***Синицын А.П.*** Влияние бегущей сейсмической волны на массивные сооружения. – Труды / Институт физики Земли им. О.Ю. Шмидта, 1961, № 17, с. 87-99.
91. ***Синицын А.П.*** Практические методы расчета сооружений на сейсмические нагрузки. М.:Стройиздат, 1967.
92. ***Скавуццо Р., Бели Ж., Рафтопулос Д.*** Горизонтальное взаимодействие сооружений с сейсмическими волнами I/ Прикл. механика. 1971. № 1. 123-130 с. (Тр. Амер. о-ва инженеров-

механиков. Сер. Е). На русск. яз.
93. ***Смирнов В.И.*** СП 14.13330.2011 «Строительство в сейсмостойких районах. Актуализированная редакция СНиП II-7-81*» Вестник НИЦ «Строительство». Исследования по теории сооружений: Сб. статей, вып. 7-8 (XXXI) под ред. И.И. Ведякова и Л.Н. Длитровской, 2013, с. 51-68.
94. ***СНиП 2.03.01-84.*** Бетонные и железобетонные конструкции. М.: 1985, 79 с.
95. ***СНиП II-7-81.*** Строительство в сейсмических районах. Нормы проектирования. М., 1982.
96. ***СНРА II-2.02.94.*** Сейсмостойкое строительство. Нормы проектирования. Ереван, 1995, 36с.
97. ***СНРА II-6.02.2006.*** Сейсмостойкое строительство. Нормы проектирования. Ереван, 2006, 54с.
98. ***Ставницер Л.Р.*** Сейсмостойкость оснований и фундаментов. М.: Издательство Ассоциации строительных ВУЗ-ов, 2010, 448 с.
99. ***Тимощенко С.П., Гере Дж.*** Механика материалов. М.: Мир, 1976, 670с.
100. ***Тимощенко С.П., Гудьер Дж.*** Теория упругости. М.: Наука, 1979, 560с.
101. ***Тимощенко С.П.*** Колебания в инженерном деле. Москва, 1959, 440с.
102. ***Тихонов А.Н., Самарский А.А.*** Уравнения матиматической физики, М.: Наука, 1977, 735с.
103. Трагедия Спитака не должна повторится (к 10-летию Спитакского землетрясения). Отв. ред. академик НАН РА Э.Е. Хачиян. Ереван: ВосканЕреванци, 1998, 246с.
104. ***Фаччиоли Э., Резендиц Д.*** Динамика грунтов: поведение грунта при сейсмических воздействиях, включая разжижение. В книге "Сейсмический риск и инженерные решения", М.: Недра, 1981, с.66-128.
105. Физика очага землетрясения. М.: Наука, 1985.
106. ***Филипов А.П.*** Коллебания упругих систем АНУ ССР, Киев 1956, 322с.
107. ***Хачиян Э.Е.*** Некоторые прикладные задачи теории сейсмостойкости сооружений. АИСМ, 1963, 128с.
108. ***Хачиян Э.Е.*** Сейсмические воздействия на высотные здания и сооружения. Ереван: Айастан, 1973, 328с.
109. ***Хачиян Э.Е., Амбарцумян В.А.*** Динамические модели сооружений в теории сейсмостойкости. М.: Наука, 1981, 204с.

110. ***Хачиян Э.Е.*** Прикладная сейсмология. Ереван, Гитутюн, 2008, 518с.

111. ***Хачиян Э.Е., Погосян О.К.*** Экспериментальное определение скорости распространения поперечных возмущений в зданиях. Девятая объединённая сессия Закавказских республик по строительству. Ереван, 1974, с.138-145.

112. ***Хачиян Э.Е., Закарян В.А., Погосян О.К.*** Нелинейные колебания зданий повышенной этажности. Промышленность Армении, №6, 1973, с. 16-17.

113. ***Хачиян Э.Е.*** К исследованию сейсмического воздействия на сооружение с учетом его протяженности. ДАН АН АрмССр, №3, т.60, 1975, с.171-178

114. ***Хачиян Э.Е.*** Исследование величины конечной скорости распространения сейсмического возмущения по высоте здания. Сейсмостойкое строительство. М.: вып.11, 1975, с.29-35.

115. ***Хачиян Э.Е., Гороян А.Т.*** Учет влияния скорости нагружения сооружений при сейсмических воздействиях. Реферативная информация «Сейсмостойкое строительство».Вып.7, М.: 1979, с. 25-29.

116. ***Хачиян Э.Е., Амбарцумян В.А., Арзуманян В.Г.*** Исследование поперечно крутильных колебаний сооружений при сейсмических воздействиях. Расчет сооружений на сейсмические воздействия. Отв. редактор д.т.н., проф. Э.Е. Хачиян, Ереван, «Айастан», 1982, с.3-13.

117. ***Хачиян Э.Е., Мелкумян М.Г.*** Методика получения динамической зависимости «восстанавливающая сила-перемещения»// ДАН АрмССР, 1982 т.74 №2, с. 72-77.

118. ***Хачиян Э.Е., Абовян А.Г.*** Об одном способе экспериментального воспроизведения на здания и сооружения по акселерограммам землетрясения. ДАН АрмССР, 1985, т.81 №3, с. 112-117.

119. ***Хачиян Э.Е., Мелкумян М.Г.*** Петли гистерезиса строительных конструкций при динамическомнагружении. Динамика строительных конструкций. Смоленицс: Братислава, 1985, с. 261-266.

120. ***Хачиян Э.Е., Амбарцумян В.А., Мелкумян М.Г.*** Методика экспериментального определения динамической жесткости основания и ее учет при расчетах на сейсмическое воздействия. ДАН АрмССР, 1986 т.82 №4, с. 170-174.

121. ***Хачиян Э.Е., Хлгатян З.М., Мелкумян М.Г.*** Авторское свидетельство СССР №1393895 «Многоэтажное сейсмостойкое здание.» Бюллетень №17, 1988, 3 с. Приоритет изобретения 22

апреля 1986.

122. ***Хачиян Э.Е., Мелкумян М.Г., Хлгатян З.М.*** Исследование сейсмического воздействия на многоэтажное здание с гибким верхним этажом. Промышленность, строительство и архитектура Армении. №1, 1987, с.45-49.

123. ***Хачиян Э.Е., Амбарцумян В.А., Саркисян А.Г.*** Взаимодействие сейсмических волн с сооружением. В кн.: "Волновые процессы в конструкциях зданий при сейсмических воздействиях". М.: Наука, 1987, с.109-120.

124. ***Хачиян Э.Е., Манукян Л.А.*** Вращательные движения грунта и крутильные колебания сооружений. В книге "Волновые процессы в конструкциях зданий при сейсмических воздействиях". М.: Наука, 1987, с.93-108.

125. ***Хачиян Э.Е., Мелкумян М.Г*** Метод сравнительного анализа работы строительных конструкций при статическом и динамическом нагружениях. Инженерные проблемы строительной механики. ЕрПИ, Ереван, 1987, с. 24-41.

126. ***Хачиян Э. Е., Мелкумян М. Г.*** Сейсмостойкость железобетонных каркасных зданий и метод экспериментального построения характеристик восстанавливающих сил (петель гистерезисы) при динамических нагружении. В книге Сейсмостойкость сооружений (коллектив авторов). Москва, Наука, 1989. с. 112-135.

127. ***Хачиян Э.Е.*** Некоторые аспекты нормирования сейсмостойкого строительства. Строительная механика и расчет сооружений, 1991, N4, с.61-67.

128. ***Хачиян Э.Е.*** Исследование динамических характеристик неоднородных грунтовых оснований. Известия НАН РА, Науки о Земле, 1995, XLVIII, N2-3, с.112-119.

129. ***Хачиян Э.Е.*** Новые нормы сейсмического строительства РА, в книге «Трагедия Спитака не должна повторится», Ереван, 1998, с.135-181.

130. ***Хачиян Э.Е., Чтчян А.Б.*** Спектры реакций землетрясений для протяженных в плане сооружений. Сейсмостойкое строительство. Москва №4, 1998, с. 15-17.

131. ***Хачиян Э.Е., Маркарян А.Г.*** О динамическом взаимодействии здания с жестко соединенным консольным сооружением при сейсмических воздействиях. Известия НАН РА серия Механика, т. 51, №3, 1998, с 51-58.

132. ***Хачиян Э.Е., Тер-Кюрегян А., Тоноян А.*** Исследование динамических характеристик механических систем со

вторичными колебательными элементами. Бюллетень Строителей Армении. Спец. выпуск №7 (24), 1998, с 1-4.

133. ***Хачиян Э.Е., Тер-Петросян П.А.*** Об ограничениях величин осевых нормальных напряжений от постоянных нагрузок при расчете железобетонных конструкций на сейсмические воздействия. "Сейсмостойкое строительство", ВНИИТПИ, Москва, N5, 1999, с.13-17.

134. ***Хачиян Э.Е.*** Об основных концепциях по разработке единых международных норм по сейсмостойкому строительству. "Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений". М., 2000, N2, с.14-18.

135. ***Хачиян Э.Е., Оганесян Г.В.*** Анализ записей ускорений на аллювиальных грунтах и зданиях при землетрясениях в Сан-Фернандо и Лома Приете. "Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений". М., 2004, N4, с.61-65.

136. ***ХачиянЭ.Е., Мовсисян Л.А.*** К постановке задачи о сейсмической защите сооружения путем применения активных внешних сил. Доклады НАН РА, т.103, N3, 2003, с. 221-227

137. ***Хачиян Э.Е., Погосян В.В.*** Экспериментальные исследования динамических характеристик церковного сооружения и грунтов основания. "Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений". М., 2006, N1, с.43-46.

138. ***ХачиянЭ.Е.*** О дополнениях и изменениях в нормах по сейсмостойкому строительству Армении. «Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений», М.: 2005, №4, с.33-38.

139. ***Хачиян Э.Е.*** О некоторых аспектах защиты от землетрясений. Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. N5, 2007, с.11-15.

140. ***Хачиян Э.Е.*** Задача усиления или ослабления эффекта сейсмического воздействия на поверхности Земли. Вестник ЦНИИСК им. Кучеренко, Исследования по теории сооружений. Москва, 2009, № 1 (XXVI), стр. 67-80.

141. ***Хачиян Э.Е.*** Об одном упрощенном способе определения величины потенциальной энергии деформации, накопленной в среде перед сильным землетрясением Вулканология и сейсмология, 2011, №4. С. 69-80.

142. ***Хачиян Э.Е., Амбарумян В.А., Левонян Л.А.*** Нелинейные колебания зданий и сооружений при сейсмических воздействиях Вестник НИЦ "Строительство", №3,4 Москва. 2011г. с.55-78.

143. ***Хачиян Э.Е.*** Метод экспериментального воспроизведения

сейсмического воздействия на здания и сооружения по реальной акселерограмме землетрясения. Журнал "Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений", Москва №6, 2013 с. 17-22

144. ***Хачиян Э.Е.*** Об одной возможности прогнозирования сейсмограммы и акселерограммы сильных движений грунта при модели землетрясения как мгновенного разрыва земной поверхности. Вопросы инженерной сейсмологии ISSN 0132-2826, 2014, т. 34 №1, с 57-71.

145. ***Цейтлин А. И., Ким Л. И.*** Сейсмические колебания многоэтажного здания с «гибким» верхним этажом. Снижение материалоемкости и трудоемкости сейсмостойкого строительства. Тезисы докладов Всесоюзного совещания (Алма-Ата, октябрь, 1982), М.: Стройнздат, 1982, с. 85.

146. ***Ценов Л.Ц.*** Исследования свободных колебаний крупнопанельных зданий с учетом их протяженности. – Строительство и архитектура Узбекистана, 1969, №6, с. 39-43.

147. ***Цытович Н.А.*** Механика грунтов. М.: Госиздат., 1985, 388с.

148. ***Шапиро Г.А., Ашкинадзе, Симон Ю.А.*** Вибрационный метод испытания жилых и общественных зданий. Центр научно-технической информации по гражданскому строительству и архитектуре. М.: 1967.

149. ***Штейберг В.В., Сакс М.В., Аптикаев Ф.Ф. и др.*** Методы оценки сейсмических воздействий (пособие). Вопросы инженерной сейсмологии. Вып.34, М.: Наука, 1993, 94с.

150. ***ЭстеваЛ.*** Сейсмичность. Сейсмический риск и инженерные решения. М.:Недра, 1981. С. 162-203.

151. ***Abakanov T., Abakanov A.*** Elastic, inelastic and resonance phenomena in buildings and constructions during strong Earthquakes. Kazakhstan, 2013, p 176

152. ***Abovian G.A., KhachianE.Y., Pogosian G.C.*** Investigation of suspension cover structures. - In: Proceedings of the third European symposium on earthquake engineering. Sofia, 1970, p. 773-779.

153. ***Agbabian M.S.*** Construction Codes and Standards in the Armenian Soviet Socialist Republic. "Earthquake Spectra". August, 1989, Armenia Earthquake Reconnaissne Report, pp.93-100.

154. ***Ahmad A.R., Khachian E.Y.*** The use of various date set to Evaluate Seismic Hazard in Tartous region (Syria). 5th International Symposium on Eastern Mediterranean Geology. The Ssaloniki, Greece, 14-20 Aprill, 2004, vol.11, pp.639-642.

155. ***Ambraseys N.N. and Adams R.D.*** Long-term seismicity of North

Armenia. EOS, Trans.Am.Geoph.Union, 70 (10), 145, 1989, pp.152-154.

156. ***Ambraseys N.N. and Bommer J.J.*** Database of European Earthquake Associated with Strong-motion Records. EuropeanEarthquakeEng. V, N2, 1991, p.18-37.

157. ***Ambraseys N.N.*** Maximum Intensity of Ground Movements Caused by Faulting, Proc. 4th World Conf. Earthq. Eng., vol. 1, A-2, pp 154-171, Santiago, Chile, 1969.

158. ***Annali di Geofisica.*** The Global Seismic Hazard Assessment Program (GSHAP) 1992-1999, volume 42, N6, December, 1999.

159. ***Balassanian S., Cisternas A. and Melkumyan M.*** (eds.): Earthquake Hazard and Seismic Risk Reduction. 2000, KluwerAcademicPublishers-Dordrecht (Boston), London, 448p.

160. ***Bazic concepts of Seismic Codes.*** Vol.1. The International Association for Earthquake Engineering. Tokyo, 1980, 103p.

161. ***Bommer J.J.*** A Field Study of Spitak-88 Earthquake. Spitak-88, Proceeding of International Seminar on Spitak-88 Earthquake, Sponsored by UNESCO, Yerevan, May 23-26, 1989, pp.161-176.

162. ***Borcherdt R.,***Glassmoyer G., Andrews M. and Granswick E. Effect of Site Condition on ground motion and Damage. EarthquakeSpectra, August 1989, pp.23-42.

163. ***Bozorgnia Y., Niazi M.*** Distance Scaling of Vertical and Horizontal Response Spectra of the 1989 Loma Prieta Earthquake. EarthquakeEngineeringandStructuralDynamics, vol.22, 1993, pp.695-707.

164. ***Brune J.N.*** The Physics of Earthquake Strong Motion, in Lomnitz C. and Rosenblueth E., Eds., Risk and Engineering Decisions, New York: Elsevier Sci. Publ. Co., 1976, pp.141-177.

165. ***Butcher G., Hopkins D., Jury R., Massey W., McKay G., McVerr G.*** The September 1985 Mexico Earthquakes: Final Report it the New Zeland Reconnaissance Team. Bulletin of the New Zeland Society for Earthquake Engineering, vol.21, N1, March, 1988, pp.3-30.

166. ***Campbell R.W.*** An Empirical Analysis of Peak Horizontal Acceleration for the Loma Prieta, California Earthquake of October 18 1989. Bulletin of the Seismological Society of America, vol.81, 1991, N5, pp.1838-1858.

167. ***Cisternas A.*** et al. The Spitak (Armenia) earthquake of 7 December 1988; field observations, seismology and tectonics. Nature, 339 (6227) U.K., pp.675-679.

168. ***Clough R.W. and Penzien J.*** Dynamics of Structures. McGraw-Hill, New-York, 1975, p.652.

169. CSMIP Strong-Motion Records From the Santa Cruz Mountains (Loma Prieta), California Earthquake of 17 October, 1989, California Department of Conservation, Report OSMS 89-06, 1989, 196p.

170. ***Der Kiureghian A. A*** Response Spectrum Method for Random Vibration Analysis of MDF Systems. Earthquake Engineeringand Structural Dynamics, 1981, Vol.9, pp.419-435.

171. ***Der Kiureghian A.*** Structural Response to Stationary Excitation. Journal of the Engineering Mechanics Jirision, ASCE, 1980, 106, pp.1195-1213.

172. ***Der Kiureghian A., Sacktaa J.L. and Nour-Omid B.*** "Dynamic properties Analysis of Light Equipment in Structures: Response to Stochastic Input. Journal of Engineering Mechanics, ASCE, Vol.109, №1, Feb., 1983, pp.90-110.

173. ***Der-Kiureghian A.A.*** Observation from Instrumental Records and Damage Statistics of the Spitak Earthquake. In Proc. 1-st World Congress of Armenian Engineers, Scientists and Industrialists, AESA, California, 1989, pp.73-86.

174. EERI "Armenia Earthquake Reconnaissance Report" Earthquake Spectra, Special Supplement, Editors Loring A. Wyllie, John R. Filson, August, 1989, p.175.

175. Eurocode 8 Design Provision for Earthquake Resistance of Structure. ENV 1998-1-1, 1994, 71p.

176. ***Fajfar P., Vidic T., Fischinger M.*** Seismic Demand in Medium-and Long-Period structures. Earthquake Engineering and Structural Dynamics 1989, vol.18, pp.1133-1144.

177. ***Fukushima Y. and Tanaka.*** A New Attenuation for Peak Ground Acceleration, Velocity and Displacement Based on Multiple Regression Analysis of Japanes Strong Motion. Bull. seis. soc. Am. 80, 1990, pp.757-783.

178. ***Gere J.M., Shah H.C.*** Terra Non Firma, Understanding and Preparing for Earthquakes. W.H. Freemanand Company, NewYork, 1984.

179. ***Gutenberg B. and Richter C.F.*** Earthquake Magnitude, Intensity and Accelerations, BullSeismol. Soc. Amer 1956, vol.46, no 2, pp 105-145.

180. ***Hadjian A.H.*** The Spitak, Armenian Earthquake of 7 december 1988 – why so much destruction. SoilDynamicsandEarthquakeEngineering 12 (1993) 1-24.

181. ***Hamid R.M.*** Proceedings of the Third International Conference on Seismology and Earthquake Engineering. Vol. II. May 17-19. 1999, Tehran. I.R. Iran, pp. 729-740.

182. ***Hausner G., Outiren H.*** The effect of torsional oscilations on earthquake stresses. - Bull. Seismol. Soc. Amer., 1958, N 48, p. 68-79.

183. ***Housner G.W.*** Engineering Estimates of Ground Shaking and Maximum Earthquake Magnitute. Proc. 4th WorldConf. EarthquakeEngineering, Santiago, 1969.

184. ***Humar I. L., Wright E. W.*** Earthquake response of multistory buildings with set-baks. —.Earthquake En- ginuriiig and Structural Dynamics", 1977, v. 5, №1, p. 15—39.

185. ***Idriss I.M.*** Response of Soft Soil Sites During Earthquakes. In Proceedings of the Bolton Seed Memorial Symposium. Vol.2, 1989, pp.273-289.

186. ***Ishihara K.*** Effects of Ground Condition on the Damage the Spitak-88 Earthquake. Spitak-88, Proceeding of International Seminar on Spitak-88 Earthquake, Sponsored by UNESCO, Yerevan, May 23-26, 1989, pp.107-121.

187. ***Ishihara K.*** General Comments on Soil Conditions. Manuscript 1989, Yerevan.

188. ***Jeffreys H.*** The Earth, Cambridge University Press, 1970.

189. ***Joyrner W.B. and Boore D.M.*** Peak Horizontal Acceleration and Velocity from Strong-motion Records Including Records from the 1979 Imperial Valley, California, Earthquake Bull. seis. soc.Am. 71, 1981, p.2011-2038.

190. ***Juke Boatwright, Linda Seeking and Manuel G. Bonilla.*** Ground Shaking in San Francisico. US Departament of the Interior. US Geological Survey. Verginia, 1995 (Издана в виде плаката размером 90-60см).

191. ***Juhasova E.*** Vpliv krutioch seizmikich pri konstrukchiachs nesymetrcok gisposicion -Stavebn. cas., 1974, s 514-522.

192. ***Kamb B., Silver L.T., Abrams M.J., Carter B.A., Jordan T.H. and Minster J.B.*** Pattern of Faulting and Nature of Fault Movement in the San Fernando Earthquake. The San-Fernando Earthquake of February 9, 1971: Geological Survey Professional Paper 733, U.S. Dept. of Interior and U.S. Dept. of Commerce Joint Publication, 1971.

193. ***Kasahara K.*** Earthquake Mechanics, Cambridge University Press, 1981.

194. ***Khachiyan E.Y.*** Seismic influence on structure accounting the

eliminated links and local damages. Proceeding of the third European symposium on Earthquake Engineering's, Sofia, 1971 pp. 573-581.

195. ***Khachian E.Y.*** A study of seismic influences on structures consigering their length and height. - In: Preprints of the Sixth World *Conference on Earthquake Engineering.* New Dehli, 1977, p. 317-322.

196. ***Khachiyan E.Y., Ambarzumyan V.A., Goroyan A.T.*** Proceedings of the 7-th European Conference on Earthquake Engineering. Athens-Greece, V. 2, 1982, pp. 575-587.

197. ***Khachian E.E., Manukian L.A.*** Rotation of the Ground and Torsional assilattions of Constructions. 8th Symposium on Earthquake Engineering, Roorkee, December 29-31, vol.1, India 1986, pp.459-466.

198. ***Khachiyan E.Y.*** Method of modeling seismic effects. Dynamics of Building Structures. 89` September 11-15 Karlovy Vara, CSSR, 1989. pp.131-134.

199. ***Khachyan E.Y., Khlgatian Z.M., Melkumian M.G.*** Earthquake Engineering of High-Rise Buildings With Flexible Upper Floor (Vibration Gamper). Proceedings of the Ninth European Conference on Earthquake Engineering. Moscow, 1990, Vol.2, pp.237-248.

200. ***Khachian E.Y., Melkumian M.G., Khlgatian Z.M.*** Method of Seismic Protection of Multistoryed Buildings. SPITAK-88 Proceeding of International Seminar on Spitak-88 Earthquake. Sponsored by UNESCI, Yerevan, May 23-26, 1989, pp. 461-696.

201. ***Khachian E.E.*** On the Draft of Antiseismic Standards in the Republic of Armenia. Proceedings of the Tenth World Conference of Earthquake Engineering. 19-24 July 1992 Madrid, Spain, pp.5629-5632.

202. ***Khachiyan E.Y.*** About method of increasing the seismic resistance of the building with additional flexible floor. American University of Armenia. Engineering Research Center, Yerevan, 1993, 42p. (in Armenian).

202a. ***Khachiyan E.Y., Der Kiureghian A., Tonoyan A.*** Bulletin of Union of Boulders of Armenian №7 (24), 1998 pp.1-4.

203. ***Khachiyan E.Y.*** Research of dynamic characteristics of the mechanical system and resistance with a secondary element vibration. American University of Armenia Engineering Research Center, Yerevan, 1994, 32p. (in Armenian).

203a. ***Khachian E.E. and Melkoumian M.G.*** Recording of Spitak Earthquake on December 7, 1988 by the Seismic Station of Yerevan.

Lesson of the Earthquake (Trans. with addition from Russian Edition 1989). Yerevan 1994, p.38.

204. ***Khachiyan E.Y., Margaryan A.G.*** On increasing the Level of Seismic Safety on Existing Buildings. Eighth International Conference on Soil; Dynamics and Earthquake Engineering. Istanbul, Turkey, July 20-24, 1997, Volume of Extended Abstracts pp. 278-280.

205. ***Khachian E.Y.*** On Basic Concepts for Development of United International Earthquake Resistant Construction Code. Earthquake Hazard and Seismic Risk Reduction. Editors S.Balassanian, A.Cisternas and M.Melkumyan, Kluwer Academic Publishers, Netherlands, 2000, pp.333-343.

206. ***Khachian E.Y.*** The method of increasing level of seismic safety of existing buildings. Procceding of the Third International Conference on Seismology and Earthquake Engineering. May 17-19, 1999 Tehran, I.R.Iran, pp.795-802.

207. ***Khachian E.Y., Movsisyan L.A.*** Use of active external forces for seismic protection of structures and buildings. 8th World Seminar on Seismic Isolation, Energy Dissipation and Active Vibration Control of structures. Yerevan, Armenia, October 6-10, 2003, p. 294-302.

208. ***Khachian E.Y., Ahmad R.A.*** A new Method for Calculating the Dominant Periods of Multilayers of Soil. The Izvestia of National Academy of Sciences of Republic of Armenia, LIX,N1,2006,c.41-50.

209. ***Khachian E.Y., Melkumyan M. G.*** Changes in the Seismic Code of Armenia Regarding Seismic Isolation of Buildings and Strukctures. Proceeding of the «International Workshop Base Isolation High-Rise Buildings. Yerevan, Armenia, June 15-17, 2006». Yerevan 2008 (co-author Melkumyan M.), pp.84-90.

210. ***Khachian E.Y.*** On a Simple Method for Determining the Potential Strain Energy Stored in the Earth before a Large Earthquake. ISSN 0742-0463, Journal of Volcanology and Seismology, 2011, Vol. 5, No. 4, pp. 286-297. Pleiades Publishing, Ltd., 2011

211. ***Khachian E.Y.*** A Method of Determination of Dominant Vibration Periods Values for Nonhomogeneous Multilayer Ground Sites. Horizon Research Publishing Corporation, USA Universal Journal of Engineering Science 2013, vol.1(3), pp57-67

212. ***Khachian E.Y.*** Method for Determining the Potential Strain Energy Stored in the Earth before a Large Earthquake. Science Publishing Group, USA Earth Science, vol. 2,2, 2013 pp 47-57.

212.a ***Khachian E.Y.*** On a Simple Method for Determining the Potential Strain Energy Stored in the Earth before a Large Earthquake *Electronic publication* 'Online First' on SpringerLink

http://www.springerlink.com/openurl.asp?genre=article&id=doi:10.1134/S0742046311040038

212.6 ***Khachian E.Y.*** On the Possibility of Predicting Seismogram and Accelerogram of Strong Motions of the Soil for an Earthquake Model Considered as an Instantaneous Rupture of the Earth's Surface. ISSN 0747_9239, Seismic Instruments, 2015, Vol. 51, No. 2, pp. 129–140. © Allerton Press, Inc., 2015.

213. ***Knopoff L.*** Energy Release in Earthquakes, Geopys, J., 1958, vol. no. 1, pp.44-52.

214. ***Kobayashi H.,Ohtani K.*** Dynamic Properties of Ground and Buildings in Armenia Based on Measurements of Microtremors. Proceeding of International Seminar on Spitak-88 Earthquake, Sponsored by UNESCO, Yerevan, May 23-26, 1989, pp.141-153.

215. ***Lee V.W. and Trifunac M.D.*** Torsional accelerograms Soil Dynamic and Earthquake Engineering. Vol.4, 1985, pp.132-139.

216. Lessons Learned from the Loma Prienta, California, Earthquake of October 17, 1989. U.S.GeologicalSurveyCircular, 1045, 48p.

217. Liquefaction of Soil During Earthquakes. National Academy press, Washington, D.C. 1985, 240p.

218. ***Madera G.*** Fundamental period and amplification of Peak Acceleration in Layered Systems. Research report R70-37, Chapter 2 June 1970. Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, Massachusetts 02139, pp.27-77.

219. ***Maley R.P., Cloud W.K., Morrill B.Y., Scott N.H., Hudson D.E., Trifunac M.D.*** Strong-Motion Accalerograph Records. Strong-Motion Instrumental Data on the San-Fernando Earthquake of February 9, 1971, California Institute of Technology and U.S. Department of Commerce, 1971, 260p

220. ***Margaryan A.G., Khachiyan E.Y.*** Reinforcement of the 5-story masonry building of the 1-450-2 series by means of addition of the upper flexible story. American University of Armenia Engineering Research Center, Yerevan, 1999, 32p.

221. ***McKenzie D. and Brune J.N.*** Melting on Fault Planes during Large Earthquakes, Geophys J.R. Astr. Soc., 1972, vol.29, pp.65-78.

222. ***Melkumyan M.*** New Solution seismic Isolation. Yerevan 2011, 264p.

223. ***Mikhailova N.N., Aptekaev F.F.*** Some Correlation Relations between Parameters of Seismic Motions// J. of Earthquake Prediction Research. 1996, Vol. 5, №5, pp.257-267.

224. ***Mogi K.*** Earthquake Prediction Academic Press, 1985.

225. ***Mouroux P.*** Seismic Hazard and Microzonation Studies in Armenia-Conditions for Their Effective and Practical Use. Spitak-88, Proceeding of International Seminar on Spitak-88 Earthquake, Sponsored by UNESCO, Yerevan, May 23-26, 1989, pp.323-346.

226. NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and other Structures. Part 1: 1997 Edition. BuildingSeismicSafetyConcil(USA). 342p.

227. ***Newmark N.M. and Rosenblueth E.*** Fundamentals of Earthquake Engineering. Prentice-Hall, Inc. EnglewoodCliffs, N.Y.

228. Norme France. NF P06-013, AFNOR, Paris, 1995, 218p.

229. Non-Linear pesponse analysis tall buildings of strong earthquakes. SEARAS report №2 July 1952, №3, 1964, №4, Tokyo Japan.

230. ***Okamoto S.*** Introduation to Earthquake Engineering. UniversityofTokyoPress, 1973.

231. ***Pitilakis K.D., Anastasiads A.I.*** Soil and Site Characterization for Seismic Response Analysis. Proceedings of the Eleventh European Conference on Earthquake Engineering. Invited Lectures A.A.Balketa /Rotterdam/ Brookfield/ 1999, pp.65-90.

231a. Proceeding of the World Conference on Earthquake Engineering. Berkeley, California, June, 1956.

232. ***Popov E.P., Yang T.Sh., Griroryan C.E.*** New Directions in Structural Seismic Designs. Earthquake Spectra, Vol 9. №4. 1993. pp.845-875.

233. Proceeding from the Symposium on Seismic Hazard, Ground Motion, Soil-Liquefacion and Engineering Practice in Eastern North America October 20-22, 1987. Technical Report NCEER-87-0025, December 1987, Buffalo, 520p.

234. Proceeding of the second conference on Earthquake Engineering. Japan 1960, 713p.

235. Recommended Lateral Faroe Requirements and Commentary. Seismology Committee Structural Engineers Association of California, 1990, Sacramento, California 95819-0440.

236. Reducing Earthquake Hazard: Lessons Learned from Earthquakes. EERI, Publication N86-02, November 1986.

237. Regulations for Seismic Design. A World List-1996. Supplement-2000. IAEE, Tokyo, Japan.

238. ***Richter Ch.F.*** Elementary Seismology. W.H.Freeman and Co., San Francisco, 1958, 768p.

239. ***Rikitake T.*** Earthquake Predction. Elsevier Scientific Publishing. CoAmsterdam, 1976, 357p.

240. ***Roseblueth E.*** Some applications of Probability Theory in Aseismic Design. Proc. World Conference on Earthquake Engineering, pp.8-1. Earthquake Engineering Research Institute and the University of California, Berkeley, 1956.

241. ***Sacktan J.L., Der Kiureghian A. and Hour-Omid B.*** "Dynamic Analysis of Light Equipment in Structures: modal Properties of the Combined System". Journalof Engineering Mechanics, ASCE, Vol.109, №. EM1, Feb, 1983, pp.73-89.

242. ***Seed H.B., Murarka R., Lysmer J. and Idriss I.M.*** Realationships Between Maximum Acceleration, Maximum Velocity, Distance from Source and Local Conditions for Moderately Strong Earthquakes. Bulletinof Seismological Societyof America, 66(4), pp.1323-1342, 1976.

243. Seismic Risk and Enginnering Decisions, by C.Lomnitz and E.Rosenblueth (Editors). ElsevierScientificPublishingCompany, Amsterdam-Oxford-NewYork 1976.

244. SPITAK-88, Procceding of International Seminar on Spitak-88 Earthquake, Sponsored by UNESCO, Yerevan, May 23-26, 1989, 503p.

245. Strong Motion Earthquake Accelerograms. Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology, University "Kiril and Metodij" Skopje-Yugoslavia, Skopje, March, 1980, 185p.

246. ***Suyehiro S., Okada T., Kobayashi H., Hirosawa M., Murakami M., Sugano S.*** Evaluation of the Results Obtained by the Japenese Mission of Armenia. Proceeding of International Seminar on Spitak-88 Earthquake, Sponsored by UNESCO, Yerevan, May 23-26, 1989, pp.87-106.

247. Tentative Seismic Isolation Design Requirements. Base Isolation Subcomittee of the Seismology Committee Structural Engineering Association of Northern California, September 1986, 30p.

248. ***Trifunac M.D.*** A Note on Rotational Components of Earthquake Motions on Ground Surface for Incident Body Waves, Soil Dynamic and Earthquake Engineering N1, 1982, pp.11-19.

249. **United States of America.** Uniform Building Code, vol.2, Chapter 16, Division IV-Earthquake Design, California, 1997, 69p.

250. ***Villaverde R.*** Roof isolation system to reduce the seismic response of buildings: A preliminary assessment., Earthquake spectra, 14 (3), 521-532, 1998.

251. ***Wells D.L. and Coppersmith K.I.*** New Empirical Relationship among Magnitude, Rupture Lendth, Rupture Width, Rupture Area, and Surface Displecement. Bulletin the Seismological Society of

America, vol.84, N4, pp.974-1002, August, 1994.

252. ***Wilson B.L.,DerKiureghian A. and Bayo A.*** Replacement for the SRCC Method in Seismic Analysis. Earthquake Engineering and Structural Dynamics and Earthquake Engineering, 1985, Vol.9, pp. 187-192.

253. ***Yamazaki F.*** Comparative Study of Attenuation Characteristics of Ground Acceleration in Europe, North America and Japan. Bulletin of Earthquake Resistant Structure Research center. N26, March, 1993. Inst. of ind. Science Univ. ofTokyo, p.39-56.

254. ***Yegian M.K., Ghahraman V.G.*** The Armenian Earthquake of December 1988, Northeastem University, Boston, Massachusetts, October, 1992, 216p.

255. ***Zelenovich V., Paskalev T.*** Yugoslav Code for Aseismic design and Analysis of Engineering Structures in Seismic regions. Proceedings of the 8th European Conference of Earthquake Engineering. Vol. 1, Lisbaon, 1986.

Seismic Effects And Prognosis Of Structures Behavior

CONTENTS

	PREFACE	5
Chapter 1.	***CHARACTERISTICS OF GROUND MOTION IN STRONG EARTHQUAKES***	7
1.1	General	7
1.2	Characteristics of the soil strong motion	8
1.3	Horizontal and vertical accelerations of the soil	15
1.4	Dominant vibration period of homogeneous foundations	43
1.5	Determination of dominant periods by micro vibrations readings	52
1.6	Determination of dominant periods of inhomogeneous foundations	65
1.7	Examples of determination of dominant periods values	69
1.8	Simplified technique for determination of dominant periods of multilayer foundations	78
1.9	Periods of higher order of an inhomogeneous foundation	87
1.10	Approximation technique of determination of the first dominant period of an inhomogeneous foundation	92
1.11	Seismic property classification of soil conditions	95
1.12	On soils behavior in earthquakes	107
Chapter 2.	***STRENGTHENING AND WEAKENING OF SEISMIC EFFECT ON THE EARTH SURFACE***	119
2.1	Double-layer foundation case	119
2.2	On seismic microzoning. Influence of a multilayer surface thickness	126
Chapter 3.	***INTERACTION BETWEEN SEISMIC WAVES AND A STRUCTURE***	139
3.1	Statement of the problem	139
3.2	Interaction between a structure and layered foundation in steady-state interactions	140
3.3	Interaction between structures and a multilayer foundation under arbitrary seismic impacts	147
3.4	Investigation of interaction between a structure and layered foundation based on earthquake accelerograms	151

Chapter 4. ***ROTATIONAL MOTIONS OF THE SOIL AND TORSIONAL VIBRATIONS OF STRUCTURES*** 157
4.1 General data 157
4.2 Kinematic parameters of the soil rotary motion during earthquakes 158
4.3 Spectra of reactions of structures torsional vibrations during earthquakes 164
4.4 Torsional vibrations of buildings and structures in real seismic loads 175
Chapter 5. ***A DETERMINATION TECHNIQUE OF SEISMOGRAM AND ACCELEROGRAM OF THE SOIL STRONG MOTION WITH AN EARTHQUAKE MODEL AS INSTANTANEOUS EARTH SURFACE RUPTURE*** 182
5.1 Introduction 182
5.2 Initial parameters of the problem 184
5.3 Mechanical model of the problem 189
5.4 Mathematical model of the problem and its solution 192
5.5 Illustration of the method 202
Chapter 6. ***A METHOD OF DETERMINATION OF DEFORMATION POTENTIAL ENERGY VALUES, ACCUMULATED IN THE MEDIUM BEFORE STRONG EARTHQUAKE*** 209
6.1 Introduction 209
6.2 Statement of the problem 211
6.3 Boundaries of deformation regions in the rupture surrounding 213
6.4 Potential energy of deformation 216
6.5 Deformation energy near the rupture 227
6.6 Area of aftershocks' regions location 229
6.7 Ultimate strain of rocks of the earth's crust 233
Chapter 7. ***SEISMIC EFFECTS ON BUILDINGS AND STRUCTURES TAKING INTO ACCOUNT NONLINEAR VIBRATIONS AND LOCAL DAMAGES OF THE STRUCTURE ELEMENTS*** 241
7.1 Natural nonlinear vibrations of systems of one degree of freedom 241
7.2 Natural nonlinear vibrations of multistory frames 245
7.3 The system of distributed mass 254
7.4 Study of nonlinear reactions of skeleton-type buildings by accelerogram of strong earthquakes 259
7.5 Seismic effects on a building and structure taking into account 271

Chapter 8.	***INFLUENCE OF VARIOUS FACTORS ON BEHAVIOR OF A STRUCTURE UNDER SEISMIC EFFECTS***	293
8.1	Seismic efects on a lengthy on the plan building and structure	293
8.2	Study of seismic disturbance terminal velocity propagation influence along the building height	313
8.3	Influence of a structure loading velocity (by inertia forces) during seismic effect	324
8.4	On limiting of values of axial normal stresses from steady loads in reinforced concrete calculation on seismic load	336
8.5	On the nature of structures vibration during earthquakes	345
Chapter 9.	***IMPROVEMENT OF EXPERIMENTAL METHODS OF USING SEISMIC EFFECTS***	355
9.1	The method of experimental playback of seismic effect on a building and structure by a real accelerogram of the earthquake	355
9.2	The method of experimental acquisition of "recovering force – displacement" dynamic dependency	366
9.3	The method of experimental determination of the foundation dynamic stiffness and its taking into consideration in seismic load calculations	379
9.4	Methodical recommendations on carrying out vibration trials of buildings under loads imitating seismic loads	384
9.5	On a technique of seismic protection of a structure by applying an active external forces	388
Chapter 10.	***FLEXIBLE UPPER STOREY AS A SEISMIC OSCILLATIONS ABSORBER***	396
10.1	Qn a dynamic absorber problem	396
10.2	Use of a dynamic absorber in structures to reduce a seismic effect on them	402
10.3	Consideration of energy absorption	408
10.4	Selection of oscillation absorber parameters during real earthquakes	409
10.5	Flexible upper storey as a seismic oscillations absorber	412
10.6	Determination of dynamic characteristics of buildings with an flexible upper storey	416

10.7 Determination of values of inertial seismic forces in buildings with an flexible upper storey 422
10.8 Calculation of a nine-story reinforced concrete building with an flexible upper storey 426
10.9 Application of flexible storey method in existing stone buildings 434
Chapter 11. ***STUDY OF DYNAMIC CHARACTERISTICS AND SEISMIC REACTIONS OF SYSTEMS WITH SECONDARY OSCILLATION ELEMENT*** 443
11.1 Dynamic characteristics of a combined system 443
11.2 Values of reactions in a combined system 450
11.3 Practical recommendations of combined systems 460
Chapter 12. ***A WAY OF RAISING SEISMIC STABILITY OF A BUILDING BY ITS CONNECTION WITH AN ADDITIONAL STIFF STRUCTURE*** 466
12.1 Statement of the problem 466
12.2 Study on dynamic interaction of a building with a rigidly connected cantilever structure 476
Chapter 13. ***SUPPLEMENT*** 491
13.1 On principal concepts on development of unified international norms on earthquake-proof construction 491
13.2 On principal provisions of earthquake-proof construction norms of the Republic of Armenia 505
13.3 On some aspects of protection against earthquakes 518
REFERENCES 528

ОГЛАВЛЕНИЕ

	ПРЕДИСЛОВИЕ	5
Глава 1.	***ХАРАКТЕРИСТИКИ КОЛЕБАНИЙ ГРУНТА ПРИ СИЛЬНЫХ ЗЕМЛЕТРЯСЕНИЯХ***	7
1.1	Общие положения	7
1.2	Особенности сильных движений грунта	8
1.3	Горизонтальные и вертикальные ускорения грунта	15
1.4	Преобладающие периоды колебаний однородных оснований	43
1.5	Определение преобладающих периодов по записям микроколебаний	52
1.6	Определение преобладающих периодов неоднородных оснований	65
1.7	Примеры определения значений преобладающих периодов	69
1.8	Упрощенный способ определения преобладающих периодов многослойного основания	78
1.9	Периоды высших порядков неоднородного основания	87
1.10	Приближенные способы определения первого преобладающего периода неоднородного основания	92
1.11	Классификация грунтовых условий по сейсмическим свойствам	95
1.12	О поведении грунтов при землетрясениях	107
Глава 2.	***ЗАДАЧА УСИЛЕНИЯ ИЛИ ОСЛАБЛЕНИЯ ЭФФЕКТА СЕЙСМИЧЕСКОГО ВОЗДЕЙСТВИЕ НА ПОВЕРХНОСТИ ЗЕМЛИ***	119
2.1	Случай двухслойного основания	119
2.2	О сейсмическом микрорайонировании. Влияние многослойной поверхностной толщи	126
Глава 3.	***ВЗАИМОДЕЙСТВИЕ СЕЙСМИЧЕСКИХ ВОЛН С СООРУЖЕНИЕМ***	139
3.1	Постановка задачи	139
3.2	Взаимодействие сооружения со слоистым основанием при стационарных воздействиях	140
3.3	Взаимодействие сооружений с многослойным основанием при произвольных сейсмических воздействиях	147
3.4	Исследование взаимодействия сооружения со слоистым основанием по акселерограмме землетрясения	151

Глава 4. ***ВРАЩАТЕЛЬНЫЕ ДВИЖЕНИЯ ГРУНТА И КРУТИЛЬНЫЕ КОЛЕБАНИЯ СООРУЖЕНИЙ*** 157

4.1 Общие сведения 157
4.2 Кинематические параметры вращательного движения грунта при землетрясениях 158
4.3 Спектры реакций крутильных колебаний сооружений при землетрясениях 164
4.4 Крутильные колебания зданий и сооружений при реальных сейсмических воздействиях 175

Глава 5. ***СПОСОБ ОПРЕДЕЛЕНИЯ СЕЙСМОГРАММЫ И АКСЕЛЕРОГРАММЫ СИЛЬНЫХ ДВИЖЕНИЙ ГРУНТА ПРИ МОДЕЛИ ЗЕМЛЕТРЯСЕНИЯ КАК МГНОВЕННОГО РАЗРЫВА ЗЕМНОЙ ПОВЕРХНОСТИ*** 182

5.1 Введение 182
5.2 Исходные параметры задачи 184
5.3 Механическая модель задачи 189
5.4 Математическая модель задачи и ее решение 192
5.5 Иллюстрация метода 202

Глава 6. ***МЕТОД ОПРЕДЕЛЕНИЯ ВЕЛИЧИН ПОТЕНЦИАЛЬНОЙ ЭНЕРГИИ ДЕФОРМАЦИИ, НАКОПЛЕННОЙ В СРЕДЕ ПЕРЕД СИЛЬНЫМ ЗЕМЛЕТРЯСЕНИЕМ*** 209

6.1 Введение 209
6.2 Постановка задачи 211
6.3 Границы областей деформирования в окрестности разрыва 213
6.4 Потенциальная энергия деформации 216
6.5 Энергия деформации у разрыва 227
6.6 Площадь расположения областей афтершоков 229
6.7 О предельной деформации пород земной коры 233

Глава 7. ***СЕЙСМИЧЕСКИЕ ВОЗДЕЙСТВИЯ НА ЗДАНИЯ И СООРУЖЕНИЯ С УЧЕТОМ НЕЛИНЕЙНЫХ КОЛЕБАНИЙ И ЛОКАЛЬНЫХ ПОВРЕЖДЕНИЙ ЭЛЕМЕНТОВ КОНСТРУКЦИИ*** 241

7.1 Свободные нелинейные колебания систем с одной степенью свободы 241
7.2 Свободные нелинейные колебания многоэтажных рам 245
7.3 Систем с распределенной массой 254
7.4 Исследование нелинейных реакций зданий по акселерограмме сильных землетрясений 259

7.5 Сейсмические воздействия на здание и сооружение с учетом выключающихся связей и локальных разрушений конструкций 271

Глава 8. ***ВЛИЯНИЕ РАЗЛИЧНЫХ ФАКТОРОВ НА ПОВЕДЕНИЕ СООРУЖЕНИЯ ПРИ СЕЙСМИЧЕСКИХ ВОЗДЕЙСТВИЯХ*** 293

8.1 Сейсмические воздействия на протяженные в плане здания и сооружения 293

8.2 Исследование влияния конечной скорости распространения сейсмического возмущения по высоте здания 313

8.3 Влияние скорости нагружения (инерционными силами) сооружения при сейсмических воздействиях 324

8.4 Об ограничении величин осевых нормальных напряжений от постоянных нагрузок при расчетах железобетонных конструкций на сейсмические воздействия 336

8.5 О характере колебаний сооружения при землетрясениях 345

Глава 9. ***СОВЕРШЕНСТВОВАНИЕ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ МЕТОДОВ ИСПОЛЬЗОВАНИЯ СЕЙСМИЧЕСКИХ ВОЗДЕЙСТВИЙ*** 355

9.1 Метод экспериментального воспроизведения сейсмического воздействия на здания и сооружения по реальной акселерограмме землетрясения 355

9.2 Методика экспериментального получения динамической зависимости «восстанавливающая сила-перемещения» 366

9.3 Методика экспериментального определения динамической жесткости основания и ее учет при расчетах на сейсмические воздействия 379

9.4 Методические рекомендации по проведению вибрационных испытаний зданий на нагрузки имитирующие сейсмические воздействия 384

9.5 Об одном способе сейсмической защиты сооружения путем применения активных внешних сил 388

Глава 10. ***ВЕРХНИЙ ГИБКИЙ ЭТАЖ КАК ГАСИТЕЛЬ СЕЙСМИЧЕСКИХ КОЛЕБАНИЙ*** 396

10.1 О задаче динамического гасителя 396

10.2 Применение динамического гасителя в сооружениях с целью уменьшения на них сейсмического воздействия 402

10.3 Учет влияния поглощения энергии 408
10.4 Выбор параметров гасителя колебаний при реальных землетрясениях 409
10.5 Верхний гибкий этаж как гаситель сейсмических колебаний 412
10.6 Определение динамических характеристик зданий с гибким верхним этажом 416
10.7 Определение величин инерционных сейсмических сил в зданиях с гибким верхним этажом 422
10.8 Расчет 9-этажного ж/б здания с гибким верхним этажом по акселерограмме землетрясения 426
10.9 Применение метода гибкого этажа в существующих каменных зданиях 434

Глава 11. ***ИССЛЕДОВАНИЕ ДИНАМИЧЕСКИХ ХАРАКТЕРИСТИК И СЕЙСМИЧЕСКИХ РЕАКЦИЙ СИСТЕМ С ВТОРИЧНЫМ КОЛЕБАТЕЛЬНЫМ ЭЛЕМЕНТОМ*** 443

11.1 Динамические характеристики комбинированной системы 443
11.2 Величины реакций в комбинированной системе 450
11.3 Практические рекомендации по применению комбинированных систем 460

Глава 12. ***СПОСОБ ПОВЫШЕНИЯ УРОВНЯ СЕЙСМОСТОЙКОСТИ ЗДАНИЯ ПУТЕМ ЕГО ПРИСОЕДИНЕНИЯ К ДОПОЛНИТЕЛЬНОМУ ЕСКОМУ СООРУЖЕНИЮ*** 466

12.1 Постановка задачи 466
12.2 Исследование динамического взаимодействия здания с жестко соединенным консольным сооружением 476

Глава 13. ***ДОПОЛНЕНИЕ*** 491

13.1 Об основных концепциях по разработке единых международных норм по сейсмостойкому строительству 491
13.2 Об основных положениях норм сейсмостойкого строительства республики Армения 505
13.3 О некоторых аспектах защиты от землетрясений 518

ЛИТЕРАТУРА 528
Содержание на английском языке 548

ХАЧИЯН ЭДУАРД ЕФРЕМОВИЧ

СЕЙСМИЧЕСКИЕ ВОЗДЕЙСТВИЯ И ПРОГНОЗ ПОВЕДЕНИЯ СООРУЖЕНИЙ

Редактор издательства: Н. Нанасян
Компьютерный набор: Н. Эгнатосян

Изд. заказ №639
Сдано в производство 10.11.2015г.
Формат $60\times84^{1}/_{16}$. Бумага офсетная №1
34.75 печ.л. Тираж 200экз.
Цена договорная

Типография издательства "Гитутюн" НАН РА
Ереван, пр. Маршала Баграмяна 24

Землетрясение, несомненно, страшное природное явление. Оно происходит неожиданно, и его последствия ужасающи. Однако с научной точки зрения с ним можно «сотрудничать», бороться и сдерживать его разрушительные «посягательства», его можно даже «победить». Да, можно победить землетрясение, если каждый ответственный за это государственный чиновник и ученый, инженер-проектировщик и строитель с надлежащей ответственностью отнесется к этой общечеловеческой проблеме.

Научно обоснованное и качественное сейсмостойкое строительство и превентивные мероприятия по подготовке к землетрясениям–наилучший способ защиты от них. Это можно осуществить посредством систематического усовершенствования норм сейсмостойкого строительства. Особое внимание следует обращать на вопросы безопасности сооружений, а не на установление точного дня и часа их разрушения. ***Ведь люди умирают не от самого землетрясения, а из-за разрушения зданий и сооружений вследствие землетрясения.***

Первостепенной научной проблемой должно стать не прогнозирование точного времени ожидаемого землетрясения, а прогнозирование поведения сооружений при землетрясении. Целью прогнозирования поведения сооружений при землетрясении является разработка таких принципов проектирования и возведения зданий и сооружений, при реализации которых была бы гарантирована безопасность жизни людей, сохранность оборудования и имущества с минимальными расходами на антисейсмические мероприятия.

18946



ХАЧИЯН ЭДУАРД ЕФРЕМОВИЧ

Доктор технических наук, профессор, академик НАН Армении, заслуженный деятель науки РА, лауреат Премии Президента РА, заведующий кафедрой строительной механики НУАСА, главный научный сотрудник Института геологических наук НАН РА. Признанный специалист в области прикладной сейсмологии и сейсмостойкого строительства, строительной механики и теории колебаний. Широко известны в странах СНГ и за рубежом его исследования по использованию акселерограмм сильных землетрясений в нелинейных, упруго-пластических, пространственных и волновых задачах сейсмического воздействия на различные здания и сооружения, а также для разработки основных положений норм сейсмостойкого строительства. Разработал метод определения величины энергии сильного землетрясения и величины предельной деформации пород земной коры по макросейсмическим параметрам его последствий на поверхности земли, и способ прогнозирования акселерограмм сильных движений различных грунтов при предположении землетрясения, как мгновенного разрыва земной коры. Автор более чем 250 монографий, научных статей, нормативных документов, авторских свидетельств. Под его руководством разработаны национальные нормы по сейсмостойкому строительству Республики Армения, защищены десятки кандидатских и докторских диссертаций. Он активный участник разработки норм сейсмостойкого строительства стран СНГ, международных конференций и семинаров, член редколлегии многих научных изданий. Награжден орденом «Знак почета» и медалью Премьер-министра РА.