

**Shunzō Okamoto**

# **Introduction to earthquake engineering**

**University of Tokyo Press**

**Ш. Окамото**

# **Сейсмостойкость инженерных сооружений**

Перевод с английского  
канд. техн. наук Л. Ш. Килимника

**Москва Стройиздат 1980**

## ПРЕДИСЛОВИЕ К РУССКОМУ ИЗДАНИЮ

Рекомендовано к изданию д-ром техн. наук *С. В. Поляковым*

**Окамото Ш.** Сейсмостойкость инженерных сооружений: Пер. с англ. — М.: Стройиздат, 1980. — 342 с., ил. — Перевод изд.: Introduction to earthquake engineering / Shunzo Okamoto.

Рассматриваются принципы расчета и проектирования некоторых типов инженерных сооружений для сейсмических районов, а также основные данные по инженерной сейсмологии, используемые в теории и практике сейсмостойкого строительства. Изложены результаты последних научных исследований, опыта проектирования и анализа работы грунтов, фундаментов и сооружений при сильных землетрясениях.

Книга предназначена для научных работников и инженеров-проектировщиков, занимающихся вопросами обеспечения сейсмостойкости инженерных сооружений, оснований и фундаментов, коммуникационных систем. Она будет также полезна студентам строительных вузов.

Книга известного японского специалиста профессора Ш. Окамото посвящена вопросам обеспечения сейсмостойкости инженерных сооружений, а также содержит краткие сведения по инженерной сейсмологии, которые используются в теории и практике сейсмостойкого строительства.

В предлагаемую вниманию советского читателя книгу вошли десять из восемнадцати глав монографии, опубликованной издательством Токийского университета. Для русского издания были отобраны главы, наиболее полно представляющие результаты тех научных исследований, проектирования и строительства, анализа последствий сильных землетрясений, которые еще не нашли достаточного отражения в отечественной литературе по сейсмостойкому строительству и инженерной сейсмологии.

Большое внимание в книге уделено актуальным вопросам оценки колебаний грунта и влияния грунтовых условий на сейсмостойкость сооружений. Приводятся результаты обширного анализа последствий землетрясений, в том числе влияния инженерно-геологических условий на интенсивность и характер колебаний грунтов, картины повреждений зданий и сооружений при сильных землетрясениях. Широко освещены результаты научных исследований, проведенных в последние годы в Японии и других странах.

К сожалению, в книге практически не получили освещения результаты исследований по сейсмостойкости оснований и фундаментов, инженерных и специальных сооружений, проведенных в СССР.

В целом книга представит несомненный интерес для широкого круга специалистов в области сейсмостойкого строительства, инженерной сейсмологии, динамики грунтов. Научные работники, инженеры-строители и проектировщики найдут в ней полезные сведения о методах обеспечения сейсмостойкости ряда инженерных сооружений, рекомендации по расчетной оценке параметров колебаний грунта. Большое количество примеров из практики проектирования и строительства, наглядные иллюстрации позволят советским специалистам более глубоко познакомиться с методами расчета и конструирования сооружений для районов высокой сейсмической активности.

О 30205—314 110—80. 3205000000  
047(01)—80

© University of Tokyo Press, 1973  
© Перевод на русский язык, Стройиздат, 1980

Канд. техн. наук *Л. Ш. Килимник*

На земном шаре существует много сейсмических зон, и в этих зонах необходимо обеспечивать надежность работы сооружений. Сейсмостойкое строительство представляет собой область строительной техники, предназначенной для выполнения этой задачи.

Наука о сейсмостойком строительстве включает в себя широкий круг вопросов, в том числе геофизику, геологию, сейсмологию, теорию колебаний, динамику сооружений, прочность материалов при динамических нагрузках, строительные конструкции и технологию строительного производства. Более точно, сейсмостойкое строительство представляет собой приложение всех указанных дисциплин к определенному объекту — конструкциям зданий, устойчивых при землетрясениях.

Поскольку вопросы сейсмостойкости сооружений начали изучаться сравнительно недавно, вышло еще мало книг, посвященных систематическому изложению этой дисциплины. В частности, почти нет публикаций по инженерным сооружениям, за исключением зданий. Для дальнейшего развития сейсмостойкого строительства необходимо систематизировать основные полученные результаты.

По-видимому, только после землетрясений в Ноби в 1891 г. и в Сан-Франциско в 1906 г. сейсмостойкость сооружений привлекла внимание ученых-исследователей. Во время этих землетрясений большое число зданий, мостов, набережных и ирригационных плотин получили повреждения, которые невозможно было устранить. Изучение последствий этих землетрясений показало, что сооружения должны выдерживать не только вертикальные нагрузки, но также противостоять горизонтальным воздействиям.

Следующей катастрофой явилось Кантское землетрясение 1923 г. Многие инженерные сооружения, включая современные, были разрушены. Кроме того, пожары в Токно и Йокатаме привели к гибели 140 тыс. человек. Это землетрясение показало, что проблема сейсмостойкости гибких сооружений не может быть рационально решена без использования теории колебаний. Аналогичный подход утвердился и в других странах, расположенных в сейсмических районах, а после 1940-х годов с помощью новых электронно-вычислительных машин был достигнут существенный прогресс в развитии методов динамического расчета сейсмостойких сооружений.

Следующий этап развития науки о сейсмостойкости сооружений связан с землетрясениями первой половины 1960-х годов в Ниигата и на Аляске в 1964 г. На этот раз инженеры увидели, что серьезные повреждения могут быть вызваны обрушениями грунта при землетрясениях. С этого времени динамические свойства грунтов стали предметом интенсивных научных исследований.

В 1954 г. автором была написана книга по сейсмостойкому строительству, которая предназначалась для использования при проектировании гражданских сооружений. Книга состояла из девяти глав и называлась «Методы проектирования сооружений с учетом сейсмических нагрузок». В 1960 г. она была переиздана и расширена до 13 глав. Настоящая книга основана на двух предшествующих, содержит результаты последних исследований и состоит из 18 глав\*. Увеличение объема книги само по себе отражает развитие исследований по сейсмостойкому строительству. К настоящему времени теория сейсмостойкости сооружений, разработанная исходя из положений статики, превратилась в дисциплину, основанную на динамическом подходе. Более того, динамические расчеты из инструмента теоретических исследований переросли в методы практического расчета конструкций.

Несмотря на то что содержание книги может изменяться по мере развития теории сейсмостойкости, фундаментальные положения, раскрытые автором в первой монографии, не претерпели никаких изменений. В этой работе автор указывал: «Следует избегать установления методов проектирования в определенной форме путем умозрительных представлений о землетрясении. Рациональные методы проектирования нельзя разработать до тех пор, пока не будет осмыслена действительная природа сейсмических движений и повреждений при землетрясениях, а инженер-проектировщик не задумается и не будет иметь четких представлений о принципах сейсмостойкости сооружений».

Главы 1 и 2 настоящей книги посвящены сейсмическим колебаниям и кратко характеризуют строение Земли, природу землетрясения, их причины, сейсмические волны, сейсмографы, шкалу сейсмической интенсивности и сейсмическую энергию. Эти вопросы изучаются геофизиками, но они необходимы специалистам, занимающимся вопросами проектирования сейсмостойких сооружений.

Глава 3 посвящена соотношениям между колебаниями грунта и сейсмическими движениями. Из опыта землетрясений хорошо известно что повреждения зданий существенно зависят от грунтовых условий. Поэтому с точки зрения опасности повреждения при землетрясениях грунтовые условия имеют большее значение, чем расстояние до разлома. Сейчас исследования грунтовых условий стали неотъемлемой частью работ по планированию и развитию городов.

Общие сведения о применяемых сейчас в Японии методах проектирования и нормирования в области сейсмостойкого строитель-

\* Перевод книги публикуется с сокращениями. Нумерация глав изменена. (Прим. переводчика.)

ства изложены в главах 4—6. Поскольку большинство теоретических исследований основаны на динамических подходах, в книге кратко рассмотрены динамические методы анализа, применимые при ручном счете. Однако статические методы все еще широко применяются при расчете конструкций, поэтому они также приведены в книге.

Глава 7 посвящена вопросам сейсмостойкости земляных сооружений. Как уже отмечалось, задачи расчета грунтов динамическими методами начали развиваться лишь в последние годы. Поэтому недостаточный объем результатов научных исследований отодвигает на будущее их использование в практике проектирования. В этой главе статические методы решения задач дополнены некоторыми соображениями по динамическому анализу. Можно надеяться, что в будущем такой сдвиг произойдет и получат развитие динамические методы антисейсмической защиты земляных сооружений.

В главах 8—10 рассмотрены вопросы обеспечения сейсмостойкости некоторых типов сооружений.

Строительство сейсмостойкого сооружения требует разработки соответствующих методов производства работ, базирующихся на сочетании научного и производственного опыта разных специалистов. Поэтому при подготовке этой книги было изучено огромное число публикаций. К ним следует добавить результаты научных исследований, проведенных в лаборатории динамической прочности строительных материалов Института промышленных исследований Токийского университета. Поэтому содержание настоящей монографии во многом обязано научным исследованиям многих специалистов. Автор сомневается, в том, не внес ли он при обобщении материалов некоторые спорные положения в текст книги и поэтому считает целесообразным в ряде случаев более детальное ознакомление с рассматриваемыми проблемами.

Замысел публикации книги был осуществлен в связи с шестидесятилетием автора. Автор выражает глубокую благодарность своим коллегам и друзьям за реализацию этого замысла и особенно председателю юбилейного комитета д-ру С. Нагата, ответственному секретарю проф. К. Кубо, проф. Х. Тамура и многим другим благодарным участникам этого проекта. Неоценимую помощь при подготовке книги оказали проф. Тамура, проф. Т. Окада, К. Като и С. Мориши из Института промышленных исследований Токийского университета, проф. М. Хакуно из НИИ сейсмостойкого строительства Токийского университета. Автор благодарен мисс Т. Танума и миссис М. Цукава из Института промышленных исследований за выполнение расчетов, оформление графического материала и помощь при подготовке рукописи, М. Танака из Корпорации Альфа-Ориент за перевод книги на английский язык, а также Ш. Минова, Т. Сасаки и М. Иноуэ из издательства Токийского университета и К. Фуджима из издательства Ohm Publishing Co. Автор выражает благодарность всем упомянутым лицам.

Январь 1973 г.

Шунзо Окамото

## Глава 1. ЗЕМЛЕТРЯСЕНИЯ

### 1.1. СТРОЕНИЕ ЗЕМЛИ

#### 1) Состав Земли

Земля представляет собой сферическое тело с радиусом порядка 6400 км. Ее внутреннее строение изучалось с разных позиций. Одним из основных методов исследования является сравнение параметров колебаний разных точек на поверхности Земли при землетрясениях. Поскольку землетрясения проявляются в виде колебаний, вызываемых на поверхности Земли при распространении высвободившейся внутри Земли энергии, наблюдаемая картина колебаний зависит от свойств структуры вдоль луча распространения сейсмических волн. Поэтому исследование картины распространения колебаний позволяет обратным путем судить о внутреннем строении Земли.

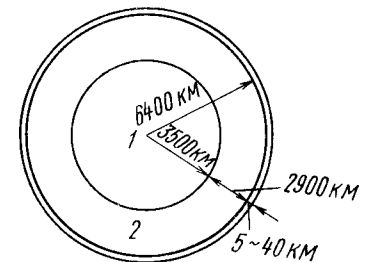


Рис. 1.1. Строение Земли  
1 — ядро; 2 — мантия

В соответствии с результатами таких исследований Земля состоит из трех слоев разной породы: ядра, или центростферы, мантии и земной коры, или литосферы. Ядро составляет центральную часть Земли (рис. 1.1) и представляет собой сферу с радиусом 3500 км. Поскольку ядро не проводит поперечные волны, по крайней мере, его поверхностная часть считается жидкостью. Мантия покрывает ядро, имеет толщину около 2900 км и состоит главным образом из

Таблица 1.1

| Удельные веса различных компонентов Земли, г/см <sup>3</sup> |                          |         |
|--|--------------------------|---------|
| Кора   |                          | 2,7—3,0 |
| Мантия   | По наружному периметру   | 3,3     |
|  | По внутреннему периметру | 5,7     |
| Ядро   | По периферии             | 9,7     |
|  | Центральная часть        | 12,3    |



Амплитуды сейсмических колебаний на поверхности сначала характеризуются небольшими колебаниями, а затем внезапно увеличиваются. Этот второй период процесса колебаний продолжается в течение определенного промежутка времени, после которого колебания постепенно затихают. Первый период легкого дрожания называется начальными толчками, следующая часть с большими амплитудами — основными толчками, и заключительная часть — «хвостом» колебаний.

Как будет подробно рассмотрено ниже, внутри земной коры проходят два вида волн — первичные, продольные волны (волны растяжения-сжатия) и вторичные, поперечные волны (волны сдвига). Когда происходит высвобождение энергии в гипоцентре землетрясения, все эти волны возникают одновременно. Однако, поскольку скорость распространения продольных волн больше, они раньше достигают пункта наблюдения на земной поверхности. Начальное дрожание целиком определяется этими продольными волнами. Последующее появление поперечных волн, а также поверхностных волн характеризует основную фазу колебаний.

Если обозначить

$s$  — расстояние от гипоцентра до точки наблюдения;  $v_s$  — скорость распространения поперечных волн;  $v_p$  — скорость распространения продольных волн;  $T$  — разность во времени вступления в пункте наблюдения продольных и поперечных волн,

то получим следующее соотношение

$$T = \frac{s}{v_s} - \frac{s}{v_p} = \left( \frac{1}{v_s} - \frac{1}{v_p} \right) s \text{ или } s = \left( \frac{1}{v_s} - \frac{1}{v_p} \right)^{-1} T. \quad (1.1)$$

В этом случае  $T$  — продолжительность начальной фазы колебаний, которая определяется измерениями, а  $v_s$  и  $v_p$  — геологические константы для данной местности. Поэтому расстояние от гипоцентра до пункта наблюдения приблизительно пропорционально продолжительности начальной фазы колебаний. Коэффициент пропорциональности, как правило, равен 8 км/с.

Если  $s$  определено для каждого из трех пунктов наблюдений, гипоцентр располагается в точке пересечения сфер, центр каждой из которых расположен в пункте наблюдения, а радиус приблизительно равен величине  $s$ .

Найденный таким образом гипоцентр является источником возникновения первой сейсмической волны. Однако он не обязательно совпадает с местом наиболее интенсивного выделения энергии. Другими словами, действительный очаг землетрясения может охватывать не очень ограниченную площадь. В некоторых случаях он покрывает достаточно большое пространство, а иногда не ограничен пределами одной площади. Например, гипоцентр землетрясения Канто, 1923, был определен как расположенный на расстоянии около 10 км от г. Тансава, однако полагают, что самые значительные изменения внутри Земли произошли под заливом Сагами (см. рис. 1.7).

Разрушительные землетрясения обычно не ограничиваются одним колебательным возмущением. Магнитуды постепенно убывают, но обычно проявляется ряд последующих толчков. Первое сильное землетрясение называется основным толчком, а последующие землетрясения — афтершоками. Гипоцентры афтершоков необязательно совпадают с гипоцентром основного толчка, последний обычно располагается на краю гипоцентральной области афтершоков.

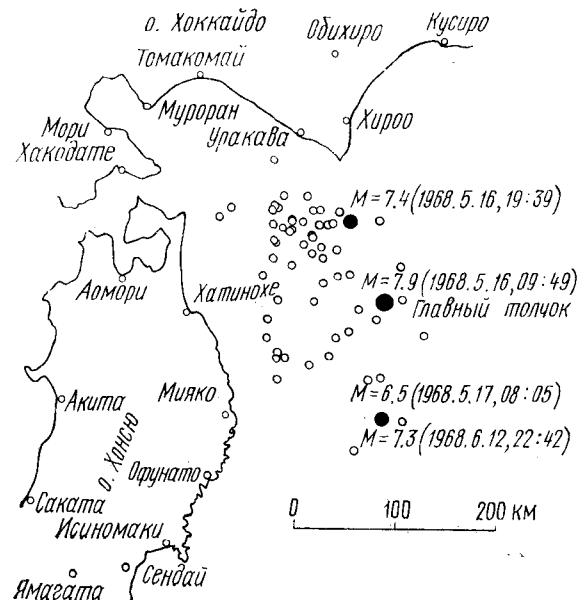


Рис. 1.4. Распределение афтершоков землетрясения Токачи, 16 мая 1968 г. ● — главный толчок, основные афтершоки; ○ — афтершоки

Объем массива, охватывающий точки, в которых проявляются афтершоки, стремится расширяться в период времени сразу после основного толчка. Полагают, что размеры области, в которой возникают первоначальные толчки, определяют порядок накопленной энергии, вызывающей главный толчок. На рис. 1.4 показано распределение афтершоков после землетрясения Токачи, 1968, покрывающее площадь  $300 \times 150$  км.

В Японии, где землетрясения классифицируются по глубине очага, при глубине до 30 км они называются очень поверхностными, при глубине от 30 до 100 км — поверхностными и ниже 100 км — глубокофокусными. В других странах землетрясения с очагом в пределах 60 км от поверхности земли называются поверхностными, при 60–300 км — промежуточными, а при глубине более 300 км — глубокофокусными. Максимальной глубиной очага считают величину 700 км.

## 2) Причины землетрясений

Для объяснения причин возникновения землетрясений выдвигались различные теории, которые рассматривали такие характеристики, как периодичность проявления, различия по размерам, неравномерное распределение по регионам. Основные распространенные в настоящее время подходы базируются на теориях действия магмы и сил горообразования (орогенезиса). Первая теория рассматривает эту проблему в свете либо внезапных изменений в земной коре в связи с проникновением магмы в слои полутвердой коры, где нарушаются условия равновесия тепла и напряжений, расширяются существующие или образуются новые трещины, либо неожиданных изменений в состоянии самой магмы. Вторая теория построена на явлении внезапного освобождения части энергии деформаций, накопленных в коре за счет сил горообразования. В последнем случае широко разработан принцип, согласно которому силы горообразования вызываются конвективными движениями в пределах мантии.

В действительности, места, где происходят землетрясения, существенно различны по геологическим условиям и охватывают как старые континентальные площади (такие, как Восточная Сибирь и Канада), так и новые участки суши (Алеутские и Курильские острова), которые сейчас находятся в состоянии активного роста. Поэтому причины землетрясений не обязательно бывают одними и теми же.

В соответствии с теорией, предписывающей землетрясения действию сил горообразования, в местах, где накапливается избыточная энергия и деформации превышают  $(1-2)10^{-4}$ , в больших разломах, включая границы блоков земной коры, увеличиваются скорости скольжения или возникают новые разломы, приводящие к высвобождению сейсмической энергии. Направление движения в разломе зависит от характера напряжений. При растягивающих напряжениях возникает нормальный разлом, а при сжимающих напряжениях — поперечный разлом. Когда проявляется движение в большом разломе с образованием границ между блоками земной коры, количество высвобождаемой энергии велико. В тех случаях, когда происходят движения в небольших местных разломах в пределах отдельного блока, количество энергии невелико.

Кроме того, разломы, вызывающие разделение отдельных блоков, простираются на большую глубину. Поэтому такие землетрясения могут возникать в нижней части земной коры или в верхней части мантии. Землетрясения от небольших локальных разломов всегда имеют очаги на небольших глубинах в пределах земной коры.

Там, где отмечаются интенсивные движения горообразования и быстрое накопление энергии, возрастает сейсмическая активность. Интервалы между землетрясениями различаются в соответствии со способностью блоков земной коры накапливать энер-

гию деформаций. Если способность к накоплению энергии велика, величина подвижки в разломе будет большой, что увеличивает размер проявляющегося землетрясения. Наоборот, если способность к накоплению энергии деформаций мала, будет происходить непрерывное медленное скольжение в разломе, а величина подвижки во время землетрясения и, следовательно, размеры самого землетрясения будут невелики. Из этого следует, что в первых зонах, как правило, не будут происходить слабые землетрясения, но через большие промежутки времени будут иметь место очень сильные землетрясения. Во вторых зонах, наоборот, средние и слабые землетрясения будут происходить довольно часто. Полагают, что более старые, плотные образования (такие, как палеозойские формации) относятся к первым зонам, а новые образования (мезозойские и кайнозойские формации) — ко вторым. Нет необходимости говорить, что в районах с активным процессом орогенезиса частота проявления землетрясений выше во всех случаях и здесь возможно возникновение очень сильных землетрясений.

Наблюдения за направлением первого движения при сейсмических колебаниях позволяют установить механизм разрушения при землетрясении.

Начальное колебательное движение при землетрясении представляет собой продольную волну, радиально распространяющуюся от фокуса, а ее горизонтальное направление совпадает с направлением к эпицентру. Когда одновременно наблюдаемое вертикальное движение направлено вверх, направление горизонтального движения противоположно направлению к эпицентру, а когда вертикальное движение направлено вниз, горизонтальное движение и направление к эпицентру совпадают. В первом случае сейсмическая волна называется волной давления, а во втором — волной разряжения.

Первые колебания при землетрясении в разных точках проявляются как волны давления на одних площадях и волны разряжения — на других. Границы этих двух площадей представляют собой прямые линии, пересекающиеся под прямым углом, или коническую фигуру. Этот факт непосредственно связан с механизмом разрушения при землетрясении, а расположение и форма граничных линий являются источником изучения механизма землетрясения.

На рис. 1.5 представлено распределение зон давления и разряжения во время первого колебания землетрясения, произошедшего в окрестности р. Тенрю 18 мая 1917 г. Заштрихованные кружки обозначают волны давления, а незаштрихованные — волны разряжения. Границы их проявления представлены двумя прямыми

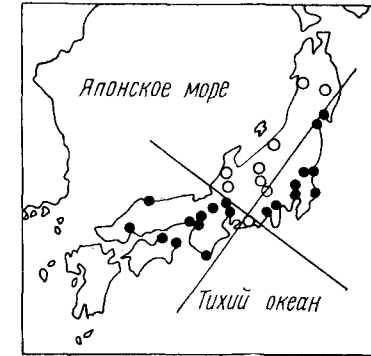


Рис. 1.5. Распределение зон давления и разряжения при землетрясении 18 мая 1917 г.

линиями, направление которых ЮЗ-СВ и ЮВ-СЗ. Такое расположение является общей закономерностью поверхностных землетрясений, происходящих в этой области.

### 3) Сейсмические зоны

Анализ географии зарегистрированных землетрясений показывает, что они распределяются не случайным образом. Напротив, районы, в которых происходят разрушительные землетрясения, чрезвычайно ограничены. Поскольку обычно эти районы образуют области поясов, они называются сейсмическими поясами или сейсмическими зонами. Сейсмические зоны разделяются на четыре класса, как показано в табл. 1.3. В случае океанических и околоостровных поясов гипоцентры землетрясений располагаются в пределах мантии, а в случае орогенических геосинклинальных и континентальных поясов — в земной коре. Конкретные примеры таких поясов приведены в табл. 1.3.

Из цепи японских островов центральная часть относится к сейсмической зоне геосинклинального типа с землетрясениями в основном коровыми. Сейсмические пояса околоостровного типа вдоль Курильских и Марианских островов достигают Японии с востока,

Таблица 1.3

Четыре класса сейсмических зон

| Тип                         | Описание  | Расположение гипоцентра | Примеры   |
|-----------------------------|---|-------------------------|---|
| Океанический                | Следует впадинам на дне океана  | Мантия                  | Центральный пояс Индийского океана  |
| Вокруг островов             | Следует дугам, окружающим небольшие острова                                       | Мантия                  | Алеутские, Курильские, Марианские острова, острова Рюкю   |
| Орогенические геосинклинали | Следует дугам горных хребтов на континентах или дугам, окружающим большие острова | Земная кора и мантия    | Японские острова, Филиппинский архипелаг, западное побережье Южной Америки, западное побережье Северной Америки, Иран, Турция |
| Континентальные плато       | Внутри континентов  | Земная кора             | Восточная Сибирь, Аппалачский регион  |

а сейсмический пояс вокруг островов Рюкю — с юго-запада. Поэтому в Японии землетрясения, зарождающиеся в мантии, также происходят довольно часто.

## 1.4. ПРОЯВЛЕНИЕ ЗЕМЛЕТРЯСЕНИЙ

### 1) Общие положения

Когда происходит землетрясение, оно проявляется не только в простом сотрясении земли, а сопровождается другими различными явлениями. К важным с инженерной точки зрения явлениям относятся: сейсмические толчки, движения земной коры, образование разломов и сбросов, цунами. В дополнение к этому происходят изменения в геомагнетизме и электрическом поле Земли, которые представляют большой интерес для геофизиков, но не оказывают прямого влияния на вопросы сейсмостойкого строительства в настоящее время.

### 2) Сейсмические толчки

Для процессов колебаний земной поверхности характерны начальные слабые толчки небольшой продолжительности, за которыми следуют интенсивные колебания в течение определенного промежутка времени, после чего колебания постепенно затухают.

В качестве примера сейсмограмм на рис. 1.6 показаны записи афтершока землетрясения Тоттори, 1943, зарегистрированного в г. Тоттори и в Коге. Как отмечалось, каждая сейсмограмма со-

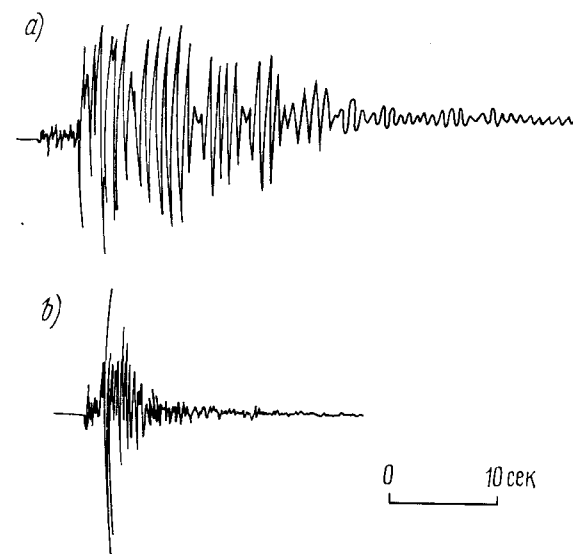


Рис. 1.6. Сейсмограмма афтершока землетрясения Тоттори, 1943, зарегистрированная в г. Тоттори (а) и в Коге (б)

держит начальные сотрясения, основные колебания и «хвост». В начальной фазе регистрируются продольные волны, а при основных колебаниях — сдвиговые и поверхностные волны.

Форма сейсмических волн является достаточно сложной. Это связано с различиями в механизмах разрушения при землетрясениях, отражением и преломлением сейсмических волн на границах слоев грунта с разными характеристиками, параметрами колебаний, специфическими для каждого пункта сейсмических наблюдений. С точки зрения анализа информации о прохождении сигналов сложная форма сейсмических волн является определяющей для изучения механизма землетрясения и строения Земли.

### 3) Коровые движения

На основании съемок до и после землетрясений иногда обнаруживают, что поверхность грунта претерпевает перемещения по обоим горизонтальным и вертикальному направлениям на большой площади. Если съемку удастся выполнить непосредственно перед землетрясением и сразу после него, то можно определить точные изменения, вызванные землетрясением. Однако в большинстве случаев такое сравнение удастся провести на основании съемок задолго до землетрясения и сразу после него, поэтому не очень ясно, вызваны ли такие изменения только землетрясением. Тем не менее, по-видимому, весьма вероятно, что землетрясение ответственно за значительную часть наблюдаемых перемещений.

Методы измерения перемещений земной коры включают в себя прецизионную триангуляцию с использованием триангуляционных станций и прецизионное нивелирование с использованием реперов. Однако эти методы могут быть использованы не всегда и в ряде случаев дополняются непрерывной регистрацией поднятия и опускания береговых зон при приливах и отливах. Кроме того, в последние годы для ежедневных наблюдений начинают применять оборудование по измерению наклонов и деформаций земной коры. Оно состоит из группы трех взаимно пересекающихся тоннелей, оборудованных наклономерами в виде труб с водой длиной около 30 м и экстензометрами из труб с расплавленным кварцем. Результаты измерений с помощью таких приборов полезны для определения внезапных изменений в земной коре, позволяют регистрировать изменения углов наклона с точностью до минуты и, таким образом, служат решению задач по прогнозу землетрясений.

Как показывают землетрясения последних лет, движения земной коры наиболее часто проявляются при землетрясениях с неглубокими гипоцентрами, энергия которых превышает определенный предел. Полагают, что для землетрясения с глубиной очага менее 20 км этот предел равен примерно  $10^{22}$  эрг.

Для землетрясений в Японии обнаружено, что большие, чем на суше, перемещения поверхности происходят в море. Случаи зарегистрированных перемещений на суше рассмотрены ниже.

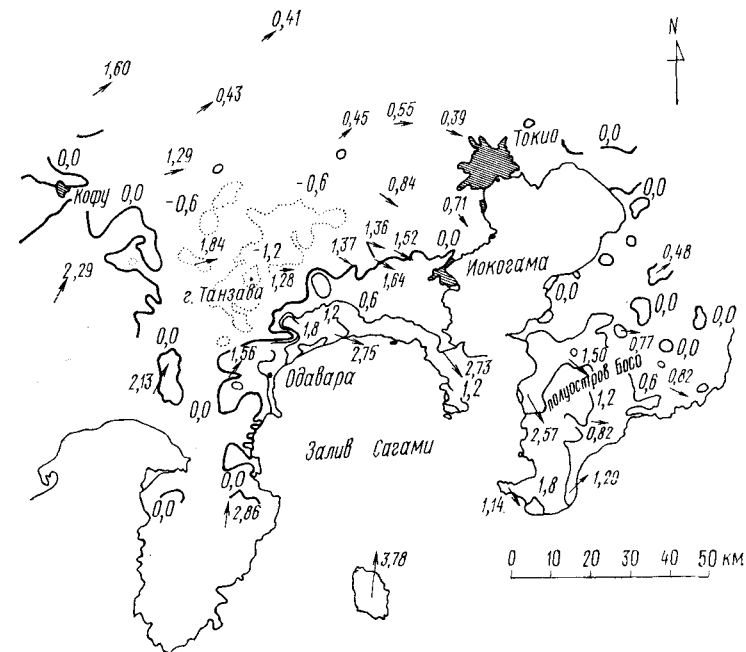


Рис. 1.7. Движения земной коры при землетрясении Канто, 1923. Большими цифрами и контурными линиями показаны вертикальные перемещения в метрах, цифрами и стрелками показаны горизонтальные перемещения в метрах

1) *Землетрясение Канто.* На рис. 1.7 показаны горизонтальные и вертикальные перемещения поверхности земли, сопутствовавшие землетрясению Канто, 1923. Как видно из рисунка, в разных районах горизонтальные перемещения составляли от 1 до 3 м. По вертикали береговая линия залива Сагами и южная часть полуострова Босо поднялась, а массив г. Танзава опустился. На южной части полуострова Босо наблюдаются следы нескольких поднятий, имев-



Рис. 1.8. Поднятие о. Авасима вблизи эпицентра землетрясения Ниигата, 1964

ших место в прошлом, и движения грунта при землетрясении Канто имели те же направления, как и раньше.

2) *Землетрясение Ниигата*. После землетрясения Ниигата, 1964, в районе острова Авасима, находившемся в эпицентральной зоне, наблюдалось поднятие суши от 0,8 до 1,5 м (рис. 1.8). Ориентация этих поднятий совпадала по направлению с движениями земной коры при ряде прошедших землетрясений.

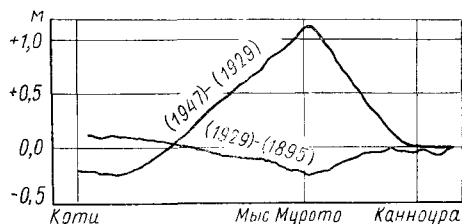


Рис. 1.9. Изменения в разрезе вдоль южного берега о. Сикоку при землетрясении Нанкай, 1946 (данные д-ра Т. Нагата)

по 1947 г., а нижняя — разность отметок в 1895 и 1929 гг. Из этого рисунка видно, что в результате землетрясений оконечность мыса Мурото значительно поднялась. Кроме того, хотя мыс Мурото испытывал непрерывный наклон в южном направлении, землетрясение 1946 г. вызвало резкий наклон в противоположном направлении.

#### 4) Разломы

Во время сильных землетрясений иногда возникают разрывы движений по двум сторонам от граничной линии, охватывающей узкий участок суши. Плоскость разрыва в форме полосы называется разломом. Разломы, приводящие к дислокациям в горизонтальном направлении, называются горизонтальными разломами, а при дислокациях в вертикальном направлении — вертикальными разломами. Некоторые разломы выходят на поверхность и хорошо видны, другие происходят на глубине и не выходят на поверхность грунта. Их наличие может быть обнаружено только после проведения геодезических съемок. Разлом Гомура, вызванный землетрясением Кита-Танго, 1927, является примером разлома первого вида (рис. 1.10), а разлом Фукуи после Фукуйского землетрясения 1948 г. — пример разлома второго вида. В табл. 1.4 перечислены самые большие разломы после ряда сильных землетрясений на территории Японии.

Длина и раскрытие разломов, как правило, определяются магнитудами землетрясений:

$$\lg L = 1,32 M - 7,99, \quad (1.2)$$

$$\lg D = 0,55 M - 3,71, \quad (1.3)$$

где  $M$  — магнитуда землетрясения;  $L$  — длина разлома, км;  $D$  — раскрытие разлома, м.

Разломы, появившиеся в результате землетрясений, могут быть следствием внутренних разрывов, которые являются причинами землетрясений, или произойти вдоль ослабленных плоскостей пород

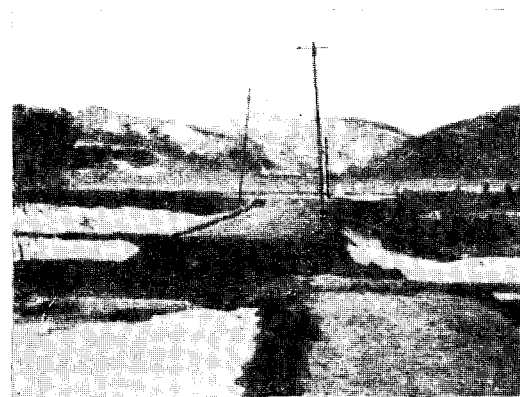


Рис. 1.10. Разлом Гомура, вызванный землетрясением Кита-Танго, 1927

вблизи и в местах границ неравномерных движений массивов породы, которые сопровождают землетрясения. Поэтому считают, что расположение разломов, происходящих во время землетрясений, связано с так называемыми геологическими разрывами (разломами), образовавшимися в геологические эпохи. Большинство сейсмических разломов в Японии расположено вдоль геологических разрывов, связанных с движениями в четвертичном периоде или после второй половины этого периода. Тем не менее, поскольку разломы обычно имеют определенную конечную ширину и образуют зоны разломов, движения в них необязательно происходят по одним и тем же плоскостям.

Геологические наблюдения позволяют узнать, когда и на какую величину произошли подвижки в давно образовавшихся разломах. Согласно этим наблюдениям, обычные скорости скольжения в разломах в Японии равны 1—10 мм в год для горизонтальных разломов и 2—3 мм в год — в вертикальных разломах. Причем такое скольжение происходит равномерно в течение, по крайней мере, 1 млн. лет и 100 тыс. лет соответственно для горизонтальных и вертикальных разломов. Эта подвижка в горизонтальных разломах происходит только во время землетрясений, а среди вертикальных разломов существуют также, в которых медленные движения происходят даже в обычных условиях.

Движения земной коры в обычное время могут иметь то же направление, что и в период землетрясений, но могут иметь и обратное

Таблица 1.4

## Разломы, вызванные землетрясениями

| Землетрясение | Год  | Разлом       | Расположение                        | Длина, км | Максимальное перемещение, м |              |
|---------------|------|--------------|-------------------------------------|-----------|-----------------------------|--------------|
|               |      |              |                                     |           | горизонтальное              | вертикальное |
| Ноби          | 1891 | Неодани      | Катабира, Каниган-Мидори, Мотозуган | 50        | 4                           | 6            |
| Канто         | 1923 | Самура Энмоя | п-ов Миура<br>п-ов Босо             |           |                             | 1            |
| Кита-Танго    | 1927 | Гомура       | Амино-Минейма                       | 15        | 2,3                         | 0,5          |
|               |      | Ямада        | Иоцуцуя-Иватаки                     | 10        | 0,8                         | 0,7          |
| Кита-Ицу      | 1930 | Танна        | Таширо-Укихаси                      | 23        | 2,4                         | 0,6          |
| Тоттори       | 1943 | Иошиока      | Иошиока-Нозака                      | 4,5       | 0,9                         | 0,5          |
|               |      | Шикано       | Северная часть г. Юбо-Кучихосоми    | 8,0       | 1,5                         | 0,25         |
| Микава        | 1944 | Фукоцу       | Миясако-залив Атсуми                | 9         | 0,5                         | 2,0          |
| Фукуи         | 1948 | Фукуи        | Фукуйская равнина                   | 25        | 2,0                         | 0,75         |

направление. Например, скольжение в разломе Сан-Андреас в обычных условиях совпадает по направлению с движениями при землетрясениях, а повышение уровня мыса Мурото было направлено противоположно движению при землетрясении Нанкай. Тем не менее известно, что направление подвижки при землетрясениях совпадает с направлением движения земной коры за длительный период времени.

## 5) Цунами

Цунами — это морские волны с большой длиной волны, которые затопляют прибрежные районы, когда на дне моря возникают возмущения. Эти волны затухают медленно и распространяются на большие расстояния. Отмечен случай, когда волна цунами, зародившаяся при землетрясении у берегов Чили, на следующий день обрушилась на тихоокеанское побережье Японии и причинила тяжелые повреждения.

Высота волн цунами бывает различной в зависимости от конфигурации береговой линии. В местах с одинаковой формой берега высота волны не слишком большая, однако на побережье с большим количеством неравномерных препятствий волны, сравнительно невысокие в устье залива, могут достичь внутри залива громадной высоты. Считают, что это напоминает явление сейшей, и степень увеличения высоты волны определяется топографией залива и длиной волны цунами. Усиление цунами с небольшой длиной волн и высокой частотой наблюдается в сравнительно небольших заливах, а цунами с длинными волнами и низкой частотой — в заливах большой площади.

Путь волн цунами внутри залива бывает очень сложным и зависит от его топографии. Скорость волн при приближении к побережью равна примерно 10 м/с. Если рельеф прибрежной зоны достаточно пологий, морская вода затопляет всю площадь, а затем, отступая, смывает все на своем пути. Причиняемый при этом ущерб часто невозможно измерить. Во время цунами Санрику в 1933 г. в одной из деревень было смыто 90% всех домов.

## 1.5. СЕЙСМИЧЕСКИЕ ВОЛНЫ

## 1) Объемные волны

Энергия, высвобождаемая в глубине, распространяется по земле в форме колебательного движения, достигая поверхности. В слоях грунта могут передаваться два вида волн разной природы — продольные и поперечные. При прохождении продольных волн направление движения частиц грунта совпадает с направлением движения фронта волны, а скорость их распространения равна:

$$v_P = \sqrt{\frac{E(1-\sigma)}{\rho(1+\sigma)(1-2\sigma)}}, \quad (1.4)$$

где  $E$  — модуль Юнга;  $\sigma$  — коэффициент Пуассона и  $\rho$  — плотность.

При движении поперечных волн направление движения частиц грунта перпендикулярно направлению фронта, а скорость распространения равна:

$$v_S = \sqrt{\frac{E}{2\rho(1+\sigma)}}. \quad (1.5)$$

Таблица 1.5

Скорости распространения поперечных волн в мягких грунтах  
(данные д-ра Ш. Омото)

| Описание грунта         | Скорость, м/с |
|-------------------------|---------------|
| Песок                   | 60            |
| Насыпной грунт          | 100           |
| Суглинок                | 100—200       |
| Глина                   | 250           |
| Гравий с примесью песка | 300—400       |
| Влажный песок           | 340           |
| Гравий                  | 600           |
| Третиные породы         | 1000 и выше   |

Обычно принимают  $\sigma = 0,25$ , что дает  $v_p/v_s = 1,73$ . Однако натурные измерения дают величину 1,67 для поверхностных землетрясений и 1,78 для глубокофокусных землетрясений в японском районе Кинки, а также 1,67 для землетрясений вблизи Калифорнии. Величина 1,67 соответствует значению  $\sigma = 0,22$ .

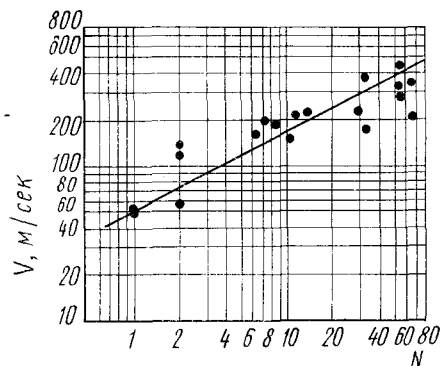


Рис. 1.11. Вариации скорости поперечных волн в зависимости от степени уплотнения ила и песка

$V$  — скорость поперечной волны;  $N$  — величина, определяемая стандартным испытанием на пенетрацию

Скорости распространения в песчаных грунтах существенно различаются в зависимости от степени их плотности. На рис. 1.11 приведены скорости поперечных волн, измеренные в грунте из ила и песка в функции значений  $N$  и изменяющиеся в диапазоне от 50 до 500 м/с.

## 2) Поверхностные волны

Вблизи поверхности земли различают колебания грунта, которые проявляются только в поверхностных слоях и быстро затухают в более глубоких слоях. Они называются поверхностными волнами.

Поверхностная волна, возникающая в однородном грунте, называется волной Релея по имени открывшего ее лорда Релея. В этом случае частицы грунта при движении описывают эллипс в вертикальной плоскости, параллельной направлению распространения волны, причем большая ось эллипса направлена вертикально, а малая — горизонтально. Скорость распространения волн Релея  $v_R$  несколько меньше скорости  $v_s$  и зависит от коэффициента Пуассона. Если

$$v_R/v_s = k_1, \quad v_R/v_p = k_2, \quad (1.6)$$

то  $k_1$  определяется следующим уравнением:

$$\frac{1}{8} k_1^6 - k_1^4 + \frac{2-\sigma}{1-\sigma} k_1^2 - \frac{1}{1-\sigma} = 0. \quad (1.7)$$

Если также  $u$  — горизонтальное перемещение (направление волны считается положительным) и  $w$  — вертикальное перемещение (положительным принято направление вверх), то

$$u = \sin 2\pi \left( \frac{t}{T} - \frac{x}{L} \right) \left\{ -\frac{2-k_1^2}{2\sqrt{1-k_2^2}} \exp \left( -2\pi \sqrt{1-k_1^2} \frac{z}{L} \right) + \frac{1}{\sqrt{1-k_2^2}} \exp \left( -2\pi \sqrt{1-k_2^2} \frac{z}{L} \right) \right\}, \quad (1.8)$$

$$w = \cos 2\pi \left( \frac{t}{T} - \frac{x}{L} \right) \left\{ \frac{2}{2-k_1^2} \exp \left( -2\pi \sqrt{1-k_1^2} \frac{z}{L} \right) - \exp \left( -2\pi \sqrt{1-k_2^2} \frac{z}{L} \right) \right\}, \quad (1.9)$$

где  $t$  — время;  $T$  — период;  $L$  — длина волны;  $x$  — расстояние по горизонтали;  $z$  — глубина (положительным принято направление вниз).

После выполнения расчетов при  $\sigma = 0,22$  получим

$$v_R = 0,914 v_s, \quad v_R = 0,547 v_p, \quad (1.10)$$

а амплитуды волн указаны на рис. 1.12. Как видно из рисунка, амплитуды с глубиной уменьшаются, причем это снижение особенно значительно по мере увеличения частоты. Поскольку эти волны распространяются в двух направлениях и меньше затухают с расстоянием, чем волны, распространяющиеся в трех направлениях, они могут проходить большие расстояния.

Волны Релея вызываются продольными и поперечными волнами, исходящими из гипоцентра. Однако они порождаются не вблизи эпицентра. Расстояние от эпицентра, где это происходит, больше минимального из значений  $s_p$  и  $s_s$  соответственно для поверхностных волн, порождаемых продольными и поперечными волнами:

$$s_p = \frac{v_R}{\sqrt{v_p^2 - v_R^2}} d, \quad s_s = \frac{v_R}{\sqrt{v_s^2 - v_R^2}} d, \quad (1.11)$$

где  $d$  — глубина гипоцентра. При  $\sigma = 0,22$  эти величины равны  $0,65 d$  и  $2,25 d$ .

### 3) Зависимости время — расстояние

Поскольку для распространения сейсмических волн требуется значительное время, по мере увеличения расстояния от эпицентра колебания начинаются в более поздние моменты времени. Было обращено внимание на совокупность отдельных стадий наблюдаемых явлений и исследованы соотношения между временем появления волн определенного типа и расстоянием от эпицентра. Зависимости эпицентрального расстояния (как ось абсцисс) от времени возникновения разных волн (как ось ординат) называются диаграм-

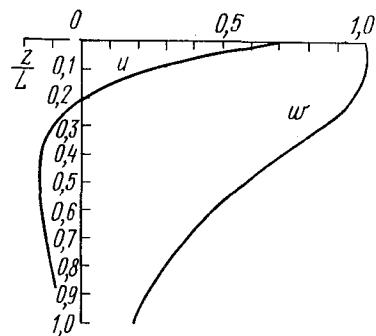


Рис. 1.12. Амплитуды горизонтальной и вертикальной волн Релея, определенные с помощью выражений (1.8) и (1.9) при  $\sigma = 0,22$

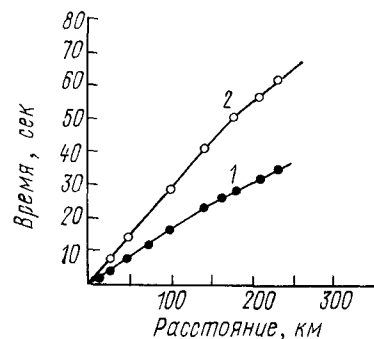


Рис. 1.13. Характерный годограф (диаграмма время-расстояние)  
1 — волны P; 2 — волны S

мами, время—расстояние или годографами. Изгиб кривых на рис. 1.13 указывает на существование плоскости разрыва в скоростях распространения волн на глубине и эта характеристика используется для изучения строения Земли.

### 1.6. РЕГИСТРАЦИЯ СЕЙСМИЧЕСКИХ КОЛЕБАНИЙ

Для действительно научного анализа процессов сейсмических колебаний крайне необходимы инструментальные измерения. Регистрация землетрясений в Японии началась в раннем периоде Мейи (1868—1912) с организацией густой сети станций. Однако в связи с несовершенством регистрирующих приборов сильных движений ощущался недостаток записей сильных движений, необходимых для использования в теории сейсмостойкости сооружений. С 1952 г. развернулась работа по установке акселерографов сильных движений, способных регистрировать ускорения до 1000 gal, и в настоящее время примерно 600 таких комплектов установлено по всей стране. Записи, полученные с помощью этих акселерографов, ежегодно публикуются Комитетом по регистрации сильных сейсмических движений.

Такие акселерографы установлены не только на поверхности грунта, но и на сооружениях. Таким образом, непрерывно осуществляется накопление ценной информации. Тем не менее необходимо предпринять усилия для регистрации других параметров, например, деформаций несущих элементов сооружений, а не только компонентов сейсмических колебаний.

Основным инструментом сейсмических наблюдений является сейсмограф.

Принцип сейсмографа заключается в приведении некоторого тела в колебательное движение, отличное от колебаний поверхности

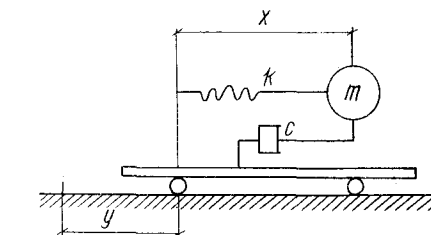
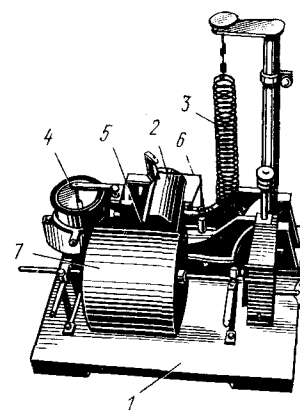


Рис. 1.15. Схема типового сейсмографа

Рис. 1.14. Сейсмограф вертикальных колебаний

1 — основание; 2 — груз; 3 — пружина; 4 — демпфер; 5 — перо или игла; 6 — рычаг; 7 — барабан

грунта, и регистрации относительных перемещений между этим телом и поверхностью грунта. Колебания грунта затем определяются теоретически по результатам инструментальных записей.

Сейсмограф для регистрации вертикальной составляющей колебаний показан на рис. 1.14. Если груз подвешен на пружине к стержню на плите основания, он будет колебаться по закону, отличному от движения основания, в связи с упругостью пружины. При периоде колебаний основания намного меньшем, чем период собственных колебаний маятника (состоящего из пружины и груза), груз будет совершать малые колебания, как при попытках раскачать тяжелый подвешенный колокол. Вращающийся барабан с бумагой для регистрации приводится в движение с равномерной скоростью.

Поскольку барабан установлен на основании и совершает одинаковые с ним колебания, соединенное с грузом перо, касаясь барабана, будет записывать относительные перемещения основания и груза. Для получения четко различимой записи необходимо использовать приспособление для увеличения. Это достигается с помощью рычага, а величина усиления определяется из геометрических соотношений. Если маятник легко колеблется, то амплитуды будут трудно различимы, и для их уменьшения используется демпфер.



Схема сейсмографа показана на рис. 1.15. Соотношение между колебаниями маятника и грунта определяется следующим дифференциальным уравнением:

$$m \frac{d^2 x}{dt^2} + c \frac{dx}{dt} + kx = -m \frac{d^2 y}{dt^2}, \quad (1.12)$$

где  $m$  — масса маятника;  $x$  — перемещение маятника относительно грунта (регистрируемое перемещение);  $c$  — коэффициент затухания;  $k$  — коэффициент жесткости пружины;  $y$  — перемещение поверхности грунта.

В этом случае, недемпфированный период собственных колебаний сейсмографа  $T_s$  и параметр затухания  $h$  определяются следующими соотношениями:

$$T_s = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}}, \quad h = \frac{c}{2\sqrt{mk}}. \quad (1.13)$$

Предполагая, что сейсмические колебания являются синусоидальной волной с амплитудой  $y_0$  и периодом  $T_g$

$$y = y_0 \sin \frac{2\pi}{T_g} t, \quad (1.14)$$

можно определить амплитуды скорости  $v_0$  и ускорения  $a_0$

$$v_0 = 2\pi \frac{y_0}{T_g}, \quad a_0 = 4\pi^2 \frac{y_0}{T_g^2}. \quad (1.15)$$

Подставляя эти выражения в (1.12), получим

$$m \frac{d^2 x}{dt^2} + c \frac{dx}{dt} + kx = \frac{4\pi^2 y_0 m}{T_g^2} \sin \frac{2\pi t}{T_g}.$$

Решение этого уравнения

$$\frac{|x|}{y_0} = \frac{1}{\sqrt{\left\{1 - \left(\frac{T_g}{T_s}\right)^2\right\}^2 + \left(2h \frac{T_g}{T_s}\right)^2}}. \quad (1.16)$$

Левая часть представляет собой отношение амплитуды записи к амплитуде перемещения грунта. Выполняя аналогичные преобразования, получаем:

$$\frac{|x|}{v_0} = \frac{\frac{T_g}{2\pi T_s} T_s}{\sqrt{\left\{1 - \left(\frac{T_g}{T_s}\right)^2\right\}^2 + \left(2h \frac{T_g}{T_s}\right)^2}}, \quad (1.17)$$

$$\frac{|x|}{a_0} = \frac{(T_g/2\pi T_s)^2 T_s^2}{\sqrt{\left\{1 - \left(\frac{T_g}{T_s}\right)^2\right\}^2 + (2h T_g/T_s)^2}}. \quad (1.18)$$

На рис. 1.16 показаны величины  $|x|/y_0$  при  $T_s = 1,0$  с,  $h = 0,25-1,0$  (а), величины  $|x|/v_0$  при  $T_s = 0,5$  с,  $h = 0,5-2,0$  (б) и величины  $|x|/a_0$  при  $T_s = 0,1$  с,  $h = 0,5-2,0$  (с). Как видно из

рис. 1.16, а, отношение  $|x|/y_0$  при определенном небольшом значении  $h$  примерно постоянно при малых величинах  $T_g$ . Следовательно, в этом диапазоне уровень записи пропорционален амплитуде колебаний грунта. На рис. 1.16, б, в интервале, где значения  $T_g$  примерно равны  $T_s$ , отношение  $|x|/v_0$  при больших  $h$  почти постоянно и уровень записи пропорционален скорости колебаний грунта в этом интервале. Наконец, на рис. 1.16, с отношение  $|x|/a_0$  при  $h = 0,5$  примерно постоянно в интервале периодов  $T_g$ , больших, чем  $T_s$ , и уровень записи пропорционален ускорению колебаний грунта в этом интервале. Рассмотренные коэффициенты пропорциональности называются коэффициентами чувствительности и определяются отдельно для каждого прибора при точной тарировке на вибростол.

Как видно из ранее выполненных преобразований, когда период регистрируемых колебаний более или менее известен, а собственный период колебаний регистрирующего прибора больше периода сейсмических колебаний, при  $h$  примерно 0,7 измеряются перемещения грунта. Когда регистрирующий прибор имеет период, примерно равный периоду колебаний грунта, а коэффициент затухания выше критического, измеряются скорости сейсмических колебаний. При собственном периоде регистрирующего прибора меньше, чем период колебаний грунта, и  $h \approx 0,5$  измеряются ускорения сейсмических колебаний. Эти приборы называются соответственно сейсмографами перемещений (или просто сейсмографами), сейсмографами скорости (велосиграфами) и сейсмографами ускорений (акселерографами).

На рис. 1.17 показаны электромагнитные сейсмографы для записи горизонтальных и вертикальных колебаний. Каждый прибор состоит из сильного магнита, груза, поддерживаемого листовой пружиной, и индукционной катушки вокруг груза. При землетрясении груз движется относительно магнита и катушка пересекает магнитное поле. При этом в катушке возникает ток, пропорциональный числу магнитных силовых линий, пересекаемых в единицу времени, или скорости движения маятника. Этот ток регистрируется на осциллографе, магнитной ленте и т. п. Подобные измерительные системы отличаются от механических тем, что в них система записи

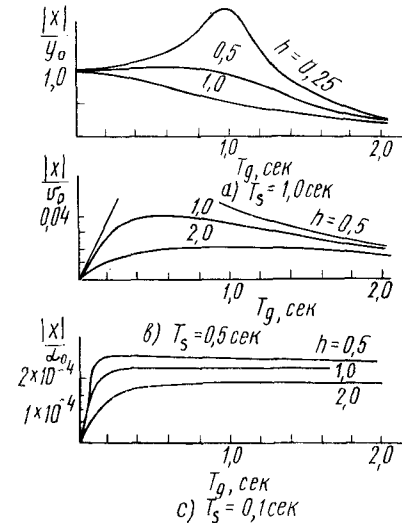


Рис. 1.16. Изменение регистрируемого перемещения  $x$  в зависимости от периода  $T$

независима от измерительной системы. Поэтому необходимо при тарировке определять чувствительность измерительного устройства и системы записи совместно как единого целого.

При сейсмических наблюдениях с помощью электромагнитных сейсмографов физические величины, характеризующиеся получаемыми записями, будут зависеть от всех характеристик измерительной и регистрирующей систем. Зависимости между перемещениями на записи осциллографа и действительными перемещениями

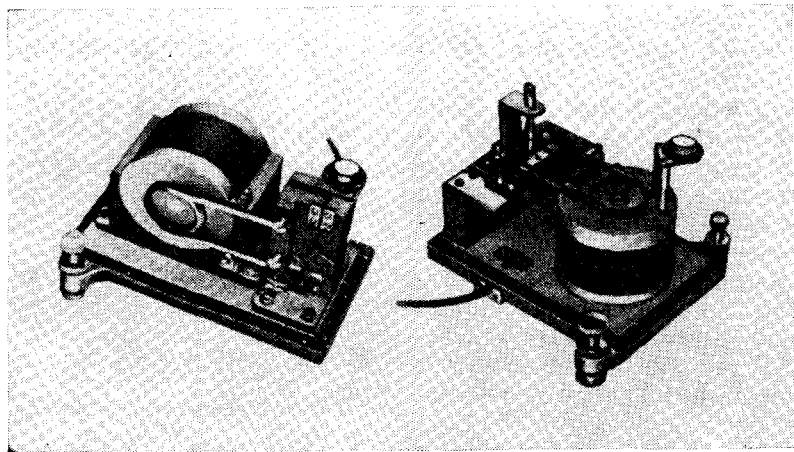


Рис. 1.17. Электромагнитные сейсмографы

грунта могут быть приближенно представлены в табличной форме (см., например, табл. 1.6).

Здесь приняты следующие обозначения:

$y$  — действительное перемещение грунта;  $T_0$  — период собственных колебаний осциллятора, моделирующего осциллограф;  $T_s$  —

Таблица 1.6

| Осциллограф   | Сейсмограф      |                     |                     |
|---------------|-----------------|---------------------|---------------------|
|               | $T_g \ll T_s$   | $T_g = T_s, h > 1$  | $T_g \gg T_s$       |
| $T_g \ll T_0$ | $\int y dt$     | $y$                 | $\frac{dy}{dt}$     |
| $h \gg 1$     | $y$             | $\frac{dy}{dt}$     | $\frac{d^2y}{dt^2}$ |
| $T_g \gg T_0$ | $\frac{dy}{dt}$ | $\frac{d^2y}{dt^2}$ | $\frac{d^3y}{dt^3}$ |

период собственных колебаний маятника электромагнитного сейсмографа (системы груз—пружина);  $T_g$  — период сейсмических колебаний.

Поскольку период колебаний осциллографа  $T_0 = 1/30—1/50$  с, обычно регистрацию сейсмических колебаний осуществляют в соответствии с нижней строкой табл. 1.6.

Запись в сейсмографе может осуществляться с помощью стального пера на гладкой бумаге, покрытой сажей, иглой на вошеной

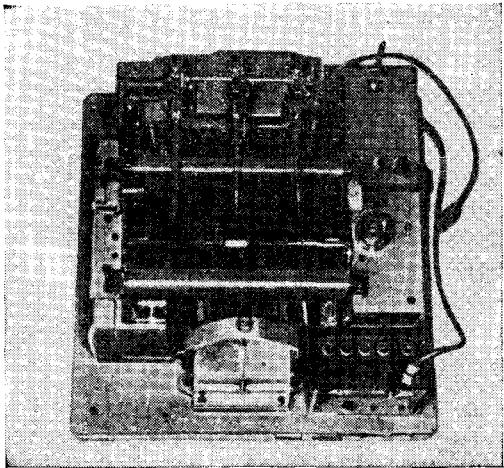


Рис. 1.18. Сейсмограф сильных движений типа SMAC

бумаге, красными чернилами непосредственно на гладкой бумаге, воздействием электричества на бумагу, фотографическими методами на фотобумаге, записью на магнитной ленте. Метод электропечати вносит небольшие помехи в виде трения и дает возможность фиксировать малейшие колебания с высокой частотой. Запись на магнитной ленте очень удобна для анализа результатов и, в частности, подходит для измерений с инженерной точки зрения.

При измерениях колебаний сооружений во время землетрясений трудно обеспечить постоянное участие человека, поэтому обычно используется система автоматической регистрации. В этих случаях применяются стартеры (пускатели). В обычных условиях регистрирующая аппаратура сейсмографа отключена, но одновременно с началом землетрясения стартер приводится в действие первым сейсмическим толчком и регистрирующий прибор включается. Поскольку обычно землетрясение продолжается в течение нескольких минут, регистрирующий прибор отключается через несколько минут и сохраняет способность к работе при следующем землетрясении.

Для таких измерений целесообразно иметь приборы, которые в обычных условиях регистрируют слабые землетрясения и способны записывать сильные землетрясения с момента их возникновения. С этой целью разработаны приборы, в которых автоматически изменяется их чувствительность при превышении землетрясением определенного уровня.

В табл. 1.7 приведены рабочие характеристики наиболее широко применяемых сейсмографов сильных движений. Сейсмограф сильных движений типа *SMAC* (см. рис. 1.18) разработан и изготовлен в Японии. Большое количество приборов этого типа установлено по всей стране.

Таблица 1.7

| Характеристика                  | Акселерограф <i>SMAC</i> | Стандартный акселерограф Береговой геодезической службы США | Стандартный сейсмограф Береговой геодезической службы США | Советский акселерограф <i>УАР</i> |
|---------------------------------|--------------------------|---|---|-----------------------------------|
| Период собственных колебаний, с | 0,1                      | 0,001—0,15  | 10  | 0,05                              |
| Геометрическое усиление         | 16                       | —   | —   | —                                 |
| Чувствительность gal/мм         | 25                       | 5—7   | —   | 6                                 |
| Скорость протяжки бумаги, см/с  | 1                        | 1   | 1   | —                                 |
| Диапазон регистрации, gal       | 10—1000                  | 1—1000  | —   | 25—1000                           |

Кроме того, имеются сейсмографы специального назначения, например для установки под землей или на дне моря. Очень важно защитить приборы от проникания грунтовой или морской воды и влаги. Для этого разработаны методы их погружения в масло.

С точки зрения инженерных исследований, существующая практика регистрации колебаний объектов во время землетрясений является недостаточной. Часто необходимо измерять изменения деформаций

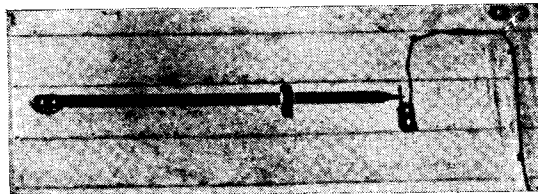


Рис. 1.19. Динамический деформометр типа прибора конструкции Като

маций в строительных конструкциях, давления грунта, давления воды, остаточные перемещения сооружений при землетрясениях и т. п. Для этого также разработаны специальные приборы. На рис. 1.19 в качестве примера показан динамический деформометр.

## Глава 2. ИНТЕНСИВНОСТЬ ЗЕМЛЕТРЯСЕНИЙ

### 2.1. ШКАЛЫ СЕЙСМИЧЕСКОЙ ИНТЕНСИВНОСТИ

Термин «сейсмическая интенсивность» применяется для характеристики силы землетрясения в определенном месте. Попытки количественно охарактеризовать такое сложное явление как землетрясение одним числовым параметром содержат существенную внутреннюю нелогичность. Кроме того, наблюдается стремление придать терминологии строгое количественное определение, поскольку ощущения землетрясения часто неопределенны. Поэтому шкала, основанная на ощущениях людей, делает инженерную интерпретацию терминологии нечеткой. Действующие в настоящее время шкалы построены как на инженерной основе, так и на описании ощущений людей, а при интерпретации конкретных явлений используется та часть шкалы, которая представляется наиболее целесообразной. Тем не менее, соотношение между указанными частями шкалы в настоящее время достаточно хорошо выявлено.

Шкала сейсмической интенсивности, одобренная в 1949 г. Японским метеорологическим агентством (*JMA*) и ставшая стандартом для определения интенсивности землетрясений в Японии, разработана с учетом отмеченных особенностей. Эта шкала приводится ниже.

#### 1) Шкала сейсмической интенсивности *JMA*

0. Не ощущается: регистрируется приборами, но не ощущается людьми.

I. Незначительное: ощущается людьми в состоянии покоя или лицами, исключительно восприимчивыми к землетрясениям.

II. Слабое: ощущается большинством людей; легкое дребезжание обычных и японских задвижных решетчатых дверей.

III. Достаточно сильное: раскачивание домов и строений, сильное дребезжание обычных и японских дверей, раскачивание люстр и других подвешенных предметов, колебание жидкостей в сосудах.

IV. Сильное: сильное раскачивание домов и строений, опрокидывание неустойчивых предметов, выплескивание жидкостей из сосудов, наполненных на четыре пятых.

V. Очень сильное: растрескивание штукатурки на стенах, опрокидывание каменных надгробий, повреждение кирпичных дымовых труб и складских построек из местных материалов.

VI. Разрушительное: обрушение до 30% японских деревянных домов, многочисленные оползни грунта и разрушение откосов, трещины на пологих участках грунта.

VII. Опустошительное: обрушение более 30% японских деревянных домов.

## 2) Модифицированная шкала Меркалли (ММ)

Широко применяемая в Северной Америке модифицированная шкала Меркалли разработана в 1931 г. По этой шкале интенсивность определяется 12 баллами:

I. Не ощущается, за исключением некоторых лиц, находящихся в особо благоприятных условиях.

II. Ощущается только людьми в состоянии покоя на верхних этажах зданий. Легко подвешенные предметы могут раскачиваться.

III. Ощущается многими людьми на верхних этажах зданий, но большинством не воспринимается как землетрясение. Стоящие автомашины могут слегка скользить как от вибрации, создаваемой проходящим грузовым автомобилем. Продолжительность может быть измерена.

IV. Днем ощущается многими лицами в помещении, но только частью вне помещений. Посуда, окна и двери дребезжат, стены скрипят. Воспринимается как будто тяжелый грузовик ударил по зданию. Стоящие автомобили сильно раскачиваются.

V. Ощущается всеми людьми, многие пробуждаются. Часть посуды и оконных стекол разбивается, могут появляться трещины в штукатурке. Неустойчивые предметы опрокидываются. Иногда наблюдаются повреждения телефонных столбов, деревьев и других высоких объектов. Маятниковые часы останавливаются.

VI. Люди испуганы и выбегают из помещений. Тяжелая мебель может сдвигаться, в отдельных случаях падение штукатурки и опрокидывание дымовых труб. Незначительные повреждения.

VII. Все выбегают из помещений. Незначительные повреждения зданий, хорошо запроектированных и построенных; от легких до умеренных в обычных зданиях и значительные в плохо построенных и неправильно запроектированных. Падение дымовых труб.

VIII. Ряд повреждений даже в зданиях, хорошо запроектированных и построенных. Значительные повреждения в обычных зданиях с обрушением некоторых из них. Сильные разрушения плохо построенных зданий. Панели стен отделяются от элементов каркасов. Обвалы одно- и двухэтажных жилых домов и заводских труб, отдельно стоящих колонн, памятников и оград. Тяжелая мебель опрокидывается. Небольшие фонтанчики песка и грязи. Изменение уровня воды в колодцах. Помехи при вождении автомобилей.

IX. Существенные повреждения в зданиях, хорошо запроектированных и построенных. Отрыв сооружений от фундаментов. Заметные трещины в грунте. Повреждения подземных труб.

X. Обрушение деревянных жилых домов, хорошо запроектированных и построенных. Большинство кирпичных и каркасных сооружений разрушается вместе с фундаментами. Трещины в грунте, вызывающие повреждения зданий. Искривление рельсов. Оползни откосов и бережных. Поднятие уровня воды.

XI. Обрушение практически всех кирпичных зданий. Разрушение мостов. Трещины по всей поверхности грунта. Полный выход из строя подземных трубопроводов. Просадки грунтов и оползни мягких пород грунта. Значительное искривление рельсов.

XII. Полное разрушение. Видны волны, проходящие по поверхности земли. Изменение топографии местности. Предметы подбрасываются в воздух.

Хотя точное соответствие между японской шкалой и шкалой ММ установить трудно, его очень приближенно можно выразить следующим соотношением

$$I_M = 0,5 + 1,5I_J,$$

где  $I_M$  — шкала ММ;  $I_J$  — шкала JMA.

## 3) Шкала сейсмической интенсивности MSK

Недавно д-рами С. В. Медведевым, В. Шпонхойером и В. Карником [8] была предложена новая шкала, известная как шкала MSK интенсивности землетрясений. В этой шкале классификация последствий землетрясения основана на трех четких критериях: 1) ощущения людей и воздействия на окружающие предметы, 2) воздействия на здания различных типов и 3) остаточные явления в грунтах и изменение режима грунтовых и подземных вод. Наличие этих трех разделов отличает шкалу MSK от всех других шкал. Она также является 12-балльной, т. е. приближенно соответствует шкале ММ.

## 2.2. СЕЙСМИЧЕСКАЯ ИНТЕНСИВНОСТЬ В ИНЖЕНЕРНЫХ ЗАДАЧАХ

### 1) Интенсивность землетрясений, определяемая величинами ускорений

Среди инженеров-строителей принято характеризовать интенсивность землетрясений величиной максимальных ускорений. Этот подход основан на предположении, что воздействие землетрясения на здания и сооружения в основном определяется максимальным ускорением. Такой подход более или менее справедлив при хрупком разрушении, когда сооружение можно считать практически недеформируемым. Однако гибкие сооружения, такие, как трубы, высотные здания и высокие арочные плотины, нельзя рассматривать на

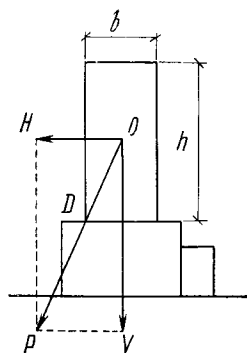


Рис. 2.1. Традиционный японский памятник, состоящий из квадратного пилона на расширенном каменном пьедестале

$H$  — горизонтальное ускорение при землетрясении;  $V$  — вертикальное ускорение, обусловленное суммой ускорения силы тяжести и вертикальной составляющей сейсмического воздействия;  $P$  — результирующее ускорение

основе максимальных ускорений. Необходимо также учитывать частоту, перемещения, скорости и формы сейсмических волн. В последние годы строительство гибких сооружений все более расширяется, и таким образом, все для большего числа случаев принцип максимального ускорения становится неприемлемым.

Когда интенсивность землетрясений выражена через максимальные ускорения, используется его отношение к ускорению силы тяжести. Если максимальное ускорение при землетрясении в горизонтальном направлении равно  $\alpha_h$ , то применяется отношение

$$\alpha_h/g = k_h, \quad (2.1)$$

а  $k_h$  называется коэффициентом горизонтальной сейсмической нагрузки (сейсмическим коэффициентом). Аналогично, если максимальное ускорение в вертикальном направлении  $\alpha_v$ , то

$$\alpha_v/g = k_v \quad (2.2)$$

и  $k_v$  называется коэффициентом вертикальной сейсмической нагрузки.

Поскольку не часто бывает, что сейсмографы заранее устанавливаются в районах, где имеют место повреждения при землетрясениях, на практике максимальное ускорение оценивается по результатам анализа последствий землетрясения и степени повреждения сооружений, как и при разработке сейсмических шкал (см. предыдущий параграф). В этих случаях используются результаты изучения повреждений памятников и деревянных жилых домов, распространенных по всей Японии.

Оценка максимальных ускорений на основании рассмотрения работы памятника выполняется, как показано ниже. Если предположить, что сила инерции, действующая во время максимального ускорения при землетрясении, приложена статически, то соотношение между сейсмической силой и силой тяжести в момент, предшествующий опрокидыванию памятника, получается из схемы на рис. 2.1. Поскольку в этом случае результирующая сила  $P$  (результат сложения сейсмической силы и силы тяжести) проходит через точку  $D$ , получаем

$$\frac{k_h g}{g} = \frac{b}{h}.$$

Следовательно:

$$k_h = \frac{b}{h}. \quad (2.3)$$

Таким образом, на основании обследования памятников на кладбище, определения соотношений ширины основания к высоте верхнего камня (обычно сравнительно длинного и узкого), по памятникам, не имеющим подвижек, памятникам со следами подвижки, а также смещенным и опрокинутым памятникам можно дать общую оценку интенсивности землетрясения.

Этот метод оценки интенсивности землетрясения вполне приемлем. Однако, как правило, грунт на кладбищах бывает более рыхлым, чем на окружающей территории, а верхние камни могут быть не опрокинуты в связи с определенным направлением сейсмических толчков. Среди опрокинутых верхних камней могут быть случаи, когда они смещались вдоль пьедестала и лишь затем опрокидывались. В любом случае такой подход к рассмотрению опрокидывания исходит из того, что динамические нагрузки принимаются статическими, и приводит только к грубым оценкам. Следует также помнить, что обычно при малом периоде собственных колебаний камни не будут легко опрокидываться даже при больших ускорениях. С другой стороны, в случае длинных периодов колебаний может наблюдаться противоположная тенденция.

Было бы удобно оценивать величины максимальных ускорений при землетрясениях на основе шкал сейсмической интенсивности, рассмотренных в разделе 2. С этой целью Японским метеорологи-

Таблица 2.1

| Шкала JMA | Максимальное ускорение, gal | Шкала MM   | Максимальное ускорение, gal |
|-----------|-----------------------------|------------|-----------------------------|
| 0         | Ниже 0,8                    | 1          | Ниже 1                      |
| 1         | 0,8—2,5                     | 2          | 1—2                         |
| 2         | 2,5—8,0                     | 3          | 2,1—5                       |
| 3         | 8—25                        | 4          | 5—10                        |
| 4         | 25—80                       | 5          | 10—21                       |
| 5         | 80—250                      | 6          | 21—44                       |
| 6         | 250—400                     | 7          | 44—94                       |
| 7         | Более 400                   | 8          | 94—202                      |
|           | —                           | 9          | 202—432                     |
|           | —                           | 10, 11, 12 | Более 432                   |

ческим агентством установлены соотношения между описательными частями шкал *JMA* и *MM* и максимальными ускорениями сейсмических толчков, которые приведены в табл. 2.1. Такие соотношения, как правило, справедливы для обычных землетрясений. Однако когда природа сейсмических толчков необычна, эти соотношения могут быть совершенно неприемлемы. Наглядным тому примером являются землетрясения Мацуширо, 1965—1967 гг., при которых зарегистрированы ускорения 418 gal, а повреждения зданий были незначительными.

## 2) Интенсивность землетрясений, определяемая величинами скоростей

Ф. Неуманном [13], по данным землетрясений в США, с ускорениями 100 gal и ниже было проведено детальное сопоставление между инструментальными записями и наблюдавшимися после землетрясений повреждениями. Согласно его исследованиям, степень повреждений зависит как от ускорений, так и от периодов колебаний. Даже в тех случаях, когда ускорение было одинаковым, в случае более коротких периодов колебаний степень повреждений была не столь существенна, как при больших периодах колебаний. Когда же скорости колебаний были одинаковыми, независимо от периодов наблюдалась одна и та же степень повреждений. Например, мак-

симальная скорость, при которой в стенах зданий возникают трещины, равна примерно 2,4 см/с, а максимальная скорость при землетрясении, во время которого стены обрушились, была около 4,7 см/с.

Дж. В. Хаузнер [119] ввел величину спектральной интенсивности *SI*, исходя из того, что энергия колебаний, которую может поглотить сооружение во время землетрясения, определяется его предельной несущей способностью.

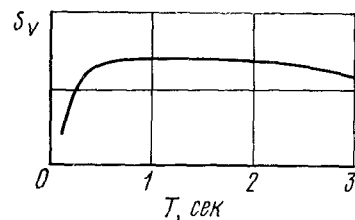


Рис. 2.2. Кривая спектральной интенсивности

Колебания сооружений при землетрясениях определяются параметрами их реакции. Если максимальную скорость сооружения обозначить  $S_v$ , период собственных колебаний сооружений  $T$  и коэффициент затухания  $h$ , то  $S_v$ , как правило, зависит от  $T$  и  $h$ . Для конкретного землетрясения зависимость  $S_v$  от  $T$  имеет вид кривой, показанной на рис. 2.2. На этой кривой  $S_v$  является почти постоянной величиной, за исключением интервала малых периодов  $T$ . Поэтому среднее значение  $S_v$  на сравнительно постоянном участке или площадь, ограниченная кривой и горизонтальной осью на этом участке, могут быть приняты в качестве меры максимального значения реакции в виде скорости. На практике рассматривается интер-

Таблица 2.2

Интенсивность по шкале *JMA* и спектральная интенсивность

| Расположение или название землетрясения | Дата       | Магнитуда          | Данные наблюдений             |                                   | <i>SI</i>                                  |                                  |
|---|------------|--------------------|-------------------------------|-----------------------------------|--|----------------------------------|
|   |            |                    | Эпикентральное расстояние, км | Интенсивность по шкале <i>JMA</i> | см/с                                       | Направление                      |
| Саитама                                 | 14.02.1956 | 6.0                | 20                            | IV                                | 9,0<br>10,3                                | СЮ<br>ВЗ                         |
| Префектура Центральная Тиба             | 30.09.1956 | 6 $\frac{3}{4}$ —7 | 20                            | IV                                | 6,9<br>10,7<br>7,7<br>8,9<br>6,4<br>11,3   | СЮ<br>ВЗ<br>СЮ<br>ВЗ<br>СЮ<br>ВЗ |
| Кусиро                                  | 21.02.1962 | 6.2                | 42                            | IV                                | 6,6  | СЮ                               |
| Ниигата                                 | 16.06.1964 | 7.5                | 60<br>190<br>310              | V<br>IV<br>III                    | 53,5<br>44,2<br>25,0<br>25,5<br>6,5<br>4,6 | СЮ<br>ВЗ<br>СЮ<br>ВЗ<br>СЮ<br>ВЗ |
| Эчизен                                  | 27.03.1963 | 6.7                | 145                           | III                               | 7,7<br>5,2<br>4,0<br>3,0                   | СЮ<br>ВЗ<br>СЮ<br>ВЗ             |
| Залив Суруга                            | 20.04.1965 | 6.1                | 10<br>20                      | IV<br>IV                          | 16,4<br>9,6<br>17,8<br>22,4                | СЮ<br>ВЗ<br>СЮ<br>ВЗ             |
| Токачи                                  | 16.05.1968 | 7.8                | 150                           | V                                 | 44<br>62<br>20                             | СЮ<br>ВЗ<br>Вертикальное         |

ал периодов  $T = 0,1—2,5$  с, а  $S_v$  определяется как интеграл. Тогда среднее значение  $S_v$  на этом интервале равно:

$$SI = \frac{1}{2,4} \int_{0,1}^{2,5} S_v dT$$

и называется спектральной интенсивностью землетрясения.

Соотношение между  $SI$  и балльностью землетрясений приведено в табл. 2.2 и на рис. 2.3. Как следует из графиков, когда  $SI$  больше 50 см/с, степень повреждений соответствует балльности V по шкале

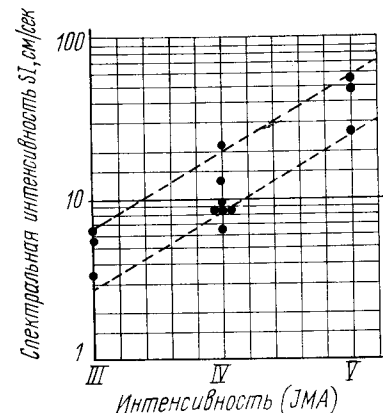


Рис. 2.3. Соотношение между спектральной интенсивностью  $SI$  и шкалой JMA, характеризующей степень повреждений

$JMA$  или выше, при  $SI \approx 20$  см/с — балльности IV и при  $SI \approx 10$  см/с повреждений сооружений практически не наблюдается. Например, в г. Хатинохе, где была зарегистрирована спектральная интенсивность  $SI = 60$  см/с, наблюдались колебания и разрушения зданий с железобетонным каркасом и растрескивание откосов грунта (землетрясение Токачи, 1968). В г. Ниигата при  $SI = 55$  см/с отмечено разжижение рыхлых песков (землетрясение Ниигата, 1964), а в г. Акита (землетрясение Ниигата) при  $SI = 25$  см/с и в г. Симидзу (землетрясение Оигава, 1967) при  $SI = 20$  см/с имели место поврежде-

ния деревянных домов, опрокидывание блочных бетонных стен, небольшие трещины в железобетонных каркасах и выпадение стекол. При землетрясении Оигава наблюдались также осадки земляных насыпей новой железнодорожной линии Токайдо.

## 2.3. ХАРАКТЕРИСТИКИ ЗЕМЛЕТРЯСЕНИЙ

### 1) Магнитуда

Сейсмическая интенсивность, рассмотренная в предыдущем разделе, характеризует силу землетрясения в определенном районе, но не дает представления о размерах землетрясения как такового. Оно определяется сейсмической интенсивностью на большой площади. О силе землетрясения судят на основании обследования пострадавших районов и построения карты изосейст, соединяющих точки с одинаковой балльностью сейсмических колебаний. Если картина изосейст охватывает большую площадь, считают, что произошло землетрясение большой силы. Японское метеорологическое

агентство классифицирует землетрясения, ощущаемые в радиусе 300 км и более; 200—300 км; 100—200 км и менее 100 км, как соответственно значительные, довольно значительные, малой протяженности и местные.

На рис. 2.4 показаны соотношения между интенсивностью и эпицентральной расстоянием для нескольких поверхностных землетрясений, которые свидетельствуют о снижении интенсивности по мере удаления от эпицентра. Анализ



Рис. 2.4. Интенсивность землетрясений в функции эпицентрального расстояния

1 — землетрясение Токачи; 2 — восточное землетрясение Ниигата; 3 — землетрясение и цунами Санрику; 4 — землетрясение Ниигата; 5 — землетрясение Канто; 6 — землетрясение на Северном Ицу; 7 — Фукуйское землетрясение

рисунка показывает, что кривые для ряда землетрясений примерно параллельны. Другими словами, при поверхностных (мелкофокусных) землетрясениях, обычно вызывающих повреждения, уменьшение балльности по мере удаления от эпицентра мало зависит от размеров землетрясения и глубины гипоцентра. Если это принять как гипотезу, то интенсивность землетрясения в районах, сравнительно удаленных от эпицентра, может быть принята в качестве показателя силы землетрясения. К. Ф. Рихтер на основании показаний стандартного сейсмографа Вуда-Андерсона для записи горизонтальных колебаний (усиление 2800, период собственных колебаний 0,8 с, коэффициент затухания 0,8), который устанавливался на твердом грунте, предложил в качестве показателя силы землетрясения величину

$$M = \lg A, \quad (2.6)$$

где  $A$  — амплитуда колебаний в микронах для эпицентрального расстояния 100 км;  $M$  — магнитуда землетрясения\*.

Х. Кавасуми [25] принял значение интенсивности по шкале JMA на расстоянии 100 км от эпицентра в качестве показателя магнитуды  $M_K$ . Между величинами  $M$  и  $M_K$  существует следующая зависимость:

$$M = 4,85 + 0,5 M_K. \quad (2.7)$$

\* Когда расстояние от эпицентра до точки наблюдения отлично от 100 км, вносится следующая поправка к формуле

$$M = M_\Delta - 1,73 \lg \frac{100}{\Delta},$$

где  $\Delta$  — расстояние до эпицентра, км;  $M_\Delta$  — магнитуда, вычисленная с помощью соотношения (2.6) по параметрам колебаний на расстоянии  $\Delta$ .

Считают, что магнитуды наиболее сильных прошедших землетрясений имеют следующие значения: землетрясение Ноби, 1891,  $M = 8.4$ ; Колумбийское землетрясение в Южной Америке, 1906,  $M = 8.6$ ; землетрясение Санрику, 1933,  $M = 8.5$ . Эти величины, по-видимому, являются максимально возможными. Ассамское землетрясение в Индии, 1897, которое ощущалось в радиусе до 2000 км, считается самым сильным в истории, но точное значение его магнитуды неизвестно.

## 2) Максимальные перемещения сейсмических колебаний и периоды волн колебаний с максимальными перемещениями

Как показано на рис. 2.4, интенсивность землетрясения, как правило, убывает с увеличением расстояния от эпицентра. Х. Кавасуми [25] предложил следующую формулу для интенсивности при поверхностных землетрясениях в точках, удаленных на расстоянии более 100 км:

$$I_J = M_K - 0,00183 (\Delta - 100) - 4,605 \lg \frac{\Delta}{100}, \quad (2.8)$$

где  $I_J$  — интенсивность по шкале  $JMA$ ;  $\Delta$  — эпицентральное расстояние, км.

Рассматривая максимальные перемещения при сейсмических воздействиях с глубинами очагов до 60 км, К. Цубой [18] предложил следующее выражение:

$$\lg A_m = M - 1,73 \lg \Delta - 3,17 \quad (\Delta < 500 \text{ км}), \quad (2.9)$$

где  $A_m$  — максимальное перемещение, см;  $M$  — магнитуда,  $\Delta$  — эпицентральное расстояние, км.

Следовательно, если  $M$  возрастает на единицу, максимальное перемещение увеличивается в 10 раз, а когда расстояние от эпицентра удваивается, максимальное перемещение составляет 0,308 первоначальных значений.

Что касается максимальных скоростей реакции, то, по данным табл. 2.2, получено следующее соотношение:

$$\lg SI = 0,759M - 0,867 \lg \Delta - 2,498. \quad (2.10)$$

Следует отметить, что приведенные соотношения зависят от грунтовых условий в пунктах наблюдений, геологического строения Земли на пути распространения сейсмических волн и механизма произошедшего землетрясения. Среди этих факторов наиболее велико влияние грунтовых условий в пункте наблюдения, и одно и то же землетрясение, наблюдаемое на одинаковых расстояниях до эпицентра, но в местах с различными условиями, может дать различие в амплитудах до 10 раз.

Обычно считают, что влияние механизма землетрясения и геологического строения участка прохождения сейсмических волн в районе Японских островов не приводит к большим различиям в максимальных перемещениях. Однако результаты измерений поз-

воляют считать, что магнитуда землетрясения и длина прохождения волн оказывают некоторое влияние на форму сейсмической волны.

Период волнового колебания, определяющего максимальное перемещение, связан с магнитудой землетрясения и удлиняется с возрастанием магнитуды. Эта зависимость обычно принимается в виде

$$\lg T_m = -\alpha + \beta M,$$

где  $T_m$  — период волны с максимальным смещением, с;  $M$  — магнитуда.

Величины  $T_m$  имеют значительный разброс и разными авторами даются различные значения коэффициентов  $\alpha$  и  $\beta$ . По Б. Гутенбергу [14]

$$\lg T_m = -0,82 + 0,22M, \quad (2.11)$$

а по К. Касахара [6] для поверхностных землетрясений:

$$\lg T_m = -0,78 + 0,28M \quad (2.12)$$

и

$$\lg T_m = -2,59 + 0,51M \quad (2.13)$$

как для поверхностных, так и глубоких землетрясений. Т. Мацумото [23] регистрировал в Цукуба землетрясения, пришедшие со стороны Кинказана, и анализировал записи с помощью рядов Фурье. Он определил, что существуют два периода в колебаниях с большими амплитудами, которые связаны с магнитудой следующими зависимостями:

$$\lg T = -0,19 + 0,25M; \quad (2.14)$$

$$\lg T = -1,36 + 0,33M. \quad (2.15)$$

К. Канаи [20] на основании результатов инструментальных наблюдений на глубине 300 м на коренных породах в Хиташи получил следующее соотношение между спектральной амплитудой и периодом колебаний с максимальными перемещениями

$$\lg T_m = 0,39 \lg A_{ms} + 0,89, \quad (2.16)$$

где  $A_{ms}$  — максимальное спектральное перемещение, см, отнесенное к эпицентральному расстоянию 100 км,  $T_m$  — период колебаний по этой компоненте, с.

Если принять, что  $A_{ms}$  и  $A_m$  эквивалентны, то можно выразить  $A_{ms}$  в уравнении (2.16) в функции  $M$ . Тогда при  $\Delta = 100$  км из (2.9) получим:

$$\lg A_m = M - 1,73 \lg 100 - 3,17 = M - 6,63.$$

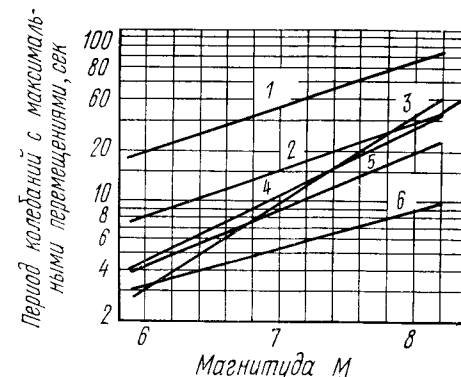


Рис. 2.5. Соотношение между магнитудой  $M$  и периодом колебаний  $T$  с максимальными перемещениями

1 — формула Мацумото (2.14); 2 — формула Касахары (2.12); 3 — формула Касахары (2.15); 4 — формула Канаи (2.17); 5 — формула Мацумото (2.13); 6 — формула Гутенберга (2.11)



Подставляя его в уравнение (2.16), приходим к соотношению

$$\lg T_m = -1,7 + 0,39M. \quad (2.17)$$

Несколько выведенных выше уравнений графически изображены на рис. 2.5. Как видно из рисунка, выражения К. Канаи (2.17), К. Касахары (2.13) и Т. Мацумото (2.15) достаточно хорошо соответствуют друг другу, а выражения (2.11), (2.12) и (2.14) дают значения, существенно отличающиеся от первых трех.

### 3) Энергия сейсмических колебаний

Большая часть энергии, высвобождаемой во время землетрясения, распространяется в форме сейсмических волн. Для того чтобы оценить энергию, которую несут эти волны, гипоцентр принимается в форме сферы, а площадь, к которой передается энергия от верхней полусферы, определяется с помощью годографов. Находят максимальную скорость распространения волн  $S$  в различных точках наблюдений на этой площади и вычисляют энергию, соответствующую единице объема. Кроме того, оценивается время, в течение которого излучаются сейсмические волны, а затем вычисляется полная энергия.

Ориентировочные величины энергии приводятся ниже в качестве примера:

землетрясение Саитама, 1931.....  $10^{21}$  эрг;  
землетрясение Микава, 1945.....  $10^{22}$  » ;  
землетрясение Канто, 1923.....  $10^{23}$  » ;  
землетрясения Тонанкай, 1944.....  $10^{24}$  » ;  
землетрясения и цунами Санрику, 1933.....  $10^{25}$  » .

Существует хорошая зависимость между энергией  $E$  в эргах, выделяемой в виде сейсмических волн, и магнитудой  $M$ , которая выражается следующим эмпирическим соотношением:

$$\lg E = 11,8 + 1,5 M. \quad (2.18)$$

Тогда, если  $M$  увеличивается только на 20%, выделяемая энергия удваивается, а когда  $M$  увеличивается на 1.0, энергия возрастает в 32 раза. Оценки показывают, что энергия максимально возможного землетрясения составляет  $5 \cdot 10^{25}$  эрг, а после подстановки этого значения в выражение (2.18) получаем максимальную величину магнитуды  $M = 9.2$ .

## Глава 3. ВЛИЯНИЕ ГРУНТОВЫХ УСЛОВИЙ НА СЕЙСМИЧЕСКИЕ КОЛЕБАНИЯ ПОВЕРХНОСТИ ЗЕМЛИ

### 3.1. ВВЕДЕНИЕ

Иногда наблюдаются большие различия в степени повреждения зданий при землетрясениях на территориях с практически одинаковыми эпицентрными расстояниями. Полагают, что это в основном вызвано отличиями грунтовых условий площадок. Например, во время землетрясения Канто, 1923, повреждения деревянных домов были небольшими, а повреждения складских зданий из глинобитных материалов и железобетонных зданий на суглинистых холмистых территориях Токио были значительно сильнее, чем в низинных районах с аллювиальными отложениями.

Более того, сильное землетрясение в Каракасе, 1968, подтвердило, что значительные отличия в повреждениях строительных конструкций в зависимости от типа грунтовых условий наблюдаются даже в современных высотных зданиях. Поскольку существует такая зависимость между типом грунтовых условий и повреждениями при землетрясениях, если ее учитывать на стадии проектирования различных объектов, то можно предотвратить разрушения, а также избежать излишне больших затрат на обеспечение сейсмостойкости сооружений.

На основании исследования зависимости между типом грунтовых условий и степенью повреждений можно отметить три следующих положения:

- 1) влияние типа грунтов на интенсивность и форму сейсмических волн;
- 2) влияние типа грунтов на способность сооружений к затуханию колебаний;
- 3) снижение прочности грунта под действием колебаний.

Что касается первого из указанных вопросов, то исследования в этом направлении в значительной степени проведены. Однако остальные два вопроса ждут своего решения. Поэтому настоящая глава посвящена в основном первому положению.

Как показывает анализ результатов изучения последствий землетрясений, повреждения зданий включают осадки, наклон, опрокидывание, образование трещин и т. п., причем каждое из отмеченных явлений содержит специфические особенности повреждений сооружений исследуемого типа. Тем не менее, как правило, можно выделить две основные группы повреждения конструкций:

- 1) наибольшая степень повреждений обусловлена осадками, наклонами и полным опрокидыванием, как правило, сопровождающимися образованием трещин, которые сами по себе не представляют большой опасности (см. рис. 7.40);

2) наибольшая степень повреждений обусловлена образованием трещин в основном объеме сооружения или горизонтальным перемещением части здания, связанной с грунтом. При этом сильно повреждается только перемещающаяся часть здания.

Опыт землетрясений свидетельствует о том, что эти две группы повреждений в значительной степени зависят как от типа грунтовых условий, так и от конструктивного решения сооружения. Можно сказать, что первая группа повреждений происходит, в основном, в очень гибких или тяжелых сооружениях на рыхлых грунтах, а вторая — в жестких, но хрупких сооружениях на плотных грунтах.

Геологические особенности поверхностного слоя грунтов в наибольшей степени влияют на степень повреждений конструкций, поэтому они изучаются очень подробно. Однако ущерб при землетрясениях не всегда обязательно определяется только грунтово-геологическими условиями поверхностных слоев. Иногда он зависит и от геологии более глубоких напластований. Поэтому наиболее полную информацию для решения вопросов сейсмостойкости сооружений можно получить на основании изучения грунтовых условий

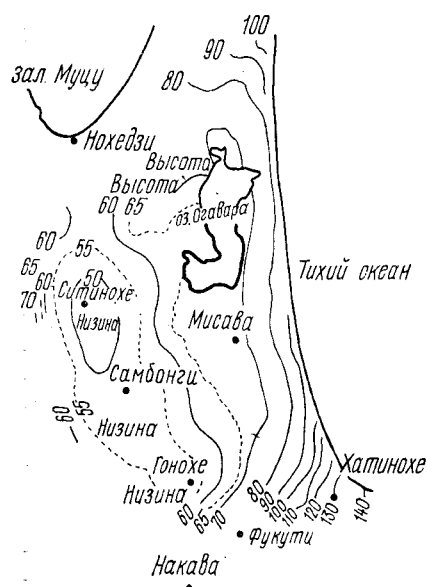


Рис. 3.1. Аномалии в южной части префектуры Аомори (цифры указаны в миллигалах)

с помощью глубокого бурения и исследования аномалий ускорения силы тяжести.

Например, район больших разрушений во время землетрясения Токачи, 1968, включал зону, расположенную вдоль прямой Самбонги, Гонохе, Накава, Фукути. Эта территория представляет собой делювиальное плоскогорье, а грунты здесь не очень рыхлые. Однако служба гравитационных аномалий обнаружила вдоль этой линии наличие впадины (рис. 3.1). Это указывает, что глубокие слои представляют собой синклинальную структуру, которая оказала влияние на интенсивность и вид сейсмических волн в этом районе.

### 3.2. СЕЙСМИЧЕСКИЕ КОЛЕБАНИЯ АЛЛЮВИАЛЬНЫХ ГРУНТОВ

#### 1) Частотные характеристики сейсмических колебаний

1. *Преобладающий период.* Долины, выходящие к морю и рекам, обычно густо заселены и застроены. Их геологическое строение всегда определяется отложениями песка и гравия сравнительно позднего периода поверх более ранних напластований. В этих случаях слой наносных грунтов является значительно более рыхлым, чем подстилающий грунт. Для удобства более плотный нижний грунт мы будем называть «грунтом основания», а верхний слой отложений «поверхностным слоем».

При более пристальном рассмотрении поверхностный слой имеет сложную структуру. Например, в нижней части г. Токио, хорошо консолидированный гравий образует грунт основания, а покрывает его слой ила толщиной несколько десятков метров. Однако слой ила откладывался здесь не сразу, а накапливался в течение ряда периодов затопления морем и его отступления. Поэтому здесь наблюдаются прослойки слоев гравия и глины и их чередование со слоями ила. Даже если соседние слои состоят из одного грунта, степень их консолидации может быть различной. Особенностью аллювиальных напластований является расположение слоями различных по своим механическим показателям грунтов. При сейсмических воздействиях структура грунта, особенно структура поверхностного слоя оказывает существенное влияние.

Во время землетрясения основная часть волн передается вблизи поверхности земли в форме поверхностных и поперечных волн. Поскольку в районах распространения аллювиальных грунтов скорость сейсмических волн в поверхностном слое меньше, чем в более глубоких слоях, поперечные волны подходят почти перпендикулярно к границе поверхностного слоя, а в самом слое происходит многократное отражение волн. В результате колебания грунта резко возрастают, а преобладающие колебания проявляются при строго определенных периодах. Эти периоды называются преобладающими периодами колебаний грунта и определяются структурой поверхностного слоя.

Когда поверхностный слой представлен одним слоем с однородными характеристиками, преобладающий период грунта определяется формулой

$$T = \frac{4H}{c}, \quad (3.1)$$

где  $T$  — преобладающий период;  $H$  — толщина поверхностного слоя;  $c$  — скорость поперечных волн.

Две записи, рассмотренные ранее (см. рис. 1.6), были получены в двух местностях на почти одинаковых расстояниях от эпицентра во время афтершока землетрясения Тоттори. Одна из записей была получена на аллювиальных грунтах, а другая на третичных отло-

жениях. Вторая запись содержит только одну группу сильных колебаний, как будто имел место импульс при однократном ударе, первая же представляет собой стационарные колебания с определенным периодом. Это четко указывает на проявление в поверхностном слое явления многократного отражения. Различный период стационарных колебаний характеризует в этом случае преобладающий период аллювиального грунта.

На рис. 3.2 показаны кривые распределений частот колебаний грунта при землетрясениях в центральной части Токио. На рисунке кривые левого столбца относятся к колебаниям при близких землетрясениях

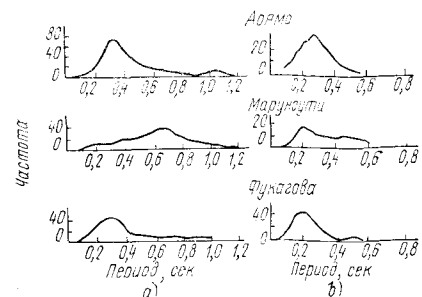


Рис. 3.2. Распределение частот колебаний грунта в нескольких местностях в Токио а) для близких землетрясений, б) для удаленных землетрясений (данные проф. М. Ишимото)

2) Методы определения преобладающих периодов. Поскольку преобладающий период колебаний грунта оказывает большое влияние на колебания здания, которое расположено на этом грунте, для обеспечения сейсмостойкости здания этот период целесообразно знать заранее. Существуют следующие практические методы его определения:

- 1) регистрация микроколебаний (при микросейсмах);
- 2) теоретические расчеты на основании данных о толщине слоев и скоростей сейсмических волн;
- 3) сбор данных о действительных параметрах сейсмических колебаний.

а) Регистрация микроколебаний. Грунт постоянно совершает колебания с амплитудами порядка нескольких микрон, которые можно рассматривать как упругие колебания поверхностного слоя. Эти микросейсмические колебания называются микросейсмами. Общей особенностью упругих систем является характер их реакции на возбуждение в виде шума, когда влияние периода собственных колебаний и параметров затухания четко сказывается на соотношении между колебательными процессами входа и выхода. Таким образом, при микросейсмах проявляются характеристики поверхностного слоя.

(эпицентральное расстояние до 100 км), а правого столбца — к колебаниям при удаленных землетрясениях (эпицентральное расстояние более 100 км). В первом случае максимальные амплитуды соответствуют периодам 0,3 с в Аояма (делювиальный грунт), 0,7 с в Маруноути (аллювиальный грунт) и 0,3 с в Фукагава (аллювиальный грунт). Для удаленных землетрясений наиболее характерны периоды 0,3 с в Аояма, 0,2 с в Маруноути и 0,2 с в Фукагава. Это и есть преобладающие периоды.

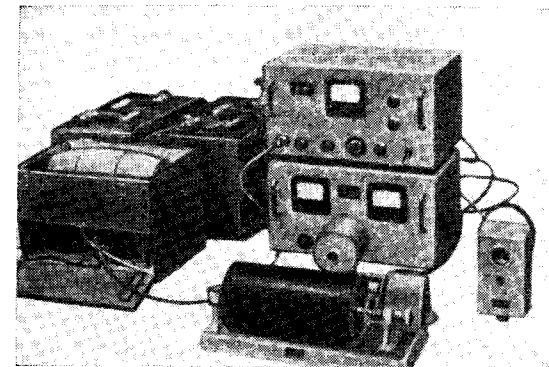


Рис. 3.3. Высокочувствительный велосиграф для изучения микросейсм

Для измерения микросейсм на грунте устанавливаются высокочувствительные велосиграфы (рис. 3.3), а регистрация производится в течение нескольких минут. Затем строятся частотные кривые распределений измеренных величин. Все операции выполняются весьма просто. Поэтому основным достоинством этого метода является возможность выполнить наблюдения в большом числе точек исследуемого района. Пример записи микросейсм и частотной кривой их распределения приведен на рис. 3.4.

К. Канаи [54] на основании анализа многочисленных землетрясений в США и Японии установил следующие закономерности:

1) для землетрясений с магнитудой более 6.0 преобладающий период сейсмических 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.

б) Вычисления на основе теории многократного отражения. Используя тео-

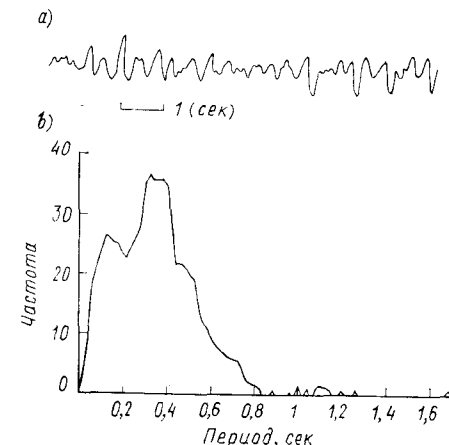


Рис. 3.4. Запись микросейсм (а) и результаты частотного анализа (б) (начальная школа в Ураясу, префектура Тиба)

рию многократного отражения волн в поверхностных слоях, можно расчетным путем определить преобладающий период колебаний аллювиального слоя. Когда поверхностный слой является однородным, преобладающий период определяется выражением (3.1). В соответствии с этим соотношением преобладающий период тем больше, чем толще слой грунта. Это согласуется с данными натурных измерений.

В действительности поверхностный слой редко состоит из одного слоя грунта. Как правило, он образуется в результате отложения слоев гравия, песка, ила и т. п. В этом случае для определения характеристик колебания грунта необходимо выполнить подробные вычисления, как показано в последующих разделах этой главы. Вместе с тем, если характеристики разных слоев не очень отличаются друг от друга, наибольший преобладающий период может быть определен по величине, обратной скорости  $c$ :

$$\frac{H}{c} = \sum \frac{H_i}{c_i}, \quad (3.2)$$

где  $H$  — общая толщина поверхностного слоя;  $H_i$  — толщина  $i$ -го однородного слоя;  $c_i$  — скорость распространения волн в этом слое.

Например, грунты, подстилающие г. Мехико, являются отложениями старого озера и, как правило, представлены толстым слоем глины. Наносы в основном состоят из илистой глины, а на глубине 33,5 и 47,7 м находятся сравнительно плотные слои песка. Для этих двух случаев, если верхний и нижний пласты песка рассматривать как грунт основания, то с помощью выражений (3.1) и (3.2) можно определить преобладающие периоды равные соответственно 2,12 и 2,63 с. Преобладающие периоды, найденные при инструментальных наблюдениях во время землетрясения в мае 1962 г., равны 2,63 с в Аламеда Парк и 2,25 с вблизи башни Латино Американо, что примерно соответствует расчетным значениям периодов. Это свидетельствует о том, что при относительно точном определении эффективной скорости распространения сейсмических волн теория многократного отражения дает надежные результаты. Однако поскольку извлечь неповрежденные образцы грунта с большой глубины очень трудно, этот метод расчета пока не получил широкого распространения.

в) Инструментальные наблюдения при землетрясениях. В странах, где землетрясения происходят сравнительно часто, во многих случаях полезную информацию о параметрах колебаний грунта можно получить с помощью установки сейсмографов в изучаемых районах и непрерывных инструментальных наблюдений в течение определенного промежутка времени.

На рис. 3.5 приведены акселерограммы землетрясений, зарегистрированные на поверхности грунта и на глубине в районе Кото в Токио, а на рис. 3.6 — аналогичные записи в районе Аракава в Токио. Грунт в районе Кото представляет собой более или менее

илистый слой с пластом гравия на глубине ниже 50 м от поверхности. Уровень грунтовых вод находится очень близко к поверхности грунта. Скорость распространения волн  $S$ , по данным измерения скоростей волн  $P$ , оценивается равной 160 м/с. В районе Аракава распространены слои слабо консолидированных глины и песка

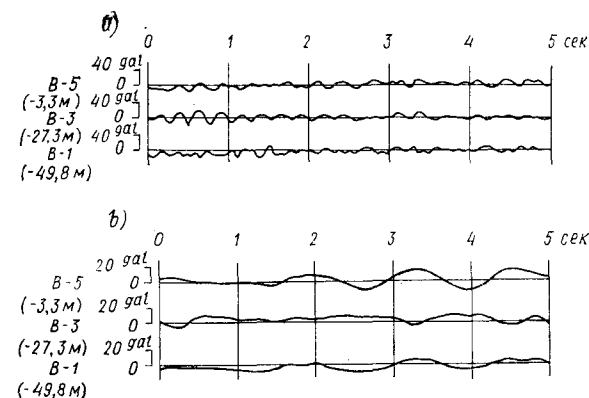


Рис. 3.5. Акселерограммы, полученные на различных глубинах в районе Кото г. Токио при местном землетрясении 6 марта 1968 г. (а) и при землетрясении Токачи, 16 мая 1968 г. (б)

толщиной 28,3 м, которые подстилаются слоем сильно консолидированного песка. Измеренная скорость волн  $S$  равна 150 м/с. Основной преобладающий период, определенный по формуле (3.1), равен 1,2 с для района Кото и 0,77 с — для района Аракава.

Таблица 3.1

| Сила землетрясения    | Преобладающий период                                       |  |
|-----------------------|--|--|
|                       | р-н Кото   | р-н Аракава  |
| Сильное землетрясение | 1,35 с (землетрясение Токачи, 16.05.1968, $M=7.9$ )        | 0,77 с (землетрясение Ниягата, 16.06.1964, $M=7.5$ )       |
| Среднее землетрясение | 0,46 с (землетрясение Хигаши-Мацуяма, 1.07.1968, $M=6.1$ ) | 0,77 с (землетрясение Хигаши-Мацуяма, 1.07.1968, $M=6.1$ ) |
| Слабое землетрясение  | 0,25 с (местное землетрясение)                             | 0,17 с (местное землетрясение)                             |

Таблица 3.2

## Амплитуды колебаний в разных пунктах при афтершоках землетрясения Нанкай

| Местность                    | Грунты                                 | Отношение     | Преобладающий период, с |
|------------------------------|--|---------------|-------------------------|
| Средняя школа г. Гобо        | Гравий и песок                         | 1             | 0,4—0,5                 |
| Высшая женская школа г. Гобо | Гравий и ил                            | $1,3 \pm 0,3$ | 0,2; 0,4                |
| Маруяма                      | Слабовыветрелые скалы мезозойской эры  | $0,7 \pm 0,1$ | 0,2; 0,4                |
| Мацубара                     | Слой ила, покрытый слоем гравия        | $1,0 \pm 0,1$ | 0,4—0,5                 |
| Ниихама                      | Мелкозернистый песок                   | $0,8 \pm 0,1$ | 0,6                     |
| Вада                         | Ил с прослойками мелкозернистого песка | 2,4           | 0,2; 0,5                |
| Ниши Гобо                    | Насыпной грунт с гравием               | 1,5           | 0,5—0,6                 |

2) *Максимальное ускорение.* Компоненты волн, характеризующихся максимальными перемещениями, имеют большие периоды, а компоненты с максимальными ускорениями имеют малые периоды. Поскольку эти периоды, как правило, существенно различны, нельзя считать, что максимальные перемещения и максимальные ускорения проявляются при одних и тех же колебаниях.

На рис. 3.7 объединены результаты инструментальных сейсмических наблюдений в пяти районах г. Токио с аллювиальными грунтами. По оси абсцисс приведены эпицентральные расстояния, а по оси ординат отношения максимальных ускорений в разных местностях к ускорениям на плоскогорье Хонго с делювиальными

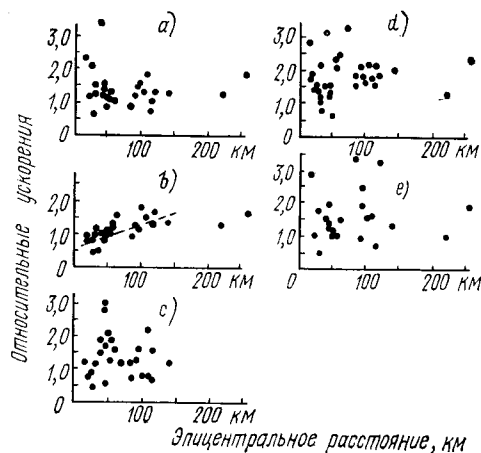


Рис. 3.7. Относительные ускорения в нескольких районах г. Токио в зависимости от эпицентрального расстояния

*a* — Аояма (западная часть, граница аллювиальных и делювиальных грунтов); *b* — Канада (центральная часть, аллювиальные грунты); *c* — Акабана (северо-восточная часть, аллювиальные грунты); *d* — Маруноути (центральная часть, аллювиальные грунты); *e* — Мукодзима (восточная часть, аллювиальные грунты)

грунтами. Большинство анализируемых землетрясений имели интенсивность I и II балла по шкале JMA и несколько — интенсивность III балла.

Из рисунка видно, что отношение ускорений для многих районов превышает единицу. Поэтому можно считать, что колебания аллювиальных грунтов характеризуются большими ускорениями, чем делювиальных. Однако отличие максимальных ускорений не такое значительное, как максимальных перемещений. Отношение ускорений обычно находится в пределах 1,3 и очень редко достигает 2. Что касается района Канда, то для него относительные максимальные ускорения на аллювиальных грунтах больше единицы, когда эпицентральное расстояние превышает 50 км, в то время как при местных землетрясениях с эпицентрами ближе 50 км, делювий имеет более высокие амплитуды ускорений. Для других районов таких особенностей не наблюдается.

3) *Повреждения при землетрясениях.* Кроме сравнения инструментальных данных в зависимости от грунтовых условий при землетрясениях часто производится сопоставление действительной степени сейсмических повреждений. Сравнения на основе инструментальных данных трудно выполнить при сильных землетрясениях, в то время как оценка степени повреждений в этих случаях является весьма эффективной. Результаты работы экспедиций по анализу степени повреждений после землетрясений Тонанкай и Ниигата приводятся ниже.

При землетрясении Тонанкай наибольшие повреждения охватывали район от р. Кику до оз. Хамана (см. рис. 3.8). Грунтовые условия этой прибрежной зоны по мере удаления от побережья характеризуются песчаными дюнами с выходами аллювиальных пород и глинистыми грунтами. Слой аллювиальной глины образован отложениями в дельтах рек и достигает максимальной толщины 90 м в устье р. Ота и 30 м — в устье р. Кику. Количество обрушившихся жилых домов в процентах от общего числа строений характеризуется следующими цифрами, %:

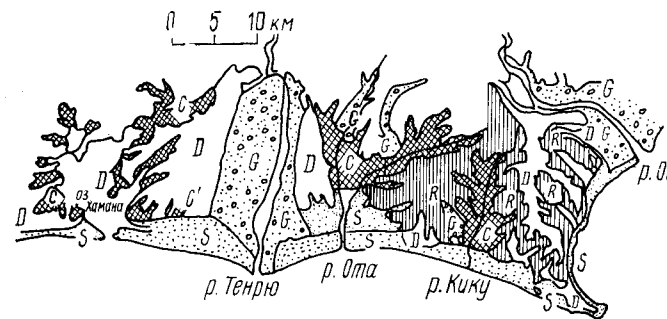


Рис. 3.8. Геологические условия района наибольших повреждений при землетрясении Тонанкай

S — песок; D — делювий; G — песок с гравием; C — глина; R — скальные породы

В инструментальных записях для обоих районов четко прослеживается преобладание определенных периодов. Однако, как видно из табл. 3.1, период основной волны различен в зависимости от силы землетрясения. Когда происходит сильное землетрясение, период основных колебаний примерно равен расчетному значению

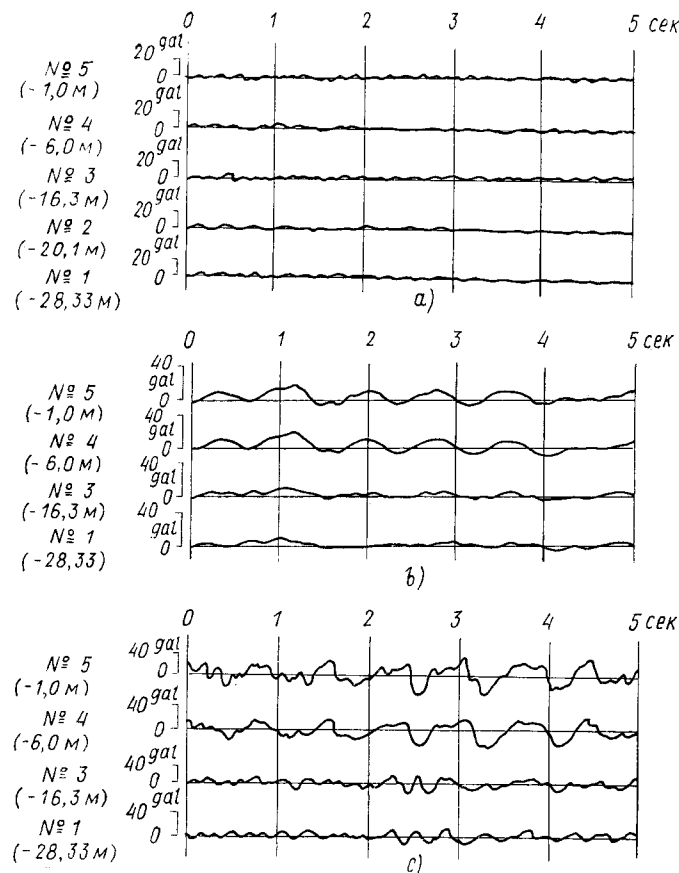


Рис. 3.6. Акселерограммы, полученные на различных глубинах в районе Аракава г. Токио при местном землетрясении 28 апреля 1964 г. (а), при землетрясении Ниигата, 16 июня 1964 г. (б) и при землетрясении Хигаши-Мацуяма, 1 июля 1968 г. (с)

основного преобладающего периода. В случае же слабого землетрясения преобладают вторая и высшие формы колебаний слоя, а колебания по основной форме имеют меньшее значение.

Как видно из приведенного примера, при инструментальных наблюдениях за землетрясениями могут быть получены преобладающие периоды и другие важные параметры. Однако следует помнить, что в записях слабых землетрясений иногда не удается явно

обнаружить эффекты, наблюдаемые при сильных землетрясениях. Поэтому следует накапливать как можно больше исходной информации, по возможности, связанной с записями сильных землетрясений. Короче говоря, в случае слабых землетрясений и сильных землетрясений преобладающие периоды колебаний грунта могут быть различны. Поэтому следует при проектировании обеспечивать надежность сооружений при обоих видах воздействий.

## 2) Интенсивность сейсмических колебаний аллювиальных грунтов

Для аллювиальных грунтов, поскольку их импедансы значительно меньше, чем для скалы или делювиальных грунтов, а преобладающие периоды четко выражены, во время землетрясений возможно проявление больших амплитуд колебаний. Максимальные величины ускорений, скоростей и перемещений являются важными характеристиками сейсмических колебаний, и необходимо определять, в какой степени происходит усиление параметров колебаний при наличии поверхностного слоя. Однако ситуации для большинства случаев весьма разнообразны и трудно получить соотношения в общей форме. Ниже приводится ряд примеров по интерпретации полученной инструментальной информации.

1) *Максимальное перемещение.* По данным инструментальных наблюдений за афтершоками землетрясения Нанкай, 1946, в Кочи, максимальные смещения на аллювиальных грунтах при удаленных землетрясениях были в 4—11 раз больше максимальных перемещений на плотных грунтах мезозойской эры, а при близких землетрясениях — в 1,5—3,5 раза.

2. По данным инструментальных наблюдений за афтершоками землетрясения Фукуи, которые проводились примерно в 10 км южнее г. Фукуи, максимальные перемещения аллювиальных грунтов были в 1,4—6,5 раз больше максимальных перемещений пластов третичного периода. При этом были большими не только перемещения в местах аллювиальных напластований большой толщины, но отмечалась тенденция к увеличению ускорений.

3. Инструментальные наблюдения за афтершоками землетрясения Нанкай проводились в разных районах с различными типами грунтов. Максимальные перемещения, отнесенные к максимальному перемещению вблизи средней школы г. Гобо, приведены в табл. 3.2. Грунты в районе средней школы состоят из слоев песка и гравия.

Данные табл. 3.2 показывают, что перемещения в местах распространения аллювиальных грунтов существенно больше, чем на скальных грунтах. Коэффициент усиления, который трудно установить для всех случаев, в некоторых местах достигал 10. Поскольку коэффициент усиления, как правило, невозможно заранее предсказать, лучшим методом получения надежных результатов являются детальные геологические изыскания и проведение подробных вычислений.

глинистые грунты — 26,1  
песчаные грунты — 3,5  
гравийно-песчаные грунты — 1,4  
плотные грунты (делювий или скала) — 0,2

Таблица 3.3

По данным обследования г. Акита, после землетрясения Ниигата, соотношения между интенсивностью (балльностью по шкале JMA) и типом грунтов выглядит следующим образом:

породы третичного периода — III  
делювиальные грунты и песчаные дыны — III +  
аллювиальный песок и гравий — от III до III +  
аллювиальный илистый грунт — от IV до V  
восстановленные (насыпные) грунта — V

Из приведенных данных видно, что интенсивность сейсмических воздействий увеличивается при переходе от жестких грунтов к песчано-гравийным грунтам, песчаным грунтам и глинистым грунтам, достигая приращения два балла (по шкале JMA) для глинистых грунтов по сравнению с жесткими породами.

Приведенные выше результаты получены на основании анализа повреждений при землетрясениях деревянных жилых домов. Однако следует отметить, что степень повреждений при землетрясениях определяется совместным влиянием параметров колебаний грунтов и динамическими характеристиками сооружений определенного типа, а не только колебаниями грунта. Поэтому результаты оценки интенсивности по степени повреждения деревянных жилых домов должны быть тщательно проанализированы перед тем, как использовать их для совершенно иных типов сооружений.

4) *Усиление сейсмических колебаний в поверхностном слое.* Колебания в поверхностных аллювиальных слоях усиливаются в связи с явлением многократного отражения. Для того чтобы количественно оценить этот эффект усиления, необходимо рассмотреть поверхностный слой при действии сейсмической волны в подстилающем слое и определить форму волн на поверхности грунта. К. Канаи [54] получил следующую формулу на основании инструментальных и теоретических исследований:

$$G(T) = 1 + \frac{1}{\sqrt{\left[\frac{1+k}{1-k} \left\{1 - \left(\frac{T}{T_G}\right)^2\right\}\right]^2 + \left(\frac{0,3}{\sqrt{T_G}} \cdot \frac{T}{T_G}\right)^2}}, \quad (3.3)$$

где  $k = \frac{\rho_1 c_1}{\rho_2 c_2}$ ;

$G(T)$  — коэффициент усиления;  $T$  — период подходящей сейсмической волны;  $T_G$  — преобладающий период колебаний поверхностного слоя;  $\rho_1$  — плотность поверхностного слоя;  $\rho_2$  — плотность подстилающего слоя;  $c_1$  и  $c_2$  — скорости распространения сейсмических волн соответственно в поверхностном и подстилающем слоях. В табл. 3.3 приведены значения  $G(T)$ , определенные по формуле (3.3) при разных отношениях  $T/T_G$  и величинах  $k$ .

Коэффициенты усиления  $G(T)$

| $k$  | $T, c$ | $T_G, c$ |       |       |       |       |       |       |       |       |
|------|--------|----------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
|      |        | 0,1      | 0,2   | 0,4   | 0,6   | 0,8   | 1,0   | 1,2   | 1,4   | 1,6   |
| 0,05 | 0,1    | 2,054    | 2,118 | 1,959 | 1,929 | 1,918 | 1,914 | 1,911 | 1,909 | 1,908 |
|      | 0,2    | 1,262    | 2,491 | 2,16  | 2,009 | 1,962 | 1,941 | 1,93  | 1,923 | 1,919 |
|      | 0,4    | 1,059    | 1,28  | 3,108 | 2,501 | 2,182 | 2,068 | 2,013 | 1,983 | 1,964 |
|      | 0,6    | 1,026    | 1,11  | 1,643 | 3,582 | 2,835 | 2,37  | 2,19  | 2,1   | 2,048 |
|      | 0,8    | 1,014    | 1,06  | 1,29  | 1,997 | 3,981 | 3,152 | 2,561 | 2,319 | 2,194 |
|      | 1,0    | 1,009    | 1,037 | 1,169 | 1,484 | 2,334 | 4,333 | 3,453 | 2,752 | 2,45  |
|      | 1,2    | 1,006    | 1,026 | 1,112 | 1,294 | 1,68  | 2,653 | 4,651 | 3,74  | 2,941 |
|      | 1,4    | 1,005    | 1,019 | 1,08  | 1,2   | 1,425 | 1,876 | 2,956 | 4,944 | 4,013 |
|      | 1,6    | 1,004    | 1,014 | 1,06  | 1,146 | 1,296 | 1,559 | 2,071 | 3,245 | 5,216 |
| 0,1  | 0,1    | 2,054    | 2,024 | 1,868 | 1,84  | 1,831 | 1,826 | 1,824 | 1,822 | 1,821 |
|      | 0,2    | 1,242    | 2,491 | 2,056 | 1,914 | 1,87  | 1,851 | 1,841 | 1,835 | 1,831 |
|      | 0,4    | 1,053    | 1,256 | 3,108 | 2,377 | 2,073 | 1,967 | 1,917 | 1,889 | 1,872 |
|      | 0,6    | 1,023    | 1,1   | 1,593 | 3,582 | 2,692 | 2,246 | 2,079 | 1,996 | 1,949 |
|      | 0,8    | 1,013    | 1,054 | 1,264 | 1,924 | 3,981 | 2,995 | 2,422 | 2,196 | 2,082 |
|      | 1,0    | 1,008    | 1,034 | 1,153 | 1,441 | 2,242 | 4,333 | 3,285 | 2,599 | 2,317 |
|      | 1,2    | 1,006    | 1,023 | 1,101 | 1,267 | 1,622 | 2,545 | 4,651 | 3,562 | 2,775 |
|      | 1,4    | 1,004    | 1,017 | 1,072 | 1,182 | 1,386 | 1,802 | 2,835 | 4,944 | 3,827 |
|      | 1,6    | 1,003    | 1,013 | 1,054 | 1,133 | 1,268 | 1,509 | 1,982 | 3,113 | 5,216 |
| 0,15 | 0,1    | 2,054    | 1,936 | 1,785 | 1,759 | 1,75  | 1,746 | 1,744 | 1,743 | 1,742 |
|      | 0,2    | 1,223    | 2,491 | 1,96  | 1,827 | 1,787 | 1,769 | 1,76  | 1,754 | 1,751 |
|      | 0,4    | 1,048    | 1,234 | 3,108 | 2,258 | 1,972 | 1,875 | 1,829 | 1,803 | 1,788 |
|      | 0,6    | 1,021    | 1,091 | 1,545 | 3,582 | 2,555 | 2,131 | 1,977 | 1,901 | 1,858 |
|      | 0,8    | 1,012    | 1,049 | 1,24  | 1,853 | 3,981 | 2,842 | 2,293 | 2,084 | 1,979 |
|      | 1,0    | 1,007    | 1,031 | 1,139 | 1,402 | 2,151 | 4,333 | 3,118 | 2,456 | 2,194 |
|      | 1,2    | 1,005    | 1,021 | 1,092 | 1,242 | 1,567 | 2,437 | 4,651 | 3,383 | 2,618 |
|      | 1,4    | 1,004    | 1,015 | 1,065 | 1,164 | 1,351 | 1,733 | 2,713 | 4,944 | 3,639 |
|      | 1,6    | 1,003    | 1,012 | 1,049 | 1,12  | 1,243 | 1,462 | 1,898 | 2,978 | 5,216 |
| 0,2  | 0,1    | 2,054    | 1,852 | 1,709 | 1,685 | 1,677 | 1,673 | 1,671 | 1,67  | 1,669 |
|      | 0,2    | 1,205    | 2,491 | 1,87  | 1,747 | 1,71  | 1,694 | 1,685 | 1,68  | 1,677 |
|      | 0,4    | 1,044    | 1,213 | 3,108 | 2,146 | 1,879 | 1,79  | 1,748 | 1,725 | 1,71  |
|      | 0,6    | 1,019    | 1,082 | 1,499 | 3,582 | 2,423 | 2,024 | 1,882 | 1,813 | 1,774 |
|      | 0,8    | 1,011    | 1,044 | 1,217 | 1,784 | 3,981 | 2,692 | 2,172 | 1,98  | 1,884 |
|      | 1,0    | 1,007    | 1,028 | 1,126 | 1,364 | 2,061 | 4,333 | 2,953 | 2,322 | 2,08  |
|      | 1,2    | 1,005    | 1,019 | 1,083 | 1,219 | 1,515 | 2,33  | 4,651 | 3,205 | 2,471 |
|      | 1,4    | 1,003    | 1,014 | 1,059 | 1,149 | 1,318 | 1,667 | 2,59  | 4,944 | 3,45  |
|      | 1,6    | 1,003    | 1,011 | 1,044 | 1,108 | 1,22  | 1,419 | 1,818 | 2,842 | 5,216 |
| 0,25 | 0,1    | 2,054    | 1,773 | 1,638 | 1,617 | 1,609 | 1,606 | 1,604 | 1,603 | 1,602 |
|      | 0,2    | 1,187    | 2,491 | 1,786 | 1,672 | 1,639 | 1,625 | 1,617 | 1,612 | 1,609 |
|      | 0,4    | 1,04     | 1,193 | 3,108 | 2,04  | 1,793 | 1,712 | 1,674 | 1,653 | 1,64  |

| k    | T, c | T <sub>G</sub> , c |       |       |       |       |       |       |       |       |
|------|------|--------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
|      |      | 0,1                | 0,2   | 0,4   | 0,6   | 0,8   | 1,0   | 1,2   | 1,4   | 1,6   |
| 0,25 | 0,6  | 1,017              | 1,074 | 1,451 | 3,582 | 2,296 | 1,924 | 1,795 | 1,733 | 1,697 |
|      | 0,8  | 1,009              | 1,04  | 1,196 | 1,717 | 3,981 | 2,547 | 2,06  | 1,884 | 1,796 |
|      | 1,0  | 1,006              | 1,025 | 1,113 | 1,33  | 1,974 | 4,333 | 2,792 | 2,196 | 1,974 |
|      | 1,2  | 1,004              | 1,017 | 1,075 | 1,198 | 1,467 | 2,224 | 4,651 | 3,03  | 2,332 |
|      | 1,4  | 1,003              | 1,012 | 1,053 | 1,134 | 1,287 | 1,605 | 2,468 | 4,944 | 3,261 |
|      | 1,6  | 1,002              | 1,01  | 1,04  | 1,098 | 1,198 | 1,378 | 1,743 | 2,704 | 5,216 |
|      | 1,8  | 1,001              | 1,009 | 1,036 | 1,088 | 1,178 | 1,341 | 1,671 | 2,567 | 5,216 |
| 0,3  | 0,1  | 2,054              | 1,698 | 1,573 | 1,553 | 1,547 | 1,544 | 1,542 | 1,541 | 1,541 |
|      | 0,2  | 1,17               | 2,491 | 1,708 | 1,604 | 1,574 | 1,561 | 1,554 | 1,55  | 1,547 |
|      | 0,4  | 1,036              | 1,174 | 3,108 | 1,94  | 1,713 | 1,639 | 1,605 | 1,586 | 1,574 |
|      | 0,6  | 1,015              | 1,067 | 1,412 | 3,582 | 2,176 | 1,832 | 1,715 | 1,658 | 1,626 |
|      | 0,8  | 1,009              | 1,036 | 1,177 | 1,652 | 3,981 | 2,408 | 1,954 | 1,794 | 1,715 |
|      | 1,0  | 1,005              | 1,022 | 1,102 | 1,297 | 1,888 | 4,333 | 2,635 | 2,078 | 1,876 |
|      | 1,2  | 1,004              | 1,015 | 1,067 | 1,178 | 1,421 | 2,12  | 4,651 | 2,857 | 2,202 |
| 0,35 | 1,4  | 1,003              | 1,011 | 1,048 | 1,12  | 1,258 | 1,546 | 2,346 | 4,944 | 3,074 |
|      | 1,6  | 1,002              | 1,009 | 1,036 | 1,088 | 1,178 | 1,341 | 1,671 | 2,567 | 5,216 |
|      | 1,8  | 1,001              | 1,007 | 1,033 | 1,084 | 1,171 | 1,336 | 1,656 | 2,456 | 5,216 |
|      | 2,0  | 1,001              | 1,006 | 1,031 | 1,079 | 1,166 | 1,305 | 1,604 | 2,431 | 5,216 |
|      | 2,2  | 1,001              | 1,005 | 1,027 | 1,074 | 1,161 | 1,301 | 1,600 | 2,427 | 5,216 |
|      | 2,4  | 1,001              | 1,004 | 1,024 | 1,071 | 1,158 | 1,298 | 1,597 | 2,424 | 5,216 |
|      | 2,6  | 1,001              | 1,003 | 1,022 | 1,069 | 1,155 | 1,295 | 1,594 | 2,421 | 5,216 |
| 0,4  | 0,1  | 2,054              | 1,561 | 1,456 | 1,441 | 1,435 | 1,433 | 1,432 | 1,431 | 1,43  |
|      | 0,2  | 1,138              | 2,491 | 1,566 | 1,481 | 1,457 | 1,446 | 1,441 | 1,437 | 1,435 |
|      | 0,4  | 1,028              | 1,14  | 3,108 | 1,757 | 1,569 | 1,509 | 1,482 | 1,466 | 1,457 |
|      | 0,6  | 1,012              | 1,053 | 1,333 | 3,582 | 1,951 | 1,665 | 1,57  | 1,524 | 1,498 |
|      | 0,8  | 1,007              | 1,028 | 1,142 | 1,53  | 3,981 | 2,145 | 1,764 | 1,634 | 1,57  |
|      | 1,0  | 1,004              | 1,018 | 1,081 | 1,238 | 1,726 | 4,333 | 2,336 | 1,864 | 1,7   |
|      | 1,2  | 1,003              | 1,012 | 1,053 | 1,142 | 1,338 | 1,919 | 4,651 | 2,524 | 1,965 |
| 0,45 | 1,4  | 1,002              | 1,009 | 1,038 | 1,096 | 1,206 | 1,439 | 2,11  | 4,944 | 2,71  |
|      | 1,6  | 1,002              | 1,007 | 1,029 | 1,07  | 1,142 | 1,272 | 1,54  | 2,297 | 5,216 |
|      | 1,8  | 1,001              | 1,006 | 1,031 | 1,074 | 1,161 | 1,301 | 1,600 | 2,427 | 5,216 |
|      | 2,0  | 1,001              | 1,005 | 1,027 | 1,071 | 1,158 | 1,298 | 1,597 | 2,424 | 5,216 |
|      | 2,2  | 1,001              | 1,004 | 1,024 | 1,069 | 1,155 | 1,295 | 1,594 | 2,421 | 5,216 |
|      | 2,4  | 1,001              | 1,003 | 1,022 | 1,066 | 1,152 | 1,292 | 1,591 | 2,418 | 5,216 |
|      | 2,6  | 1,001              | 1,002 | 1,021 | 1,064 | 1,150 | 1,290 | 1,589 | 2,416 | 5,216 |
| 0,5  | 0,1  | 2,054              | 1,499 | 1,404 | 1,39  | 1,385 | 1,383 | 1,382 | 1,381 | 1,381 |
|      | 0,2  | 1,123              | 2,491 | 1,502 | 1,426 | 1,404 | 1,395 | 1,39  | 1,387 | 1,385 |
|      | 0,4  | 1,025              | 1,125 | 3,108 | 1,672 | 1,504 | 1,451 | 1,426 | 1,413 | 1,404 |
|      | 0,6  | 1,011              | 1,047 | 1,297 | 3,582 | 1,847 | 1,589 | 1,505 | 1,464 | 1,441 |
|      | 0,8  | 1,006              | 1,025 | 1,126 | 1,473 | 3,981 | 2,021 | 1,678 | 1,561 | 1,505 |
|      | 1,0  | 1,004              | 1,016 | 1,072 | 1,211 | 1,649 | 4,333 | 2,194 | 1,767 | 1,62  |
|      | 1,2  | 1,003              | 1,011 | 1,047 | 1,126 | 1,3   | 1,823 | 4,651 | 2,365 | 1,857 |
| 0,55 | 1,4  | 1,002              | 1,008 | 1,034 | 1,085 | 1,183 | 1,39  | 1,996 | 4,944 | 2,534 |
|      | 1,6  | 1,001              | 1,006 | 1,025 | 1,062 | 1,126 | 1,242 | 1,48  | 2,166 | 5,216 |
|      | 1,8  | 1,001              | 1,005 | 1,027 | 1,071 | 1,158 | 1,298 | 1,597 | 2,424 | 5,216 |
|      | 2,0  | 1,001              | 1,004 | 1,024 | 1,069 | 1,155 | 1,295 | 1,594 | 2,421 | 5,216 |
|      | 2,2  | 1,001              | 1,003 | 1,022 | 1,066 | 1,152 | 1,292 | 1,591 | 2,418 | 5,216 |
|      | 2,4  | 1,001              | 1,002 | 1,021 | 1,064 | 1,150 | 1,290 | 1,589 | 2,416 | 5,216 |
|      | 2,6  | 1,001              | 1,001 | 1,020 | 1,062 | 1,148 | 1,288 | 1,586 | 2,413 | 5,216 |

| k   | T, c | T <sub>G</sub> , c |       |       |       |       |       |       |       |       |
|-----|------|--------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
|     |      | 0,1                | 0,2   | 0,4   | 0,6   | 0,8   | 1,0   | 1,2   | 1,4   | 1,6   |
| 0,5 | 0,1  | 2,054              | 1,44  | 1,355 | 1,343 | 1,339 | 1,337 | 1,336 | 1,335 | 1,335 |
|     | 0,2  | 1,109              | 2,491 | 1,442 | 1,375 | 1,355 | 1,347 | 1,343 | 1,34  | 1,339 |
|     | 0,4  | 1,022              | 1,11  | 3,108 | 1,593 | 1,443 | 1,396 | 1,375 | 1,363 | 1,355 |
|     | 0,6  | 1,01               | 1,042 | 1,262 | 3,582 | 1,748 | 1,519 | 1,444 | 1,408 | 1,388 |
|     | 0,8  | 1,005              | 1,022 | 1,11  | 1,418 | 3,981 | 1,904 | 1,596 | 1,494 | 1,444 |
|     | 1,0  | 1,003              | 1,014 | 1,063 | 1,186 | 1,575 | 4,333 | 2,059 | 1,675 | 1,545 |
|     | 1,2  | 1,002              | 1,01  | 1,042 | 1,111 | 1,264 | 1,731 | 4,651 | 2,212 | 1,755 |
| 0,6 | 1,4  | 1,002              | 1,007 | 1,03  | 1,075 | 1,161 | 1,344 | 1,885 | 4,944 | 2,364 |
|     | 1,6  | 1,001              | 1,005 | 1,022 | 1,054 | 1,111 | 1,213 | 1,423 | 2,038 | 5,216 |
|     | 1,8  | 1,001              | 1,004 | 1,021 | 1,061 | 1,108 | 1,205 | 1,396 | 1,587 | 5,216 |
|     | 2,0  | 1,001              | 1,003 | 1,020 | 1,058 | 1,105 | 1,202 | 1,393 | 1,584 | 5,216 |
|     | 2,2  | 1,001              | 1,002 | 1,019 | 1,056 | 1,103 | 1,200 | 1,391 | 1,582 | 5,216 |
|     | 2,4  | 1,001              | 1,001 | 1,018 | 1,054 | 1,101 | 1,198 | 1,389 | 1,580 | 5,216 |
|     | 2,6  | 1,001              | 1,001 | 1,017 | 1,053 | 1,100 | 1,197 | 1,388 | 1,579 | 5,216 |

### 3) Карты сейсмической интенсивности по типам грунтов

Как отмечалось выше, амплитуды и частоты интенсивных колебаний грунта во время землетрясения определяются характерными особенностями типов грунтов, что особенно заметно для аллювиальных напластований. Эти особенности непосредственно связаны со степенью повреждений зданий на таких грунтах. Поскольку на основании проведенных исследований можно оценить преобладающий период и коэффициенты усиления для определенной площадки, представляется весьма ценным для планировки города и предотвращения разрушений составить карты характеристик грунтов для каждого района.

На рис. 3.9 приведена часть карты распределения прогнозируемых оценок сейсмической реакции, которая подготовлена столичным советом по предотвращению последствий разрушений Токио для 23 районов. На этой карте территория города разделена однокилометровой сеткой. На ней указаны преобладающие частоты в местах пересечения линий и соответствующие им коэффициенты усиления колебаний для поверхности грунта при воздействии синусоидальной сейсмической волны с преобладающей частотой поверхностного слоя, которая подходит от подстилающего грунта. Анализ этой карты показывает, что для более высоких площадок характерно наличие одного преобладающего периода колебаний, а для центрального низкорасположенного района — нескольких площадок с тремя и более преобладающими периодами. Коэффициенты усиления для обоих районов примерно одинаковы.

Результаты исследований могут быть также использованы при составлении карт ожидаемой интенсивности сейсмических воздействий с целью их последующего применения для проектирования сооружений. Это оправдано тем, что расчетная интенсивность в каждом районе получена на основании изучения последствий прошедших сильных землетрясений.



#### 4) Повреждения при землетрясениях на восстановленных землях

Все предыдущие выводы относились главным образом к естественным отложениям в виде аллювиальных грунтов. Принято считать, что принципиально аналогичные явления будут наблюдаться на восстановленных территориях. Однако, по-видимому, в связи с более слабой консолидацией искусственно насыпанных грунтов, как показал опыт землетрясений Канто и Ниигата, даже в случаях возведения зданий на территориях, восстановленных более 300 лет тому назад, степень повреждений оказывается особенно сильной. А. Имамура исследовал повреждения при сильных землетря-

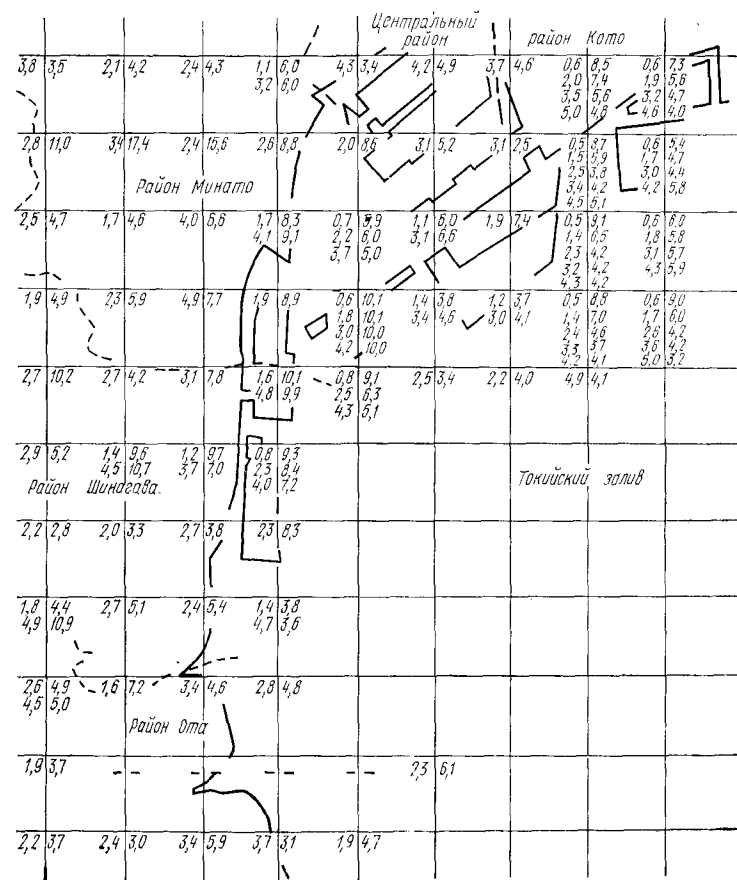


Рис. 3.9. Карта центральной части Токио для распределений расчетных оценок сейсмической реакции, характеризующая преобладающие частоты колебаний в Гц (слева) и соответствующие им коэффициенты усиления (справа) в узлах пересечения однокилометровой сетки. В местах прочерков подразумевается отсутствие преобладающих колебаний с частотой выше 0,5 Гц

сениях в районах Токио и Осаки, в которых насыпные территории были созданы в период Токугава (1603—1867 гг.). Он обнаружил что районы с большим количеством разрушенных домов и большими человеческими жертвами почти всегда приходились на территории с насыщенными грунтами. На рис. 3.10, а показана прибрежная зона Токио в середине XV столетия, а на рис. 3.10, б — зона повреждений Токио при землетрясении Канто, 1923 г. Сравнение этих карт показывает, что площади с наибольшей степенью повреждений при землетрясении Канто относятся к периоду Токугава.

Токио и Осака являются примерами территорий с рыхлыми грунтами под насыпной толщей. На восстановленных грунтах не очень большой толщины на плотном основании не всегда следует ожидать

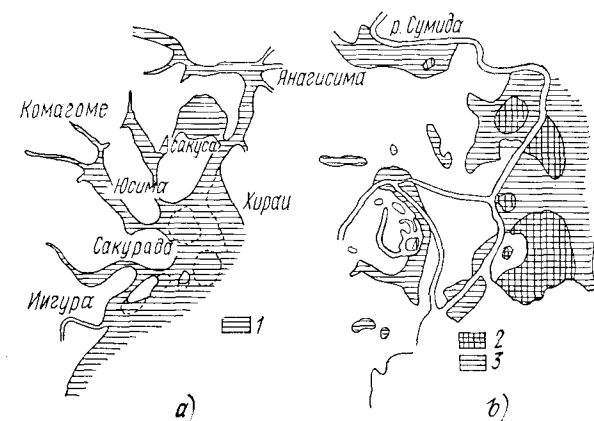


Рис. 3.10. Сравнительные карты Эдо (старое название Токио) в период Чорюку (1457—1459 гг.) (а) и площадей обрушения деревянных жилых домов во время землетрясения Канто, 1923 г. (б), характеризующие соотношение между восстановленными землями и степенью повреждений при землетрясении (данные д-ра А. Имамура)

1 — море; 2 — очень сильные повреждения; 3 — сильные повреждения

при землетрясениях таких же разрушительных последствий. Например, во время землетрясения Ниигата степень повреждений была очень большой в районе старого канала р. Синано, который был насыпным, но в таких местах, как правобережная часть моста Сова Огаси, с слоями песка (типа песчаных дюн) небольшой глубины повреждения не были такими значительными. Следовательно, восстановленные (насыпные) территории следует рассматривать при оценке сейсмостойкости совместно с подстилающими породами.

Во всяком случае застройка для промышленных нужд территорий с насыщенными грунтами в будущем, очевидно, существенно расширится. Такие грунты могут рассматриваться как очень мягкие и рыхлые аллювиальные грунты и требуют решения ряда проблем для обеспечения сейсмостойкости сооружений. Поэтому необходимы специальные исследования работы грунтов на насыпных территориях при сильных землетрясениях.

## 5) Сейсмические колебания заглубленных слоев грунта

Фундаменты больших сооружений заглубляются на величину от нескольких метров до нескольких десятков метров. Поэтому для расчета подземных сооружений необходимо иметь информацию о сейсмических колебаниях заглубленных слоев грунта. В связи с развитием подземного строительства актуальность решения этой задачи все более возрастает.

Из ранних примеров инструментальных наблюдений за сейсмическими колебаниями ниже поверхности земли следует упомянуть Дж. Милна, который измерял в трехметровой скважине колебания во время сильного землетрясения 20 мая 1885 г. на территории Технологического института Тораномон в Токио. Ф. Омори для этой же цели проводил исследования в скважине глубиной 5,4 м в Университете Токио (плотный известняк) при 30 слабых землетрясениях и обнаружил, что на уровне основания скважины максимальные перемещения составляли  $\frac{1}{2,2}$  величин максимальных перемещений поверхности грунта, а максимальные скорости и ускорения соответственно  $\frac{1}{2,8}$  и  $\frac{1}{4,7}$ .

Т. Саита и С. Сузуки также изучали слабые землетрясения в точках на глубине 10 м и 20,4 м в Маруноути и отметили, что поверхностный слой и подстилающий слой имеют одни и те же преобладающие периоды колебаний 0,2 с и 0,7 с. Ускорения на поверхности делювиальных напластований составляют лишь часть ускорений на поверхности аллювиального слоя. В аллювиальном грунте между колебаниями грунта на отметке 10 м и на поверхности отличие не очень большое, а между колебаниями на отметке 20 м и на поверхности — очень значительное. Отношение показаний приборов в этих уровнях составляли от  $\frac{1}{3}$  до  $\frac{1}{5}$ .

По мере создания подземных сейсмографов стало обычным в практике изучения землетрясений проводить регистрацию с помощью заглубленных сейсмографов в буровых скважинах. Вблизи начальной школы г. Ураяси (префектура Тиба) грунт состоит из слоя ила толщиной примерно 30 м, под которым залегают пласты плотного песка. Здесь выполнялись инструментальные наблюдения при микросейсмах и землетрясениях в скважине глубиной 37 м. Характерные записи полученных акселерограмм даны на рис. 3.11.

Анализ этих записей показывает, что в начальных стадиях основных колебаний записи на глубине и на поверхности похожи с небольшим сдвигом во времени, но постепенно влияние поверхностного слоя становится определяющим и колебания на поверхности грунта существенно возрастают. Скорость распространения волны по оценке разности фаз двух записей в начальной стадии составляет около 280 м/с, а преобладающий период колебаний, вычисленный по формуле (3.1), равен 0,5 с. С другой стороны, периоды основных волн на этих записях равны примерно 0,18 с, что не согласуется с указанным преобладающим периодом.

Кривая распределения состава микросейсм по периодам для этой местности приведена на рис. 3.4. На ней заметны три преобладающих периода 0,46 с, 0,32 с и 0,12 с. Из них величина 0,46 с, по-видимому, соответствует преобладающему периоду колебаний аллювиального слоя, вычисленному по скорости распространения волн и толщине слоя. Периоды 0,12 с и 0,32 с можно относить к влиянию неоднородных прослоек внутри аллювиального слоя, которое существенным образом проявляется в записи на поверхности грунта во время землетрясения. Однако по мере увеличения

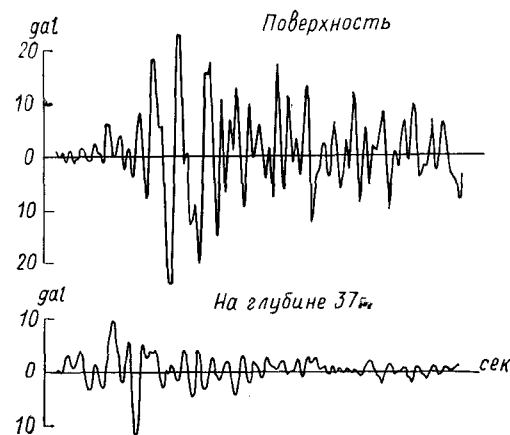


Рис. 3.11. Акселерограммы колебаний поверхности и нижних пластов грунта, полученные в Ураяси (префектура Тиба)

силы землетрясения роль аллювиального слоя в целом увеличивается и превосходит влияние местных неоднородных прослоек. Тогда интенсивные колебания поверхностного слоя должны происходить с периодом около 0,46 с.

Отношение ускорений грунта на поверхности к ускорениям на глубине в Ураяси составляло от 2 до 4. Инструментальные наблюдения в других точках дали примерно те же результаты. Таким образом, было установлено, что в аллювиальных напластованиях наблюдаются преобладающие периоды и эффекты усиления, и ускорения на глубине значительно меньше ускорений на поверхности с отношением, более или менее близким к указанному. Эти факты можно сравнительно точно в количественном отношении предсказать с помощью теории, рассмотренной ниже.

### 3.3. СЕЙСМИЧЕСКИЕ КОЛЕБАНИЯ В РАЙОНАХ РАСПРОСТРАНЕНИЯ СКАЛЬНЫХ ГРУНТОВ

#### 1) Повреждения при землетрясениях на скальных грунтах

Такие ответственные сооружения, как плотины, гидроэлектростанции и атомные электростанции, обычно возводятся на коренных скальных породах. Для обеспечения надежной работы таких сооружений и внутреннего оборудования при землетрясениях необходимо знать природу сейсмических колебаний в районах распространения скальных пород.

Повреждения и разрушения сооружений на скале сводятся в основном к образованию трещин в хрупких сооружениях и их обрушению в связи с этими трещинами. Во время землетрясения Имайти, 1949 г., которое является примером землетрясения в горной местности, наблюдалось много случаев полного и частичного обрушения домов со стенами из каменной кладки или облицовки из камня. Напротив, очень гибкие деревянные дома обрушений не имели. Во время землетрясения Канто даже устойчивые верхние камни памятников опрокидывались в горных местностях вблизи эпицентра, что позволило оценить ускорения в этом районе от 0,48 до 0,67  $g$ . Эти ускорения значительно превышали величины, зарегистрированные на аллювиальных грунтах.

Приведенные примеры подтверждают, что при сейсмических колебаниях скальных грунтов амплитуды их перемещений обычно меньше, чем аллювиальных грунтов, а ускорения довольно значительны в диапазоне коротких периодов.

#### 2) Перемещения и ускорения сейсмических колебаний на жестких грунтах

Как отмечалось, сравнение интенсивности сейсмических колебаний на жестких и мягких грунтах свидетельствует, что амплитуды перемещений плотных грунтов меньше. Что касается ускорений, то, как показали оценки степени повреждений, бывают случаи, когда ускорения жестких грунтов в диапазоне коротких периодов больше, чем мягких. Тем не менее для количественного определения этого явления было выполнено несколько исследований.

Для изучения сейсмических колебаний площадок на скальных грунтах инструментальные наблюдения проводились в вертикальной шахте электростанции Кинугава, расположенной в 150 км к северу от Токио. Грунтовые условия площадки характеризуются главным образом твердыми крупнозернистыми туфами. Однако на глубине от 42 до 50 м породы сложены из мелкозернистого туфа, а на глубине от 50 до 54 м имеются многочисленные трещины. Кроме того, на отметках 15, 22 и 36 м отмечены включения глины толщиной соответственно 30, 40 и 20 см. Скорость продольных упругих волн

в скале равна 3900 м/с в верхней части и 3500 м/с в нижней, поскольку туфы в нижней части несколько рыхлее и имеют трещины. Пять акселерографов были установлены на разных глубинах, а два сейсмографа на поверхности грунта и в основании шахты (рис. 3.12).

Несколько примеров полученных записей приведены на рис. 3.13, из которых  $d$  — запись при землетрясении Ниигата. В каждой серии пять верхних записей представляют собой акселерограммы, а две нижние — сейсмограммы. Следует отметить, что в записях смещений на отметках 0 и 67,2 м существуют только небольшие отличия.

Эмпирическое соотношение между магнитудой землетрясения, эпицентральным расстоянием и максимальным смещением, как одно из возможных, определяется формулой (2.9). Сравнивая величины, определенные по этой формуле, с инструментально зарегистрированными на электростанции Кинугава, получаем, что экспериментальные данные значительно меньше (только 6—20%) расчетных (рис. 3.14).

Максимальные ускорения поверхности грунта примерно вдвое больше ускорений заглубленных слоев. Соотношение между магнитудой землетрясения, эпицентральным расстоянием и максимальным ускорением, зарегистрированным на отметке 67,2 м, приведено на рис. 3.15. Эту зависимость можно представить следующим выражением:

$$\lg \frac{a_{\max}}{640} = \frac{\Delta + 40}{100} (-7,604 + 1,7244M - 0,1036M^2), \quad (3.4)$$

где  $a_{\max}$  — максимальное ускорение;  $gal$ ;  $M$  — магнитуда;  $\Delta$  — эпицентральное расстояние, км.

#### 3) Форма сейсмических волн

Верхняя часть даже жестких грунтов является выветренной по сравнению с нижними пластами и, как правило, имеет многочисленные трещины, прослойки и т. п. В этих случаях характеристики грунта на поверхности отличаются от характеристик грунта в массиве, как если бы существовал поверхностный слой, а колебания с определенными периодами являлись преобладающими. Аналогично, когда имеются значительные изменения в топографии местности, такие как горные выступы и глубокие ущелья, появляется

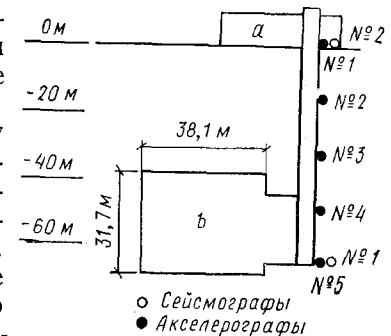


Рис. 3.12. Схема расстановки приборов на электростанции Кинугава

$a$  — административное здание;  
 $b$  — машинный зал

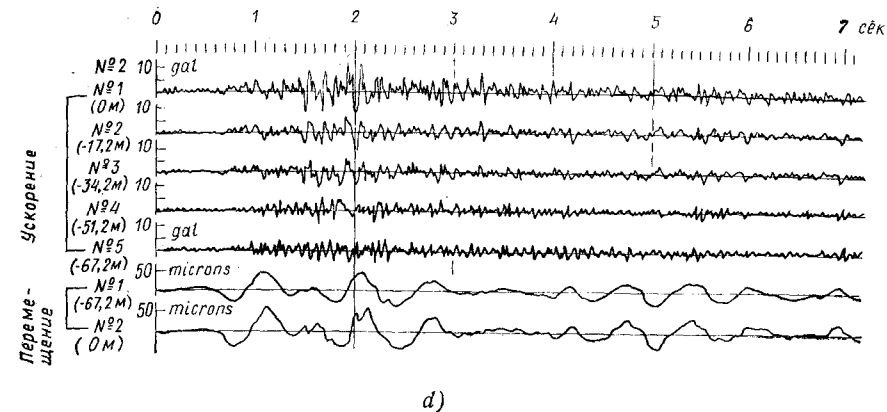
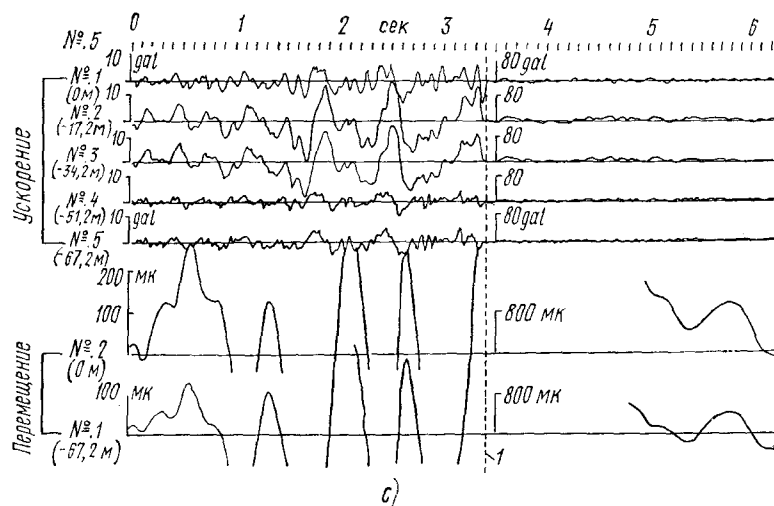
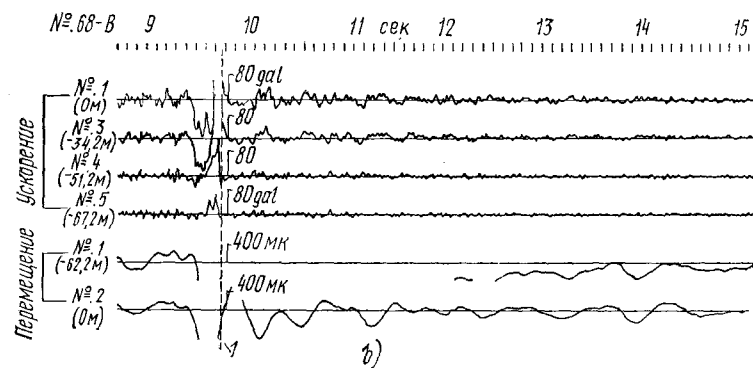
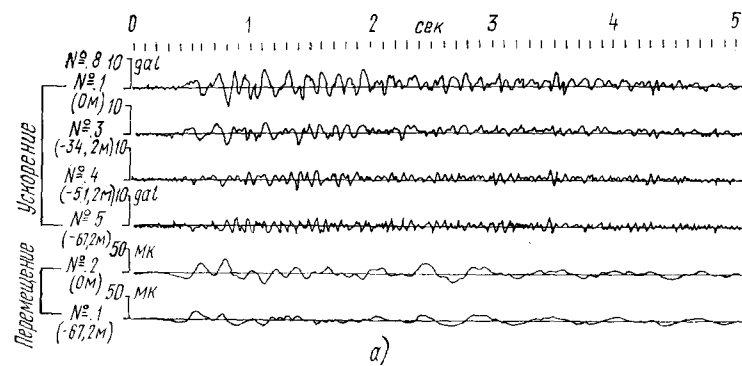


Рис. 3.13. Записи ускорений и перемещений на электростанции Кинугава при землетрясениях: 24 декабря 1962 г. (а), 20 декабря 1964 г. (б), 6 апреля 1965 г. (в) и землетрясения Ниигата, 16 июня 1964 г. (д)

1 — автоматическое уменьшение масштаба записи до 1/8 с помощью перегрузочного детектора

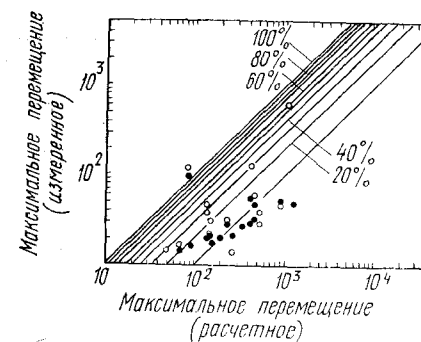
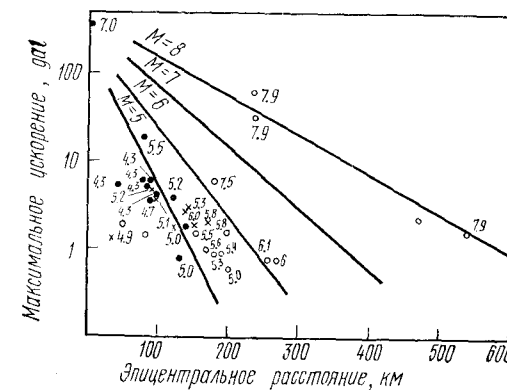


Рис. 3.14. Соотношение между максимальным перемещением по формуле (2.9) и инструментально зарегистрированным на электростанции Кинугава

○ — поверхность грунта;  
● — основание шахты

Рис. 3.15. Соотношение между магнитудой, эпицентральной дистанцией и максимальным ускорением на глубине 67,2 м на электростанции Кинугава (скальные грунты). Цифрами даны магнитуды для каждого землетрясения

М — магнитуда;  $\Delta$  — эпицентральной дистанции;  
● — преобладающий период 0,03—0,08 с; × — то же, 0,05—0,15 с; ○ — то же, более 0,15 с



вероятность дополнительных колебаний массива горных пород, подобных колебаниям сооружений. Поэтому даже при жестких грунтах возможны случаи проявления преобладающих периодов. Считается, что часто возникающие при землетрясениях четко выраженные колебания в горных местностях с периодами около 0,2 с обусловлены этими причинами.

Когда же резкие изменения рельефа местности немногочисленны и нет выветрелого слоя, предполагают, что сейсмические колебания, подходящие к скальному основанию, достигают поверхности без

искажений и отражаются обратно в грунт.

Инструментальные наблюдения за формой сейсмических волн в твердых грунтах более ограничены, чем в аллювиальных грунтах. Один случай таких наблюдений, проводившихся на площадке электростанции Кинугава, уже описывался, а полученные записи приведены на рис. 3.13.

На рис. 3.16 пунктирной линией показан спектр скоростей при землетрясении *b*, запись которого дана на рис. 3.13 (о спектрах реакции см. § 2 гл. 7). Этот спектр содержит усредненные характеристики многих зарегистрированных на этой площадке землетрясений небольших

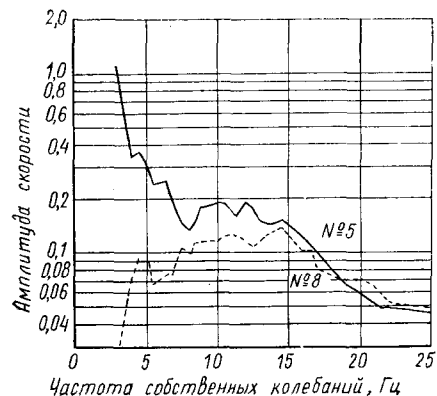


Рис. 3.16. Спектры скоростей землетрясения № 5 (сплошная линия) и землетрясения Ниигата (пунктирная линия), построенные по записям на площадке электростанции Кинугава

и средних размеров с не очень значительными эпицентрными расстояниями. Из этой кривой видно, что в диапазоне частот менее 7 Гц приблизительно постоянен спектр перемещений, в интервале частот 7—16 Гц примерно постоянен спектр скоростей, а в интервале частот более 16 Гц — спектр ускорений.

Сплошной линией на рис. 3.16 показан спектр ускорений при землетрясении Ниигата, зарегистрированном на этой площадке. Магнитуда этого землетрясения была очень большой (7,5), а эпицентральное расстояние довольно значительным (180 км). Отметим, что в этом случае спектр реакции содержит длиннопериодные компоненты колебаний и тем самым отличается по своим характеристикам от спектров слабых и местных землетрясений.

#### 4) Сейсмические колебания заглубленного скального основания

Согласно инструментальным наблюдениям С. Накамура, проведенным у входа в тоннель и внутри него на глубине 85 м, перемещения внутри тоннеля составляли 0,43—0,8 величин перемещений

около входа вдоль тоннеля и 0,6—0,8 — в перпендикулярном направлении. Сравнительные измерения Н. Насу в котловине Танна и на глубине 160 м в тоннеле Танна показали, что при длинных периодах сейсмических колебаний (3—4,5 с) различие в записях незначительное<sup>1</sup>. Однако при сейсмических колебаниях с периодом 1 с

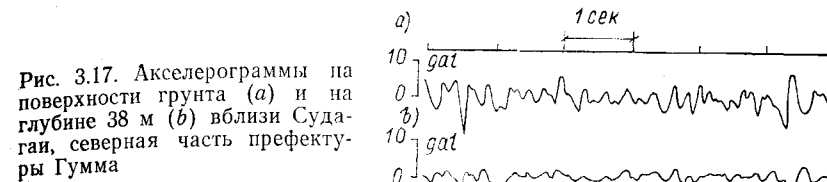


Рис. 3.17. Акселерограммы на поверхности грунта (a) и на глубине 38 м (b) вблизи Судагаи, северная часть префектуры Гумма

перемещения на поверхности примерно вдвое превышали перемещения на глубине, а при периоде 0,3 с это превышение достигало 4. К. Канаи использовал стволы шахты Хитати<sup>2</sup> для сейсмических измерений на глубине 450, 300 и 150 м и отметил снижение амплитуд перемещений с глубиной, причем минимальные значения достигались на определенной глубине (в опытах Канаи на отметке —150 м).

Один из результатов измерений в Судагаи, расположенном в 150 км к северо-востоку от Токио, показан на рис. 3.17. Скала в этой местности сложена липаритами, в верхней части слегка выветрелыми. На рисунке представлена запись землетрясения, эпицентр которого находился на территории префектуры Тиба. Регистрация колебаний производилась на поверхности и на глубине 38 м, в машинном зале. Колебательные процессы обеих записей содержат существенные компоненты с периодами 0,4 с, а амплитуды колебаний с периодами 0,3—0,5 с на глубине составляют 45—50% амплитуд ускорений на поверхности. Тенденция к снижению амплитуд по глубине аналогична явлениям в аллювиальных отложениях. Однако существенное отличие заключается в подобию процессов колебаний в двух уровнях, т. е. влияние особенностей поверхностного слоя едва прослеживается. Поэтому в этом случае усиление ампли-

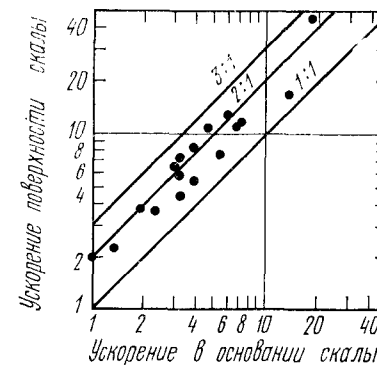


Рис. 3.18. Сравнение максимальных ускорений на поверхности грунта и в основании вертикальной шахты электростанции Кинугава

<sup>1</sup> Тоннель Танна — самый длинный железнодорожный тоннель линии Токайдо, расположен примерно в 90 км юго-западнее Токио. (Прим. автора.)  
<sup>2</sup> Шахта Хитати расположена в 130 км северо-западнее Токио. (Прим. автора.)

туд колебаний не может быть объяснено явлением многократного отражения волн в поверхностном слое.

Согласно рассмотренным ранее измерениям в вертикальной шахте электростанции Кинугава, в величинах перемещений грунта на поверхности и на глубине практически нет различия, а ускорения поверхностного слоя в 1,5–2,5 раза больше, чем подстилающего слоя (рис. 3.18).

### 3.4. РАСПРОСТРАНЕНИЕ УПРУГИХ ВОЛН

#### 1) Уравнение движения сейсмических волн

Сейсмические волны, проходящие в грунте, представляют собой практически упругие волны, из которых поперечные волны имеют наибольшее значение с инженерной точки зрения. При поперечных волнах частицы упругого тела колеблются в направлении, перпендикулярном движению фронта волны.

Обозначим направление движения волны  $x$ , а направление колебания частиц  $y$  (рис. 3.19). Под действием проходящей волны элемент  $ABCD$  перемещается и принимает форму элемента  $A'B'C'D'$ . Если перемещение стороны  $AB$  принять равным  $u$ , а стороны  $CD$   $u + du$ , то

$$du = \frac{\partial u}{\partial x} dx,$$

где  $\frac{\partial u}{\partial x}$  характеризует деформацию сдвига.

Аналогично, если напряжение вдоль  $AB$  равно  $\tau$ , а вдоль  $CD$   $\tau + d\tau$ , то

$$d\tau = \frac{\partial \tau}{\partial x} dx.$$

Поскольку элемент  $ABCD$  испытывает ускорение, определяемое разностью сил на стороны  $AB$  и  $CD$ , уравнение движения принимает вид:

$$d\tau = \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \rho dx,$$

где  $\rho$  — плотность материала элемента.

Отсюда

$$\rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = \frac{\partial \tau}{\partial x}.$$

В упругом теле напряжения пропорциональны деформациям

$$\tau = G \frac{\partial u}{\partial x} \quad (3.5)$$

и, следовательно:  $\rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} - G \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} = 0.$

Принимая теперь  $c = \sqrt{\frac{G}{\rho}},$  (3.6)

получаем  $\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} - c^2 \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} = 0.$  (3.7)

Полученное уравнение является дифференциальным уравнением сдвиговых колебаний. Если подходящую функцию  $F_1(z)$  аргумента  $z = t - \frac{x}{c}$  подставить в (3.7) вместо  $u$  и считать ее дважды дифференцируемой, то этому условию будет удовлетворять любая функция принятого класса. Следовательно:

$$u = F_1\left(t - \frac{x}{c}\right). \quad (3.8)$$

При таком колебании в случае постоянства  $t - \frac{x}{c}$  смещение будет одинаковым. Таким образом, перемещение в месте с координатой  $x$  во время  $t$  будет таким же, как через время  $\Delta t$  в точке  $x + c\Delta t$ . Это означает, что определенная заданная точка в процессе колебаний перемещается в положительном направлении с постоянной скоростью  $c$ . Это явление называется движением волны, а  $c$  — скорость распространения. По аналогии с выражением (3.8) другая подходящая функция  $F_2(z)$  аргумента  $z = t + \frac{x}{c}$ :

$$u = F_2\left(t + \frac{x}{c}\right) \quad (3.9)$$

также будет удовлетворять уравнению (3.7) и характеризует волновое движение в отрицательном направлении  $x$ . Сумма выражений (3.8) и (3.9) также является решением уравнения (3.7).

#### 2) Скорость колебания частиц грунта и энергия колебаний

В упругом теле с распространяющимися волнами

$$u = F_1(z), \quad z = t - \frac{x}{c}$$

в определенный момент  $t$  на расстоянии  $x$  возникает деформация

$$\gamma = \frac{\partial u}{\partial x} = -\frac{1}{c} F_1'(z),$$

где штрих означает дифференцирование  $F_1$  по  $z$ . Отсюда энергия деформаций в единичном объеме

$$W_s = \frac{G}{2} \gamma^2 = \frac{G}{2c^2} \{F_1'(z)\}^2 = \frac{\rho}{2} \{F_1'(z)\}^2.$$

Скорость движения частицы в этом месте равна:

$$v = \frac{\partial u}{\partial t} = F'_1(z)$$

и кинетическая энергия в единичном объеме

$$W_k = \frac{\rho}{2} v^2 = \frac{\rho}{2} \{F'_1(z)\}^2.$$

Если теперь обозначить полную энергию в единичном объеме через  $W$ , то как сумма энергии деформаций и кинетической энергии она равна

$$W = W_s + W_k = \rho \{F'_1(z)\}^2.$$

Поскольку эта энергия связана с движением волн со скоростью  $c$ , то энергия на единицу площади за единицу времени (интенсивность потока энергии) равна:

$$Q = c\rho \{F'_1(z)\}^2, \quad (3.10)$$

где  $\sqrt{c\rho}$  называется импедансом колебаний<sup>1</sup>.

Обычно волны, движущиеся вперед, и волны, движущиеся назад, существуют одновременно, и энергия в единичном объеме равна сумме соответствующих энергий падающих и отраженных волн в том же объеме.

### 3) Отражение волн от поверхности грунта

Поднимающаяся волна, достигая поверхности земли, отражается и уходит обратно. На рис. 3.20 с осью абсцисс вдоль поверхности грунта показана падающая (подходящая снизу) волна

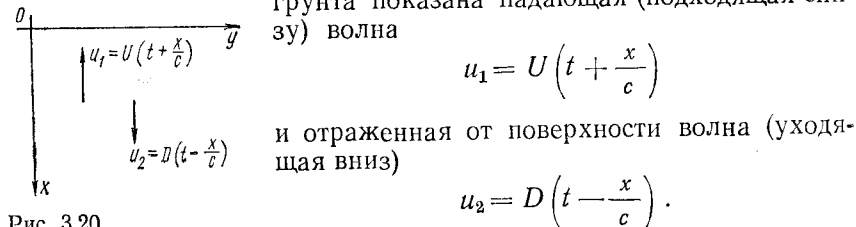


Рис. 3.20

При этом перемещение грунта равно:

$$u = D\left(t - \frac{x}{c}\right) + U\left(t + \frac{x}{c}\right), \quad (3.11)$$

а возникающие деформации

$$\gamma = \frac{\partial u}{\partial x} = -\frac{1}{c} D'\left(t - \frac{x}{c}\right) + \frac{1}{c} U'\left(t + \frac{x}{c}\right), \quad (3.12)$$

где  $D'$  — производная от  $D$  по  $t - \frac{x}{c}$ , а  $U'$  — производная от  $U$  по  $t + \frac{x}{c}$

<sup>1</sup> В отечественной литературе произведение  $c\rho$  называется сейсмической или акустической жесткостью грунта. (Прим. переводчика.)

Напряжение сдвига на поверхности грунта ( $x = 0$ ) равно нулю. Следовательно, нулю равна и деформация сдвига, т. е.

$$D'(t) - U'(t) = 0.$$

Следовательно:

$$D(t) = U(t) \text{ и } D\left(t - \frac{x}{c}\right) = U\left(t - \frac{x}{c}\right).$$

Это уравнение определяет форму отраженной волны, т. е. форма и амплитудные характеристики отраженной волны одинаковы с параметрами падающей волны. Отсюда уравнение движения волны в упругом теле

$$u = U\left(t - \frac{x}{c}\right) + U\left(t + \frac{x}{c}\right). \quad (3.13)$$

На поверхности при  $x = 0$  получаем  $u = 2U(t)$ , т. е. амплитуда колебаний поверхности равна удвоенной амплитуде падающей волны.

Приведенные соотношения справедливы для случая отраженных волн  $S$ , движущихся перпендикулярно к поверхности грунта. Когда волны  $S$  входного воздействия подходят к поверхности грунта под углом, отраженные волны, кроме волн  $S$ , будут содержать и волны  $P$ . Точно так же при подходе волн  $P$  перпендикулярно к поверхности отраженные волны будут только волнами  $P$ , а при наклонном падении в дополнение к волнам  $P$  в отраженных волнах будут поперечные волны.

### 4) Отражение и передача волн колебаний на границах слоев грунта

При подходе волны к плоской границе между двумя слоями с разными характеристиками часть волн отражается, а другая проходит через границу. В случае подхода волны перпендикулярно к границе слоев отражающаяся и проходящая части волн определяются следующим образом.

Предположим, что свойства каждого слоя грунта и характеристики волн таковы, как показаны на рис. 3.21. Тогда колебания двух слоев определяются выражениями:

$$u_1(t, x) = U_1\left(t + \frac{x}{c_1}\right) + D_1\left(t - \frac{x}{c_1}\right),$$

$$u_2(t, x) = U_2\left(t + \frac{x}{c_2}\right) + D_2\left(t - \frac{x}{c_2}\right).$$

Поскольку на границе ( $x = 0$ ) в любой момент времени должны соблюдаться условия неразрывности перемещений и напряжений, получаем:

$$u_1(t, 0) = u_2(t, 0) \text{ и } \left(G_1 \frac{\partial u_1}{\partial x}\right)_{x=0} = \left(G_2 \frac{\partial u_2}{\partial x}\right)_{x=0}.$$

Откуда

$$U_1(t) + D_1(t) = U_2(t) + D_2(t) \quad (3.14)$$

и

$$\frac{G_1}{c_1} \{U_1'(t) - D_1'(t)\} = \frac{G_2}{c_2} \{U_2'(t) - D_2'(t)\}. \quad (3.15)$$

Интегрируя это уравнение, получаем:

$$U_1(t) - D_1(t) = \frac{G_2 c_1}{G_1 c_2} \{U_2(t) - D_2(t)\}$$

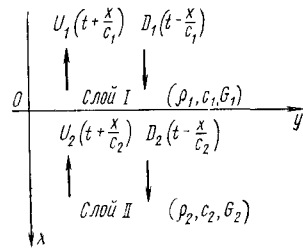


Рис. 3.21

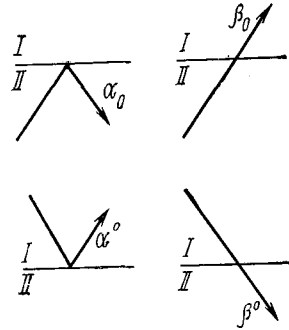


Рис. 3.22

и, полагая:

$$\frac{G_1 c_2}{G_2 c_1} = \frac{\rho_1 c_1}{\rho_2 c_2} = k; \quad (3.16)$$

$$U_1(t) - D_1(t) = \frac{1}{k} \{U_2(t) - D_2(t)\}. \quad (3.17)$$

Из совместного решения (3.14) и (3.17):

$$U_1(t) = \beta_0 U_2(t) + \alpha^\circ D_1(t); \quad D_2(t) = \alpha_0 U_2(t) + \beta^\circ D_1(t),$$

где

$$\alpha_0 = \frac{1-k}{1+k}, \quad \beta_0 = 1 + \alpha_0, \quad \alpha^\circ = -\alpha_0, \quad \beta^\circ = 1 - \alpha_0. \quad (3.18)$$

Тогда

$$U_1\left(t + \frac{x}{c_1}\right) = \beta_0 U_2\left(t + \frac{x}{c_1}\right) + \alpha^\circ D_1\left(t + \frac{x}{c_1}\right), \quad (3.19)$$

$$D_2\left(t - \frac{x}{c_2}\right) = \alpha_0 U_2\left(t - \frac{x}{c_2}\right) + \beta^\circ D_1\left(t - \frac{x}{c_2}\right). \quad (3.20)$$

Для выяснения физического смысла зависимостей (3.19) и (3.20) удобно дать следующие определения (рис. 3.22):

$\alpha_0$  — коэффициент отражения от нижней границы плоскости раздела;  $\beta_0$  — коэффициент передачи от нижнего слоя к верхнему

слою по плоскости раздела;  $\alpha^\circ$  — коэффициент отражения от верхней границы плоскости раздела;  $\beta^\circ$  — коэффициент передачи от верхнего слоя к нижнему слою по плоскости раздела.

Если для простоты считать, что твердость увеличивается с величиной импеданса грунта, то диапазон  $k < 1$  соответствует переходу волн от жесткого к мягкому грунту, а  $k > 1$  — переходу волн от мягкого к жесткому грунту.

Отсюда можно получить ряд закономерностей.

В случае перехода волн от жесткого грунта к мягкому:

1. Амплитуда проходящей волны больше амплитуды падающей волны, причем максимальный коэффициент усиления равен двум.

2. Отраженная волна имеет ту же фазу, что и падающая, а амплитуда отраженной волны меньше амплитуды падающей волны.

В случае перехода волн от мягкого к жесткому грунту:

1. Амплитуда проходящей волны меньше амплитуды падающей волны.

2. Отраженная волна противоположна по фазе падающей волне, а амплитуда отраженной волны меньше амплитуды падающей волны.

Хотя отраженные волны имеют пониженные амплитуды по сравнению с падающими волнами, форма волн и скорости их распространения не изменяются. Поэтому отношение потоков энергии отраженных и падающих волн равно  $\alpha_0^2$ . Если же отношение потоков энергии проходящих и падающих волн (коэффициент передачи энергии), обозначить  $\lambda_0$ , то

$$\lambda_0 = 1 - \alpha_0^2. \quad (3.21)$$

Поскольку  $|\alpha_0| = |\alpha^\circ|$ , коэффициент передачи энергии одинаков для случаев подхода волн к плоскости раздела снизу и сверху.

Из выражения (3.21) видно, что чем больше  $\alpha_0$ , т. е. чем больше разница импедансов жесткого и мягкого грунтов, тем более затруднена передача энергии.

### 3.5. МНОГОКРАТНОЕ ОТРАЖЕНИЕ ВОЛН КОЛЕБАНИЙ В ПОВЕРХНОСТНОМ СЛОЕ

#### 1) Случай однородного поверхностного слоя

Когда грунт состоит из нескольких слоев, в нем происходит многократное отражение и передача падающих волн на границах поверхностных слоев. В результате в грунте возникает сложная картина колебаний волн. В качестве простейшего примера рассмотрим вначале случай распространения поперечной волны в грунте с поверхностным однородным слоем.

Толщина поверхностного слоя принята равной  $H$ , плотность и скорость распространения волн в поверхностном слое  $\rho_1$  и  $c_1$ , а в подстилающем слое —  $\rho_2$  и  $c_2$ . Предположим, что от подстилаю-



щего слоя вверх движется синусоидальная поперечная волна с единичной амплитудой и круговой частотой  $p$

$$U_2 = \exp \left\{ ip \left( t + \frac{x}{c_2} \right) \right\}. \quad (3.22)$$

Движение волн  $u_2$  и  $u_1$  соответственно в подстилающем и поверхностном слоях определяется выражениями

$$u_2 = \exp \left\{ ip \left( t + \frac{x}{c_2} \right) \right\} + D_2 \exp \left\{ ip \left( t - \frac{x}{c_2} \right) \right\}, \quad (3.23)$$

$$u_1 = U_1 \exp \left\{ ip \left( t + \frac{x}{c_1} \right) \right\} + D_1 \exp \left\{ ip \left( t - \frac{x}{c_1} \right) \right\}. \quad (3.24)$$

Три неизвестных постоянных определяются из условия, что напряжения сдвига на поверхности грунта равны нулю, и условий неразрывности перемещений и напряжений сдвига на границе между грунтом основания и подстилающим слоем:

$$\left. \begin{aligned} D_2 &= \frac{(1-k) + (1+k) \exp \left( -2i \frac{pH}{c_1} \right)}{(1+k) + (1-k) \exp \left( -2i \frac{pH}{c_1} \right)}; \\ U_1 &= \frac{2}{(1+k) + (1-k) \exp \left( -2i \frac{pH}{c_1} \right)}; \\ D_1 &= \frac{2 \exp \left( -2i \frac{pH}{c_1} \right)}{(1+k) + (1-k) \exp \left( -2i \frac{pH}{c_1} \right)}. \end{aligned} \right\} \quad (3.25)$$

Уравнения для волн могут быть получены подстановкой этих соотношений в выражения (3.33) и (3.24). Обозначим колебания поверхности грунта через  $u_s$  и получим

$$u_s = \frac{2}{\sqrt{\cos^2 \frac{pH}{c_1} + k^2 \sin^2 \frac{pH}{c_1}}}. \quad (3.26)$$

Результаты графического представления величин  $u_s$  для разных значений  $k$  и  $pH/c_1$  показаны на рис. 3.23. Если поверхностный слой более рыхлый по сравнению с грунтом основания, т. е.  $k < 1$ , то колебания усиливаются.

Далее при

$$\frac{pH}{c_1} = \frac{2\pi H}{Tc_1} = \frac{\pi}{2},$$

что соответствует движению волны с периодом

$$T = 4H/c_1, \quad (3.27)$$

усиление колебаний будет максимальным, а максимум амплитуды

$$u_s = \frac{2}{k}. \quad (3.28)$$

Поскольку  $H/c_1$  характеризует время прохождения волны через поверхностный слой, если период волны больше этой величины в 4 раза, мягкий слой на поверхности грунта совершает интенсивные колебания.

Далее, обозначая амплитуду колебаний на границе между поверхностным слоем и грунтом основания через  $u_B$ , получаем

$$u_B = \frac{2 \cos \frac{pH}{c_1}}{\sqrt{\cos^2 \frac{pH}{c_1} + k^2 \sin^2 \frac{pH}{c_1}}}. \quad (3.29)$$

Тогда отношение  $u_s$  и  $u_B$

$$\frac{u_s}{u_B} = \sec \frac{pH}{c_1},$$

зависит от величины  $pH/c_1$  и может принимать значения от 0 до  $\infty$ . На это положение следует обращать внимание при сейсмических наблюдениях за колебаниями подземных слоев грунта.

## 2) Многократное отражение внутри поверхностного слоя, состоящего из разных пород

В случаях когда поверхностный слой сложен из нескольких пластов, при движении поперечных волн вертикально снизу вверх, в этом слое происходит многократное отражение и передача волн. Х. Кобаяши [80] дал общее решение этой задачи и получил численное решение для интересного примера, который сводится к следующему (рис. 3.24).

Пусть  $n$  — количество пластов (слоев);  $H_i$  — толщина  $i$ -го слоя;  $c_i$  — скорость распространения поперечных волн в  $i$ -том слое;  $D_i(t)$  — волна, которая в момент времени  $t$  начинает распространяться вниз от границы  $i$ -1-го и  $i$ -го слоев;  $U_i(t)$  — волна, которая в момент времени  $t$  начинает распространяться вверх от границы  $i$ -го и  $i+1$ -го слоев.

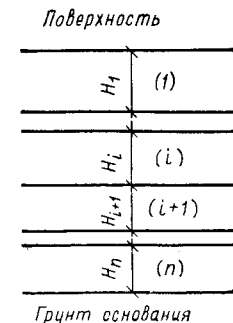


Рис. 3.24

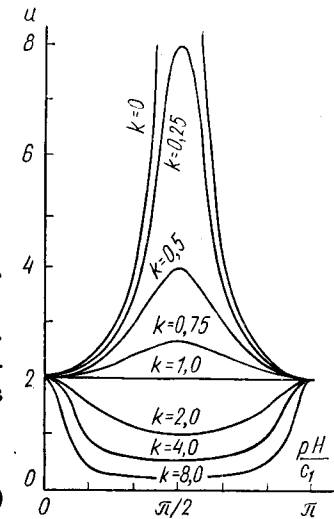


Рис. 3.23

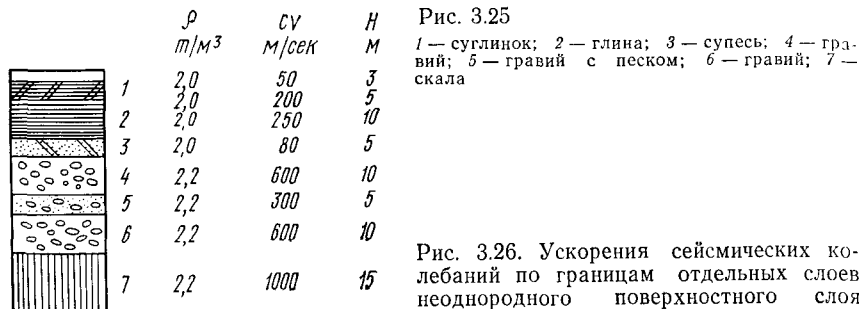
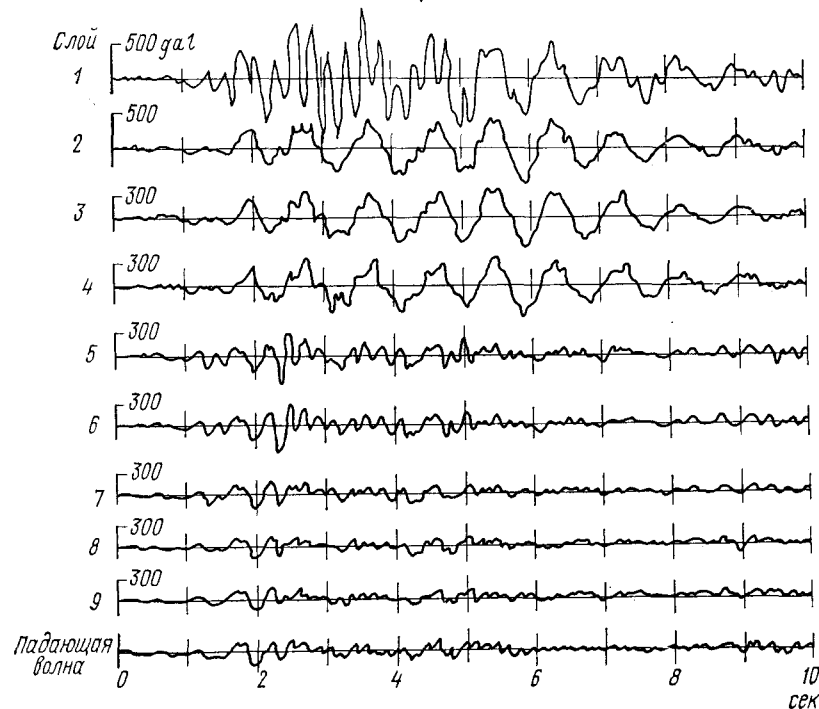


Рис. 3.25

1 — суглинок; 2 — глина; 3 — супесь; 4 — гравий; 5 — гравий с песком; 6 — гравий; 7 — скала

Рис. 3.26. Ускорения сейсмических колебаний по границам отдельных слоев неоднородного поверхностного слоя (данные проф. Х. Кобаяши)



Тогда справедливы следующие соотношения:

$$D_{i+1}(t) = \alpha_{0, i, i+1} U_{i+1} \left( t - \frac{H_{i+1}}{c_{i+1}} \right) + \beta_{i, i+1}^0 D_i \left( t - \frac{H_i}{c_i} \right);$$

$$U_i(t) = \beta_{0, i, i+1} U_{i+1} \left( t - \frac{H_{i+1}}{c_{i+1}} \right) + \alpha_{i, i+1}^0 D_i \left( t - \frac{H_i}{c_i} \right). \quad (3.30)$$

Для слоев, показанных на рис. 3.24, одновременно соблюдаются уравнения движения:

для волн, проходящих в первом слое:

$$D_1(t) = U_1 \left( t - \frac{H_1}{c_1} \right);$$

$$U_1(t) = \beta_{0, 1, 2} U_2 \left( t - \frac{H_2}{c_2} \right) + \alpha_{1, 2}^0 D_1 \left( t - \frac{H_1}{c_1} \right), \quad (3.31)$$

для волн, проходящих во  $2 \div (n-1)$  слоях,

$$D_i(t) = \alpha_{0, i-1, i} U_i \left( t - \frac{H_i}{c_i} \right) + \beta_{i-1, i}^0 D_{i-1} \left( t - \frac{H_{i-1}}{c_{i-1}} \right);$$

$$U_i(t) = \beta_{0, i, i+1} U_{i+1} \left( t - \frac{H_{i+1}}{c_{i+1}} \right) + \alpha_{i, i+1}^0 D_i \left( t - \frac{H_i}{c_i} \right), \quad (3.32)$$

для волн, проходящих в нижнем слое:

$$D_n(t) = \alpha_{0, n-1, n} U_n \left( t - \frac{H_n}{c_n} \right) + \beta_{n-1, n}^0 D_{n-1} \left( t - \frac{H_{n-1}}{c_{n-1}} \right);$$

$$U_n(t) = \beta_{0, n, n+1} U_{n+1}(t) + \alpha_{n, n+1}^0 D_n \left( t - \frac{H_n}{c_n} \right). \quad (3.33)$$

Здесь  $(n+1)$  характеризует слой, соответствующий грунту основания, а  $u_{n+1}(t)$  — волна, входящая в поверхностный слой.

Х. Кобаяши применил указанный метод к расчету массива грунта, состоящего из 8 слоев (рис. 3.25), и получил интересные результаты. Он высчитал ускорения при сейсмических колебаниях на границе всех слоев для воздействия Эль-Центро, волна которого с максимальным ускорением 100 gal подходит снизу к грунту основания. Результаты расчетов даны на рис. 3.26, который показывает, что амплитуды волн в рыхлых слоях значительно возрастают и что колебания поверхности земли существенно зависят от характеристик первого слоя, особенно в диапазоне высоких частот.

### 3) Многократное отражение в поверхностном слое с нелинейными характеристиками

При колебаниях слоев грунта, когда амплитуды колебаний становятся слишком большими, деформации превосходят пределы упругости и дальнейшие колебания не могут происходить в пределах упругой работы грунта. Поэтому, когда интенсивность сейсмического воздействия становится большой или существенно влияние преобладающего периода колебаний (в результате чего возникают большие колебания поверхностного слоя), величины преобладающего периода и коэффициента усиления резко отличаются от значений, характерных для микросейсмических воздействий.

Для того чтобы описать колебания поверхности грунта, в этом случае рассматривается распространение поперечной волны (подходящей снизу к упругому грунту основания) через вышележащий упругопластический поверхностный слой.

Для движения волны в пределах грунта основания справедливо уравнение

$$\rho_B \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} - G_B \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} = 0, \quad (3.34)$$

где  $u$  — перемещение,  $\rho_B$  — плотность скального основания,  $G_B$  — модуль сдвига.

Для поверхностного слоя с плотностью  $\rho$  и напряжениями сдвига  $\tau$  уравнение колебаний имеет вид:

$$\rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} - \frac{\partial \tau}{\partial x} = 0. \quad (3.35)$$

Если поверхностный слой рассматривается как упругопластический, соотношение между деформациями и напряжениями характеризуется сплошными линиями на рис. 3.27. На этом рисунке угол наклона  $\theta_A$  пунктирной линии  $OA$  по отношению к оси деформаций характеризует упругие свойства поверхностного слоя, а угол  $\theta_B$  линии  $OB$  — пластические свойства. Эти зависимости определяются выражениями:

$$\operatorname{tg} \theta_A = G, \operatorname{tg} \theta_B = \alpha G. \quad (3.36)$$

Здесь  $G$  — модуль сдвига в упругой стадии и  $\alpha G$  — коэффициент, характеризующий упрочнение в пластической стадии.

Когда деформация в точке  $P$  на диаграмме напряжение — деформация равна  $\gamma$ , она представляет собой сумму упругой деформации  $\gamma^e$  и пластической деформации  $\gamma^p$ :

$$\gamma = \gamma^e + \gamma^p. \quad (3.37)$$

Тогда соотношение между  $\tau$  и  $\gamma$

$$\tau = G\gamma^e + \alpha G\gamma^p. \quad (3.38)$$

Уравнение движения волны получается при совместном решении дифференциальных уравнений (3.34) и (3.35). Граничные условия для этого случая заключаются в равенстве нулю напряжений на поверхности земли и неразрывности перемещений и напряжений по границе между поверхностным слоем и грунтом основания.

В качестве примера расчета определим уравнение волны в упругопластическом поверхностном слое толщиной 30 м. Плотность грунта и скорость упругих волн принимаются равными  $\rho_B = 2 \text{ т/м}^3$ ,

$$\sqrt{\frac{G_B}{\rho_B}} = 900 \text{ м/с} \text{ в грунте основания и } \rho = 2 \text{ т/м}^3 \text{ и}$$

$$\sqrt{\frac{G}{\rho}} = 300 \text{ м/с} \text{ — в поверхностном слое.}$$

Деформации  $\epsilon_a$  предела упругой работы поверхностного слоя принимаются для трех уровней равными 0,007; 0,014 и 0,021.

Падающая сейсмическая волна, проходящая через грунт основания, принимается в виде:

$$U(t) = \sum \frac{B}{p} \cos 2\pi(pt + \Phi), \quad (3.39)$$

где  $B = 8,8 \text{ см}$ ,  $p = 1,0\text{--}22 \text{ Гц}$ ,  $\Phi$  — произвольная величина.

Продолжительность землетрясения принята равной 3 с.

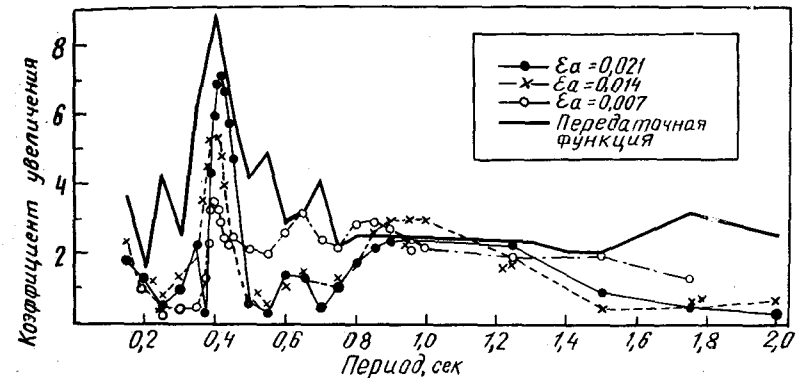


Рис. 3.28. Спектры Фурье для скоростей колебаний на поверхности упругопластического поверхностного слоя

Спектры сейсмических волн на поверхности грунта показаны на рис. 3.28. Анализ этих спектров показывает, что чем ниже предел упругости, тем меньше коэффициент усиления колебаний, а периоды составляющих колебаний с наибольшими амплитудами становятся более длинными.

## Глава 4. РАСЧЕТНЫЕ СЕЙСМИЧЕСКИЕ КОЛЕБАНИЯ

### 4.1. ВВЕДЕНИЕ

Чтобы строящиеся здания были надежными и безопасными при землетрясениях, сейсмические воздействия должны учитываться при проектировании. В этом случае рассматриваемое землетрясение называется расчетным землетрясением, а колебания грунта — расчетными сейсмическими колебаниями грунта или просто расчетными сейсмическими колебаниями.

В процессе землетрясения на каждую часть сооружения действует инерционная сила, равная произведению массы на ускорение ее

колебаний. Эта инерционная сила называется сейсмической силой или сейсмической нагрузкой.

Сейсмические нагрузки можно разделить на горизонтальные и вертикальные составляющие. Поскольку сооружение должно выдерживать свой вес, оно обычно обладает большой прочностью в вертикальном направлении, а разрушение наиболее часто наступает в связи с недостаточной способностью сопротивляться горизонтальным нагрузкам. Поэтому чаще при расчетах учитывают только горизонтальную составляющую сейсмических нагрузок.

Однако вертикальная составляющая оказывает большое влияние на сейсмостойкость земляных сооружений. Прочность грунта обеспечивается за счет его веса, и, когда вертикальная нагрузка от веса уменьшается при направленных вверх сейсмических силах, прочность грунта снижается. Поэтому вертикальная сейсмическая нагрузка существенно влияет на устойчивость земляных сооружений. Аналогичное замечание можно сделать и в отношении устойчивости сооружения на опрокидывание. Следовательно, при рассмотрении сейсмических нагрузок вертикальным составляющим необходимо уделять такое же внимание, как горизонтальным.

Как уже отмечалось, сейсмическая сила равна произведению массы сооружения на ее ускорение. Поэтому для определения сейсмических нагрузок необходимо найти ускорения в различных точках конструкции. Их величины определяются параметрами колебания грунта и динамическими характеристиками самого сооружения. Следовательно, в первую очередь необходимо описать процесс колебаний грунта, а затем разработать методику анализа параметров колебаний сооружений. Первая задача рассматривается в настоящей главе, а вторая — в последующей.

Параметрами, характеризующими колебания грунта, являются амплитуда колебаний и форма волнового процесса. Амплитуду колебаний можно выразить в виде распределения амплитуд, поскольку наиболее существенны их изменения и максимальные значения. Форма волнового процесса определяется амплитудными и фазовыми спектрами, которые строятся на основании гармонического анализа сейсмических колебаний. Наиболее существенными являются периоды, соответствующие максимальным амплитудам, и ширина частотного диапазона.

Для определения этих параметров прежде всего необходимы данные о числе интенсивных сейсмических воздействий, которые могут произойти в течение срока службы сооружения, а также их характеристиках и форме сейсмических колебаний. Однако на самом деле даже в сейсмически активных зонах количество разрушительных землетрясений, происходящих в течение срока службы определенного сооружения, чрезвычайно мало, а характер колебаний грунта при каждом землетрясении весьма различен и не поддается строгому прогнозированию. Обычным методом решения подобных задач является статистический анализ, но небольшое чис-

ло разрушительных землетрясений затрудняет использование и этого метода.

Кроме того, в процессе установления расчетных сейсмических воздействий в дополнение к физическим закономерностям необходимо учитывать социальные и экономические факторы, которые также исследованы недостаточно.

## 4.2. АМПЛИТУДЫ СЕЙСМИЧЕСКИХ КОЛЕБАНИЙ

### 1) Оценка статистическими методами

Можно считать, что максимальная амплитуда сейсмических колебаний в определенной местности при землетрясении определяется главным образом магнитудой землетрясения и эпицентральной расстоянием. В тех районах земного шара, где землетрясения

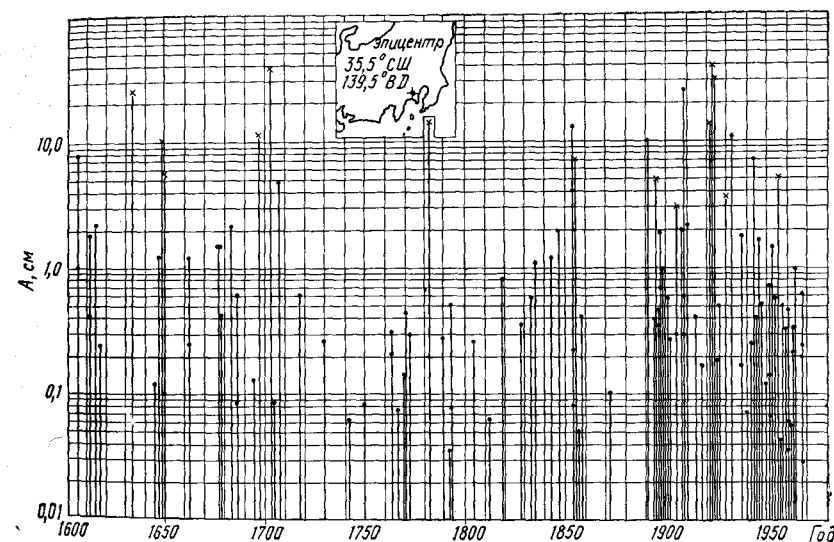


Рис. 4.1, а. Диаграмма, иллюстрирующая сейсмический режим в районе г. Токио с 1600 по 1968 г.

происходят часто, магнитуды и координаты эпицентров прошедших землетрясений достаточно хорошо известны. Поэтому, если выведено общее соотношение между максимальной амплитудой, магнитудой и эпицентральной расстоянием, можно определить, какие максимальные амплитуды колебаний имели место в определенной местности при прошедших землетрясениях.

На рис. 4.1, а приведен пример диаграммы, характеризующей историю сейсмических движений в определенном районе. Период наблюдений схватывает 350 лет. За это время землетрясения с

максимальными смещениями 1 см и более происходили 40 раз. Если рассматривать максимальные амплитуды с точки зрения статистики, то приведенные на рисунке данные можно считать выборкой из ансамбля «максимальных амплитуд сейсмических колебаний в данной местности». Поэтому рисунок содержит исходную информацию для оценки характерных особенностей ансамбля.

Сначала данные рис. 4.1, а использованы для построения частотной диаграммы (рис. 4.1, в). По оси абсцисс отложены максимальные амплитуды сейсмических колебаний, а по оси ординат —

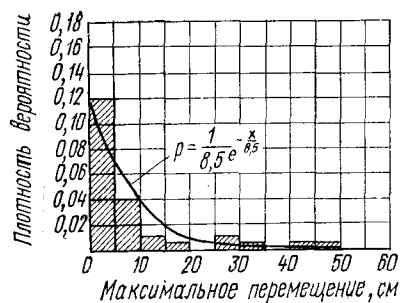


Рис. 4.1, в. График плотности вероятности для максимальных перемещений

С учетом того, что очень сильные землетрясения происходят редко, в качестве функции плотности вероятности принимается экспоненциальная функция

$$p(x) = \frac{1}{b} e^{-\frac{x}{b}}, \quad (4.1)$$

где  $x$  — максимальное смещение, см;  $p(x)$  — функция плотности вероятности того, что максимальное смещение равно  $x$ ;  $b$  — математическое ожидание максимального смещения.

Значение « $b$ » принято равным математическому ожиданию максимального смещения и для гистограммы на рис. 4.1, а  $b = 8,5$  см.

Определяя из этой кривой вероятность  $P(x > x_0)$  того, что максимальное смещение превысит  $x_0$ , получим

$$P(x > x_0) = \int_{x_0}^{\infty} \frac{1}{b} e^{-\frac{x}{b}} dx = e^{-\frac{x_0}{b}}. \quad (4.2)$$

Ниже, для простоты, вероятность того, что произойдет землетрясение с максимальным смещением больше  $x_0$ , обозначена  $E(x > x_0)$ . Если среднее число землетрясений, ожидаемых в течение одного года, принять равным  $N_1$ , то математическое ожидание

$E(x > x_0)$  за один год равно:  $N_1 P(x > x_0)$ , а математическое ожидание для периода  $t$  лет:

$$\lambda(t, x_0) = N_1 t P(x > x_0) = N_1 t e^{-\frac{x_0}{b}}, \quad (4.3)$$

где  $\lambda(t, x_0)$  — математическое ожидание количества землетрясений  $E(x > x_0)$  в течение  $t$  лет.

Если нижний предел смещений  $x_t$ , которые будут иметь место хотя бы один раз за  $t$  лет, определить из выражения

$$N_1 t e^{-\frac{x_t}{b}} = 1,$$

то

$$x_t = 2,3b (\lg t + \lg N_1). \quad (4.4)$$

После определения таким же методом максимальных ускорений сейсмических колебаний можно перейти к описанию распределения амплитуд. Распределения амплитуд колебаний пока еще недостаточно изучены. Однако если принять, что они подчиняются нормальному (гауссовскому) распределению с нулевым математическим ожиданием, то исходя из найденных максимальных ускорений можно определить величины дисперсий. При условии, что максимальное ускорение найдено с вероятностью 95%, среднеквадратическое отклонение (стандарт) будет равно  $1/2$  максимального ускорения, а при вероятности 99,7% оно будет составлять  $1/3$  этой величины.

На основании статистических расчетов составляются карты ожидаемой сейсмической опасности, которые являются единым критерием для определения расчетных сейсмических нагрузок на все сооружения, строящиеся в различных районах страны. Однако максимальные ускорения или максимальные перемещения при сейсмических колебаниях, которые характеризуют движения поверхности земли, очень зависят от свойств поверхностного слоя грунта. Поэтому для установления уровня колебаний по возможности на большей территории целесообразно выделить те параметры сейсмических колебаний, на которые не влияют особенности поверхностных слоев, а переход к параметрам колебаний поверхности грунта выполнять с помощью некоторого коэффициента. Сейсмические колебания, установленные без учета местных геологических условий, называются сейсмическими колебаниями основания или коренных пород.

В связи с ограниченностью инструментальных данных о колебаниях коренных пород при землетрясениях соотношения между параметрами их движения, магнитудами и эпицентрными расстояниями пока не установлены. Поэтому в настоящее время, когда необходимо знать параметры сейсмических колебаний коренных пород, для этой цели используются с соответствующей корректировкой данные о сейсмических колебаниях поверхности земли.

Установление общей зависимости между максимальными амплитудами, магнитудой и эпицентральным расстоянием для корен-

ных пород составляет задачу будущих исследований. Тем не менее имеющиеся данные о том, что отношение максимальных ускорений аллювиальных грунтов и подстилающих плотных пород равно 2—4, а также выражение (3.4), полученное на основании инструментальных измерений по подошве вертикальной шахты электростанции Кинугава, создают предпосылки для решения этой проблемы.

## 2) Оценка с позиций сейсмотектоники

Методы определения расчетных сейсмических воздействий, основанные на статистических подходах, приемлемы в тех случаях, когда рассматриваются землетрясения примерно одинаковой интенсивности. Это справедливо для часто происходящих землетрясений в зонах высокой сейсмической активности. Однако эти методы нельзя применять к районам, где землетрясения происходят не часто, или в случае, когда очень сильные землетрясения происходят достаточно редко. В этих случаях более приемлемы методы, которые основаны на сейсмотектонических данных.

При сейсмотектонических методах характер ожидаемых землетрясений и данные о том, являются ли они представительными для исследуемого района, определяются на основании изучения геологических структур. Кроме того, по движениям геологических блоков находят частоту происходящих землетрясений. С этой целью изучают размеры блока, размеры его граничных плоскостей, геологический возраст и скорости движения. Если мы имеем дело с достаточно старым по геологическим понятиям блоком, то он является плотным и до своего разрушения способен накапливать значительное количество энергии. Такое же положение наблюдается, когда блок имеет большие размеры, его граничные плоскости достаточно длинные и значительно заглублены в земную кору. Такой блок может стать основным источником очень сильного землетрясения. Уравнение (1.2) выражает соотношение между длиной разрыва и магнитудой землетрясения. Чем больше магнитуда, тем значительнее длина разрыва, что также характеризует указанные выше явления.

Этот метод напряженной геологической структуры был разработан главным образом в СССР. Например, в районах с резко изменяющимся рельефом около отрогов южного Тянь-Шаня происходят многочисленные сильные землетрясения с интенсивностью 9 баллов по шкале  $M$  в пределах 6 км от эпицентров, 8 баллов на расстоянии 9—10 км и 7 баллов на расстоянии 12 км. Эта территория относится к палеозойским структурам и в течение длительного периода времени непрерывно поднималась.

Приведенные данные позволяют считать, что в этом районе будут происходить землетрясения на глубине 25—30 км с максимальной магнитудой  $M = 6.5—7.5$ , а интенсивность колебаний на поверхности земли может достигать 9 баллов по шкале  $M$ .

На территории внутреннего Тянь-Шаня к северу от отрогов в течение последних 70 лет произошло лишь несколько слабых землетрясений (рис. 4.2). Однако поскольку, с точки зрения геологии между этой территорией и отрогами гор не существует большого различия, считают, что здесь также могут иметь место землетрясения с магнитудой  $M = 6.5—7.5$  и максимальной интенсивностью 9 баллов, хотя частота их повторения ожидается значительно меньшей, чем в отрогах Тянь-Шаня.

Район Памира, примыкающий к южному Тянь-Шаню с юга, относится к мезозойской и кайнозойской эрам. В прошлом в некоторых местах этого региона часто происходили землетрясения с магнитудой  $M = 6$ , гипоцентры которых были довольно неглубокими (8—15 км). При этих землетрясениях интенсивность колебаний на поверхности составляла 9 баллов в радиусе 2 км от эпицентра, 8 баллов при расстоянии немного больше 2 км и 7 баллов при расстояниях 3—4 км. В этом районе за весь период наблюдений не отмечалось сильных землетрясений. Однако в связи с геологической однородностью структур здесь также предсказываются землетрясения с магнитудой  $M = 6$  и интенсивностью 9 баллов.



Рис. 4.2. Территория западного Памира

Из приведенного видно, что такие факторы, как сила землетрясения, глубина очага и повторяемость прошедших землетрясений, составляют основные исходные данные. Однако особенностью рассматриваемого метода является то, что эти факторы учитываются не в вероятностном смысле, а в соответствии с геологическими условиями. Другими словами, в рамках этого подхода тот факт, что сила землетрясений в предгорьях Памира меньше, чем землетрясений в районе южного Тянь-Шаня, является не просто совпадением. Поскольку предгорья Памира относятся к новейшим горообразованиям и являются пластичными, там имеют место непрерывные потери накопленной энергии, и поэтому сильные землетрясения произойти не могут.

Кроме того, в тех районах, где по геологическим понятиям происходят однородные изменения в течение длительного периода и, более того, часто наблюдаются сильные землетрясения, характеристики недавних землетрясений являются показателями максимальной силы землетрясений, которые могут здесь произойти в будущем. С другой стороны, даже если за весь период наблюдений в одном районе не было отмечено ни одного землетрясения, а в другом районе с одинаковыми геологическими условиями они происходили, то это дает основание ожидать в первом районе землетрясения подобной силы в будущем.

Для Японских островов такие исследования пока не закончены. Поэтому сеймотектонический метод нельзя непосредственно использовать достаточно широко для определения расчетных землетрясений. Однако с инженерной точки зрения оценка сейсмологической обстановки в стране необходима уже в настоящее время. На основании исследований по строительным конструкциям и статистической обработки прошедших землетрясений признано целесообразным считать приведенные ниже оценки верхними пределами возможных сейсмических воздействий при проектировании сооружений:

внешняя сейсмическая зона —  $M = 8.5-7.5$ ;

внутренняя сейсмическая зона —  $M = 7.5-7.0$ ;

территория островов —  $M = 6.5$ ;

территория островов, которая относится к зонам возникновения землетрясений, —  $M = 7.0$ .

В соответствии с проведенными исследованиями на Японских островах считают, что землетрясения с магнитудой  $M = 8.0$  могут также происходить на территории островов примерно раз в 1000 лет. В связи с большим периодом повторяемости они не представляют интереса для строительства.

Тем не менее инженеры должны помнить об этом и по возможности учитывать при возведении зданий и сооружений.

#### 4.3. ФОРМА ВОЛН СЕЙСМИЧЕСКИХ КОЛЕБАНИЙ

##### 1) Введение

Сейсмические колебания по своему характеру могут сильно различаться даже при одном и том же землетрясении в зависимости от грунтовых условий на площадке строительства. И даже на одной и той же площадке характер сейсмических колебаний при разных землетрясениях может быть различным. Ниже рассматриваются современные методы оценки характера сейсмических волн.

##### 2) Модель сейсмической волны

При определении расчетных сейсмических колебаний рассматриваются следующие три аспекта этой проблемы:

1. Анализ записей прошлых землетрясений.

2. Модель сейсмических колебаний, характеризующая форму волн.

3. Модель сейсмических колебаний, характеризующая спектральный состав воздействия.

1) *Анализ записей прошлых землетрясений.* Как правило, основой для определения характера и формы расчетных сейсмических воздействий служат записи прошлых землетрясений. При большом числе этих записей можно выявить характерные типы возможных сейсмических воздействий. Однако количество записей прошлых

землетрясений, накопленных к настоящему времени, еще сравнительно невелико для их обработки статистическими методами. Поэтому на практике приходится использовать некоторые записи при сильных землетрясениях без предварительной корректировки. При этом возникает целый ряд вопросов.

Бывают случаи, когда можно взять несколько записей землетрясений в районах с грунтовыми условиями, аналогичными условиям в рассматриваемом районе. В этом случае для повышения надежности расчет выполняют для каждой из имеющихся записей.

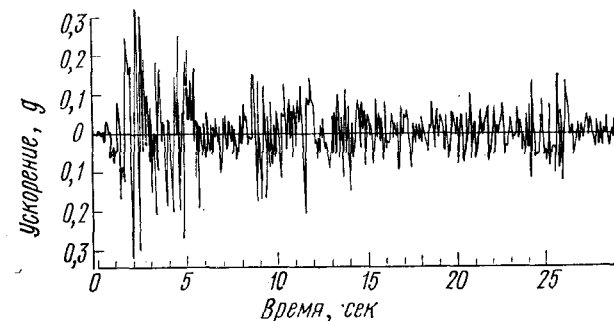


Рис. 4.3. Акселерограмма землетрясения Эль-Центро, 18 мая 1940, СЮ

Но и тогда нет гарантии, что по сравнению с реальными сейсмическими воздействиями не будут допущены существенные погрешности.

Иногда используют спектр реакции, который является огибающей большого числа спектров для разных воздействий, и сооружения проектируют исходя из требуемой степени надежности при таком спектре реакции. В этом случае надежность сооружения можно считать обеспеченной, однако в расчетах учитываются воздействия, которых может не быть, и тем самым увеличивается вероятность создания неэкономичного решения.

Рассмотрим некоторые примеры записей землетрясений, которые иллюстрируют разнообразие характера и формы сейсмических воздействий:

1. *Запись землетрясения Эль-Центро.* На рис. 4.3 приведена запись сильного землетрясения с магнитудой  $M = 6.7$ , которое произошло 18 мая 1940 г. и имело следующие координаты эпицентра —  $32,7^\circ$  с. ш.,  $115,5^\circ$  з. д. (Империл Вэлли, Калифорния, США). Запись сделана в Эль-Центро, Калифорния, примерно в 50 км от эпицентра. Максимальное ускорение составляло  $0,32 g$ , максимальная скорость (определенная расчетом по зарегистрированным данным) —  $34,8$  см/с и максимальное смещение —  $21,1$  см. Периоды наиболее интенсивных ускорений колебаний находились в диапазоне  $0,25-0,6$  с, а для скоростей были равны  $0,5$  с и  $1$  с, что свидетельствует о довольно широком диапазоне короткопериодных сейсмических волн с большими ускорениями.

Максимальные ускорения были очень большими, а запись была весьма качественной от начальных толчков до самого «хвоста». Поэтому рассматриваемая запись содержит очень ценную информацию и часто считается характерным примером записи сильного землетрясения. Однако следует помнить, что его магнитуда относится к средним по размерам землетрясениям, а интенсивность сейсмических колебаний в Эль-Центро составляла 7—8 баллов по шкале ММ. Землетрясение вызвало небольшие разрушения, преимущественно старых зданий с кирпичными стенами.

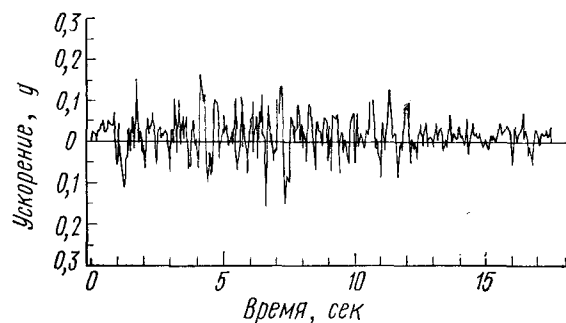


Рис. 4.4. Акселерограмма землетрясения Тафт, 21 июля 1952, компонента С 21° В

Грунт в пункте наблюдения состоял из верхнего слоя глины толщиной 20 м и слоя суглинка толщиной 12 м, ниже которых был большой слой гравия, песка и глины. Скорость распространения волн  $P$  в слое глины равна 360 м/с, а в подстилающем слое 1800 м/с. Максимальная интенсивность воздействия при этом землетрясении составляла 9 баллов по шкале ММ, в долине Империял Вэлл образовался разлом длиной 65 км. Максимальное горизонтальное смещение в разломе достигало 4,5 м.

2. Запись землетрясения Тафт. На рис. 4.4 приведена запись вблизи г. Тафт землетрясения с магнитудой  $M = 7.7$ , которое произошло 21 июля 1952 г. и имело координаты эпицентра 35°00' с. ш. и 119°02' з. д. (Керн Каунти, Калифорния, США). Город Тафт находился в эпицентральной зоне. Максимальное ускорение составляло 0,17g. Диапазоны периодов колебаний с максимальными ускорениями и скоростями равнялись соответственно 0,25—0,7 и 0,6—0,9 с, что свидетельствует о наличии в сейсмических колебаниях большого числа гармоник с длинными периодами, чем в сейсмических волнах при землетрясении Эль-Центро. В районе наблюдения грунты характеризуются 12-метровым слоем суглинка, песка и гравия, который подстилается плотными делювиальными пластами. Скорость распространения волн  $P$  в поверхностном слое равнялась 360 м/с, а в коренных породах 1500 м/с. Максимальная интенсивность колебаний при этом землетрясении

составляла 9 баллов, в г. Тафт — 7 баллов, причем повреждения были небольшими.

3. Запись землетрясения Токачи. На рис. 4.5 и 4.6. даны записи землетрясения Токачи, 1968, зарегистрированные соответственно в Хатинохе и Мияко. Это землетрясение относится к сильным ( $M = 7.9$ ) и указанные города располагались на расстоянии около 200 км от эпицентра. Структура грунта в местах

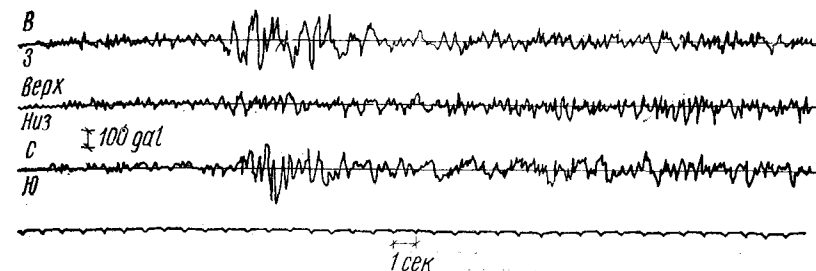


Рис. 4.5. Акселерограмма, зарегистрированная в Хатинохе (землетрясение Токачи, 16 мая 1968)

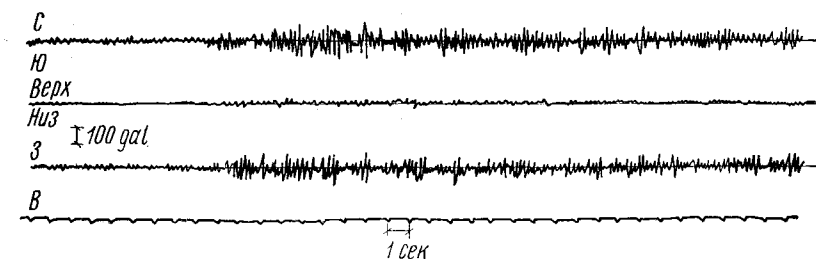


Рис. 4.6. Акселерограмма, зарегистрированная в Мияко (землетрясение Токачи, 16 мая 1968)

установки сейсмографов характеризуется в Хатинохе наличием слоев ила и песка, покрытых осушенными землями толщиной несколько метров, а в Мияко — мягкой скалой, над которой расположен небольшой слой плотного песка и гравия.

Максимальные ускорения в г. Хатинохе составляли 225 gal в направлении СЮ, 183 gal в направлении ВЗ и 114 gal в вертикальном направлении, периоды колебаний с максимальными ускорениями равнялись 0,2—0,4 с. В г. Мияко соответствующие величины были равны 120 gal, 90 gal, 20 gal и 0,2 с. Во время землетрясения большое количество железобетонных зданий получили серьезные повреждения, а в окрестностях г. Хатинохе наблюдалось много трещин по берегам реки.

4. Запись землетрясения Ниигата. На рис. 4.7 приведена запись землетрясения Ниигата, 1964, полученная в основании жилого дома, расположенного на аллювиальных отложениях р. Шинано. Магнитуда землетрясения составляла



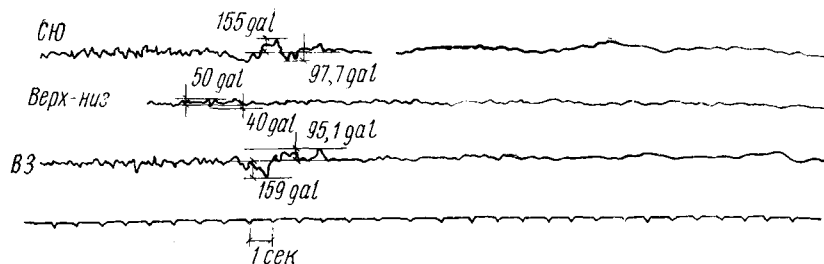


Рис. 4.7. Акселерограмма, зарегистрированная в г. Ниигата (землетрясение Ниигата, 16 июня 1964)

$M = 7.5$ , а расстояние от пункта регистрации до эпицентра было 60 км. Грунты в этом месте представлены толстым слоем мелкозернистого песка, который при землетрясении разжижался. Максимальные ускорения равнялись 159 и 155 gal в горизонтальных направлениях и 50 gal — в вертикальном направлении. Заслуживает внимания тот факт, что в записи присутствуют компоненты колеба-

ний с очень длинными периодами — около 5.5 с, имевшие указанные выше высокие амплитуды ускорений.

5. Запись землетрясения в северо-западной части префектуры Нагано. На рис. 4.8 представлена запись местного землетрясения, полученная на площадке арочной плотины Куробе 19 августа 1961 г. Магнитуда землетрясения равнялась  $M = 5$ , а эпицентральное расстояние около 7 км. Колебания имели характер ударных воздействий, а максимальные ускорения в горизонтальных направлениях достигали 180 и 100 gal. Находящаяся в процессе строительства плесина не получила никаких повреждений, однако в долине наблюдались многочисленные обвалы.

2) Модель сейсмических колебаний с учетом характера и формы сейсмических волн.

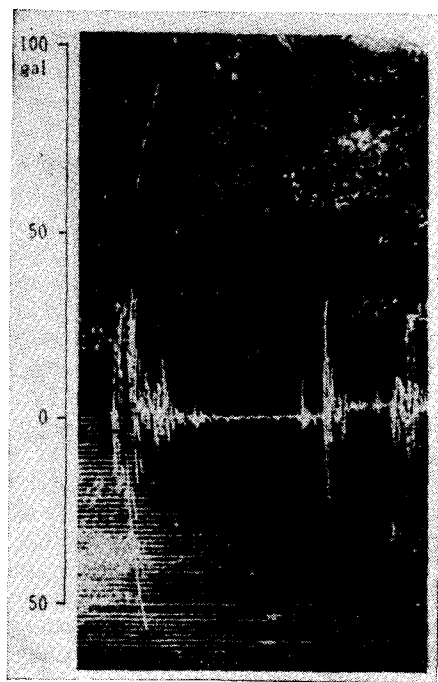


Рис. 4.8. Акселерограмма, зарегистрированная на площадке плотины Куробе (землетрясение 19 августа 1961)

Отмечалось, в сейсмических волнах присутствует очень большое число воздействий разной интенсивности и формы. Поэтому статистические методы являются наиболее эффективными при рассмотрении характеристик сейсмических волн.

С этой точки зрения отдельные записи землетрясений считаются случайными реализациями одной совокупности (ансамбля), а свойства этой совокупности устанавливаются на основании статистического анализа реализаций.

По существу, в связи с ограниченным числом реализаций, статистические характеристики пока изучены недостаточно, однако недостающие исходные данные были восполнены с помощью подходящих гипотез и таким образом создана определенная система. Основные гипотезы излагаются ниже.

1. Изменение амплитуд сейсмических колебаний представляет собой стационарный случайный процесс.

Пределы изменения амплитуд отличаются при каждом землетрясении, но после нормирования этот процесс обладает свойством эргодичности.

2. Амплитуды сейсмических колебаний подчиняются нормальному (гауссовскому) распределению.

3. Амплитуды сейсмических скоростей представляют собой случайный процесс с равномерным распределением различных гармоник колебаний и могут моделироваться случайным процессом типа «белый шум».

Сейсмические волны, удовлетворяющие указанным предпосылкам, называются сейсмическими волнами в коренных породах. С учетом изложенного сейсмические колебания принимаются в виде волнового процесса в функции времени или в форме спектра в функции частоты.

Когда сила на сооружение действует в течение короткого промежутка времени, более целесообразно характеризовать воздействие на сооружение не только интенсивностью нагрузки, но и с помощью произведения интенсивности нагрузки на период ее действия.

Это произведение называется импульсом силы. Предположим теперь, что сейсмическая нагрузка, действующая на сооружение, представляет собой серию последовательных импульсов, как показано на рис. 4.9, которые характеризуются следующими условиями.

1. Последовательные импульсы действуют в определенные короткие интервалы времени.

2. Между разными по величине импульсами одной серии не существует корреляционной связи.

3. Последовательность импульсов обладает свойством стационарности.

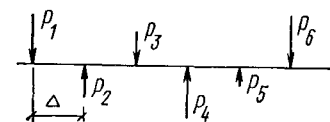


Рис. 4.9

4. Величины последовательных импульсов подчиняются гауссовскому распределению с нулевым математическим ожиданием. Если принять, что мощность сейсмической волны равна  $\sigma^2$ , то величина импульса  $P$  определяется следующим образом. Когда импульс  $P$  непрерывно прикладывается  $N$  раз с постоянными интервалами  $\Delta$ , его мощность равна  $\sum_1^N P^2$ , а средняя мощность за единицу времени

$$\frac{1}{N\Delta} \sum_1^N P^2.$$

Откуда

$$\sigma^2 \Delta = \frac{1}{N} \sum_1^N P^2. \quad (4.5)$$

В этом случае  $P$  принимается в виде случайной величины с нормальным распределением, а ее дисперсия равна  $\frac{1}{N} \sum_1^N P^2$ . Отсюда следует принять величину  $P$  так, чтобы дисперсия была  $\sigma^2 \Delta$ .

Принимая эту гипотезу, можно создать модель сейсмической волны. Другими словами, случайные числа, подчиняющиеся нормальному распределению, с дисперсией  $\sigma^2 \Delta$  принимаются в качестве последовательности повторяющихся импульсов землетрясений.

3) *Модель сейсмических колебаний в виде спектра.* Скорость сейсмических колебаний может быть представлена следующим рядом Фурье:

$$v = \sum_1^N v_n \cos(\omega_n t + \Phi_n), \quad (4.6)$$

где  $\omega_n = \frac{2\pi n}{T}$ .

$T$  представляет собой определенный интервал времени, а  $N$  — соответствующим образом выбранное большое целое число. Рассматривая  $\omega_n$  в этом уравнении как переменную и представляя ее на графике в виде оси абсцисс, а  $v_n$  в виде ординаты, получим выражение для спектра амплитуд скоростей. Если же в качестве ординаты принять  $\Phi_n$ , то приходим к выражению для спектра сдвига по фазе.

При рассмотрении большого числа сейсмических волн и вычислении распределений  $v_n$  для каждой из них  $v_n$  будет иметь нормальное распределение с нулевым средним значением. Далее, дисперсия этого распределения в силу условия 4 не зависит от показателя компоненты колебаний  $n$  и определяется из средней мощности  $\sigma^2$  расчетной сейсмической волны. Мощность волны за период  $T$  равна

$\tau^2 T$  и находится из следующего выражения:

$$\sigma^2 T = \int_0^T v^2 dt = \int_0^T \left[ \sum_1^N v_n \cos(\omega_n t + \Phi_n) \right]^2 dt = \frac{T}{2} \sum_1^N v_n^2,$$

откуда  $\sigma^2 = \frac{1}{2} \sum_1^N v_n^2$ .

С другой стороны, дисперсия  $v_n$  равна  $\frac{1}{N} \sum_1^N v_n^2$  и с учетом предыдущего соотношения

$$\frac{1}{N} \sum_1^N v_n^2 = \frac{2\sigma^2}{N}. \quad (4.7)$$

Следовательно, величина  $v_n$  может быть определена для заданного  $\omega_n$  из случайной величины с нормальным распределением и дисперсией  $2\sigma^2/N$ . Что касается величины  $\Phi_n$ , то вводится предположение о ее равномерном распределении в интервале между 0 и  $2\pi$ .

Если найти  $v_n$  из всех случайных чисел с нормальным распределением и дисперсией  $2\sigma^2/N$  в функции  $\omega_n$ , а  $\Phi_n$  — из случайных чисел, аналогичным образом распределенных между 0 и  $2\pi$ , и получить

$$v_n \cos(\omega_n t + \Phi_n),$$

то можно определить компоненту волны с круговой частотой  $\omega_n$ . Изменяя значения  $\omega_n$  и повторяя вычисления для всех компонент, после суммирования в соответствии с уравнением (4.6), получим набор сейсмических волн.

Когда аналогичная операция повторяется для нахождения большого числа волн, они могут рассматриваться как реализации одной совокупности.

### 3) Корректировка модели сейсмической волны

До сих пор при формировании моделей сейсмических волн принималось несколько весьма упрощенных предположений. В связи с этим математические уравнения были простыми, однако вопрос о соответствии моделей действительным сейсмическим воздействиям оставался открытым.

1) *Корректировка на основе представления сейсмического воздействия в виде «белого шума».* Действительные сейсмические волны очень часто характеризуются определенным частотным диапазоном. Одна из причин этого явления заключается в многократном отражении волн в поверхностном слое. Какова бы не была причина, если частотные характеристики известны, сейсмические волны в коренных породах могут быть пропущены через фильтр с подобной частотной характеристикой. Параметры фильтра задаются круго-

писи зарегистрированы на небольших расстояниях от очагов. Эти данные позволили скорректировать формулу (4.26)

$$\bar{V}_\Delta = 10^{0,61M - \left(1,66 + \frac{3,6}{\Delta}\right) \lg \Delta - \left(0,631 + \frac{1,83}{\Delta}\right)}. \quad (4.27)$$

Следует все же отметить необходимость дальнейшего уточнения полученных соотношений при регистрации будущих землетрясений на площадках, близко расположенных к эпицентрам.

#### 4.4. СЕЙСМИЧЕСКИЕ КОЛЕБАНИЯ ВБЛИЗИ ЭПИЦЕНТРА

##### 1) Интенсивность землетрясений

Рассмотренные выше особенности сейсмических колебаний характерны для площадок, достаточно удаленных от очагов землетрясений. Однако в такой стране, как Япония, где землетрясения

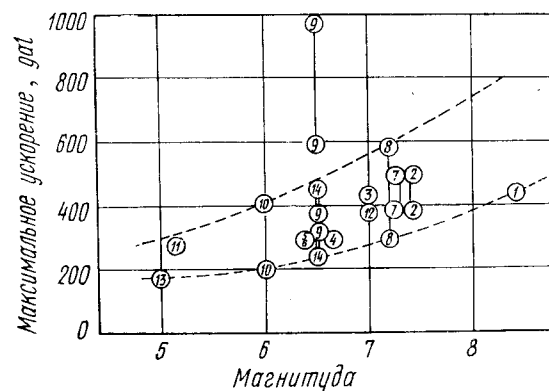


Рис. 4.12. Максимальные ускорения в эпицентральной зоне, по данным отчетов об анализе последствий землетрясений

1 — Ноби, 1891; 2 — Кита-Танго, 1927; 3 — Кита-Ицу, 1930; 4 — Шизуока, 1935; 5 — Нагано, 1941; 6 — Тоттори, 1943; 7 — Тоттори, 1943; 8 — Фукуи, 1948; 9 — Имайти, 1949; 10 — Футацуи, 1955; 11 — Нагаока, 1961; 12 — Кита-Мино, 1961; 13 — северная часть префектуры Мияги, 1962

происходят очень часто, а территория островов плотно заселена, существует большая вероятность проявления сильных землетрясений вблизи ответственных инженерных сооружений. Опыт показывает, что вполне реальна опасность повреждения этих сооружений при большинстве землетрясений, за исключением сравнительно слабых с магнитудой  $M < 6.0$ . Поэтому важно точно знать параметры проявления сильных землетрясений вблизи их эпицентров. Для оценки интенсивности сильных землетрясений в эпицентральных зонах обычно используются следующие методы:

1. *Анализ последствий прошлых землетрясений.* Отчеты о результатах инженерного анализа последствий прошлых землетрясений обычно содержат детальные сведения о количестве опрокинутых надгробных памятников, степени повреждения жилых домов и т. п. На основании таких описательных данных можно оценить величины максимальных ускорений в эпицентральной зоне. На рис. 4.12 приведены оценки максимальных ускорений в очаговых зонах ряда прошлых землетрясений, полученные этим методом.

Как показывают данные на рисунке, максимальные ускорения увеличиваются с ростом магнитуды землетрясения. Их верхняя и нижняя границы указаны пунктирными линиями, для которых справедливы следующие соотношения:

$$\text{верхняя граница } \alpha = 12 M^2; \quad (4.28)$$

$$\text{нижняя граница } \alpha = 6 M^2, \quad (4.29)$$

где  $\alpha$  — максимальное ускорение, gal.

2. *Обработка инструментально зарегистрированных сильных движений.* Характер и интенсивность сейсмических колебаний в эпицентральной зоне землетрясения могут быть определены достаточно точно, если на этой территории были установлены приборы для регистрации сильных движений. Такие счастливые случаи весьма редки, однако остается открытым вопрос, являются ли зарегистрированные ускорения максимальными для эпицентральной зоны. На рис. 4.13 показаны соотношения между максимальными ускорениями и магнитудой, полученные этим методом. Черными кружками на рисунке указаны глубокие землетрясения с глубиной очага более 30 км, а светлыми кружками — землетрясения с неглубокими очагами. Данные по землетрясениям Мацуширо отличаются от остальных (они помечены крестиками), поскольку их очаги находились очень близко от поверхности земли. Данные рис. 4.13 в основном согласуются с результатами обследований, показанными на рис. 4.12.

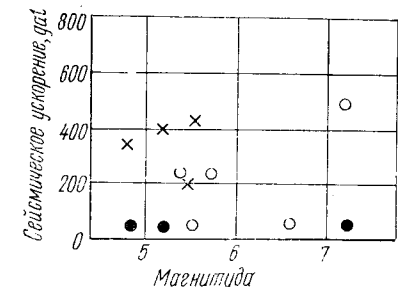


Рис. 4.13. Максимальные ускорения в эпицентральной зоне по записям сейсмографов

##### 2) Повреждения при землетрясениях

Сейсмические колебания в эпицентральной зоне обычно более интенсивны и имеют вид импульсивных воздействий по сравнению с площадками, удаленными от эпицентра, а вертикальные ускорения могут быть соизмеримы по величине с горизонтальными ускорениями. Кроме того, в зависимости от месторасположения площадок могут проявляться особенности интенсивности и характера сейсмических колебаний. При этом в некоторых местах интенсивность колебаний бывает необычно высокой, а в других — совсем незначительной.

Можно привести много примеров сильных землетрясений в Японии с магнитудами порядка 6.5—7.0. Анализ последствий этих землетрясений часто позволяет обнаружить следующие особенности;

1. На крутых склонах гор или вдоль берегов рек происходят небольшие оползни. Если слои грунта являются рыхлыми, оползни отмечаются даже на сравнительно пологих склонах.

2. Весьма серьезные повреждения получают жилые дома, особенно в виде сдвигов фундаментов и растрескивания стен. В домах с тяжелыми кровлями часто происходят обвалы.

3. Повреждаются земляные сооружения. Происходят осадки на бережных, а их откосы разрыхляются. Защитные дамбы, запроектированные и построенные с учетом современных требований, не разрушаются, однако их небольшие осадки неизбежны.

4. Конструкции портов и пристаней, построенных на рыхлых грунтах, испытывают неравномерные осадки и подвижки.

5. Системы водоснабжения получают сильные повреждения.

6. Современные мосты и бетонные плотины повреждений не испытывают.

### 3) Примеры записей землетрясений

В качестве примеров записей, полученных вблизи эпицентра, можно привести записи землетрясений Койна и Паркфилд.

1. *Землетрясение Койна, 1967.* Это сильное землетрясение произошло 11 декабря 1967 г. в Индии, районе Койна, примерно в 250 км к югу от г. Бомбея. Его магнитуда оценивается от 6.5 до 7.0, глубина очага около 20 км, интенсивность сейсмических колебаний вблизи эпицентра — 8 баллов по шкале ММ. Бетонная плотина была расположена совсем рядом с очагом землетрясения. Сейсмограф был установлен в галерее внутри левобережного блока плотины. Высота этого блока составляла 30 м, а галерея находилась на отметке 10 м выше основания блока. Основанием этого блока служили базальтовые породы.

На рис. 4.14 приведена полученная акселерограмма. Безусловно, имело место некоторое усиление параметров колебаний грунта, поскольку сейсмограф был установлен в теле плотины. Частота колебаний с максимальными амплитудами в этом случае составляла 15 Гц, а максимальные ускорения достигали в вертикальном направлении 362 gal, вдоль оси плотины 664 gal, перпендикулярно оси плотины 511 gal. После соответствующего пересчета параметров колебаний плотины на максимальные ускорения грунта получили величину около 360 gal в направлении, перпендикулярном оси плотины, которая является весьма высокой.

2) *Землетрясение Паркфилд, 1966.* 27 июня 1966 г. в Паркфилде, штат Калифорния, США, произошло землетрясение с магнитудой 5.6 и интенсивностью 7 баллов по шкале ММ вблизи эпицентра. В этом месте разлом Сан-Андреас перемещается в направлении СЗ—ЮВ и на расстоянии 20 миль (37 км) вдоль разлома наблюдались трещины. Полагают, что причиной этого землетрясения является движение в разломе. Вблизи юго-восточного конца трещины рас-

положен г. Чолам, а эпицентр предположительно находился около северо-западного конца трещины.

Вдоль государственной автостреды, пересекающей разлом около Чолама, с интервалом 3 мили (5,5 км) были установлены пять сейсмографов. Поэтому очень точно были измерены ускорения грунта, а по записям акселерограмм расчетом определены перемещения и скорости колебаний грунта.

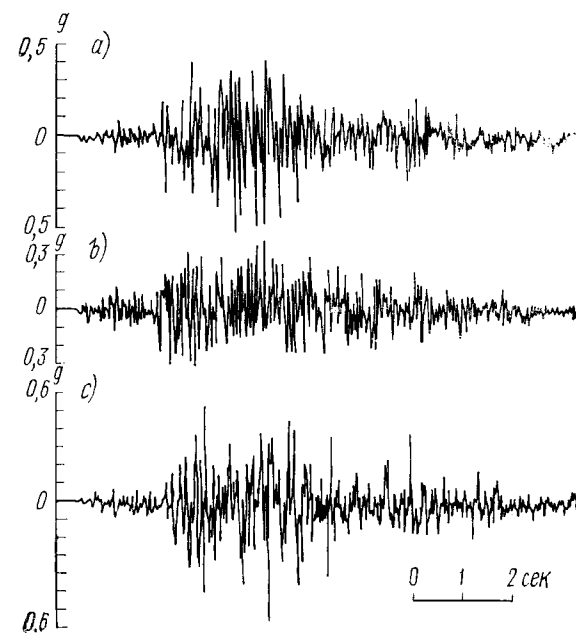


Рис. 4.14. Записи ускорений около плотины Койна (землетрясение 11 декабря 1967)

*a* — в направлении, перпендикулярном оси плотины; *b* — в вертикальном направлении; *c* — в направлении, параллельном оси плотины

Геологические особенности района Чолам на юго-западной стороне разлома характеризуются гранитами до глубины 4,8 км, выше которых расположены четыре слоя напластований. Скорости продольных волн в этих слоях изменяются от 1600 до 5800 м/с. В северо-восточной части разлома скалы также состоят из гранита глубиной 4,1 км с тремя поверхностными слоями. Скорости распространения продольных волн в этих отложениях изменяются от 2300 до 5800 м/с. Таким образом, отложения в этом районе считаются достаточно плотными.

На рис. 4.15, *a* приведены записи горизонтальных колебаний непосредственно над линией разлома (пункт регистрации 2) в направлении, перпендикулярном разлому, а на рис. 4.15, *b* — записи вертикальных колебаний в том же месте. В соответствии с этими

вой частотой собственных колебаний  $p$  и величиной затухания  $h$ . Наиболее часто при частотном анализе реакции систем используют следующие выражения

$$F(i\omega) = \frac{1}{1 - \frac{\omega^2}{p^2} + 2ih \frac{\omega}{p}}; \quad (4.8)$$

$$F(i\omega) = \frac{\frac{\omega}{p}}{1 - \frac{\omega^2}{p^2} + 2ih \frac{\omega}{p}}; \quad (4.9)$$

$$F(i\omega) = \frac{1 + 2ih \frac{\omega}{p}}{1 - \frac{\omega^2}{p^2} + 2ih \frac{\omega}{p}}. \quad (4.10)$$

Между спектральной плотностью отфильтрованной волны и спектральной плотностью исходной волны существует следующее соотношение:

$$G_y(\omega) = |F(i\omega)|^2 G_x(\omega), \quad (4.11)$$

где  $G_x(\omega)$  — спектральная плотность исходной волны;  $G_y(\omega)$  — спектральная плотность отфильтрованной волны;  $F(i\omega)$  — передаточная функция фильтра.

Однако, поскольку при использовании фильтра средняя плотность изменяется, волна на выходе должна быть умножена на постоянный коэффициент для получения той же средней плотности, что и входной волны.

2) *Корректировка за счет влияния поверхностного слоя на сейсмические колебания на поверхности грунта.* Если задан характер колебаний коренных пород, то характер колебаний на поверхности грунта может быть определен по методике, изложенной в разделе 3.5. Если же задана спектральная плотность, то спектр колебаний на поверхности можно найти с помощью выражения (4.11) по передаточной функции поверхностного слоя. Поэтому необходимо достаточно полное описание динамических характеристик поверхностного слоя.

3) *Корректировка с учетом нестационарного характера сейсмических колебаний.* При реальных сейсмических воздействиях, даже в случае регистрации только основного участка колебаний, процесс часто не является стационарным. Для учета этой нестационарности при создании расчетной модели сейсмического воздействия стационарный процесс обычно умножают на огибающую, которая является переменной во времени, т. е.

$$y(t) = E(t) S(t), \quad (4.12)$$

где  $S(t)$  — стационарный процесс;  $E(t)$  — огибающая процесса  $S(t)$ .

Обычно в качестве  $S(t)$  принимают процесс сейсмических колебаний коренных пород или результаты необходимой корректировки этого процесса. Форма  $E(t)$  выбирается таким образом, чтобы после воздействия процесса  $y(t)$  на сооружения характер его реакции был подобен реакции сооружения при реальном землетрясении.

П. Дженнингс [110] вычислил реакции систем при реальных сейсмических воздействиях в разных грунтовых условиях и определил зависимости  $E(t)$ , удобные для использования в практике расчетов. Огибающие кривые, которые были классифицированы на четыре типа в зависимости от силы землетрясений и эпицентральных расстояний, показаны на рис. 4.10.

Цифровые значения координат отдельных точек огибающих приведены в табл. 4.1.

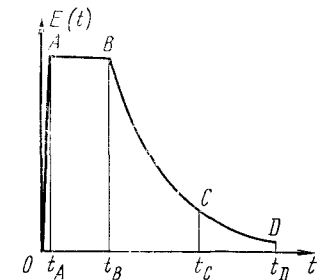


Рис. 4.10

Форма огибающих  $E(t)$

Таблица 4.1

| Тип землетрясения | $t_A, c$ | $t_B, c$ | $t_C, c$ | $t_D, c$ | Уравнение огибающей |    |                       |                             |
|-------------------|----------|----------|----------|----------|---------------------|----|-----------------------|-----------------------------|
|                   |          |          |          |          | OA                  | AB | BC                    | CD                          |
| A                 | 4        | 35       | 80       | 120      | $t^2/16$            | 1  | $\exp[-0,0357(t-35)]$ | $0,05 + 0,0000938(120-t)^2$ |
| B                 | 4        | 15       | 30       | 50       | $t^2/16$            | 1  | $\exp[-0,0992(t-15)]$ | $0,05 + 0,005(50-t)^2$      |
| C                 | 2        | 4        | 12       | 0        | $t^2/4$             | 1  | $\exp[-0,268(t-4)]$   | —                           |
| D                 | 2        | 2,5      | 3,5      | 10       | $t^3/8$             | 1  | $\exp[-1,696(t-2,5)]$ | $0,1 + 0,00237(10-t)^2$     |

Примечание. Типы землетрясений:

- A — вблизи эпицентра землетрясения с магнитудой  $M \geq 8$ ;
- B — то же,  $M = 7$ ;
- C — то же,  $M = 5,5 - 6$ ;
- D — вблизи эпицентра землетрясения с глубоким очагом,  $M = 4,5 - 5,5$

#### 4) Метод Канаи

К. Канаи разработал систематический метод определения спектров расчетных сейсмических воздействий, который широко используется в настоящее время. Он использовал разные подходы к

оценке интенсивности, характера и динамической природы колебаний. Этот метод сводится к следующему:

1. Магнитуда и расположение эпицентра расчетного землетрясения определяются параметрами прошлых землетрясений, которые вызывали наибольшую интенсивность на территории строительной площадки, а также сейсмостектоническими особенностями района. Затем определяются расстояния от строительной площадки до эпицентров расчетных землетрясений.

2. Для определения максимального смещения  $A_{m,\Delta}$  (см) на строительной площадке используется выражение (2.9)

$$\lg A_{m,\Delta} = M - 1,73 \lg \Delta - 3,17, \quad (4.13)$$

где  $M$  — магнитуда расчетного землетрясения;  $\Delta$  — эпицентральное расстояние строительной площадки, км.

3. Максимальное смещение  $A_{m,\Delta}$  сейсмического воздействия принимается равным максимальному спектральному смещению (максимальной амплитуде спектра смещений)  $\bar{A}_{m,\Delta}$ , т. е.

$$\bar{A}_{m,\Delta} = A_{m,\Delta} \quad (4.14)$$

и

$$\lg \bar{A}_{m,\Delta} = M - 1,73 \lg \Delta - 3,17. \quad (4.15)$$

4. Отсюда, максимальное спектральное смещение на расстоянии  $\Delta = 100$  км равно:

$$\lg \bar{A}_{m,100} = M - 1,73 \lg 100 - 3,17 = M - 6,63. \quad (4.16)$$

5. Период колебаний, соответствующий компоненте с максимальным спектральным смещением на расстоянии  $\Delta = 100$  км, определяется с помощью выражения (2.16):

$$\lg T_{m,100} = 0,39 \lg \bar{A}_{m,100} + 0,89 = 0,39 (M - 6,63) + 0,89 = 0,39M - 1,7. \quad (4.17)$$

6. Предполагается, что период колебаний  $T_m$  компоненты, соответствующей максимальной амплитуде спектра смещений, не зависит от эпицентрального расстояния. Тогда:

$$T_m = T_{m,100}; \quad (4.18)$$

$$\lg T_m = 0,39M - 1,7. \quad (4.19)$$

7. Спектральная скорость  $\bar{V}_{m,\Delta}$  компоненты колебаний, соответствующая максимальной амплитуде спектра смещений, на площадке с эпицентральным расстоянием  $\Delta$  равна:

$$\bar{V}_{m,\Delta} = 2\pi \frac{\bar{A}_{m,\Delta}}{T_m}; \quad (4.20)$$

$$\lg \bar{V}_{m,\Delta} + \lg 2\pi + \lg \bar{A}_{m,\Delta} - \lg T_m = 0,80 + (M - 1,73 \lg \Delta - 3,17) - (0,39M - 1,7) = 0,61M - 1,73 \lg \Delta - 0,67. \quad (4.21)$$

8. Спектральная скорость сейсмических колебаний предполагается независимой от периода компоненты колебаний (гармоники). Эта постоянная величина принимается

$$\bar{V}_{\Delta} = \bar{V}_{m,\Delta}. \quad (4.22)$$

Откуда

$$\lg \bar{V}_{\Delta} = 0,61M - 1,73 \lg \Delta - 0,67; \\ \bar{V}_{\Delta} = 10^{0,61M - 1,73 \lg \Delta - 0,67}. \quad (4.23)$$

Спектр скорости сейсмических колебаний на строительной площадке может быть найден из приведенных выше выражений (рис. 4.11). Когда спектр скорости известен, спектр смещений  $\bar{A}_{\Delta}(T)$  и спектр ускорений  $\bar{\alpha}_{\Delta}(T)$  определяются следующими соотношениями:

$$\bar{A}_{\Delta} = \frac{T}{2\pi} \bar{V}_{\Delta}; \quad (4.24)$$

$$\bar{\alpha}_{\Delta} = \frac{2\pi}{T} \bar{V}_{\Delta}. \quad (4.25)$$

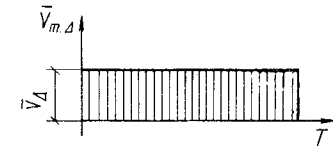


Рис. 4.11

Для построения фазовых спектров сейсмических волн специальных исследований не проводилось. Вместе с тем обычно предполагается, что разности по фазе между отдельными компонентами колебаний (гармониками) совершенно произвольны.

Хорошо известно, что на характер сейсмических колебаний поверхности грунта существенное влияние оказывает поверхностный слой. Это обстоятельство не учтено в приведенных выше соотношениях. Поэтому можно считать спектр, определяемый выражением (4.23), относящимся к коренным породам. Спектр сейсмических колебаний на поверхности грунта определяется с помощью коэффициента, отражающего влияние поверхностного слоя на спектр колебаний коренных пород.

Если  $G(T, T_0)$  — коэффициент, характеризующий влияние поверхностного слоя с преобладающим периодом колебаний  $T_0$  на составляющую колебаний (гармонику) с периодом  $T$ , то спектр скорости  $V_s$  сейсмических колебаний поверхности грунта определяется следующим соотношением:

$$\bar{V}_s = G(T, T_0) \bar{V}_{\Delta} = G(T, T_0) (10^{0,61M - 1,73 \lg \Delta - 0,67}). \quad (4.26)$$

Для нахождения  $G(T, T_0)$  обычно используется выражение (3.3), полученное К. Канаи.

Возникают затруднения при попытках воспользоваться выражением (4.26) для эпицентральных расстояний, меньше 100 км, поскольку при выводе этого выражения использована формула (2.9), которая получена на основе данных наблюдений при эпицентральных расстояниях порядка 100 км. Недавно было получено большое число записей во время роя землетрясений Мацуширо, причем за-

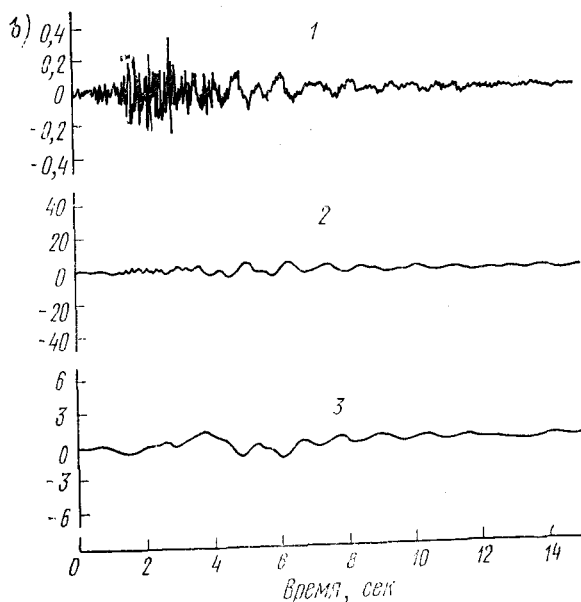
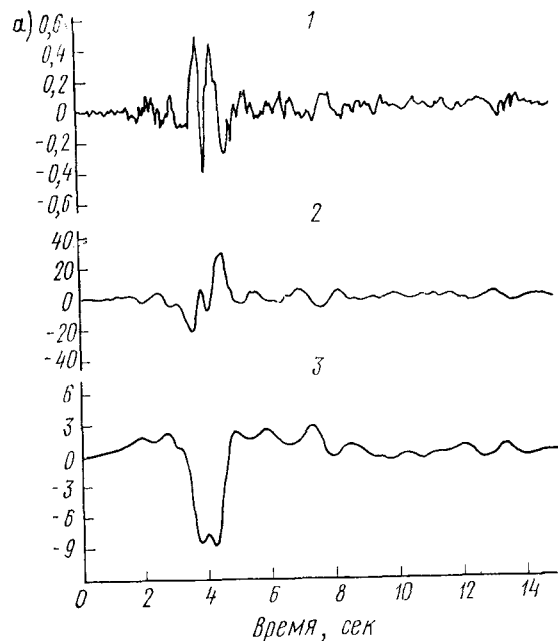


Рис. 4.15. Записи, полученные на станции 2 (землетрясение Паркфилд, 27 июня 1966)  
 а — горизонтальная компонента  $S65^\circ B$ ; б — вертикальная компонента (данные проф. Дж. Хаузнера); 1 — ускорение, g; 2 — скорость, дюм/с; 3 — смещение, дюйм

записями, в пункте наблюдения 2 ускорения в горизонтальном направлении перпендикулярно линии разлома имеют импульсивный характер и достигают максимальной величины 0,5 g. Перемещения содержат одну полуволну с максимальной амплитудой 25 см. Сейсмические колебания в направлении, параллельном разлому, не были записаны в связи с повреждениями приборов. Однако по направлению падения надгробных памятников и записям простых сейсмических приборов была проведена оценка ускорений, которые оказались в этом направлении не такими большими, как перпендикулярно линии разлома. Вертикальные ускорения достигали 300 gal, а колебания отличались очень высокой частотой. Смещения имели максимальную амплитуду порядка 5 см.

Приведенные величины ускорений являются достаточно большими, однако продолжительность сильных колебаний составляла около 2 с, после которых колебания быстро затухали.

В пунктах наблюдений, удаленных от разлома, продолжительность интенсивной части воздействия быстро уменьшалась с расстоянием. На рис. 4.16 показаны зависимости максимальных ускорений от расстояния. Степень снижения параметров для вертикальных колебаний значительно больше, чем для горизонтальных. Одной из причин быстрого затухания считают небольшую глубину очага. Вряд ли такое быстрое снижение интенсивности будет наблюдаться при глубокофокусном землетрясении.

Наиболее интересен с инженерной точки зрения тот факт, что, несмотря на высокие значения зарегистрированных ускорений, повреждения конструкций в сооружениях из хрупких материалов были ограничены даже вблизи разлома слабыми трещинами.

Другой заслуживающий внимания факт состоит в том, что в непосредственной близости от разлома ускорения в параллельном разлому направлении были меньше, чем в перпендикулярном направлении. В отчетах по анализу последствий землетрясения Ноби, 1891, отмечались опрокидывание и смещения зданий вдоль линии разлома на участках над разломом и рядом с ним, что противоречит явлениям, наблюдавшимся при землетрясении Паркфилд.

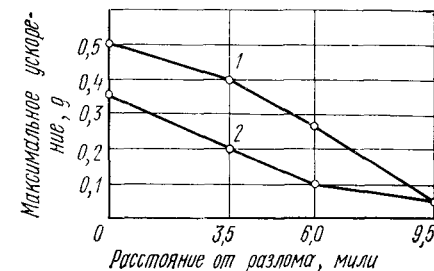


Рис. 4.16. Уменьшение максимальных ускорений с увеличением расстояния от разлома

1 — горизонтальные колебания; 2 — вертикальные колебания

#### 4.5. ВЫБОР РАСЧЕТНЫХ ЗЕМЛЕТРЯСЕНИЙ

При определении расчетного землетрясения физические параметры площадки, такие, как максимальная интенсивность прогнозируемого землетрясения, структура поверхностного слоя грунта и

т. п., являются основными исходными данными. Однако ими не исчерпываются все существенные факторы, к которым, естественно, следует добавить социальные и экономические особенности. Ранее в этом направлении никаких исследований не проводилось, что мешало инженерам достаточно полно решить вопрос о выборе расчетных землетрясений. Последующий материал посвящен одному из возможных (но не единственному) методов решения этой проблемы. В дальнейшем необходимо проводить более широкие исследования для ее решения.

Карты прогнозируемых величин сейсмических колебаний в нормах многих стран рассматриваются как основа для определения расчетной интенсивности землетрясений. При этом обычно принимается, что срок службы сооружения совпадает с периодом повторяемости. Но как следует учитывать срок службы сооружения с точки зрения обеспечения его сейсмостойкости — пока не совсем ясно. Когда землетрясение не представляет угрозы для жизни людей, срок службы сооружения можно рассматривать с чисто экономических позиций.

В случае рассмотрения инженерных сооружений, таких, как гражданские здания, более удобно исследовать не надежность отдельных сооружений, а надежность всех сооружений с экономической ответственностью в пределах страны. Считается, что каждое сооружение  $S$  имеет одну и ту же степень надежности, как и все другие, а  $N$  — количество таких сооружений в районах с одинаковой сейсмологической обстановкой. По причинам, не связанным с землетрясениями, таким, как усталость материала, износ и т. п., определенное число таких сооружений должно быть снесено в связи с полной амортизацией. Обозначим это число через  $n$ . Стоимость затрат на сооружение  $S$  в течение года примем равной  $q$ , а чистый доход от строительства одного объекта  $S$  в течение года —  $p$ , косвенный ущерб от разрушения одного объекта при землетрясении в течение года —  $r$ . Поскольку эти сооружения будут разрушены при землетрясении с интенсивностью, большей расчетной интенсивности  $I$ , если такое землетрясение произойдет за период последних  $T$  лет, то среднее число повреждаемых землетрясением зданий в течение года будет равно  $N/T$ . Когда экономический рост не учитывается, можно принять следующее соотношение, при котором обеспечивается рентабельность экономической деятельности

$$\left(n + \frac{N}{T}\right)q + \frac{N}{T}r = Np. \quad (4.30)$$

Считая  $n$  пропорциональным  $N$  и принимая  $n = fN$ , получим

$$\left(f + \frac{1}{T}\right)q + \frac{r}{T} = p \text{ и } T = \frac{1+r/q}{p/q-f}. \quad (4.31)$$

Отсюда, если  $T$ , определяемое этим равенством, принять в качестве срока службы, а среднее значение периода  $T$  в годах исполь-

зовать при выборе расчетной сейсмической интенсивности, можно обеспечить устойчивость экономического развития [115].

Е. Курибаяши [116] ввел небольшие уточнения в это выражение применительно к вопросам развития дорог. Им приняты следующие обозначения:

$N$  — общая длина дорог, км;  
 $n$  — длина улучшенного в течение года участка, км/год;  
 $q$  — стоимость строительства 1 км дороги, йен/км;  
 $p$  — чистый доход в течение года от строительства 1 км дороги, йен/км/год;  
 $r$  — стоимость косвенных повреждений, отнесенных к 1 км дорог, йен/км;  
 $T$  — срок службы дороги, год;

$$f = n/N, 1/\text{год}; \tau = r/p, \text{ год}.$$

После подстановки соответствующих величин в соотношение (4.31) можно получить

$$T = \frac{1+\tau(p/q)}{p/q-f}. \quad (4.32)$$

На основании оценки ущерба при землетрясении Ниигата, 1964, можно в качестве примера привести сумму косвенных убытков, которая оценена в 122,1 млрд. йен. Принимая отношение  $p/q = 0,1$ , получаем, что величина  $\tau$ , которая характеризует количество лет, в течение которых окупаются первоначальные вложения, равна 9,4 года. В 1964 г., когда произошло землетрясение Ниигата, для государственных автострад первого класса  $N = 27\,728$  км,  $n = 1854$  км/год, откуда  $f = 0,067$ .

Подставляя эти цифры в выражение (4.32), получим

$$T = \frac{1+9,4 \cdot 0,1}{0,1-0,067} = 58,7 \text{ лет}.$$

## Глава 5. МЕТОДЫ РАСЧЕТА НА СЕЙСМИЧЕСКИЕ ВОЗДЕЙСТВИЯ

### 5.1. МЕТОД СЕЙСМИЧЕСКОГО КОЭФФИЦИЕНТА (КОЭФФИЦИЕНТА СЕЙСМИЧЕСКОЙ НАГРУЗКИ)

#### 1) Введение

Для определения сейсмических сил, действующих на сооружение во время землетрясения, и анализа возникающих в нем напряжений и деформаций можно рассмотреть ряд подходов. Наиболее простой из них основан на следующих предпосылках:

1. Сейсмическая сила действует как внешняя сейсмическая нагрузка на массу каждого элемента сооружения.



2. Сейсмическая сила действует в горизонтальном направлении. Ее величина пропорциональна массе; коэффициент пропорциональности, поделенный на ускорение силы тяжести, определяется как сейсмический коэффициент (коэффициент сейсмической нагрузки). Тогда

$$f = k_g m, \quad (5.1)$$

где  $f$  — сейсмическая сила;  $m$  — масса;  $g$  — ускорение силы тяжести;  $k$  — коэффициент сейсмической нагрузки.

Поскольку  $mg$  — вес массы, сейсмическая сила равна произведению веса на коэффициент сейсмической нагрузки.

3. Величина коэффициента сейсмической нагрузки принимается одинаковой для всех масс.

4. Если сооружение при землетрясении может испытывать интенсивные колебания в вертикальной плоскости, необходимо учитывать также вертикальную сейсмическую нагрузку. Коэффициент сейсмической нагрузки в вертикальной плоскости определяется аналогично коэффициенту горизонтальной сейсмической нагрузки.

Метод анализа и расчета сооружений для обеспечения их сейсмостойкости, основанный на указанных допущениях, называется методом сейсмического коэффициента или методом коэффициента сейсмической нагрузки. Когда сооружение строится в районе, где возможны сильные землетрясения, или разрушение сооружения связано с большими повреждениями, то коэффициент сейсмической нагрузки принимается большим. С другой стороны, когда сооружение строится в районе, где сильные землетрясения происходят очень редко, или когда сооружение малоответственное, назначаются низкие значения коэффициента сейсмической нагрузки.

Поскольку величина коэффициента сейсмической нагрузки определяется на основании опытных данных, а не теоретических исследований, его величина может изменяться по мере накопления результатов наблюдений и в зависимости от типа конструктивного решения сооружения. Кроме того, принятие одной и той же величины коэффициента сейсмической нагрузки при расчете сооружений с разными конструктивными схемами не означает, что они будут иметь одинаковую степень сейсмостойкости, поскольку каждое конструктивное решение будет рассчитываться и проектироваться по своему принципу с назначением допускаемых напряжений по различным критериям. В этом заключается внутренняя нелогичность и недостаток этого метода.

К его достоинствам следует отнести возможность применения этого метода для сооружений любой сложной формы, так как расчет сейсмостойких сооружений производится на основе принципов статики сооружений. Таким образом, целесообразно разработать усовершенствованный метод условного статического расчета, т. е. вариант метода коэффициента сейсмической нагрузки, при котором величины этого коэффициента определялись бы на основе современных методов динамического анализа.

## Коэффициент сейсмической нагрузки

Сейсмическая сила, действующая на массу при землетрясении, может быть разложена на две составляющие:  $k_h mg$  — горизонтальную силу и  $k_v mg$  — вертикальную силу. Здесь  $k_h$  и  $k_v$  — коэффициенты сейсмической нагрузки, относящиеся соответственно к горизонтальной и вертикальной составляющим.

При землетрясении кроме силы тяжести на массу, как показано на рис. 5.1, действует сейсмическая сила. В случае *a* возникает только горизонтальная сейсмическая сила. В случаях *b* и *c* дополнительная вертикальная сейсмическая сила направлена соответственно вниз и вверх.

Тогда величина  $R$  и угол наклона  $\theta$  равнодействующей вертикальных и сейсмических сил определяются выражениями

$$R = mg \sqrt{k_h^2 + (1 \pm k_v)^2},$$

$$\tan \theta = \frac{k_h}{1 \pm k_v} = K, \quad (5.2)$$

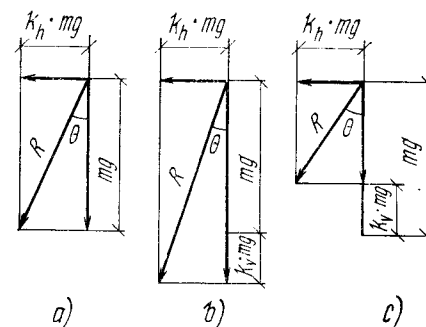


Рис. 5.1.

где  $K$  — коэффициент равнодействующей сейсмической нагрузки.

Поскольку  $R$  рассматривается как статическая величина, сейсмическое воздействие характеризуется таким распределением сил, при котором нагрузка изменяется от  $mg$  до  $R$ , а горизонтальная плоскость наклонена на угол  $\theta$ . Даже если величина коэффициента сейсмической нагрузки определяется из условий эксперимента, ему может быть дано четкое физическое обоснование. Предположим, что при землетрясении сооружение колеблется совместно с грунтом. При этом ускорения грунта и сооружения одинаковы, а сейсмическая сила, определяемая с помощью коэффициента сейсмической нагрузки, представляет собой не что иное, как инерционную силу, которая вызывается колебаниями грунта. Инерционная сила изменяется во времени, но поскольку для практических расчетов наиболее важным параметром является ее максимальное значение, можно считать, что коэффициент сейсмической нагрузки есть отношение максимального ускорения сооружения при землетрясении к ускорению силы тяжести. В действительности, как показали инструментальные наблюдения за сооружениями, даже в тех случаях, когда они являются достаточно жесткими, формы их колебаний отличаются от колебаний грунта. Поэтому вряд ли целесообразно рассматривать коэффициент сейсмической нагрузки как отношение максимального ускорения сейсмического воздействия к ускорению силы тяжести. В связи с этим широко используемые в настоящее время коэффициенты сейсмической нагрузки следует считать коэффициентами, определяемыми эмпирически.

### 3) Коэффициент сейсмической нагрузки для подводных сооружений

Когда сооружения погружены в воду (например, подводные морские сооружения, породы набросных плотин со стороны верхнего бьефа), коэффициент сейсмической нагрузки определяется следующим образом.

Предположим, что в воду погружено тело с массой  $m$ , которое испытывает в горизонтальном и вертикальном направлениях ускорения соответственно  $k_h g$  и  $k_v g$ . Тогда составляющие действующей на тело инерционной силы равны  $k_h mg$  и  $k_v mg$ . Поскольку вес тела уменьшается на величину выталкивающей силы, равнодействующая сила и ее направление равны:

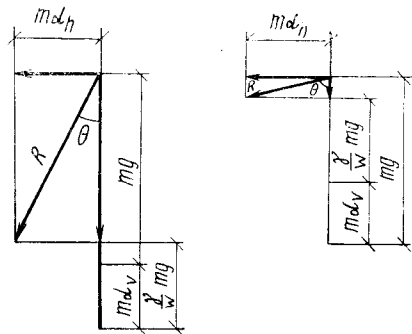


Рис. 5.2

где  $\omega$  — удельный вес тела;  $\gamma$  — удельный вес воды (рис. 5.2).

Отсюда коэффициент сейсмической нагрузки

$$K = \frac{k_h}{1 - \frac{\gamma}{\omega} - k_v}. \quad (5.4)$$

Из этого выражения видно, что коэффициент сейсмической нагрузки для погруженного в воду тела с малым удельным весом становится весьма значительным. Отсюда следует, что подводное сооружение с малым удельным весом менее устойчиво при землетрясениях.

### 4) Приложения метода коэффициента сейсмической нагрузки

1) *Консольные сооружения.* Модель консольной балки широко используется при расчете реальных сооружений, таких, как опоры, дымовые трубы, башенные сооружения и т. п. Стенной шкаф, устойчивость которого обеспечивается только его собственным весом, даже в случае простого опирания на грунт также может рассматриваться как консольная система. Когда консольная балка рассчитывается и проектируется на основе метода коэффициента сейсмической нагрузки, действующая на нее распределенная нагрузка принимается в виде произведения погонной массы балки на величину

этого коэффициента. Если к балке присоединена сосредоточенная масса, действующая на массу сосредоточенная сила определяется аналогично.

В качестве примера расчета на рис. 5.3, а показан призматический стержень постоянного поперечного сечения. Когда землетрясения нет, на стержень не действуют никакие другие силы кроме собственного веса, осевые напряжения от которого в поперечном сечении равны:

$$\sigma_0 = \frac{N}{A} = \frac{\omega x A}{A} = \omega x, \quad (5.5)$$

где  $N$  — осевая сила;  $A$  — площадь поперечного сечения;  $\omega$  — объемный вес колонны;  $x$  — расстояние от рассматриваемого поперечного сечения до верха колонны.

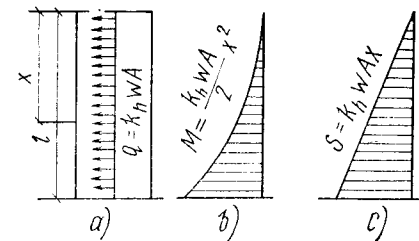


Рис. 5.3

Горизонтальная поперечная сила в сечении элемента равна нулю.

При возникновении горизонтальной сейсмической нагрузки, определяемой коэффициентом  $k_h$ , в произвольном поперечном сечении возникают изгибающий момент и поперечная сила (рис. 5.3, b и c):

$$M = k_h \omega A x^2 / 2, \quad S = k_h \omega A x.$$

Напряжения от изгиба и поперечной силы в каждом сечении суммируются с напряжениями от собственного веса. В результате напряжения в крайних волокнах сечения равны:

$$\sigma_e = \sigma_0 + \frac{M}{W}, \quad (5.6)$$

а касательные напряжения около нейтральной оси

$$\tau = k_1 S / A, \quad (5.7)$$

где  $W$  — момент сопротивления поперечного сечения;  $k_1$  — коэффициент формы сечения.

При сейсмических воздействиях изгибающий момент и поперечная сила увеличиваются к нижней части колонны. Вот почему повреждения при землетрясениях чаще всего возникают в нижней части сооружений. Примерами таких повреждений являются разрушения в нижней части мостовых опор, при которых наблюдается выдергивание стержней арматуры из фундаментов, и опор линий электропередач, где происходит потеря местной устойчивости. Кроме того, ответственные инженерные сооружения, такие как электрораспределительные подстанции и колонны химических аппаратов с опасными веществами, часто опрокидываются и перемещаются, приводя к трагическим последствиям. Проектировщики должны быть уверены, что эти последствия могут быть предотвращены с помощью простых и надежных антисейсмических мероприятий.

2) Каркасные системы. Каркасные конструкции широко применяются в зданиях, мостах и других сооружениях. При расчете этих сооружений методом коэффициента сейсмической нагрузки сейсмические силы определяются так же, как для консольных балок, а напряжения и деформации находятся статическими методами. Некоторые формулы для определения сил реакции и изгибающих моментов приведены в табл. 5.1. Определяемые согласно этой таблице изгибающие моменты в опорных сечениях элементов достаточно велики. Поэтому наиболее часто повреждения при землетрясениях происходят вблизи узлов каркасов, особенно при строительстве железобетонных каркасных зданий. Для предупреждения появления трещин необходимо предусматривать арматурные стержни, связывающие колонны и балки, например, как показано на рис. 5.4, а. Схема армирования, приведенная на рис. 5.4, б, является нецелесообразной.

Поскольку действующие на сооружения силы при землетрясении являются более сложными, чем рассмотрено выше, кроме изгибающих моментов в угловых зонах проявляется кручение. В результате случается, что верхние части колонн разрушаются при кручении, стержни арматуры оголяются, что приводит к потере несущей способности и устойчивости сооружений. Следовательно, необходимо в угловых зонах предусматривать установку хомутов, обеспечивающих достаточную несущую способность при кручении.

Кроме того, повреждения часто происходят вблизи опор зданий. Это свидетельствует о том, что приходящиеся на опоры нагрузки существенно больше расчетных. Поэтому рекомендуется предусматривать увеличенные опорные сечения элементов и анкерных болтов.

3) Стены-диафрагмы. Жесткость сооружений при горизонтальных нагрузках может быть увеличена постановкой между балками и колоннами каркасов стен-диафрагм, работающих на сдвиг. Стены-диафрагмы часто используются для повышения сейсмостойкости зданий, однако редко применяются в сооружениях. Тем не менее, как показывает опыт строительства каркасного кессона для причального пирса в гавани Йокогама, стены-диафрагмы могут быть эффективно использованы и в инженерных сооружениях.

При нагружении каркасных зданий со стенами-диафрагмами (рамно-связевых каркасов) горизонтальными силами часть нагрузки воспринимается каркасом, а остальная часть — стенами-диафрагмами. Проводились исследования отношений долей нагрузки, воспринимаемой каркасом и стенами-диафрагмами (коэффициентов распределения). Показано, что применение рамно-связевых каркасов целесообразно с такими коэффициентами распределения, чтобы в стенах-диафрагмах возникало небольшое число трещин под нагрузкой. Такой расчетный критерий приемлем, когда сооружение должно быть восстановлено. Однако, поскольку некоторые инженерные сооружения очень трудно восстановить, для чего часто требуется полное удаление поврежденных трещинами участков,

вопрос о применении этого критерия для проектирования инженерных сооружений может быть решен только на базе тщательного анализа всех расчетных требований.

Подробное рассмотрение методики расчета рамно-связевых каркасов мы перенесем в другие разделы. Здесь же ограничимся од-

Таблица 5.1

Формулы для определения усилий в рамах

| $V_A = V_D$ | $\frac{Ph}{l}$                             | $\frac{3k}{6k+1} \frac{Ph}{l}$                           |
|-------------|--|--|
| $H_A$       | $\frac{P}{2}$                              | $\frac{P}{2}$  |
| $M_A$       | 0  | $\frac{3k+1}{6k+1} \frac{Ph}{2}$                         |
| $M_B$       | $-\frac{Ph}{2}$                            | $-\frac{3k}{6k+1} \frac{Ph}{2}$                          |
| $M_C$       | $\frac{Ph}{2}$                             | $\frac{3k}{6k+1} \frac{Ph}{2}$                           |
| $M_D$       | 0  | $-\frac{3k+1}{6k+1} \frac{Ph}{2}$                        |
|             |  |  |
| $V_A = V_D$ | $\frac{1}{2} \cdot \frac{qh^2}{l}$         | $\frac{k}{6k+1} \frac{qh^2}{l}$                          |
| $H_A$       | $\frac{11k+18}{2k+3} \cdot \frac{qh}{8}$   | $\frac{5k+13}{k+2} \cdot \frac{qh}{8}$                   |
| $M_A$       | 0  | $\frac{15+73k+30k^2}{(k+2)(6k+1)} \cdot \frac{qh^2}{24}$ |
| $M_B$       | $\frac{3(k+2)}{2k+3} \cdot \frac{qh^2}{8}$ | $-\frac{k(6k+23)}{(k+2)(6k+1)} \cdot \frac{qh^2}{24}$    |
| $M_C$       | $\frac{5k+6}{2k+3} \cdot \frac{qh^2}{8}$   | $\frac{16+35k+54k^2}{(k+2)(6k+1)} \cdot \frac{qh^2}{24}$ |
| $M_D$       | 0  | $-\frac{9+35k+18k^2}{(k+2)(6k+1)} \cdot \frac{qh^2}{24}$ |

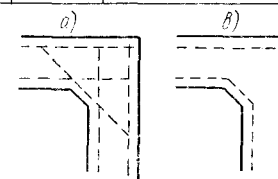


Рис. 5.4. Для обеспечения сейсмостойкости армирование по типу (а) целесообразно, по типу (б) нецелесообразно

ним элементарным методом, который был разработан с учетом ряда упрощающих предпосылок и получил широкое применение в инженерных расчетах.

Рассмотрим раму со стеной-диафрагмой, как показано на рис. 5.5. Рама в целом нагружена силой  $P$ .  $P_r$  и  $P_w$  представляют собой части

нагрузки, приходящейся на раму и на стену-диафрагму, т. е.

$$P_r + P_w = P. \quad (5.8)$$

Горизонтальное перемещение рамы  $\delta_r$  под действием  $P_r$  определяется по методике расчета каркасных систем:

$$\delta_r = \frac{P_r h l^2}{54 E I_1} \left( 2 + \frac{9 k k' - 1}{1 + 2(k + k') + 3 k k'} \right);$$

$$k = I_2 h / (I_1 l), \quad k' = I_3 h / (I_1 l).$$

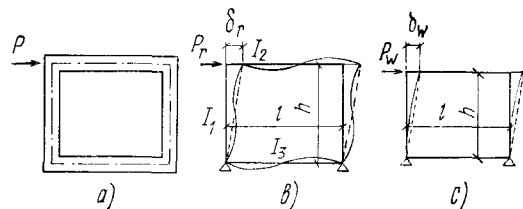


Рис. 5.5

Предполагается, что стена-диафрагма работает как консольная балка, а ее прогиб под действием силы  $P_w$  представляет собой сумму перемещений от изгиба и сдвига:

$$\delta_w = \frac{P_w h}{2 E t l} (5 + 8 h^2 / l^2),$$

где  $\delta_w$  — горизонтальное перемещение при нагрузке  $P_w$ ;  $t$  — толщина стены-диафрагмы.

Полагая  $\delta_r = \delta_w$ , получим

$$\frac{P_r l^3}{27 I_1} \left( 2 + \frac{9 k k' - 1}{1 + 2(k + k') + 3 k k'} \right) = \frac{P_w}{t} \left( 5 + 8 \frac{h^2}{l^2} \right), \quad (5.9)$$

откуда с учетом (5.8) можно найти значения  $P_r$  и  $P_w$ .

Результаты расчета системы в упругой стадии показывают, что основная часть горизонтальной нагрузки воспринимается стеной-диафрагмой, а на раму приходится незначительная доля нагрузки. Этот результат согласуется с данными экспериментальных исследований стен-диафрагм, пока в них не возникают первые трещины. Таким образом, на стену-диафрагму приходится большая часть внешней горизонтальной нагрузки и при экспериментальных исследованиях первые трещины возникают в стенах-диафрагмах до их появления в элементах каркасов.

С развитием трещин в стене-диафрагме распределение нагрузки между рамой и стеной-диафрагмой изменяется. Формула, предложенная Т. Танигучи, для этой стадии имеет вид:

$$D = \frac{J_w}{J_r} \frac{1}{1 + 3.5 (l/h)^2}, \quad (5.10)$$

где  $D$  — отношение нагрузок на стену-диафрагму и колонну;  $J_r$  — момент инерции поперечного сечения колонны;  $J_w$  — момент инерции поперечного сечения стены.

Для рамно-связевых каркасов справедливы положения:

1. Поскольку толщина стены-диафрагмы мала по сравнению с элементами рамы, в стене возникают растягивающие напряжения от усадки бетона, которые следует учитывать как внутренние напряжения в начальной стадии работы.

2. Даже если стена-диафрагма устанавливается внутрь каркаса, в качестве конструктивных мероприятий следует предусматривать тщательную установку арматурных стержней. В противном случае в стенах-диафрагмах задолго до достижения расчетных усилий в рамах будут возникать трещины, которые по меньшей мере портят внешний вид конструкций.

3. Горизонтальная нагрузка, воспринимаемая рамами до возникновения трещин в стенах-диафрагмах, весьма мала, однако после развития трещин она становится значительной. Целесообразно проектировать рамы из условия восприятия возрастающих нагрузок после образования трещин в стенах-диафрагмах, даже когда последние запроектированы достаточно прочными.

4. Несущая способность рамно-связевых каркасов со стенами-диафрагмами, содержащими проемы, не очень отличается от несущей способности каркасов без стен-диафрагм.

4) *Подпорные стены.* Существует много сооружений, предназначенных для восприятия нагрузок от грунта, таких, как подпорные стены, пилоны, молы, защитные береговые сооружения и т. п. Рассмотрим в качестве примера L-образную подпорную стену, показанную на рис. 5.6. Когда происходит землетрясение, подпорная стена воспринимает давление от грунта засыпки и часто теряет устойчивость от опрокидывания или скольжения. Внешние нагрузки, действующие на стену, включают в себя вес стены  $W_0$ , сейсмическую силу  $P_0$ , вес  $W_1$  и сейсмическую силу  $E_1$  от грунта, расположенного над консолью фундаментной плиты, давление  $E_2$  грунта за тыльной плоскостью стенки. К силам, противодействующим внешним нагрузкам, относятся давление  $E_3$  грунта на фронтальную плоскость стенки и силы реакции в вертикальном и горизонтальном направлениях вдоль подошвы фундаментной плиты  $AB$ .

В соответствии с методом коэффициента сейсмической нагрузки

$P_0 = k_h W_0$  и  $E_1 = k_h W_1$ , причем  $k_h$  — коэффициент горизонтальной сейсмической нагрузки.

Величины  $E_2$  и  $E_3$  определяются с помощью расчетных формул, рассмотренных в разделе 7.4, и равны:

$$E_2 = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2 \theta \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin \varphi \sin(\varphi - \theta)}{\cos \theta}} \right]^2} \frac{w H_1^2}{2}; \quad (5.11)$$

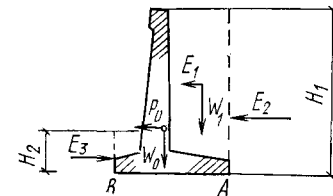


Рис. 5.6

$$E_3 = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2 \theta \left[ 1 - \sqrt{\frac{\sin \varphi \sin(\varphi - \theta)}{\cos \theta}} \right]^2} \cdot \frac{\omega H_2^2}{2}, \quad (5.12)$$

где  $\varphi$  — угол внутреннего трения грунта. Выражения (5.11) и (5.12) получены на основании статической теории давления грунта в предположении, что поверхность грунта наклонена под углом  $\theta = \arctg k_h$ .

## 5.2. ДИНАМИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ (УПРУГИЕ СИСТЕМЫ)

### 1) Введение

Согласно методу коэффициента сейсмической нагрузки, действующая на каждый элемент сила инерции равна произведению массы элемента и эмпирического коэффициента, величина которого для всех элементов принимается одинаковой. Однако поскольку элементы при землетрясениях колеблются по-разному, трудно на основании весьма упрощенного метода расчета получить результаты, обеспечивающие надежность проектируемого объекта.

В течение последних двадцати лет была разработана методика более точного расчета, согласно которой величины сейсмических нагрузок определяются в зависимости от особенностей работы конструкций при землетрясениях. Метод расчета, при котором сейсмические нагрузки определяются указанным способом, называется динамическим расчетом. Он разработан недавно, и существует ряд проблем, требующих его уточнения. Тем не менее даже при ограниченном объеме информации, при применении динамического анализа можно обеспечить требуемую надежность проектируемых сооружений. Этот вывод был недавно подтвержден анализом повреждений зданий при землетрясении Токачи, 1968.

Динамический анализ в том виде, как он сейчас используется, можно разделить на два подхода — один для упругодеформирующихся сооружений и второй для пластически деформирующихся. Такая классификация учитывает тот факт, что сооружения также можно разделить на два вида в зависимости от их ответственности и назначения; сооружения, в которых напряжения не превосходят предела упругости даже при сильных сейсмических воздействиях, и сооружения, в которых предел упругости превышает и допускается образование небольших трещин. Так, плотины относятся к первому, а здания — ко второму виду сооружений.

### 2) Упругие системы с одной степенью свободы

1) *Теоретические основы определения реакции при динамическом воздействии.* Сооружения работают упруго до тех пор, пока деформации остаются в определенных пределах, которые обычно называют пределом упругой работы. Величина этого предела зависит от типа конструктивного решения. Так, стальные конструк-

ции сохраняют упругую работу до тех пор, пока их деформации не становятся относительно большими, а земляные сооружения характеризуются неупругой работой даже при очень малых деформациях. В этом разделе рассматривается сейсмическая реакция упругих систем.

На рис. 5.7 показана рама с жестким ригелем и двумя гибкими колоннами. Вся масса рамы считается сосредоточенной в уровне ригеля. Это наиболее простая модель упругой системы с одной степенью свободы.

Когда рама совершает колебания при землетрясении, ригель перемещается в горизонтальном направлении, а колонны рамы изгибаются. При такой схеме деформирования силы инерции и реакции от изгиба колонн считаются приложенными к массе. Учитываются также различные физические явления, вызывающие затухание колебаний:

1. Рассеяние энергии волн через фундамент сооружения в грунт.
2. Рассеяние энергии волн в окружающие сооружение воздух и воду.
3. Трение в опорных устройствах и в материале конструкций.

Из всех указанных явлений наибольшее значение для инженерных сооружений имеет рассеяние энергии при отражении волн в грунт.

Процессы рассеяния энергии колебаний изучены пока недостаточно. Для упрощения математических преобразований в большинстве аналитических исследований механизм затухания моделируется с помощью демпферов, присоединенных к сооружению. При этом сила сопротивления в демпфере принимается пропорциональной относительной скорости перемещения его концов.

Уравнение колебаний массы при сейсмическом воздействии имеет следующий вид:

$$m \frac{d^2(U + y)}{dt^2} = -ky - c \frac{dy}{dt},$$

где  $m$  — масса;  $k$  — коэффициент жесткости колонн;  $c$  — коэффициент трения в демпфере;  $U$  — перемещение грунта в зафиксированной в пространстве системе координат;  $y$  — перемещение массы относительно грунта.

Это уравнение можно представить в виде

$$m \frac{d^2 y}{dt^2} + c \frac{dy}{dt} + ky = -m\ddot{U}. \quad (5.13)$$

Теперь можно отметить следующее. Движение сооружения относительно грунта при сейсмическом воздействии аналогично движению под действием силы инерции, величина которой равна произведению массы сооружения на сейсмическое ускорение грунта,

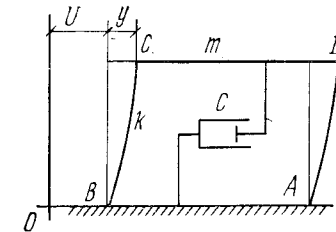


Рис. 5.7

а направление противоположно сейсмическому ускорению. Это выражение принципа Даламбера, который применим также к системам со многими степенями свободы. Принцип Даламбера занимает очень важное место в теории сейсмостойкости сооружений.

Уравнение (5.13) можно также записать в форме

$$\frac{d^2 y}{dt^2} + 2ph \frac{dy}{dt} + p^2 y = -\ddot{U} \quad (5.14)$$

при

$$p = \sqrt{\frac{k}{m}}, \quad h = \frac{c}{2\sqrt{mk}}, \quad (5.15)$$

где  $p$  — собственная частота колебаний рамы без учета затухания;  $h$  — параметр, характеризующий силу затухания.

Поскольку в начале землетрясения сооружение находится в состоянии покоя, получаем следующие начальные условия при  $t = 0$

$$y = 0, \quad \frac{dy}{dt} = -\dot{U}(0).$$

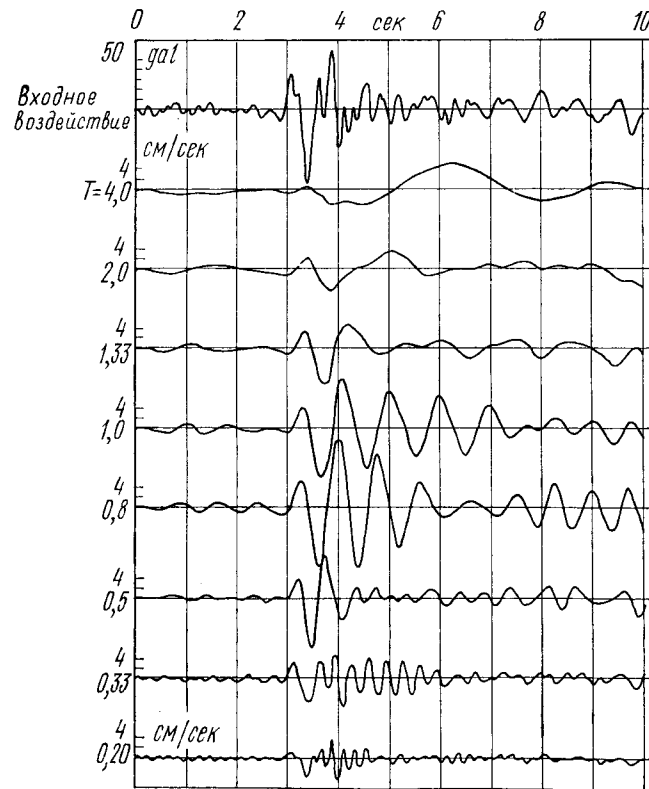


Рис. 5.8. Реакция сооружений (скорости колебаний) при землетрясении Токио 1923

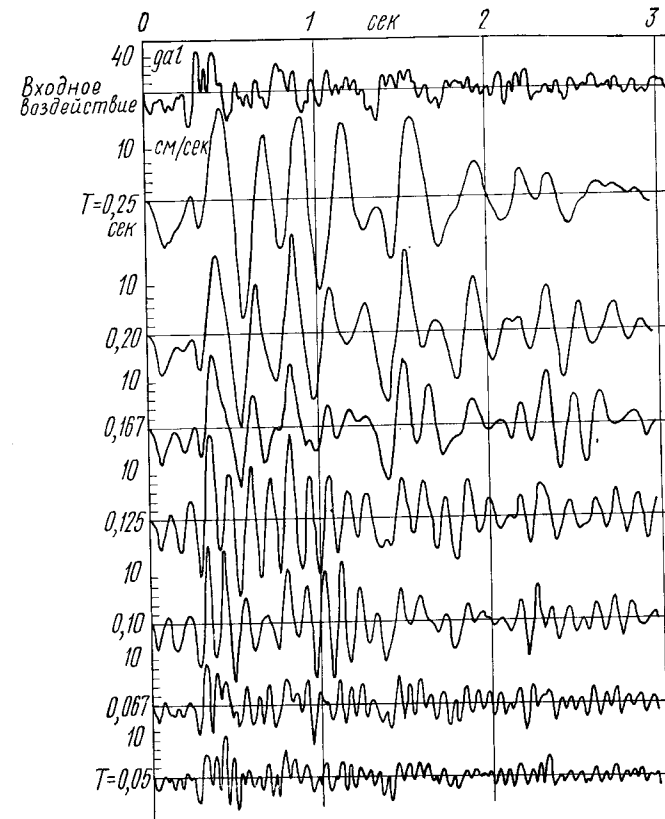


Рис. 5.9. Реакция сооружений (скорости колебаний) при землетрясении Кинугава 1923

С учетом этих начальных условий решение уравнения (5.14) имеет вид

$$y = -\frac{1}{p_1} \int_0^t \ddot{U}(\tau) \exp\{-ph(t-\tau)\} \sin p_1(t-\tau) d\tau, \quad (5.16)$$

где  $p_1 = p\sqrt{1-h^2}$ .

Величина  $y$  называется реакцией системы в форме относительных перемещений или относительным перемещением.

На рис. 5.8 и 5.9 приведены два примера относительных скоростей реакции сооружений с разными частотами собственных колебаний. В обоих случаях коэффициент затухания принят равным 0,1. Для случая на рис. 5.8 входной процесс ускорений был принят по данным инструментальных записей в Токио землетрясения с магнитудой  $M = 6.0$ , эпицентр которого был расположен в восточной части префектуры Токио. Для случая на рис. 5.9 в качестве входной акселерограммы использованы результаты записей вблизи

зи электростанции Кинугава землетрясения с магнитудой  $M = 5.5$ , эпицентр которого приходился на юго-западную часть префектуры Ибараги. Первая запись получена на делювиальном грунте, а вторая на скальном основании. Как видно из приведенных рисунков, реакция системы при заданном землетрясении сильно изменяется в зависимости от периода собственных колебаний.

Обозначим

$$\left. \begin{aligned} a(t, p) &= \int_0^t \ddot{U}(\tau) \exp\{-ph(t-\tau)\} \cos p_1 \tau d\tau; \\ b(t, p) &= \int_0^t \ddot{U}(\tau) \exp\{-ph(t-\tau)\} \sin p_1 \tau d\tau \end{aligned} \right\} \quad (5.17)$$

$$\text{и} \quad S(t, p) = \sqrt{a^2(t, p) + b^2(t, p)}, \quad \operatorname{tg} \varepsilon(t) = b/a. \quad (5.18)$$

Тогда уравнение (5.16) принимает вид

$$y = -\frac{1}{p_1} (a \sin p_1 t - b \cos p_1 t) = -\frac{1}{p_1} S \sin [p_1 t - \varepsilon(t)]. \quad (5.19)$$

Относительная скорость получается после дифференцирования  $y$  по  $t$

$$v = -\sqrt{\left(1 + \frac{p^2 h^2}{p_1^2}\right)} S \cos [p_1 t - \varepsilon'(t)], \quad (5.20)$$

$$\text{где} \quad \operatorname{tg} \varepsilon'(t) = \left(\frac{b}{a} - \frac{ph}{p_1}\right) / \left(1 + \frac{ph}{p_1} \frac{b}{a}\right).$$

Относительное ускорение может быть получено после двойного дифференцирования  $y$  по  $t$ , однако для прикладных задач эта величина имеет небольшое значение. Более важным является абсолютное ускорение, определяемое выражением

$$\alpha = \ddot{U} + \frac{d^2 y}{dt^2}.$$

Отсюда следует, что

$$\alpha = p_1 \left(1 + \frac{p^2 h^2}{p_1^2}\right) S \sin [p_1 t - \varepsilon''(t)], \quad (5.21)$$

где

$$\operatorname{tg} \varepsilon''(t) = \left[-\frac{2ph}{p_1} + \left(1 - \frac{p^2 h^2}{p_1^2}\right) \frac{b}{a}\right] / \left(1 - \frac{p^2 h^2}{p_1^2} + \frac{2ph}{p_1} \frac{b}{a}\right).$$

С учетом полученных выше выражений можно установить следующие особенности реакции систем:

1) реакция существенно зависит от частоты собственных колебаний сооружения;

2) перемещения системы определяются в основном формой колебаний, очень близкой к собственной форме колебаний сооружения;

3) перемещения обычно малы, а ускорения велики для достаточно жестких сооружений (с малыми периодами собственных колебаний). Для гибких сооружений (с длинными периодами), наоборот, перемещения сравнительно велики, а ускорения достаточно малы. Эти выводы очень важны с точки зрения практики проектирования и строительства;

4) форма колебательного процесса  $\ddot{U}$  в моменты времени, предшествующие рассматриваемому моменту  $t$ , оказывает некоторое влияние на амплитуды колебаний. Для более удаленных по времени фаз входного процесса это влияние ничтожно. Кроме того, влияние формы сейсмического процесса даже в течение очень короткого промежутка времени на амплитуды колебаний сооружения в момент  $t$  весьма существенно только при малых собственных периодах. Напротив, при длинных периодах собственных колебаний процесс сейсмического воздействия за достаточно большой интервал времени оказывает некоторое влияние на характер колебаний конструкций. Этот вывод также важен для строительной практики;

5) при землетрясениях большой магнитуды часто наблюдалось, что в период основной фазы сейсмических возмущений проявляются несколько циклов длиннопериодных колебаний с близкими амплитудами. В таких случаях реакция сооружения может увеличиться после прохождения основной фазы землетрясения, если период собственных колебаний сооружения совпадает с периодом изменения ускорений при землетрясении.

Наиболее важными параметрами реакции для проектирования сооружений являются максимальные значения относительных перемещений, относительных скоростей и абсолютных ускорений. Максимумы этих величин наступают в разные моменты времени, которые можно определить с помощью численного интегрирования уравнений.

Однако с помощью уравнений (5.19)–(5.20) можно получить приближенные оценки, предполагая, что эти моменты времени совпадают с моментом достижения максимального значения  $S$ . Обозначим этот максимум через  $S_v$ , тогда

$$S_v = [V a^2(t, p) + b^2(t, p)]_{\max}. \quad (5.22)$$

$$\text{Из выражения (5.20) } v_{\max} \approx S_v. \quad (5.23)$$

Аналогично из уравнений (5.19) и (5.21) получаем:

$$y_{\max} \approx \frac{S_v}{p}; \quad (5.24)$$

$$\alpha_{\max} \approx p S_v. \quad (5.25)$$

Теперь очевидно, что  $S_v$  является очень важной величиной, поскольку максимальные значения  $y$ ,  $v$  и  $\alpha$  определяются через  $S_v$ . При заданном сейсмическом воздействии  $S_v$  характеризуется периодом собственных колебаний и параметром затухания соору-

жения. В тех случаях, когда  $S_b$  рассматривается в функции частоты  $p$ , она называется спектром скорости реакции системы.

Согласно акселерограмме на рис. 5.8, зарегистрированной в Токио, во входном сейсмическом воздействии преобладает цикл колебаний с периодом порядка 0,5 с, на который накладываются волны с более короткими периодами. Максимальное ускорение составило 74 gal и характеризовало гармонику с периодом 0,5 с. По акселерограмме на рис. 5.9, зарегистрированной на электростанции Кинугава, период преобладающей волны был равен 0,35 с, а на

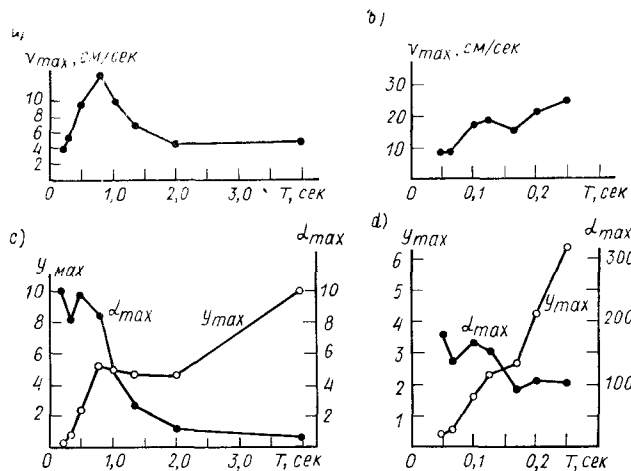


Рис. 5.10. Спектры реакции при землетрясениях Токио 101 (а, с) и Кинугава 12 В (b, d)

нее накладывались более короткопериодные волны. Максимальное ускорение 47 gal характеризовало короткопериодные колебания.

Максимальные значения параметров реакции для разных периодов собственных колебаний показаны на рис. 5.10, а и b. Как показывают результаты вычислений, для записи в Токио величина  $v_{max}$  достигает максимального значения при  $T = 0,8$  с, возрастая с  $T$  в области малых периодов и оставаясь практически постоянной в области длинных периодов. Для записи на электростанции Кинугава  $v_{max}$  увеличивается с ростом  $T$ , но, по-видимому, приближается к постоянному значению при дальнейшем увеличении периода. Приближенные значения  $y_{max}$  и  $\alpha_{max}$  определяются с помощью выражений (5.23)–(5.25) и показаны на рис. 5.10, c, d. Они свидетельствуют об увеличении  $y_{max}$  и уменьшении  $\alpha_{max}$  с ростом  $T$ .

2) Реакция систем при землетрясениях. Для применения теории к расчетам сооружений необходимо знать характер изменения  $U(t)$ . Несмотря на предпринимаемые усилия по накоплению данных о сильных землетрясениях, имеющаяся информация еще далеко не достаточна.

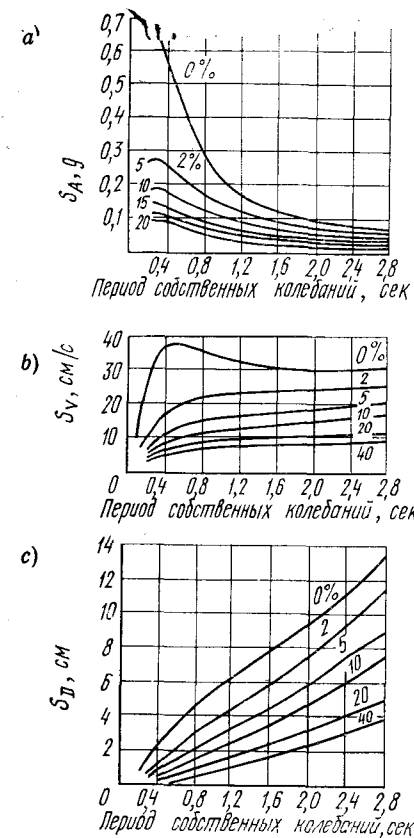


Рис. 5.12. Спектр ускорений при максимальном ускорении входного воздействия 0,2 g (данные проф. Т. Такада)

Рис. 5.11. Спектры реакции (данные проф. Дж. Хаузнера)

Дж. Хаузнером и другими [119] собраны данные о спектрах скоростей реакции систем при многих сильных землетрясениях, зарегистрированных на территории США, и показано, что кривые на рис. 5.11, b отражают ряд общих закономерностей спектров скорости реакции. Так, в интервале периодов  $0,8 < T < 2,8$  с спектр скорости практически постоянен, а его ординаты уменьшаются с ростом параметра затухания колебаний. Позднее этот факт был теоретически подтвержден М. Хакуно [143]. Установление факта о постоянстве величины  $S_b$  составляет одно из основных принципиальных положений анализа сейсмической реакции систем, которое положено в основу проектирования сейсмостойких сооружений. В последние годы эти исследования интенсивно развиваются.

Когда спектр  $S_b$  известен, максимальные величины относительного перемещения и абсолютного ускорения могут быть найдены с помощью выражений (5.24) и (5.25). Обозначим эти величины через  $S_A$  и  $S_D$  и изобразим соответственно на рисунках 5.11, a и 5.11, c. Как видно,  $S_A$  уменьшается и  $S_D$  увеличивается с ростом  $T$ . Это согласуется с результатами анализа сейсмической реакции систем при землетрясениях, зарегистрированных в Токио и Кинугава.



Похожие спектры были получены в результате анализа инструментальных данных, зарегистрированных в Японии. На рис. 5.12 приведены спектры ускорений, построенные Т. Такада. По оси абсцисс отложен период собственных колебаний сооружения без учета затухания, а по оси ординат — максимальные величины абсолютных ускорений реакции при максимуме ускорений входного сейсмического воздействия 200 gal. Графики показывают, что ускорения достигают максимальных значений при периоде  $T = 0,3 - 0,5$  с, с амплитудами 360 gal при  $h = 0,1$  и 470 gal при  $h = 0,05$ ,

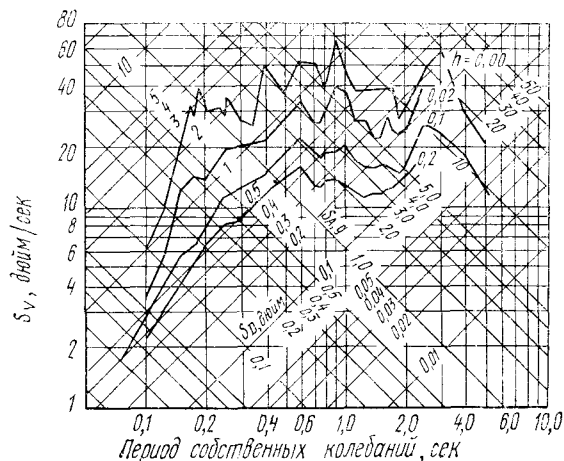


Рис. 5.13. Спектр скорости [132]

что эквивалентно увеличению в 1,8 и 2,35 раза максимальных ускорений грунта при землетрясении. При периодах, превышающих 1,5 с, ускорения систем становятся меньше максимальных ускорений грунта. Общие закономерности этих спектров аналогичны формам спектров на рис. 5.11. Спектры реакции на рис. 5.12 построены до  $T = 10$  с. Однако поскольку в основу построения рис. 5.12 положены записи не очень сильных землетрясений, до использования этих кривых при проектировании сооружений с большими периодами собственных колебаний необходимо провести дальнейшие исследования с привлечением записей сильных землетрясений.

Н. Ньюмарк [132] предложил простой метод графического представления спектров  $S_A$ ,  $S_v$  и  $S_D$  на одной диаграмме с логарифмическими шкалами. На рис. 5.13  $S_v$  откладывается по ординате, а  $S_A$  и  $S_D$  по осям, наклоненным к оси ординат под углом  $45^\circ$ . Эти кривые характеризуют спектры реакции землетрясения Эль-Центро и свидетельствуют о постоянстве спектров ускорений, перемещений и скоростей соответственно в интервалах коротких, длинных и средних периодов. Установлено, что их значения при параметре затухания  $h = 0,05 - 0,1$  приближенно равны:

$$\begin{aligned} S_A &= 2,0 \times \text{максимальное ускорение сейсмических колебаний грунта} \\ S_v &= 1,5 \times \text{максимальная скорость сейсмических колебаний грунта;} \\ S_D &= 1,0 \times \text{максимальное перемещение сейсмических колебаний} \end{aligned} \quad (5.26)$$

грунта. Спектры реакции изменяются в зависимости от характеристик сейсмических колебаний, которые определяются такими параметрами, как магнитуда землетрясения, эпицентральное расстояние, геологические особенности площадки строительства. Следовательно, от этих факторов будут зависеть и спектры реакции.

Е. Курибаяши [146] и Х. Цусида [145] раздельно исследовали особенности спектров реакции при записях разных землетрясений, полученных с помощью акселерографов SMAC. На рис. 5.14 приведены данные Е. Курибаяши по спектрам реакции систем при сейсмических воздействиях с максимальными ускорениями 200 gal, зарегистрированными на площадках с разными геологическими условиями. На основании проведенных исследований получены следующие результаты.

Параметры ускорения реакции сооружения с большим периодом собственных колебаний заметно увеличиваются по мере возрастания магнитуды землетрясения. По-видимому, это связано с ростом амплитуд длиннопериодных компонент воздействия при увеличении силы землетрясения. При близких эпицентральных расстояниях ускорения систем становятся относительно меньшими, поскольку в акселерограммах землетрясения компоненты с короткопериодными колебаниями становятся более преобладающими по сравнению с длиннопериодными составляющими. Кроме того, ускорения систем возрастают в случае рыхлых грунтов. Это происходит в связи с наличием в колебаниях рыхлых грунтов существенных длиннопериодных составляющих.

При сравнении спектров реакции систем с короткими периодами собственных колебаний различия в местных геологических условиях площадок, на которых получены записи колебаний, практически не ощутимы. В этом случае коэффициент усиления ускорений реакции системы составляет примерно 2 при параметре затухания  $h = 0,05$ .

Все рассмотренные выше спектры реакции были получены в результате соответствующей обработки инструментальных записей

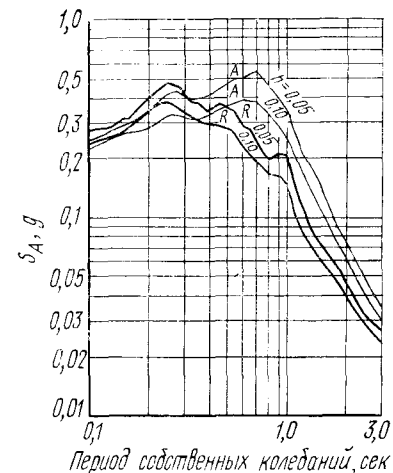


Рис. 5.14. Спектр ускорений при максимальном ускорении входного воздействия 0,2 g (данные Е. Курибаяши)

A — аллювий; R — скала

землетрясений. Поэтому особенно ценно, что они характеризуются достаточно общими закономерностями. Однако не следует забывать, что эта информация не включает данных об очень сильных землетрясениях. В настоящее время, не имея полной записи очень сильного землетрясения, невозможно точно предсказать параметры реакции сооружений при таких воздействиях. Информация о землетрясении Канто, 1923 (рис. 5.15) может служить ключом к оценке сейсмических колебаний при очень сильных землетрясениях. На рисунке приведены записи перемещений в Токио. Запись является

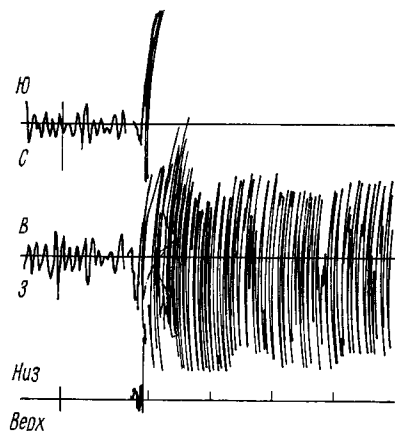


Рис. 5.15. Сейсмограммы землетрясения Канто, 1 сентября 1923

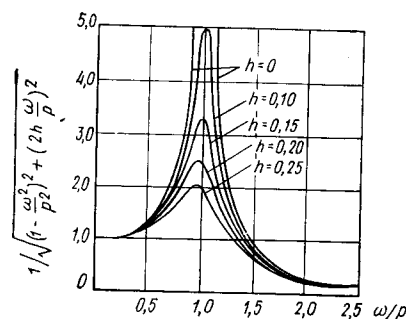


Рис. 5.16

неполной, поскольку амплитуды колебаний были настолько большими, что вышли за пределы шкалы регистрации. Однако на основании анализа характера колебаний можно получить некоторые сведения о природе сейсмического воздействия. Прежде всего в главной фазе воздействия волны колебаний практически напоминают гармонические с периодами 1—2 с и повторяющимися большими амплитудами. При землетрясениях меньших размеров редко отмечалось, чтобы волны с практически одинаковыми периодами так часто повторялись в основной фазе землетрясения. Сила землетрясения Канто оценивается магнитудой  $M = 8.16$ , а его интенсивность в Токио достигала 6 по шкале  $JMA$ . Кроме того, в центральной части Токио грунты характеризуются аллювиальными отложениями большой толщины. При подобных геологических условиях можно предположить, что гармонические волны с примерно одинаковыми периодами и большими амплитудами преобладают в главных фазах сейсмических воздействий (с определенным интервалом повторения).

При таком сейсмическом воздействии параметры реакции, по-видимому, аналогичны реакции систем при стационарном гармоническом возмущении, когда амплитуды реакции зависят от периода

собственных колебаний и характеристик затухания, как показано на рис. 5.16. Если период сейсмического воздействия примерно равен периоду собственных колебаний сооружения, т. е. сооружение попадает в состояние резонанса с внешним воздействием, амплитуды его колебаний становятся очень большими. При  $h = 0.1$  амплитуды колебаний системы в 5 раз превышают амплитуды сейсмического воздействия. Хотя мы не имели подтверждений фактам такого большого усиления амплитуд колебаний в практике землетрясений, следует все же ориентироваться на худшие случаи. Однако в общем случае при появлении такого усиления колебаний в кон-

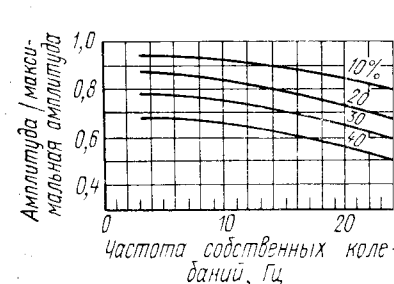


Рис. 5.17

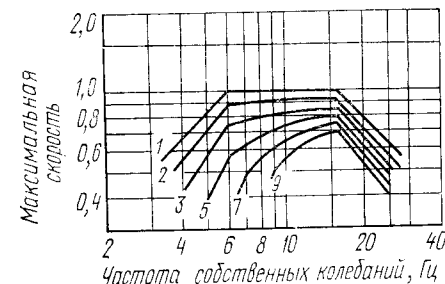


Рис. 5.18

струкциях зданий сооружения получают большие повреждения и характер их работы становится нелинейным, что приводит к значительно меньшему коэффициенту усиления по сравнению с расчетными для упругих систем.

В любом случае серьезным препятствием для надежного проектирования сейсмостойких зданий является ограниченность информации о параметрах колебания грунта при очень сильных (разрушительных) землетрясениях. Поэтому накопление этой информации представляет собой очень важную задачу.

До сих пор основное внимание обращалось на максимальные значения параметров реакции. Для того чтобы оценить влияние повторности нагружения сооружений, важны также величины и распределение близких к ним и более слабых пиков в процессе колебаний зданий.

На рис. 5.17 показаны отношения числа экстремальных точек к амплитудам в процентах от наибольшей амплитуды к общему количеству экстремальных точек процесса колебаний при воздействии, зарегистрированном на скальном грунте около электростанции Кинугава. Из этого рисунка видно, что при коротком периоде собственных колебаний различие между максимальной и минимальной амплитудами весьма значительно, что обуславливает определяющий характер максимальной амплитуды.

На рис. 5.18 приведены спектры скоростей реакции при тех же землетрясениях. Величина параметра при каждой кривой означает среднее число проявлений таких экстремальных значений скорости

в секунду, амплитуда которых больше скорости, соответствующей ординате графика. Из рисунка видно, что для максимального уровня реакции спектр ускорений постоянен для сооружений с малыми периодами, спектр скоростей — для средних периодов и спектр перемещений — для длинных периодов. Аналогичная тенденция наблюдается для спектров реакции с более низкими уровнями, однако область постоянных значений скоростей сужается по мере снижения уровня максимальных параметров реакции.

3) Теоретические основы определения реакции систем при двух динамических воздействиях. Ранее при динамическом анализе моде-

ли сооружения (см. рис. 5.7) предполагалось, что точки  $A$  и  $B$  совершают колебания по одной форме. Однако существуют такие сооружения, как мосты с большими пролетами, трубопроводы, опирающиеся на две точки в уровне разных этажей здания, которые при землетрясениях подвержены разным возмущениям на каждой опоре. В качестве иллюстрации на рис. 5.19 показано сооружение, две опоры которого  $A$  и  $B$  колеблются по разным формам.

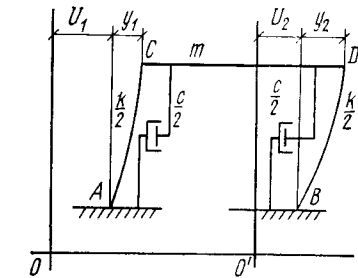


Рис. 5.19

Пусть точки начала координат  $O$  и  $O'$  фиксированы в пространстве. По отношению к этим точкам опоры  $A$  и  $B$  перемещаются по законам  $U_1$  и  $U_2$ , а точки рамы  $C$  и  $D$  получают перемещение  $y$  относительно точек  $O$  или  $O'$ . Тогда

$$y = y_1 + U_1, \quad y = y_2 + U_2. \quad (5.27)$$

Уравнение колебаний массы  $m$  имеет вид

$$m \frac{d^2 y}{dt^2} + \frac{c}{2} \left( \frac{dy_1}{dt} + \frac{dy_2}{dt} \right) + \frac{k}{2} (y_1 + y_2) = 0$$

или

$$m \frac{d^2 (y_1 + y_2)}{dt^2} + c \frac{d}{dt} (y_1 + y_2) + k (y_1 + y_2) = -m[\ddot{U}_1(t) + \ddot{U}_2(t)]. \quad (5.28)$$

Отметим, что уравнение (5.28) по форме аналогично (5.14). Отсюда можно записать

$$y_1 + y_2 = -\frac{1}{p_1} \int_0^t [\ddot{U}_1(\tau) + \ddot{U}_2(\tau)] \exp[-ph(t-\tau)] \sin p_1(t-\tau) d\tau.$$

Из выражений (5.27) следует

$$y_1 - y_2 = U_2(t) - U_1(t).$$

Окончательно получим:

$$y_1 = \frac{U_2(t) - U_1(t)}{2} - \frac{1}{p_1} \int_0^t \left[ \frac{\ddot{U}_1(\tau) + \ddot{U}_2(\tau)}{2} \right] \exp[-ph(t-\tau)] \sin p_1(t-\tau) d\tau; \quad (5.29)$$

$$y_2 = \frac{U_1(t) - U_2(t)}{2} - \frac{1}{p_1} \int_0^t \left[ \frac{\ddot{U}_1(\tau) + \ddot{U}_2(\tau)}{2} \right] \exp[-ph(t-\tau)] \sin p_1(t-\tau) d\tau. \quad (5.30)$$

### 3) Упругие системы с многими степенями свободы

1. Нормальные (главные) координаты. Для анализа колебаний систем со многими степенями свободы удобно ввести нормальные или главные координаты. Поэтому ниже приводятся краткие сведения о нормальных координатах.

При описании колебаний систем, с которыми мы имели дело до сих пор, отклонение от состояния равновесия определялось только одной переменной. При рассмотрении сложного сооружения необходимо в общем случае ввести несколько независимых переменных.

Пусть  $n$  независимых переменных необходимы и достаточны для описания отклонения от состояния равновесия

$$\{q\} = q_1, q_2, \dots, q_n. \quad (5.31)$$

$\{q\}$  называются обобщенными координатами и являются в случае колебания сооружения функциями времени.

Потенциальная энергия сооружения в определенный момент времени определяется в форме

$$U = \frac{1}{2} \{b_{11} q_1 q_1 + b_{12} q_1 q_2 + b_{13} q_1 q_3 + \dots + b_{21} q_2 q_1 + b_{22} q_2 q_2 + b_{23} q_2 q_3 + \dots\}, \quad (5.32)$$

а кинетическая энергия в форме

$$L = \frac{1}{2} \{a_{11} \dot{q}_1 \dot{q}_1 + a_{12} \dot{q}_1 \dot{q}_2 + a_{13} \dot{q}_1 \dot{q}_3 + \dots + a_{21} \dot{q}_2 \dot{q}_1 + a_{22} \dot{q}_2 \dot{q}_2 + a_{23} \dot{q}_2 \dot{q}_3 + \dots\}. \quad (5.33)$$

В матричной форме эти выражения имеют вид:

$$U = \frac{1}{2} \{q\}^T [b] \{q\}; \quad (5.34)$$

$$L = \frac{1}{2} \{\dot{q}\}^T [a] \{\dot{q}\}, \quad (5.35)$$

где

$$[a] = \begin{bmatrix} a_{11} & a_{12} & \dots \\ a_{21} & a_{22} & \dots \\ \dots & \dots & \dots \\ a_{n1} & a_{n2} & \dots \end{bmatrix}, \quad [b] = \begin{bmatrix} b_{11} & b_{12} & \dots \\ b_{21} & b_{22} & \dots \\ \dots & \dots & \dots \\ b_{n1} & b_{n2} & \dots \end{bmatrix}.$$

Элементы матриц могут быть выбраны так, что справедливо  $a_{ij} = a_{ji}$  и  $b_{ij} = b_{ji}$ .

Выражения для потенциальной и кинетической энергии в форме (5.32) и (5.33) являются достаточно сложными. Существует и другой способ выбора координат, который приводит к более простым выражениям для энергии. Обозначим эти координаты через

$$\{Q\} = Q_1, Q_2, \dots, Q_n, \quad (5.36)$$

а (5.32) и (5.33) представим в форме

$$U = \frac{1}{2} \{p\}^2 Q_1^2 + p_2^2 Q_2^2 + \dots + p_n^2 Q_n^2, \quad (5.37)$$

$$L = \frac{1}{2} \{\dot{Q}\}^2 + \dot{Q}_2^2 + \dots + \dot{Q}_n^2, \quad (5.38)$$

где  $p_1, p_2, \dots$  — положительные константы.

Сравнивая эти выражения с (5.32) и (5.33), можно заметить, что смешанные члены в них исчезают.

В матричном виде их можно представить таким образом

$$U = \frac{1}{2} \{Q\}^T [p^2] \{Q\} \quad (5.39)$$

$$L = \frac{1}{2} \{\dot{Q}\}^T [I] \{\dot{Q}\}, \quad (5.40)$$

где

$$[p^2] = \begin{bmatrix} p_1^2 & 0 & \dots \\ 0 & p_2^2 & \dots \\ \dots & \dots & \dots \end{bmatrix} \quad \text{и} \quad [I] = \begin{bmatrix} 1 & 0 & \dots \\ 0 & 1 & \dots \\ \dots & \dots & \dots \end{bmatrix}.$$

Между  $\{Q\}$  и  $\{q\}$  существуют следующие линейные соотношения

$$q_1 = \varphi_{11} Q_1 + \varphi_{12} Q_2 + \dots \quad (5.41)$$

$$q_2 = \varphi_{21} Q_1 + \varphi_{22} Q_2 + \dots$$

$$\dots \dots \dots$$

или в матричной форме

$$\{q\} = [\varphi] \{Q\}, \quad (5.42)$$

где

$$[\varphi] = \begin{bmatrix} \varphi_{11} & \varphi_{12} & \dots \\ \varphi_{21} & \varphi_{22} & \dots \\ \dots & \dots & \dots \end{bmatrix}.$$

Для того, чтобы каждая компонента координат  $\{q\}$  была линейно независима, определитель  $[\varphi]$  не должен равняться нулю

$$|\varphi| \neq 0. \quad (5.43)$$

Координаты  $\{Q\}$  называются нормальными или главными координатами,  $[\varphi]$  — функции, представляющие отношение между обобщенными координатами и нормальными координатами, называются функциями форм собственных колебаний. Вектор, составляющими которого являются  $\varphi_{1i}, \varphi_{2i}, \dots, \varphi_{ni}$ , т. е.  $i$ -тый вектор-столбец матрицы  $[\varphi]$ , есть не что иное как величина вектора  $\{q\}$ , соответствующая  $Q_i$ . Вектор, составленный таким образом и относящийся к  $i$ -той собственной форме, обозначим  $\{\varphi_i\}$ .

Подставляя (5.42) в (5.34) и (5.35), получаем:

$$U = \frac{1}{2} ([\varphi] \{Q\})^T [b] [\varphi] \{Q\} = \frac{1}{2} \{Q\}^T [\varphi]^T [b] [\varphi] \{Q\};$$

$$L = \frac{1}{2} ([\varphi] \{\dot{Q}\})^T [a] [\varphi] \{\dot{Q}\} = \frac{1}{2} \{\dot{Q}\}^T [\varphi]^T [a] [\varphi] \{\dot{Q}\}.$$

Для того чтобы эти выражения можно было представить в форме, аналогичной уравнениям (5.39) и (5.40), необходимо, чтобы выполнялись следующие соотношения:

$$[\varphi]^T [b] [\varphi] = [p^2]; \quad (5.44)$$

$$[\varphi]^T [a] [\varphi] = [I]. \quad (5.45)$$

Доказано, что матрица  $[\varphi]$ , удовлетворяющая соотношениям (5.44) и (5.45), существует, если  $[b]$  и  $[a]$  являются симметричными и положительно определенными матрицами. Поскольку правые части уравнений (5.44) и (5.45) представляют собой диагональные матрицы, получим:

$$\{\varphi_i\}^T [b] \{\varphi_j\} = 0; \quad (5.46)$$

$$\{\varphi_i\}^T [a] \{\varphi_j\} = 0, \quad \text{при } i \neq j.$$

Это свидетельствует об ортогональности собственных форм. Из выражения (5.45) также получаем

$$\{\varphi_i\}^T [a] \{\varphi_i\} = 1. \quad (5.47)$$

Формы собственных колебаний, которые удовлетворяют условию (5.47), называются нормированными.

Формы собственных колебаний можно определить с помощью выражений (5.44) и (5.45). Пусть  $\lambda$  — произвольный параметр.

Умножая  $\lambda$  на выражение (5.45) и вычитая из произведения (5.44), получим

$$[\varphi]^T [\lambda a - b] [\varphi] = [\lambda - p_i^2]. \quad (5.48)$$

Предположим, что  $\lambda$  выбрано так, что

$$\lambda = p_i^2. \quad (5.49)$$

Тогда

$$[\varphi]^T [p_i^2 a - b] \{\varphi_i\} = \{0\}.$$

Это выражение представляет собой систему из  $n$  однородных уравнений относительно  $n$  компонентов вектора  $[p_i^2 a - b] \{\varphi_i\}$ . Поскольку определитель  $\{\varphi\}$  не равен нулю, каждый компонент вектора

$$[p_i^2 a - b] \{\varphi_i\}$$

должен быть равен нулю. Отсюда

$$[p_i^2 a - b] \{\varphi_i\} = 0. \quad (5.50)$$

Система из  $n$  однородных уравнений для  $n$  компонентов  $\{\varphi_i\}$  имеет нетривиальное решение относительно  $\{\varphi_i\}$ , если существует определитель

$$|p_i^2 a - b| = 0. \quad (5.51)$$

Это уравнение  $n$ -го порядка относительно  $p_i^2$  имеет в общем случае  $n$  решений. В математике доказано, что все эти решения являются положительными. Таким образом можно определить  $p_i$  из решения (5.51), а нетривиальное решение уравнения (5.50) определяет соотношения

$$\varphi_{1i} : \varphi_{2i} : \varphi_{3i} : \dots,$$

которые характеризуют  $i$ -тую форму собственных колебаний.

Уравнения колебаний в форме Лагранжа можно представить следующим образом:

$$\frac{d}{dt} \frac{\partial L}{\partial \dot{q}_i} + \frac{\partial U}{\partial q_i} = f_i, \quad (i = 1, 2, \dots, n), \quad (5.52)$$

где  $f_i$  — компонент внешней силы, соответствующий обобщенной координате  $q_i$ .

Эти уравнения можно также записать в нормальных координатах

$$\frac{d}{dt} \frac{\partial L}{\partial \dot{Q}_i} + \frac{\partial U}{\partial Q_i} = F_i, \quad (i = 1, 2, \dots, n), \quad (5.53)$$

где  $F_i$  — компонент внешней силы, соответствующий координате  $Q_i$ .

Чаще всего в практике расчетов внешняя нагрузка задается матрицей  $\{f_i\}$ . В этом случае для определения  $F_i$  удобно использовать принцип виртуальных работ. Пусть  $\{\Delta q_i\}$  — приращение век-

тора  $\{q\}$ , вызванное увеличением  $Q_i$  на величину  $\Delta Q_i$ . Тогда в соответствии с принципом виртуальных работ

$$\Delta Q_i F_i = \{\Delta q_i\}^T \{f\}. \quad (5.54)$$

Из соотношения (5.42) имеем

$$\{\Delta q_i\} = \{\varphi_i\} \Delta Q_i.$$

Подставляя это выражение в (5.54), получаем

$$\Delta Q_i F_i = \Delta Q_i \{\varphi_i\}^T \{f\}.$$

Откуда

$$F_i = \{\varphi_i\}^T \{f\}. \quad (5.55)$$

После подстановки выражений (5.39) и (5.40) вместо  $U$  и  $L$  в уравнение (5.53) уравнение колебаний принимает вид:

$$\frac{d^2 Q_i}{dt^2} + p_i^2 Q_i = \{\varphi_i\}^T \{f\}, \quad (i = 1, 2, \dots, n). \quad (5.56)$$

Выражение (5.56) характеризует  $n$  связанных уравнений, однако в действительности оно сводится к системе из  $n$  независимых уравнений. Поэтому каждое из них может быть решено отдельно для каждой компоненты  $Q_i$ . Эта одна из наиболее важных особенностей нормальных координат.

При наличии сил затухания формы колебаний по разным нормальным координатам не являются независимыми, за исключением некоторых специальных случаев. Однако когда силы затухания малы, часто в качестве обоснованного приближения принимают, что формы колебаний взаимно независимы, а уравнение можно представить в виде:

$$\frac{d^2 Q_i}{dt^2} + 2h_i p_i \frac{dQ_i}{dt} + p_i^2 Q_i = \{\varphi_i\}^T \{f\}, \quad (i = 1, 2, \dots, n), \quad (5.57)$$

где  $h_i$  — параметр затухания колебаний по  $i$ -той нормальной форме.

В этом случае форму колебаний, соответствующую каждой нормальной координате, определяют независимо от других форм.

Выше предполагалось, что формы собственных колебаний удовлетворяют условиям нормирования. Однако иногда они используются без предварительного нормирования. В этом случае выражение (5.57) может быть видоизменено. Пусть  $[\varphi']$  — форма, не удовлетворяющая условиям нормирования, а  $[Q']$  — соответствующие нормальные координаты. Тогда справедливо соотношение

$$\{q\} = [\varphi'] [Q']. \quad (5.58)$$

Величина  $\{q\}$  в выражении (5.58) должна быть аналогичной значению в (5.42), т. е.

$$[\varphi] \{Q\} = [\varphi'] [Q'].$$

Следовательно:

$$[\varphi] \{Q_i\} = [\varphi'] \{Q'_i\}. \quad (5.59)$$

Между  $\{\varphi_i'\}$  и  $\{\varphi_i\}$  существует пропорциональность

$$\{\varphi_i'\} = \alpha_i \{\varphi_i\}. \quad (5.60)$$

Откуда

$$\{Q_i\} = \alpha_i \{Q_i'\}, \quad (5.61)$$

где  $\alpha_i$  — константа.

Подставляя (5.60) и (5.61) в уравнение (5.57), получаем

$$\alpha_i \left\{ \frac{d^2 Q_i'}{dt^2} + 2h_i p_i \frac{dQ_i'}{dt} + p_i^2 Q_i' \right\} = \frac{\{\varphi_i'\}^T \{f\}}{\alpha_i}. \quad (5.62)$$

Значения  $\alpha_i$  определяются с помощью соотношения (5.47). После подстановки (5.60) в (5.47) имеем

$$\frac{1}{\alpha_i^2} \{\varphi_i'\}^T [a] \{\varphi_i'\} = 1, \quad (5.63)$$

а уравнение (5.62) принимает вид

$$\frac{d^2 Q_i}{dt^2} + 2h_i p_i \frac{dQ_i}{dt} + p_i^2 Q_i = \frac{\{\varphi_i\}^T \{f\}}{\{\varphi_i\}^T [a] \{\varphi_i\}}, \quad (5.64)$$

где штрихи для простоты опущены. Мы получили дифференциальное уравнение колебаний в нормальных координатах.

2. *Теоретические основы определения реакции систем при землетрясениях.* Вынужденные колебания систем со многими степенями свободы в общем случае описываются уравнениями (5.64) в нормальных координатах. В частности, если внешняя нагрузка представляет собой сейсмическую инерционную силу,  $\{f\}$  определяется произведением каждой массы на сейсмическое ускорение грунта.

В качестве примера рассмотрим многоэтажную раму на рис. 5.20. Уравнения колебаний в этом случае:

$$\frac{d^2 Q_i}{dt^2} + 2h_i p_i \frac{dQ_i}{dt} + p_i^2 Q_i = -\mu_i \ddot{U}, \quad (5.65)$$

где  $\ddot{U}$  — ускорение грунта и

$$\mu_i = \frac{\{\varphi_i\}^T \{m\}}{\{\varphi_i\}^T [a] \{\varphi_i\}}, \quad (5.66)$$

$$\{m\} = \begin{Bmatrix} m_1 \\ m_2 \\ \vdots \\ m_n \end{Bmatrix}, \quad [a] = \begin{bmatrix} m_1 & 0 & \dots & 0 \\ 0 & m_2 & \dots & 0 \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ 0 & 0 & \dots & m_n \end{bmatrix}.$$

Коэффициенты  $\mu_i$  представляют собой параметры распределения ускорений грунта по каждой собственной форме. Поэтому они рассматриваются как коэффициенты вклада отдельных форм.

Решение уравнения (5.65) определяет колебания сооружения в нормальных координатах. Поскольку по форме (5.65) совпадает с (5.14), его решение

$$Q_i = -\frac{\mu_i}{p_i \sqrt{1-h_i^2}} \int_0^t \ddot{U}(\tau) \exp[-p_i h_i (t-\tau)] \times \\ \times \sin p_i \sqrt{1-h_i^2} (t-\tau) d\tau. \quad (5.67)$$

Тогда колебание каждого перекрытия рамы

$$y_j = \varphi_{j1} Q_1 + \varphi_{j2} Q_2 + \varphi_{j3} Q_3 + \dots = \sum_i \varphi_{ji} Q_i, \quad (5.68)$$

где  $y_j$  — перемещение рамы в уровне перекрытия  $j$ ;  
 $\varphi_{ji}$  — ордината  $i$ -той собственной формы в уровне  $j$ .

Далее, если принять перемещение центра масс  $\{m\}$  равным  $y$ , то

$$y = \frac{\{y_j\}^T \{m\}}{M} = \sum \frac{M_{ei}}{M} \left\{ \frac{-1}{p_i \sqrt{1-h_i^2}} \int_0^t \ddot{U}(\tau) \times \right. \\ \left. \times \exp[-p_i h_i (t-\tau)] \sin p_i \sqrt{1-h_i^2} (t-\tau) d\tau, \right. \quad (5.69)$$

где

$$M = \sum m_i, \quad M_{ei} = \frac{(\{\varphi_i\}^T \{m\})^2}{\{\varphi_i\}^T [a] \{\varphi_i\}}.$$

Член в фигурных скобках в уравнении (5.69) представляет собой перемещение по  $i$ -той форме при независимом действии  $\ddot{U}$ , а  $M_{ei}$  называется эквивалентной (приведенной) массой для  $i$ -той формы собственных колебаний. Перемещение центра масс  $\{m\}$  представляет собой сумму перемещений эквивалентных масс для каждой формы, которые могут быть определены как реакция одномассовой системы при заданной сейсмической нагрузке.

3) *Определение максимальных прогибов.* Максимальный прогиб может быть найден с помощью выражения (5.68). Однако его точное определение настолько трудоемко, что обычно в практике используются следующие приближенные простые методы вычисления максимального прогиба:

1. Определяется сумма абсолютных максимальных значений членов ряда

$$|y_{j, \text{макс}}| = |\varphi_{j1} Q_{1, \text{макс}}| + |\varphi_{j2} Q_{2, \text{макс}}| + |\varphi_{j3} Q_{3, \text{макс}}| + \dots \quad (5.70)$$

2. Находится корень квадратный из суммы квадратов членов

$$|y_{j, \text{макс}}| = \sqrt{(\varphi_{j1} Q_{1, \text{макс}})^2 + (\varphi_{j2} Q_{2, \text{макс}})^2 + (\varphi_{j3} Q_{3, \text{макс}})^2 + \dots} \quad (5.71)$$

Рис. 5.20

3. Определяется только первый член суммы из (5.70) и предполагается, что сумма остальных членов составляет только 10% от величины первого, т. е.

$$y_{j, \max} = 1,1 \varphi_{j1} \cdot Q_{1, \max}. \quad (5.72)$$

Предварительные расчеты с использованием записей землетрясения Эль-Центро были выполнены для четырехэтажного здания с периодом собственных колебаний 0,5 с, которое рассматривалось как характерный представитель сооружений с малыми периодами, и шестнадцатизэтажного здания с периодом 2,5 с, которое считалось представительным для сооружений с длинными периодами. Результаты вычислений показали, что для сооружений с короткими периодами метод 1 по сравнению с методом 2 дает завышенные значения, а для зданий с длинными периодами более высокие значения прогибов дает метод 2. Максимальные значения таких параметров напряженного состояния, как изгибающие моменты, перерезывающие силы и осевые силы, определяют также указанными методами.

Если процесс изменения ускорений при землетрясении известен, величины  $Q_{1, \max}$ ,  $Q_{2, \max}$ , ... могут быть приближенно оценены на основании их вычисления с использованием инструментальных записей разных землетрясений. Например, на рис. 5.14 приведены максимальные величины абсолютных значений параметров реакции при разных собственных частотах и параметрах затухания, когда максимальное ускорение грунта равно 200 gal. С использованием этого рисунка  $Q_{1, \max}$  определяется значением  $S_A$  при  $h = h_1$  и  $p = p_1$  и умножением  $\ddot{U}_{1, \max} / 200$  на величину  $\mu_1$ . Таким образом,

$$Q_{1, \max} = S_A(h_1, p_1) \frac{\mu_1 \ddot{U}_{\max}}{200}. \quad (5.73)$$

Аналогично могут быть найдены величины  $Q_2$ ,  $Q_3$  и т. д.

Следует отметить, что величины  $Q_{1, \max}$ ,  $Q_{2, \max}$ , ..., определенные таким образом, всегда намного больше значений в соответствии с выражениями (5.70) и (5.71). Это связано с тем, что параметры реакции по каждой собственной форме, найденные с помощью рис. 5.14, определяются точкой кривой, которая представляет собой огибающую спектров при широком диапазоне сейсмических волн, а в случае использования (5.70) и (5.71), по существу, рассматриваются спектры реакции при определенной гармонике воздействия. Поэтому когда динамический анализ проводится с помощью спектров на рис. 5.14 с учетом высших форм собственных колебаний, в результате расчетов получаются завышенные значения параметров реакции.

## 5.2. ДИНАМИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ (НЕУПРУГИЕ СИСТЕМЫ)

### 1) Идеальные упругопластические системы

Предположим, что сейсмическому воздействию подвергается рама со стенами-диафрагмами. В начальной стадии колебаний рама и стены-диафрагмы работают совместно, а их жесткость и колебания определяются упругими характеристиками. По мере возрастания интенсивности колебаний в стенах образуются трещины и жесткость сооружения падает. В результате этого период колебаний становится более длинным, а коэффициент затухания возрастает в связи с поглощением энергии в зонах, поврежденных трещинами. В случае развития большого числа трещин, которые практически разрушают стены, сооружение работает как чисто рамная система и его колебания носят изгибный характер.

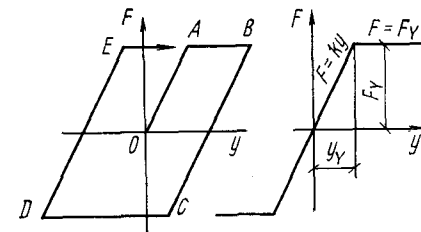


Рис. 5.21

Аналогичные рассуждения справедливы для фундаментов сооружений. Если происходит разрушение грунта, окружающего фундамент, период колебаний сооружения может увеличиться, коэффициент затухания возрастает и сооружение может наклониться в связи с остаточными деформациями грунта основания. В процессе таких колебаний сооружение поглощает большое количество энергии, а период его собственных колебаний увеличивается. Эта энергия затрачивается на разрушение конструкций, и устойчивость сооружения при продолжении процесса колебаний может быть нарушена.

До сих пор мы четко не определили, какой параметр реакции ответствен за проявление повреждений в сооружении, — максимальное перемещение, полная величина поглощенной энергии или какой-либо другой. Оставим изучение каждого отдельного фактора, определяющего разрушение, для будущих исследований.

Для решения достаточно общих задач была введена модель идеальной упругопластической системы, которая показана на рис. 5.21. Такая модель работает упруго, пока начальные перемещения остаются малыми. В этой области восстанавливающая сила  $F$  пропорциональна перемещению

$$F = ky.$$

Отсюда

$$dF = k dy. \quad (5.74)$$

Когда перемещения увеличиваются и достигают предельного значения, восстанавливающая сила не возрастает, сохраняя постоян-

ное значение при перемещениях, превышающих этот предел. Это явление называется текучестью. Перемещение, соответствующее предельному значению, относится к моменту начала текучести и обозначается  $y_y$ , а предельная восстанавливающая сила —  $F_y$ .

После возникновения текучести  $F$  не увеличивается и сохраняет значение  $F_Y$  при росте  $y$ . Однако при уменьшении  $y$ ,  $F$  также уменьшается в соответствии с зависимостью

$$dF = k dy. \quad (5.75)$$

Вместе с тем  $F$  никогда не может быть меньше —  $F_y$  и при дальнейшем уменьшении  $y$  сохраняет это значение. Если же  $y$  снова увеличивается из этого состояния, то  $F$  также возрастает в соответствии с зависимостью (5.74) между приращениями  $dy$  и  $dF$ . Когда  $y$  продолжает возрастать,  $F$  увеличивается до достижения  $F_y$  и в дальнейшем остается постоянной. Описанный процесс характеризует работу идеально упругопластических материалов.

При циклическом деформировании, связанном с пластичностью, диаграмма восстанавливающая сила—перемещение образует замкнутые петли и происходит диссипация энергии. За счет диссипации энергии затухание колебаний в пластической стадии намного больше, чем в упругой. Это является благоприятным фактором с точки зрения сейсмостойкости сооружений, однако не следует забывать, что диссипация энергии сопровождается разупрочнением конструкций.

Уравнение колебаний системы имеет вид:

$$m \frac{d^2 y}{dt^2} + c \frac{dy}{dt} + F(y) = -m\ddot{U}, \quad (5.76)$$

где  $y$  — перемещение системы относительно грунта;  $m$  — масса;  $c$  — коэффициент вязкого трения;  $F(y)$  — восстанавливающая сила;  $\ddot{U}$  — сейсмическое ускорение основания.

$F(y)$  определяется следующим образом:

$$\begin{aligned} dF &= k dy \text{ при } |F| < F_Y, \\ dF &= 0 \text{ при } |F| = F_Y \text{ и } F dy > 0, \\ dF &= k dy \text{ при } |F| = F_Y \text{ и } F dy < 0. \end{aligned}$$

Обозначим

$$p^2 = k/m, h = \frac{c}{2\sqrt{mk}}, F(y) = kf(y). \quad (5.77)$$

Тогда уравнение (5.76) принимает вид:

$$\frac{d^2 y}{dt^2} + [2ph \frac{dy}{dt} + p^2 f(y)] = -\ddot{U}(t). \quad (5.78)$$

Это уравнение обычно решается численно при заданной внешней силе. Ниже рассматриваются расчеты для случая, когда сейсми-

ческое ускорение представлено последовательностью из трех синусоид с постоянными амплитудами. Тогда

$$\ddot{U} = 0 \left( t < 0, \frac{6\pi}{\omega} < t \right);$$

$$\ddot{U} = \ddot{U}_0 \sin \omega t \left( 0 \leq t \leq \frac{6\pi}{\omega} \right). \quad (5.79)$$

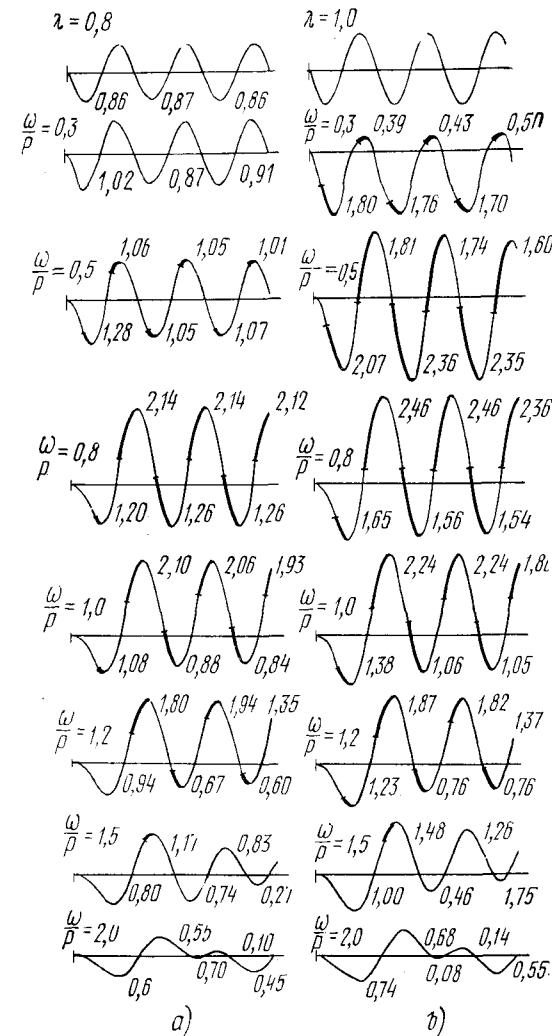


Рис. 5.22. Реакция упругопластической системы при гармоническом воздействии



Перемещение упругой пружины с жесткостью  $k$ , вызванное внешней статически приложенной силой  $m\ddot{U}_0$ , равно:

$$y_s = \frac{\ddot{U}_0}{p^2}. \quad (5.80)$$

Параметр  $\lambda$  определяет отношение

$$\lambda = y_s / y_V, \quad (5.81)$$

тогда значения внешней силы определяются через  $\lambda$ .

Вводится новый масштаб времени

$$\tau = \omega t. \quad (5.82)$$

Период сейсмической нагрузки по отношению к времени  $\tau$  равен  $2\pi$  независимо от частоты  $\omega$ . Вводится также новый масштаб перемещений в виде отношения  $y$  к перемещению в момент начала текучести<sup>1</sup>

$$\eta = y / y_V. \quad (5.83)$$

Тогда уравнение колебаний принимает вид:

$$\frac{d^2 \eta}{d\tau^2} + 2 \frac{h}{\mu} \frac{d\eta}{d\tau} + \frac{G(\eta)}{\mu^2} = -\frac{\lambda}{\mu^2} \sin \tau. \quad (5.84)$$

Здесь  $\mu = \omega / p$  и  $G(\eta) = f(y_V, \eta) / y_V$ . (5.85)

$G(\eta)$  удовлетворяет условиям

$$\begin{aligned} dG &= d\eta \text{ при } |G| < 1; \\ dG &= 0 \text{ при } |G| = 1 \text{ и } Gd\eta > 0; \\ dG &= d\eta \text{ при } |G| = 1 \text{ и } Gd\eta < 0. \end{aligned} \quad (5.86)$$

На рис. 5.22 приведены процессы изменения перемещений, которые получают системы с разными  $\omega/p$  и  $h = 0,1$  при действии на систему внешней нагрузки. Рис. 5.22, *a* соответствует случаю  $\lambda = 0,8$ , а рис. 5.22, *b* —  $\lambda = 1,0$  [147]. Жирные участки на графиках соответствуют стадиям пластического деформирования.

## 2) Неидеальные упругопластические системы

Аналогично могут быть выполнены расчеты для динамических систем с характеристиками восстанавливающая сила—перемещение, отличными от рассмотренных выше и показанными на рис. 5.23.

Случаю *a* соответствует идеально упругая система, *c* — рассмотренная ранее идеальная упругопластическая система, *b* и *d* — упругопластические системы с соответственно положительным и отрицательным упрочнением. Система *d* не может быть реали-

<sup>1</sup> Это отношение в литературе обычно называется коэффициентом пластичности. (Прим. переводчика.)

зована в стальных конструкциях<sup>1</sup>, однако часто применяется для земляных сооружений. Случаи *e* и *f* характеризуют системы с упругопластическими свойствами в одном направлении и упругими в другом направлении. К таким моделям могут быть отнесены случаи скольжения откосов насыпей.

Для иллюстрации работы динамических систем на рис. 5.24 приведены формы реакции систем *e* и *f* при  $\lambda = 1$  и  $\mu = 1$ . Сравнение результатов расчета с данными рис. 5.22 для систем с одинаковыми пределами текучести на растяжение и на сжатие показы-

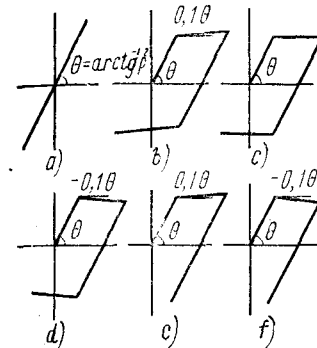


Рис. 5.23

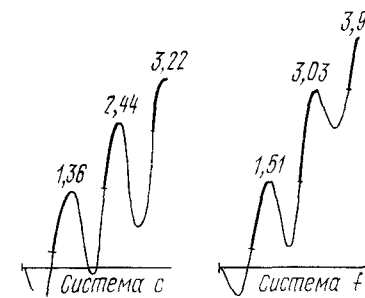


Рис. 5.24. Реакция неупругой системы при гармоническом воздействии

вает, что в первом случае перемещения систем существенно больше. Это происходит в связи с развитием больших перемещений только в стадиях текучести, т. е. односторонним увеличением перемещений системы.

Для системы *d* восстанавливающая сила в одном направлении становится существенно меньше, чем в других направлениях, если перемещения системы достаточно большие. Следовательно, в этом направлении пластические деформации развиваются даже при небольших внешних нагрузках. Таким образом, характер деформирования системы *d* напоминает работу системы *f*, в которой большие перемещения могут возникнуть только в одном направлении. В этом случае направление, в котором происходит перемещение, определяется, главным образом, направлением внешней нагрузки в начальной стадии колебаний. Поэтому обычно считают, что перемещения увеличиваются в том направлении, в котором в первый раз возникает текучесть.

Рассмотренные особенности моделей систем дают некоторое объяснение повреждениям зданий при землетрясениях, которые

<sup>1</sup> Это положение не совсем точно, системы с отрицательным упрочнением используются при анализе больших деформаций стальных конструкций. (Прим. переводчика.)

характеризуются несимметричным распределением повреждений. Часто неожиданно интенсивные повреждения вызываются слабыми землетрясениями, если только первый толчок имел большую амплитуду. Интенсивные повреждения получают лишь отдельные сооружения, в то время как другие сооружения того же типа не повреждаются. Из анализа последствий землетрясений можно заключить, что разрушение конструкций, восстанавливающая сила в которых была снижена за счет текучести материала, зависит не

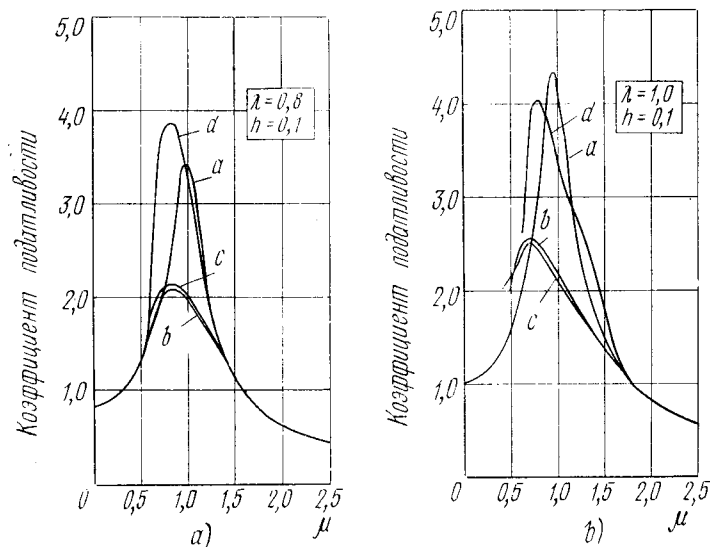


Рис. 5.25. Реакция неупругих систем при  $h=0,1$  и  $\lambda=0,8$  (а),  $h=0,1$  и  $\lambda=1,0$  (б)

только от величины внешней нагрузки, но и от направления и характера сейсмического воздействия. Таким образом, точное определение пластических свойств сооружения и характера сейсмического воздействия имеет большое значение для оценки предельной несущей способности конструкций.

На рис. 5.25 и 5.26 для разных моделей систем показаны зависимости между параметрами  $\mu$  и коэффициентом податливости, который представляет собой важный параметр напряженно-деформированного состояния строительных конструкций. Графики на рис. 5.25 соответствуют случаю  $\lambda = 0,8$ , а на рис. 5.26 —  $\lambda = 1$ .

Анализ этих графиков позволяет сделать следующие выводы. 1. Когда период изменения внешней нагрузки намного меньше, чем период собственных колебаний сооружения, параметры реакции остаются небольшими и пластические деформации при колебаниях не возникают.

2. Когда период изменения внешней нагрузки несколько больше периода собственных колебаний системы, характер работы напоми-

нает резонанс, что приводит к интенсивным колебаниям и пластическому деформированию системы. Это связано с удлинением периода колебаний сооружения в пластической стадии.

3. Когда период изменения внешней нагрузки намного больше периода собственных колебаний системы, происходят колебания, аналогичные процессу внешнего нагружения, а относительные перемещения системы малы.

4. Максимальные перемещения упругопластических систем, за исключением системы с отрицательной билинейностью, меньше перемещений идеально упругих систем.

На рис. 5.25 и 5.26 приведено сопоставление перемещений систем с одинаковыми предельными упругими смещениями под действием сейсмических сил различной интенсивности. Кроме того, представлены перемещения систем с разными уровнями предельных упругих смещений при сейсмических силах одинаковой интенсивности.

На рис. 5.26 показаны параметры реакции динамической системы, предел упругой работы которой в 1,25 раза больше, чем системы на рис. 5.25, а сейсмические нагрузки аналогичны нагрузкам для системы на рис. 5.25, б. Сравнение графиков показывает, что при одинаковых сейсмических нагрузках максимальное перемещение становится меньше с уменьшением предельных упругих смещений, хотя, безусловно, существует нижний предел этих смещений.

Вместе с тем нельзя считать, что для этих случаев коэффициенты податливости будут одинаковыми. Коэффициент податливости для случая на рис. 5.26 меньше, чем для систем на рис. 5.25. Это, по-видимому, является общей закономерностью реакции систем.

До сих пор рассматривались особенности колебаний упругопластических систем при внешних воздействиях в виде трех последовательных синусоид. Изучение реакции упругопластических систем при реальных сейсмических воздействиях показывает, что в общем нет большого различия между параметрами реакции при трех циклах гармонического нагружения и реальных сейсмических воздействиях. Возможно, это обусловлено тем, что в пластической стадии в связи с увеличением коэффициента затухания на параметры реакции, в основном, влияет характер воздействия в течение короткого интервала времени в начальной стадии колебаний систем (за исключением систем с отрицательной билинейностью).

Н. Ньюмарк [151] определил параметры реакции идеальных упругопластических систем при воздействии землетрясения Эль-

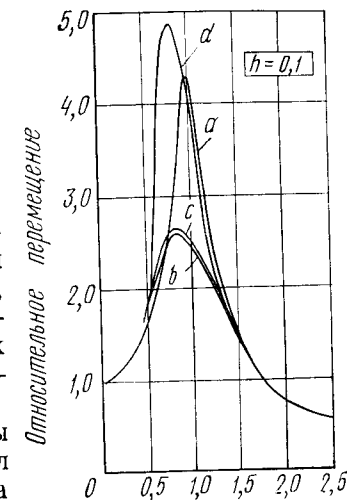


Рис. 5.26. Реакция неупругой системы при  $h=0,1$

Центро. Отмечено, что при коэффициенте затухания около 10% максимальные перемещения систем находились в диапазоне от 0,5 до 2 максимальных перемещений упругих систем. Поэтому он предположил, что эти величины для всех систем одинаковы. При таком допущении величина перемещения упругой системы при определенном сейсмическом воздействии, поделенная на  $\nu$ , равна предельному упругому смещению сооружения, для которого коэффициент податливости при этом воздействии равен  $\nu$ . Установление этого факта очень полезно для проектирования сейсмостойких сооружений, поскольку для упругопластических систем с коэффициентом податливости  $\Phi$  можно определить предел упругой работы.

По данным экспериментальных исследований диапазон допускаемых коэффициентов податливости для обычных сооружений равен 3—8, а для железобетонных конструкций около 4. Потому, если сооружение запроектировано так, что максимальные напряжения при упругом расчете конструкций остаются в пределах упругости, оно не получит больших повреждений при землетрясении, при котором возникающие силы в 3—8 раз превышают расчетные. Часто сооружения получают небольшие повреждения даже при высоких инструментально зарегистрированных ускорениях. Возможно, это объясняется указанными причинами.

Выше рассматривались условные нелинейные соотношения между деформациями и силами и для них проводились расчетные оценки параметров реакции. В инженерной практике необходимо экспериментально определять зависимости восстанавливающая сила — перемещение для отдельных элементов и конструкций. В соответствии с проводимыми экспериментальными исследованиями, например для железобетонных элементов, эти зависимости не такие простые, как рассмотренные выше, и постепенно изменяются при повторном нагружении. Методика расчета реакции сооружений в этом случае принципиально не отличается от рассмотренной выше, однако вычисления становятся намного более сложными, и необходимо совместное использование ЭВМ с оборудованием для испытания конструкций.

## Глава 6. НОРМЫ ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ СЕЙСМОСТОЙКИХ СООРУЖЕНИЙ

### 6.1. ВВЕДЕНИЕ

При изучении вопросов сейсмостойкости сооружений в зависимости от характеристик ожидаемого землетрясения и гибкости сооружений могут быть использованы различные методы. Однако для расчета аналогичных сооружений следует применять только один метод. С этой целью для разных типов сооружений разработаны спе-

циальные нормы и соответствующие им рекомендации. Теоретически, если все эти рекомендации будут квалифицированно учтены и выполнены на практике, то при проектировании сооружений грубых ошибок не будет. Однако существуют и другие требования, которые следует рассмотреть в первую очередь.

1. В тех районах, где, по топографическим и геологическим данным, возможно проявление оползней и обвалов, должны предусматриваться специальные мероприятия. (Площадки строительства зданий, гидроэлектростанций, водоприемников и т. п.)

2. Аналогичные мероприятия должны быть предусмотрены, когда существует опасность большого распространения пожаров или затопления прибрежных зон морем при возможных повреждениях дамб. (Больницы и станции для пожаротушения. Метрополитены, подземные залы электростанций и подземные магазины при наводнениях).

3. Грунт должен быть как можно более плотным и иметь одинаковую прочность по всей площади застройки. При рыхлых грунтах необходимо предусматривать соответствующие конструкции фундаментов. Множество несчастных случаев и аварий произошло из-за неправильного возведения фундаментов. (Отстойники, железнодорожные рельсовые пути, шлюзовые ворота.)

4. Песчаный грунт при высоком уровне грунтовых вод имеет тенденцию к разжижению. При разжижении грунта сооружения испытывают осадки, а заглубленные в грунт — всплывают. (Здания, метрополитены, коллекторы, затопленные трубы.)

5. Следует предусматривать меры по повышению податливости сооружений, особенно построенных из хрупких материалов, которые обычно плохо сопротивляются землетрясениям. (Опоры мостов, жилые дома.)

6. Целесообразно так проектировать части зданий, чтобы они были по возможности, симметричны, а их колебания при землетрясениях одинаковыми, синхронными. (Здания.)

7. Обрушения частей сооружения значительно увеличивают опасность при землетрясениях. Необходимо предусматривать специальные меры для предотвращения опрокидывания. (Пролетные строения мостов, наружные стены многоэтажных зданий.)

8. Для предотвращения несинхронных колебаний и остаточных перемещений между частями зданий и сооружений с резко отличающимися жесткостями и сечениями следует предусматривать швы. (Системы трубопроводов, вестибюли станций метрополитена.)

9. По возможности следует избегать сооружений с большими нагрузками в верхней части. (Мосты с высокими опорами.)

10. Сооружения необычной конструктивной формы должны рассчитываться с помощью динамических методов, которые, как правило, приводят к надежным решениям. (Криволинейные мосты, высотные здания, атомные электростанции.)

11. Введение дополнительных элементов, не предусмотренных расчетом, может быть очень опасным. Предположение о том, что

дополнительные элементы повышают надежность сооружения, часто противоречит действительности. (Здания.)

12. Большие крутящие моменты приводят к повреждению торцов каркасных сооружений. Необходимо предусматривать усиление этих зон. (Мосты и здания.)

13. Рыхлый песок при интенсивных колебаниях теряет несущую способность. Чем больше крупноразмерных частиц содержится в земляных сооружениях из гравия с песком и галечника, тем выше сейсмостойкость сооружений. (Насыпи.)

14. Ответственные сооружения рекомендуется строить вдали от больших разломов. (Атомные электростанции, плотины.)

Существуют многочисленные примеры разломов, которые возникли при сильных прошедших землетрясениях. Считают, что в Японии разломы возникают чаще на островах, а перемещения и осадки грунта чаще происходят на дне моря. В табл. 1.4 перечислены разломы, возникшие в прошлом.

Расположение этих разломов обычно не привязывается к местам существовавших до этого геологических разрывов. Тем не менее существует подозрение, что разломы при землетрясениях проходят через слабые зоны, такие, как геологические разрывы и зоны сдвигов. Примером тому являются землетрясение Тоттори в 1943 г. и землетрясение в центральной части о. Тайвань в 1935 г. С другой стороны, нельзя утверждать, что геологические разрывы обязательно движутся. Другими словами, в настоящее время трудно судить, будут ли иметь место подвижки в геологических разрывах при землетрясениях, однако необходимо как можно полнее изучать геологические условия районов строительства.

## 6.2. НОРМАТИВНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ СЕЙСМОСТОЙКИХ СООРУЖЕНИЙ РАЗНЫХ ТИПОВ

Еще несколько лет назад в Японии существовало много конструктивных документов, основанных на использовании метода коэффициентов сейсмической нагрузки. Было очевидно, что к гибким сооружениям этот метод неприменим. Поэтому сейчас в эти документы начинают включать рекомендации по динамическому расчету.

По сравнению со статическим расчетом динамический представляет собой несомненный прогресс, а усложнившиеся расчеты стали возможны благодаря совершенствованию ЭВМ. Однако существует много нерешенных вопросов, связанных с сейсмическими колебаниями при сильных землетрясениях. В связи с этим отметим следующее.

28 июня 1959 г. сильное землетрясение произошло в Мексике, и г. Мехико, расположенный на аллювиальных отложениях большой толщины, сильно пострадал от землетрясения. Л. Зиваерт [102] в своей статье отметил, что на основании анализа этого землетрясения можно утверждать, что предсказать спектр землетрясения очень

трудно, поскольку он изменяется в зависимости от местности и характера самого землетрясения. И. Сакабе, изучавший последствия Фукуйского землетрясения в г. Фукуи, также установил, что основная фаза землетрясения может рассматриваться как импульс с большой амплитудой и относительно длинным периодом и довольно трудно установить, почему здания с определенным конструктивным решением могут одновременно обрушиться в одном направлении, если землетрясение сопровождалось симметричными колебаниями грунта.

В любом случае можно, по крайней мере, констатировать наличие большого количества нерешенных проблем об особенностях колебаний в эпицентральных зонах сильных землетрясений. Если характеристики сейсмических колебаний в эпицентральной зоне и удаленных от эпицентра районах ожидаются различными, необходимо заранее установить вероятность попадания в определенный район гипоцентров землетрясений, которые приводят к сильным сейсмическим воздействиям, и всесторонне изучить сейсмостойкость сооружений.

Нормы по расчету, используемые в настоящее время в Японии, были разработаны с позиций теоретического анализа накопленного практического опыта. В этом отношении можно сказать, что они более надежны, однако, несомненно, нормы должны быть построены на достаточно осторожных подходах.

Основные нормативные требования по обеспечению сейсмостойкости сооружений сводятся к следующему.

### 1) Мосты

Для проектирования железнодорожных мостов нормы разработаны Японской ассоциацией железных дорог, которые предназначены для проектирования стальных мостов, сооружений из бетона и железобетона, а также железобетонных мостов. Нормы по проектированию стальных железнодорожных мостов относятся к стальным мостам с пролетом менее 150 м. Нагрузки, на которые рассчитываются пролетные строения, делятся на основную нагрузку, дополнительную нагрузку и другие нагрузки, в которые включается сейсмическая нагрузка. Воздействие землетрясений учитывается для случаев ненагруженного состояния и нагруженного состояния (равномерно распределенных нагрузок от подвижного состава). В случае мостов для двухпутного движения учитывается нагрузка только на один путь. Динамические воздействия от подвижного состава не принимаются во внимание.

Величина коэффициента горизонтальной сейсмической нагрузки обычно принимается равной 0,2. При проверках на опрокидывание к этой нагрузке добавляется вертикальная нагрузка с коэффициентом 0,1, направленная вверх. Допускаемые напряжения при учете и без учета нагрузки от подвижного состава принимаются в 1,7 раза больше допускаемых напряжений при обычных условиях

нагружения. Таким образом, для стали SS41 допускаются напряжения 2380 кгс/см<sup>2</sup> на растяжение и изгиб.

Для бетонных сооружений, таких, как опоры и устои, разработаны нормы по проектированию бетонных и железобетонных сооружений. В соответствии с этими нормами сейсмические нагрузки учитываются совместно с постоянной нагрузкой, давлением грунта и воды, но не учитываются совместно с полезными нагрузками.

Сейсмические силы прикладываются в горизонтальном направлении, а их величина определяется произведением веса конструкции на коэффициент сейсмической нагрузки. Коэффициент сейсмической нагрузки равен произведению трех коэффициентов: коэффициента сейсмичности площадки строительства, коэффициента, зависящего от типа грунтовых условий, и коэффициента, определяемого классом железнодорожной линии. Они назначаются в зависимости от интенсивности и повторяемости землетрясений в определенном районе, грунтовых условий площадки строительства, социальной и экономической ответственности железнодорожной линии. Величины этих трех коэффициентов приведены на рис. 6.1, а, в табл. 6.1 и 6.2.

Таблица 6.1

Коэффициент сейсмичности в зависимости от типа грунтов

| Тип грунта | Характеристика грунта                                   | Поправочный коэффициент |
|------------|---|-------------------------|
| Мягкий     | $N=0$ , толщина слоя $\geq 2$ м                         | 1,2                     |
|            | $N \leq 2$ , толщина слоя $\geq 5$ м                    |                         |
|            | $N \leq 4$ , толщина слоя 10 м                          |                         |
| Нормальный | Слои делювия и слои аллювия, не включающие мягкий грунт | 1                       |
| Скальный   | Скальные образования третичного и дочетичного периодов  | 0,8                     |

В тех случаях, когда учитывается вертикальная сейсмическая нагрузка, величина коэффициента сейсмической нагрузки принимается равной 1/2 от его значения для горизонтальной составляющей.

В связи с тем, что верхние части высоких сооружений больше подвержены колебаниям, расчетный коэффициент сейсмической нагрузки увеличивается на 1% на каждый метр высоты сооружения выше 10 м. В этом случае в качестве уровня поверхности грунта принимается отметка подошвы фундамента для сооружений с фун-

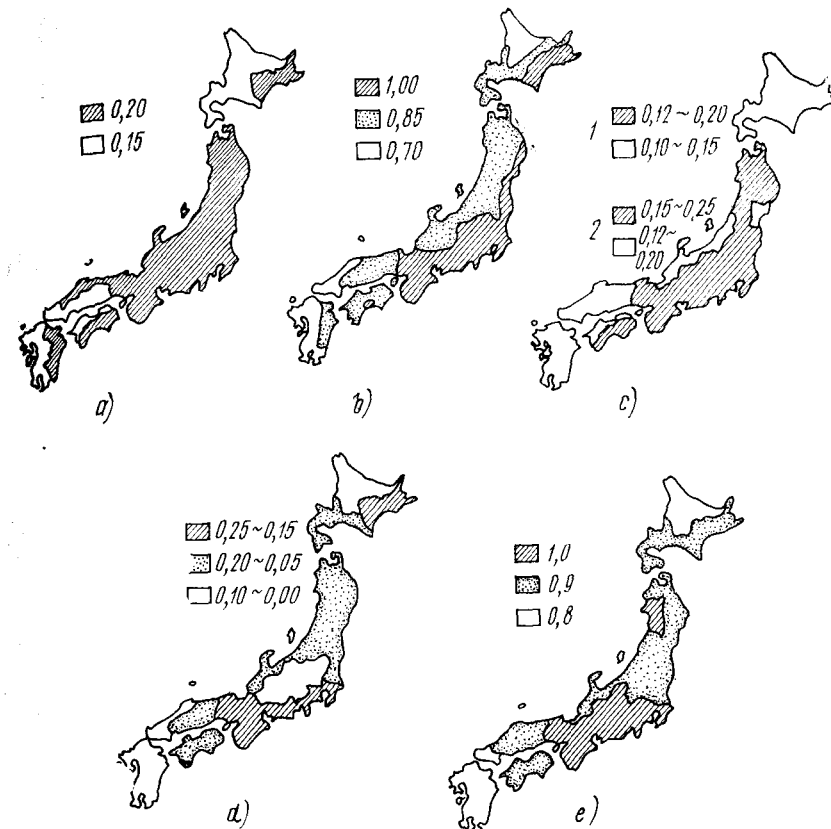


Рис. 6.1. Расчетные  $s$  и приведенные  $s$  значения коэффициентов сейсмических нагрузок для разных типов сооружений  
а — железнодорожные сооружения (s); б — мосты автострад (с); с — плотины (s); d — порты и гавани (s); e — здания (с); 1 — бетонные и каменнабросные плотины; 2 — земляные плотины

Таблица 6.2

Коэффициент, определяемый классом железнодорожной линии

| Степень ответственности  | Поправочный коэффициент |
|--|-------------------------|
| Наиболее ответственные (линии 1-го класса, линии 2-го класса, линии Шинкансен) | 1,1                     |
| Обычные (линии 3-го класса)  | 1,0                     |
| Менее ответственные (линии 4-го класса)  | 0,9                     |

даментами мелкого заложения и свайными фундаментами или отметка низа кессона для сооружений с кессонными фундаментами.

Для подземных сооружений или заглубленных в грунт частей кессонов расчетные коэффициенты сейсмической нагрузки уменьшаются. Они определяются произведением трех коэффициентов: коэффициента сейсмичности площадки строительства, коэффициента, определяемого классом железнодорожной линии, и коэффициента, учитывающего глубину заложения.

Таблица 6.3

Коэффициенты, зависящие от глубины заложения

| Тип грунта | На верхней границе слоя | На отметке на 20 м ниже верхней границы слоя                        |
|------------|-------------------------|---|
| Мягкий     | 1,2                     | Коэффициент на верхней границе<br>нижележащего слоя<br>То же<br>0,6 |
| Нормальный | 1,0                     |   |
| Скальный   | 0,8                     |   |

Коэффициенты, зависящие от глубины, для разных типов грунта приведены в табл. 6.3. Когда толщина слоя меньше 20 м, коэффициенты определяются для верхней границы каждого слоя с линей-

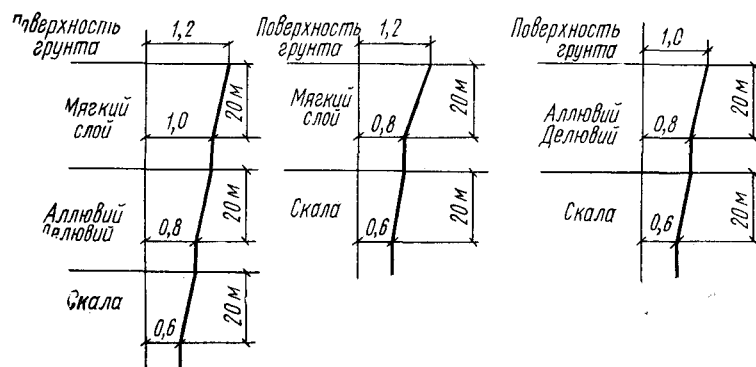


Рис. 6.2. Изменение коэффициента сейсмической нагрузки по глубине

ной интерполяцией между принимаемыми значениями. Если же толщина слоя превышает 20 м, то коэффициент для верхней границы нижележащего слоя принимается как на глубине 20 м от верха вышерасположенного слоя и остается постоянным в пределах указанных уровней (рис. 6.2). Однако для скальных пород, на глубине 20 м и ниже, коэффициент принимается равным 0,6.

Допускаемое напряжение при сейсмическом воздействии назначается на 50% выше допускаемого напряжения для устоев и опор мостов, малых искусственных сооружений и подпорных стен, ра-

ботающих при обычных нагрузках. Для рамных и арочных мостов при учете сочетания сейсмических нагрузок с постоянными нагрузками, с усилиями от температурных деформаций и усадки бетона это увеличение составляет 65%. Кроме рекомендаций по допускаемым напряжениям нормы содержат указания о коэффициентах запаса при опрокидывании, скольжении, исчерпании несущей способности фундаментов и разрушении несущих элементов, которые приведены в табл. 6.4 и назначаются уменьшенными по сравнению с коэффициентами для обычных условий работы сооружений.

Таблица 6.4

Коэффициенты запаса

| Форма разрушения                           | Для конструкций при обычных нагрузках | Для конструкций при сейсмических воздействиях |
|--|---------------------------------------|---|
| Опрокидывание                              | 2                                     | 1,2   |
| Скольжение                                 | 1,5                                   | 1,2   |
| Исчерпание несущей способности фундаментов | 3,0                                   | 2,0   |
| Разрушение несущих конструкций             | —                                     | 1,7   |

Для предварительно напряженных железобетонных железнодорожных мостов сочетания сейсмической и других нагрузок принимаются такими же, как для железобетонных сооружений, а сейсмическая нагрузка, как правило, учитывается совместно с постоянной. В этом случае допускаемые сжимающие напряжения повышаются на 50%. В тех случаях, когда сейсмические нагрузки учитываются совместно с полезными, это увеличение может составить 100%. Напряжения растяжения или растягивающие напряжения при изгибе должны приниматься не выше величин, приведенных в табл. 6.5 для разных расчетных прочностей (марок) бетона. Эти напряжения

Таблица 6.5

Допускаемые растягивающие напряжения в предварительно напряженных железнодорожных мостах

| Расчетная прочность (марка), кгс/см <sup>2</sup> | Допускаемое напряжение для растянутой зоны элемента, кгс/см <sup>2</sup> |
|--|--|
| 300  | 25   |
| 400  | 30   |
| 500  | 35   |

могут быть повышены при расчетах конструкций на сейсмические воздействия.

Растягивающие усилия в бетоне при сейсмических нагрузках должны восприниматься стержнями арматуры, для которой допускаемые напряжения разрешается увеличивать на 50%.

Кроме того, оценка надежности при наиболее неблагоприятном сочетании постоянных и сейсмических нагрузок производится при увеличении этих нагрузок в 1,3 раза.

Требования Японской ассоциации дорог по проектированию автодорожных мостов относятся только к мостам автострад. Эти требования касаются национальных автострад, префектурных дорог и ответственных муниципальных дорог в основном в части проектирования мостов пролетом менее 200 м. В соответствии с этими требованиями сила инерции, действующая на мост, определяется нормативным значением сейсмической нагрузки, умноженной на три коэффициента: коэффициент сейсмичности площадки строительства, коэффициент грунтовых условий и коэффициент, характеризующий социальную и экономическую ответственность. Нормативное значение сейсмической нагрузки принимается равным 0,2 от веса моста, а значения трех коэффициентов приведены на рис. 6.1, б, в табл. 6.6 и 6.7.

Таблица 6.6

Коэффициент, зависящий от типа грунтов (для мостов автострад)

| Тип грунта | Характеристика грунта  | Коэффициент |
|------------|--|-------------|
| № 1        | Грунты образования третичного и дотретичного периодов<br><br>Грунты делювиальных отложений с толщиной слоя до скалы менее 10 м             | 0,9         |
| № 2        | Грунты делювиальных отложений с толщиной слоя до скалы более 10 м<br><br>Грунты аллювиальных отложений с толщиной слоя до скалы менее 10 м | 1           |
| № 3        | Грунты аллювиальных отложений с толщиной слоя менее 25 м и толщиной части рыхлого грунта менее 5 м   | 1,1         |
| № 4        | Другие грунты  | 1,2         |

Таблица 6.7

Коэффициент ответственности (мосты автострад)

| Классы  | Степень ответственности  | Коэффициент |
|---------|--|-------------|
| Класс 1 | Скоростные магистральные автострады<br><br>Национальные автострады<br><br>Ответственные префектурные дороги<br><br>Специально обозначенные части дорог | 1           |
| Класс 2 | Другие дороги  | 0,8         |

Примечание: В случае необходимости для мостов автострад I класса коэффициент может быть увеличен до 1,25.

Для мостовых опор выше 25 м в связи с большим периодом собственных колебаний мостов в расчетах используется динамический метод. Величина сейсмической нагрузки, определенная, как указано выше, умножается на коэффициент  $\beta$  (см. табл. 6.8 или рис. 6.3), который зависит от периода собственных колебаний моста.

Таблица 6.8

Коэффициент динамичности для опор мостов

| Тип грунта | Коэффициент $\beta$ для диапазонов периодов собственных колебаний моста $T$ |   |                               |
|------------|---|---|-------------------------------|
| № 1        | $\beta = 1,25$<br>$0,5 \leq T \leq 1,1$                                     | $\beta = 1,4/T$<br>$1,1 \leq T \leq 2,8$  | $\beta = 0,5$<br>$T \geq 2,8$ |
| № 2        | $\beta = 1,25$<br>$0,5 \leq T \leq 1,4$                                     | $\beta = 1,75/T$<br>$1,4 \leq T \leq 3,5$ | $\beta = 0,5$<br>$T \geq 3,5$ |
| № 3        | $\beta = 1,25$<br>$0,5 \leq T \leq 1,7$                                     | $\beta = 2,1/T$<br>$1,7 \leq T \leq 4,2$  | $\beta = 0,5$<br>$T \geq 4,2$ |
| № 4        | $\beta = 1,25$<br>$0,5 \leq T \leq 2$                                       | $\beta = 2,5/T$<br>$2,0 \leq T \leq 5$    | $\beta = 0,5$<br>$T \geq 5$   |

Японской ассоциацией дорог предусмотрены подобные расчетные рекомендации по обеспечению сейсмостойкости устоев, мостовых опор, кессонных и свайных фундаментов. Приведены методы

расчета, позволяющие определять распределения внешних нагрузок, параметров несущей способности, а также перемещения фундаментов. Устойчивость сооружений при сейсмических воздействиях проверяется как для обычных условий, однако коэффициенты

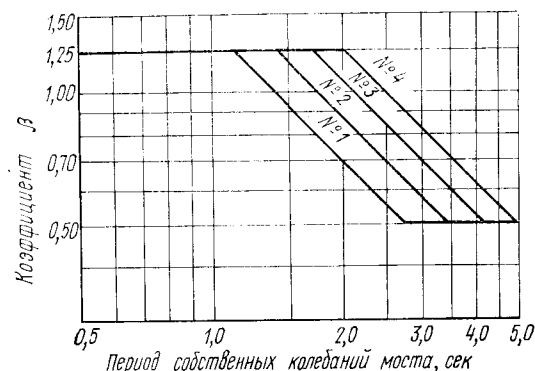


Рис. 6.3. Коэффициенты динамической реакции

запаса при этом снижаются. Значения коэффициентов запаса для автодорожных мостов примерно такие же, как для железнодорожных, и приведены в табл. 6.9.

Таблица 6.9

| Коэффициенты запаса для фундаментов мостов        |  |                    |                               |
|---|--|--------------------|-------------------------------|
| Тип фундаментов                                   | Напряженное состояние  | В обычных условиях | При сейсмических воздействиях |
| Фундаменты мелкого заложения и свайные фундаменты | Несущая способность грунта (в горизонтальном направлении)                  | 3                  | 2                             |
|   | Несущая способность грунта (в вертикальном направлении)                    | 1,5                | 1,1                           |
|   | Скольжение   | 1,5                | 1,2                           |
| Кессонные   | Несущая способность грунта (в вертикальном направлении) по подошве кессона | 3                  | 2                             |
|   | Несущая способность в вертикальном направлении по боковой поверхности      | 1,5                | 1,1                           |

## 2) Системы водоснабжения

Разработанные Японской ассоциацией водоснабжения методы строительства сейсмостойких систем водоснабжения учитывают в качестве расчетных только коэффициенты горизонтальной сейсмической нагрузки на водопроводы. Нормативные значения коэффициентов сейсмической нагрузки в разных районах установлены на основании тщательного изучения географических и топографических особенностей рельефа, а также прогнозируемой сейсмической активности в течение 75 лет. Кроме того, принято, что нормативное значение коэффициента сейсмической нагрузки должно приниматься не менее 0,1.

Расчетные значения коэффициентов сейсмической нагрузки для строящихся в заданном районе сооружений определяются умножением нормативных коэффициентов на коэффициенты, зависящие от грунтовых условий площадки строительства и типа сооружения (табл. 6.10). Расчетные коэффициенты принимаются не менее 0,1 и не более 0,3. Однако для сооружений типа водонапорных башен, мостов магистральных водопроводов и других специальных сооружений рекомендуется принимать значения коэффициентов не менее 0,4.

Таблица 6.10

Расчетные коэффициенты сейсмической нагрузки на системы водоснабжения

| Тип грунта                             | Системы очистки, открытые каналы | Башенные сооружения, мосты магистральных водопроводов | Линии пожаротушения |
|--|----------------------------------|---|---------------------|
| Скала, плотный песчано-гравийный грунт | 0,4                              | 0,5   | 0,3                 |
| Делювий                                | 0,7                              | 0,7   | 0,7                 |
| Аллювиальные грунты                    | 1                                | 1   | 1                   |
| Рыхлый грунт                           | 2                                | 2   | 2                   |

При расчете сооружений на сейсмические воздействия допускаемые напряжения для таких материалов, как бетон, железобетон и сталь, увеличиваются в 1,5 раза. Допускаемое давление на скальные грунты также повышается в 1,5 раза, а в случае делювиальных напластований, аллювиальных грунтов и свайных оснований принимается без увеличения.

## 3) Плотины

Расчет плотин производится в соответствии с нормами (стандартами) Японского национального комитета по большим плотинам. Согласно этим нормам, сейсмические нагрузки принимаются действующими горизонтально в направлении, перпендикулярном



оси плотины. Вертикальные сейсмические нагрузки не учитываются. Для определения напряжений при сейсмических воздействиях для гравитационных плотин и дамб используется метод коэффициента сейсмической нагрузки, а для арочных плотин разрешается применять как этот метод, так и методы расчета, основанные на динамических исследованиях.

Расчетный коэффициент сейсмической нагрузки на плотины определяется на основе коэффициента сейсмичности грунта, который умножается на коэффициент, зависящий от типа плотины. Коэффициент сейсмичности грунта принимается в пределах, указанных в табл. 6.11. Районы, отнесенные к типам *A* и *B*, показаны на рис. 6.1, *c*.

Таблица 6.11

Коэффициент сейсмичности для плотин

| Тип плотины                             | Районы <i>A</i> | Районы <i>B</i> |
|---|-----------------|-----------------|
| Бетонная плотина<br>Камнелобная плотина | 0,12—0,2        | 0,1 —0,15       |
| Земляная плотина                        | 0,15—0,25       | 0,12—0,2        |

Для бетонных гравитационных плотин, полых гравитационных плотин и насыпных плотин коэффициент сейсмичности грунта умножается на 1. Для арочных плотин повышающий коэффициент определяется на основании испытаний моделей или других динамических исследований. Если же такие исследования не проводятся, повышающий коэффициент принимается равным 2.

Как уже отмечалось, нормы не содержат специальных рекомендаций по учету вертикальных составляющих сейсмического воздействия. Однако, когда считают, что они могут оказать большее влияние на устойчивость плотины, их необходимо учитывать в расчете. В этих случаях коэффициенты вертикальной сейсмической нагрузки могут приниматься до 1/2 величин для горизонтальной сейсмической нагрузки.

Указанные коэффициенты сейсмической нагрузки принимаются для случаев расчетного заполнения резервуаров водохранилищ. При незаполненном водохранилище или при кратковременном превышении расчетного уровня воды в период паводков допускается коэффициенты сейсмической нагрузки принимать вдвое меньшими. При этом предполагают, что большие паводки и сильные землетрясения не могут произойти одновременно.

Кроме инерционных сил в теле плотины на нее действует гидродинамическое давление, создаваемое силой инерции стоячей воды. Гидродинамическое давление определяется по формулам Вестергарда или Зангера, которые будут рассмотрены в следующих разделах. Эти формулы были первоначально получены при предположении о плоской поверхности плотины, однако они без изменений

применимы и для арочных плотин. В этом случае предполагается, что гидродинамическое давление направлено по радиусу горизонтальной арки.

Допускаемые напряжения разрешается определять повышением прочности бетона на 30%.

Хотя для насыпных плотин нормами Японского национального комитета по большим плотинам не предусмотрено детальных требований к обеспечению их устойчивости, Министерство сельского и лесного хозяйства требует, чтобы коэффициент запаса по скольжению откосов по круглоцилиндрической поверхности был не менее 1,2.

#### 4) Порты и гавани

Справочник по проектированию портов и гаваней, опубликованный в 1946 г. Японской ассоциацией портов и гаваней, содержит основные требования по строительству таких сооружений в Японии. К сооружениям, для которых сейсмическая сила представляет собой существенную внешнюю нагрузку, относятся причальные стенки. Для них принято сейсмическую силу определять произведением постоянной нагрузки, включая пригруз, на расчетный коэффициент сейсмической нагрузки. Этот коэффициент зависит от типа и ответственности сооружения, а также от грунтовых условий строительной площадки (см. рис. 6.1, *d*). Предусмотрены также аналогичные рекомендации по расчету покрытия дамб, волнорезов и береговых защитных сооружений.

#### 5) Здания

Японский строительный код был разработан в 1950 г. Кроме зданий в сферу применения этого кода входят такие сооружения, как трубы и водонапорные башни. Мероприятия по антисейсмической защите в коде и соответствующих технических указаниях и требованиях сформулированы в виде либо рекомендаций, либо ограничений (например, по компоновке несущих стен, диагональных связей, минимальному диаметру колонн).

Сейсмическая нагрузка определяется в результате умножения суммы постоянных и полезных нагрузок (для районов с интенсивными снегоотложениями к ним добавляется снеговая нагрузка) на коэффициент горизонтальной сейсмической нагрузки. Нормативные значения коэффициента горизонтальной сейсмической нагрузки определяются в соответствии с табл. 6.12. Особенность нормативных требований заключается в назначении разных коэффициентов в зависимости от отметки над уровнем земли.

При назначении расчетных коэффициентов сейсмической нагрузки величины нормативных коэффициентов разрешается снижать таким образом, чтобы после умножения на коэффициенты, указанные на рис. 6.1, *e* и в табл. 6.13, результаты соответство-

Таблица 6.12

## Нормативные коэффициенты сейсмической нагрузки для зданий

| № п. п. | Конструкции здания или отдельных его частей                   | Коэффициент горизонтальной сейсмической нагрузки               |
|---------|---|--|
| 1       | Части зданий ниже отметки 16 м                                | 0,2  |
| 2       | Части зданий выше отметки 16 м                                | Величина по п. 1 увеличивается на 0,01 на каждые 4 м выше 16 м |
| 3       | Конструкции деревянных зданий в районах очень мягких грунтов* | 0,3  |

\* К мягким грунтам относятся аллювиальные грунты, состоящие из растительного слоя толщиной более 30 м, и насыпные грунты (засыпка болот, топей и т. п. мусором, грязью при высоте засыпки примерно более 3 м и простоянии не более 30 лет после засыпки такими материалами).

Таблица 6.13

## Коэффициент, зависящий от грунтовых условий и типа здания

| Грунт   | Деревянные здания | Здания со стальным каркасом | Железобетонные здания со смешанными несущими конструкциями (сталь и железобетон), здания со стальным каркасом и бетонными стенами |
|---|-------------------|-----------------------------|---|
| Скала, плотный песчано-гравийный слой и грунты, состоящие в основном из слоев образования третичного и дочетичного периода  | 0,6               | 0,6                         | 0,8   |
| Песчано-гравийный слой, плотные глины с содержанием песка, суглинки, грунты, состоящие в основном из делювиальных слоев или слоев гравия, толщиной более ~ 5 м, аллювиальные слои песка с гравием | 0,8               | 0,8                         | 0,9   |

вали нормативным коэффициентам. На рис. 6.1, е приведены значения коэффициента в зависимости от сейсмичности площадки строительства, а в табл. 6.13 — коэффициента, определяемого грунтовыми условиями и типом конструктивного решения здания. Если при расчетах произведение двух коэффициентов (по рис. 6.1, е и табл. 6.13) меньше 1/2, то принимается значение 1/2.

Поскольку сейсмические нагрузки действуют в течение короткого промежутка времени, разрешается величины допускаемых напряжений, принятых для долговременных воздействий, умножать на коэффициенты, указанные в табл. 6.14. Таким образом, допус-

Таблица 6.14

## Коэффициенты для допускаемых напряжений

| Материал и вид напряженного состояния   | Повышающий коэффициент |
|---|------------------------|
| Дерево — сжатие, растяжение или изгиб, сдвиг                                      | 2,0                    |
| Строительная сталь — сжатие, растяжение, изгиб, сдвиг, смятие при плотном касании | 1,5                    |
| Бетон — сжатие, растяжение, сдвиг или сцепление с арматурой                       | 2,0                    |
| Сварные соединения — сжатие, растяжение, изгиб, сдвиг поперечного сечения шва     | 1,5                    |
| Высокопрочные болты — поверхность трения  | 1,5                    |
| Несущая способность грунтов   | 2,0                    |
| Несущая способность свай  | 2,0                    |

кается принятие 2/3 прочности бетона на сжатие  $\sigma_{28}$  и напряжения 2400 кгс/см<sup>2</sup> для стали на растяжение, сжатие и изгиб.

Ассоциацией инженеров-строителей Калифорнии (США) разработаны рекомендации по определению горизонтальных сейсмических нагрузок на здания, в основу которых положен динамический характер реакции сооружений при сейсмических воздействиях<sup>1</sup>. Введено требование, чтобы здания и сооружения выдерживали все горизонтальные нагрузки, определяемые по формуле

$$V = KCW, \quad (6.1)$$

где  $V$  — полная сдвигающая сила в уровне основания;  $C$  — коэффициент, зависящий от периода собственных колебаний сооружения;  $K$  — коэффициент, зависящий от типа конструктивного решения;  $W$  — общая постоянная нагрузка.

Коэффициенты сейсмической нагрузки выражены в виде произведения двух коэффициентов  $K$  и  $C$ . Коэффициент  $C$ , зависящий от периода собственных колебаний сооружения, для жестких одноэтажных и двухэтажных зданий принимается

$$C = 0,1, \quad (6.2)$$

а для гибких сооружений типа высотных зданий

$$C = \frac{0,05}{\sqrt[3]{T}}, \quad (6.3)$$

где  $T$  — период основного тона колебаний сооружения ( $T$  не может быть принят менее 0,1 с).

Коэффициент  $K$  для зданий обычной конструкции принят равным 1, а для сооружений — 1,5.

Полная сейсмическая нагрузка, определяемая по формуле (6.1), прикладывается по высоте здания неравномерно, а в соответ-

<sup>1</sup> Динамический расчет зданий и сооружений на сейсмические воздействия используется в нормах большинства стран, расположенных в сейсмических районах. (Прим. переводчика.)

вии с выражением

$$F_x = \frac{w_x h_x}{\sum_x w_x h_x} V, \quad (6.4)$$

где  $F_x$  — горизонтальная нагрузка, приложенная в уровне  $x$ ;  $h_x$  — расстояние от основания до уровня  $x$ ,  $w_x$  — часть постоянных нагрузок, приложенных или рассматриваемых в уровне  $x$ .

## 6) Атомные электростанции

Атомная энергетика в Японии в настоящее время находится в стадии развития, и для атомных электростанций еще не разработаны нормы проектирования (стандарты). Однако созданные Японским электротехническим обществом Технические рекомендации по сейсмостойкости атомных электростанций применяются в практике проектирования как нормы. Все сооружения атомных электростанций могут быть подразделены на три класса.

Класс А. Сооружения, выход из строя которых создает опасность работе атомного реактора, или сооружения, необходимые для защиты населения от радиоактивного излучения в случае аварии.

Класс В. Сооружения с материалами высокой радиоактивности, кроме сооружений класса А.

Класс С. Сооружения с материалами, не попадающими в классы А и В, для которых необходимы обычные мероприятия по антисейсмической защите.

Сейсмические нагрузки учитываются совместно с постоянными и полезными нагрузками. Коэффициенты сейсмической нагрузки определяются умножением коэффициентов в табл. 6.15 на коэффициенты строительного кода в зависимости от степени ответственности сооружения.

Таблица 6.15

Коэффициенты увеличения нормативных коэффициентов сейсмической нагрузки

| Класс сооружения | Для воздействий в горизонтальном направлении | Для воздействий в вертикальном направлении  |
|------------------|--|---|
| А                | 3  | $1/2$ от коэффициента горизонтальной сейсмической нагрузки в основании сооружения |
| В                | 1,5  | Не учитывается  |
| С                | 1  | Не учитывается  |

Внутри класса А выделяются сооружения особой ответственности (контейнеры для реактивных материалов, аппаратура остановки реактора и др.), которые отнесены к классу AS. Для сооружений класса AS проверка надежности производится для случаев ава-

рийных нагрузок, нормальных эксплуатационных нагрузок и расчетных сейсмических нагрузок, а также при совместном действии сейсмических нагрузок в 1,3—1,5 раза больше расчетных и нормальных эксплуатационных нагрузок. Надежность систем трубопроводов при сейсмических воздействиях проверяется отдельно.

Для сооружений класса А кроме статического расчета проводится динамический расчет на землетрясение максимальной интенсивности, возможное в районе строительства, с увеличением параметров реакции в два раза.

Максимальные расчетные ускорения колебаний грунта в уровне коренных пород, которые принимаются для проектирования атомных электростанций в Японии, как показано в табл. 6.16, составляют 180—300 gal.

Таблица 6.16

Примеры расчетных сейсмических воздействий для атомных электростанций

| Электро-станция | Ожидаемая интенсивность сейсмического воздействия в течение 75 лет, gal | Тип реактора                  | Мощность, МВт | Максимальное ускорение при динамическом расчете, gal |
|-----------------|---|-------------------------------|---------------|--|
| А               | 50—100  | BWR                           | 524           | 200  |
| В               | 100   | BWR                           | 460           | 180  |
| С               | 200   | BWR                           | 540           | (коренные породы) 300                                |
| Д               | 100—150   | PWR                           | 500           | 300  |
| Е               | 100—150   | PWR                           | 826           | (коренные породы) 270                                |
| F               | Менее 50  | BWR                           | 460           | (коренные породы) 200                                |
| G               | 100   | Калдер Холл                   | —             | (коренные породы) 150                                |
| Н               | 100   | С использованием тяжелой воды | —             | (поверхность земли) 250<br>(коренные породы)         |

## Глава 7. ДАВЛЕНИЕ ГРУНТА ВО ВРЕМЯ ЗЕМЛЕТРЯСЕНИЯ

### 7.1. ВВЕДЕНИЕ

Повреждения при интенсивности 9 и более баллов по шкале ММ качественно отличаются от повреждений при интенсивности воздействия 8 баллов и ниже. Причина такого резкого различия заключается в снижении прочности грунта, подвергаемого интенсивным колебаниям. Большинство повреждений и разрушений при землетря-

сениях, связанных со снижением прочности и обрушениями грунтов, проявляются в виде оползней, срыва горных пород, разжижения грунта, расслоения насыпей и осадок фундаментов.

Наиболее опасны при землетрясениях оползни. Когда они достигают равнин, заселенные районы подвергаются большим разрушениям, как случилось, например, в Анкоридже во время землетрясения на Аляске в 1964 г. Оползень около Юнга при землетрясении в Перу, 1970, представлял собой поток, который двигался со скоростью около 40 км/ч и почти мгновенно поглотил весь город (рис. 7.1). Такие громадные оползни не обязательно происходят в



Рис. 7.1. Оползень в Хуаскаране (землетрясение в Перу, 31 мая 1970)

местностях с крутыми склонами. Они могут произойти там, где слои слабого грунта подстилают малосвязные поверхностные грунты. Как только слабые грунты теряют несущую способность при землетрясении, большие массы поверхностного слоя начинают двигаться. Если поверхностный слой достаточно монолитный, опасность при подвижках поверхностного слоя не очень велика. Однако если грунт поверхностного слоя недостаточно плотный, то большие массы обломочных пород

вместе с водой образуют грязевой поток, который создает большую опасность и приводит к отложению толстого слоя грязи внизу по течению. Следует отметить, что в районах, подверженных в обычных условиях оползневым явлениям, не обязательно происходят оползни во время землетрясений. Например, местность вдоль железнодорожной линии Тосан в районе Сикоку известна как зона интенсивных оползней. Однако во время землетрясения Нанкай, 1946, не было отмечено серьезных оползней в этом районе. На северо-западе префектуры Гифу расположена долина с большим числом защитных дамб. Во время землетрясения Кита-Мино, 1961, несмотря на то что в соседних долинах произошло много обвалов, в указанной долине практически не было нарушений рельефа.

Срыв горных пород может часто происходить в районах с крутыми склонами или вблизи зон разломов. Вблизи разломов сползание горных пород часто происходит по прямой вдоль линии сбросов. В местах большого количества оползней масса сползающих пород может соединяться и образовывать грязевые потоки, перекрывающие реки и обрушивающиеся на жилые дома.

Разжижение грунта происходит в слоях песка с рыхлой структурой и высоким уровнем грунтовых вод. Во время землетрясения верхние части таких слоев теряют несущую способность. В результате сооружения, построенные на этих грунтах, получают осадки, а заглубленные в грунт системы инженерных сооружений разрушаются и всплывают. Характерным примером таких повреждений является г. Ниигата во время землетрясения 1964 г.

Во время землетрясений часто происходит расслоение насыпей. При землетрясении Токачи, 1968, насыпная плотина для системы ирригации была прорвана, что привело к гибели одного человека. Насыпи крупной железнодорожной линии были искривлены, что вызвало остановку железнодорожного движения на несколько недель.

Существует много примеров, когда пролетные строения мостов получали серьезные повреждения в результате осадок фундаментов при землетрясениях. Этот вид разрушений, безусловно, связан с недостатками проектирования и свидетельствует о трудностях при оценке несущей способности фундаментов при сейсмических воздействиях.

Если с расслоением насыпей и осадками фундаментов мостов можно бороться путем соответствующего расчета и проектирования, то большим оползням и сползанию горных массивов противопоставить практически ничего нельзя. Единственно, на основании геологических и топографических исследований необходимо так размещать сооружения, чтобы в случае подобных катастрофических явлений исключить их разрушение.

Для сведения до минимума опасности разрушения грунтов при землетрясениях исключительно важно изучить динамическую прочность грунтов и напряжения в них при динамических воздействиях. Пока многие из этих проблем остаются нерешенными. Ниже рассматриваются мероприятия, обоснованные, главным образом, с точки зрения статической прочности грунтов. Поэтому при проектировании следует очень внимательно рассматривать все мероприятия и слепо не переносить все данные о статических характеристиках грунтов на оценку динамических характеристик, особенно при наличии грунтовых вод.

Еще одна проблема, которой следует уделить внимание при проектировании земляных сооружений, заключается в учете вертикальной составляющей сейсмического воздействия. Поскольку современная теория сейсмостойкости сооружений разработана, в основном, применительно к каркасным сооружениям, в ней основное внимание уделяется горизонтальным воздействиям, а вертикальные составляющие часто не учитываются<sup>1</sup>. Для земляных сооружений влияние вертикальной составляющей на их устойчивость чрезвычай-

<sup>1</sup> С этим положением автора трудно согласиться. В ряде нормативных документов и во многих последних исследованиях сейсмостойкость сооружений оценивается с учетом вертикальных составляющих сейсмических воздействий. (Прим. переводчика.)

чайно велико. Это обусловлено тем, что устойчивость земляных сооружений определяется нагрузкой от их собственного веса, которая изменяется при вертикальных колебаниях.

Кроме того, при расположении земляных сооружений вблизи эпицентров землетрясений они испытывают большие вертикальные сейсмические нагрузки, так как в эпицентральных областях всегда наблюдаются интенсивные вертикальные колебания. Поэтому при проектировании земляных сооружений вертикальные колебания необходимо учитывать в расчете, принимая для них коэффициент сейсмической нагрузки по крайней мере равным  $1/2$  коэффициента горизонтальной сейсмической нагрузки.

Модельные испытания с использованием сейсмоплатформ почти всегда проводились только при горизонтальных колебаниях. Однако выявлено, что характер повреждений моделей при воздействиях, имитирующих разрушительные землетрясения, нередко существенно отличен от повреждений при реальных землетрясениях. По-видимому, это связано с тем, что на сейсмоплатформах не моделируются вертикальные колебания.

## 7.2. ДИНАМИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА ГРУНТОВ

### 1) Состав грунта

1) *Введение.* Из всех характеристик грунтов изменения плотности и сопротивления сдвигу, а также давления поровой воды считаются наиболее ответственными за осадки фундаментов и разрушения земляных сооружений при колебаниях. Более того, эти три параметра связаны между собой. Статическое сопротивление сдвигу, как правило, определяется соотношением

$$\tau = (\sigma - u) \operatorname{tg} \varphi + c, \quad (7.1)$$

где  $\tau$  и  $\sigma$  — соответственно сопротивление сдвигу и нормальное напряжение по плоскости разрушения;  $u$  — давление поровой воды;  $\varphi$  — угол внутреннего трения;  $c$  — сцепление.

В этом выражении  $(\sigma - u)$  представляет собой эффективное напряжение, определяемое структурой грунта. Для удобства первое слагаемое в (7.1) называется трением, а второе — сцеплением. Трение определяет в основном прочность песка, а сцепление — прочность водонасыщенной чистой глины. Следовательно, удобно рассмотреть эти два компонента раздельно, так как между механическими свойствами песчаных и глинистых грунтов имеются существенные различия.

1. *Песчаные грунты.* Сопротивление песка сдвигу практически не зависит от шероховатости поверхности частиц песка, а определяется в основном количеством пустот и содержанием воды. Пористость песка (отношение объема пустот к объему частиц) изменяется в пределах от 40 до 100 % в зависимости от условий отложения песка. Чем меньше пористость, тем больше угол внутреннего трения.

Кроме того, существует тенденция к повышению угла внутреннего трения при увеличении размеров частиц даже при одинаковой пористости. В качестве примера даны результаты испытаний на рис. 7.2.

Когда песок подвергается сдвигающим воздействиям, его деформации необратимы и объем песка изменяется. При определенных граничных пределах песок, насыпанный в плотном состоянии, становится рыхлым, а песок, насыпанный более рыхло, становится плотным. Между этими пределами находится критическая пористость, обеспечивающая максимальную устойчивость. Критическая пористость уменьшается с ростом давления на песок в замкнутом

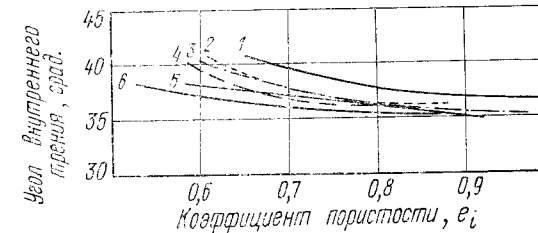


Рис. 7.2. Зависимость угла внутреннего трения от коэффициента пористости песка по берегам р. Шинано

1 — песок около восточной пристани; 2 — песок около южной пристани; 3 — песок на левом берегу р. Шинано; 4 — песок около причальной стены в Яманошита; 5 — песок на о. Бандаи; 6 — песок около покрытия откосов в Яманошита

объеме. Нормальная пористость песка составляет примерно 70% при рыхлой насыпке и 50% при плотной насыпке.

Влага, содержащаяся в песке, разделяется на адсорбированную воду и поровую воду. Их влияние на характеристики песка совершенно различно. Адсорбированная вода образует пленку на поверхности песчаных частиц и увеличивает объем пор между частицами, что приводит к набуханию песка. Тем не менее при этом набухании не возникают большие усилия, которые бы приводили к самопроизвольному разъединению частиц.

Набухание происходит только после того, как взаимное расположение частиц изменяется в связи с внешними воздействиями и в этом смысле оно является источником возможных напряжений. Набухание становится более значительным по мере уменьшения размеров частиц песка, а содержание воды, когда происходит максимальное набухание, составляет 5% по весу. При этом для мелких частиц увеличение объема достигает нескольких десятков процентов.

Поровая вода заполняет часть или все пустоты между частицами песка. Ее отличительной особенностью является способность воспринимать давление. Когда частицы песка насыщены водой, давление поровой воды равно гидростатическому давлению грунтовых вод. При сохранении воздуха в пустотах давление поровой воды снижается в связи с силами поверхностного натяжения. Степень снижения в каждом объеме грунта зависит от распределения запол-

ненных воздухом пустот, однако при снижении давления поровой воды напряжения в скелете грунта, состоящем из частиц песка, увеличиваются.

Когда песок, содержащий поровую воду, подвергается внешней нагрузке, эта сила сразу воспринимается поровой водой. В результате роста нагрузок равновесие давлений внутри поровой воды нарушается и вода начинает выжиматься из пор. Распределение давления поровой воды постепенно изменяется, при этом напряжения на частицы грунта также изменяются с постепенным ростом деформаций скелета грунта. Когда равновесие в давлении поровой воды восстанавливается, все внешние нагрузки воспринимаются скелетом грунта и деформации песка прекращаются. Поэтому для восстановления состояния равновесия после приложения внешней нагрузки требуется определенное время. Это время тем меньше, чем ниже сопротивление течению поровой воды через пустоты между частицами песка.

В табл. 7.1 приведены коэффициенты фильтрации грунта (соотношение между средней скоростью потока и градиентом напора воды). Как правило, чем больше размеры частиц, тем выше водопроницаемость. Величины коэффициента фильтрации грунта до  $10^{-4}$  считаются вполне удовлетворительными.

Таблица 7.1

| Водопроницаемость грунтов   |                              |
|---|------------------------------|
| Типы грунта   | Коэффициент фильтрации, см/с |
| Чистый гравий   | 100—1                        |
| Смесь чистого песка и гравия  | $10^{-1}$ — $10^{-3}$        |
| Очень мелкозернистый песок, органический и неорганический ил, смесь песчаного ила и глины | $10^{-4}$ — $10^{-6}$        |

При очень быстром изменении внешней нагрузки давление может локально возрастать до весьма больших величин. Если градиент давлений становится чрезвычайно большим, скорость течения поровой воды очень велика и силы трения между частицами песка возрастают. Когда скелет из частиц песка не может воспринимать нагрузку, сами частицы песка начинают течь, что приводит к частичному и полному разрушению песчаного слоя.

Что касается влияния поровой воды на прочность песка при сдвиге, то результаты медленных испытаний на сдвиг насыщенного песка аналогичны испытаниям того же песка в сухом состоянии при одинаковой плотности. Исключение составляет угол внутреннего трения, который для водонасыщенного песка на  $1—2^\circ$  меньше. Когда сдвигающая нагрузка прикладывается быстро, тенденция рыхлого песка к уменьшению пористости связана с повышением давления поровой воды, и песок разрушается при меньших напряжениях сдвига, чем в случае медленного нагружения. Для плотного пес-

ка проявляется обратная тенденция к объемному расширению песка. Этот результат статических испытаний на сдвиг считается непосредственно связанным с явлением разжижения водонасыщенного песка при вибрации и будет рассмотрен позднее.

2. *Связные грунты.* Глина состоит из частиц неорганического происхождения и воды. Она может находиться в твердом, полутвердом, пластическом и текучем состояниях в зависимости от механических и электрохимических условий отдельных компонентов. Свойства глин в каждой из этих фаз или в переходном состоянии из одной фазы в другую определяют в зависимости от формы частиц, их расположения под действием электрохимических сил, свойств водной пленки, образуемой адсорбированной водой, давления поровой воды и сил поверхностного натяжения.

Материал с плоскими частицами (чешуйками) легче образует ячеистую структуру, чем материал с гранулированными частицами. Благодаря этому материалы с плоскими частицами могут содержать большое количество воды, что приводит к пластическим свойствам. Кристаллические частицы адсорбируют катионы, а те в свою очередь влагу, что приводит к образованию водяных пленок. Толщина пленок различается в зависимости от типа катионов и вызывает увеличение объема глины.

Существует определенная упорядоченность различных частиц грунта, покрытых пленками воды, под действием электрохимических напряжений. Эта структура естественного состояния грунта нарушается при ударных воздействиях и приводит к иному расположению частиц. В таких случаях проявляется тенденция к уменьшению прочности грунта на сдвиг, а материал становится легко сжимаемым.

Когда пустоты между частицами насыщены водой, глина набухает, а при высушивании силы поверхностного натяжения стремятся уменьшить пустоты и глина испытывает усадку. В этом случае считают, что в глине существуют потенциальные напряжения и прочность ее увеличивается.

При нагружении слоя глины поровая вода начинает вытекать, что компенсирует нарушение равновесия в давлении воды, и глина уплотняется. Однако сопротивление вытеснению воды обычно очень велико и требуемое время для достижения конечного состояния равновесия, как правило, весьма продолжительно.

## 2) Динамическая прочность грунта

1) *Введение.* Для выявления характера работы земляных сооружений при землетрясениях необходимо изучить механические свойства грунтов при динамических нагрузках. Для этой цели используются следующие экспериментальные методы.

1. Грунт, насыпанный в ящик, с помощью сейсмоплатформы приводится в колебание в горизонтальном или вертикальном направлении.

2. Создается искусственное землетрясение путем установки в грунт мощного вибратора.

3. Производится испытание на сжатие с помощью установки для трехосного нагружения, причем, по крайней мере, в одном направлении нагрузка изменяется циклически.

4. Производятся испытания грунта на чистый сдвиг с циклическим изменением нагрузки.

Несмотря на то что к настоящему времени проведено большое число таких испытаний, многие вопросы остаются нерешенными.

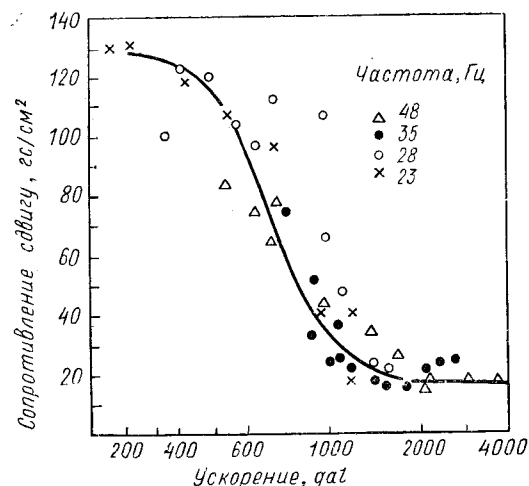


Рис. 7.3. Зависимость сопротивления сдвигу высушенного песка Сомы от амплитуды ускорения колебаний (данные проф. Т. Могами)

Для быстрого решения вопросов проектирования динамические характеристики часто принимаются аналогичными статическим параметрам, однако иногда это может принести к серьезным ошибкам.

2) *Динамическая прочность песчаных грунтов.* 1. Экспериментальные исследования Т. Могами. Т. Могами [192] помещал сухой песок в ящик и определял сопротивление сдвигу при действии вертикальных колебаний. При вибрации прочность песка на сдвиг уменьшалась, что указывает на определяющее влияние ускорений колебаний на снижение прочности. На рис. 7.3 приведены некоторые результаты испытаний. Можно отметить резкое снижение прочности песка на сдвиг, когда ускорения превышали 300—400 gal. При превышении этого уровня наблюдалась текучесть песка.

2. Экспериментальные исследования И. Ишии. И. Ишии [208] на образцах песка в ящике исследовал разжижение сухого, водонасыщенного и частично насыщенного песка при горизонтальных колебаниях. Изучались два типа песка: песок Онахама, мелкозернистый и не допускающий свободного про-

Таблица 7.2

Опыты по разжижению песка при колебаниях

| Степень влажности  | Песок Онахама (эффективный диаметр 0,17 мм, коэффициент однородности 1,31, коэффициент фильтрации 0,02 см/с) | Песок Такахаги (эффективный диаметр 1,38 мм, коэффициент однородности 1,54, коэффициент фильтрации 1,11 см/с) |
|--|--|---|
| Полностью насыщенный   | Разжижение при 50 и 200 gal  | Разжижение при 200—300 gal  |
| Частично насыщенный (только нижние 50 см из 70 см слоя насыщены) | Не разжижается до 400 gal  | Не разжижается при 500 gal и ниже   |
| Сухой  | Не разжижается при 500 gal и ниже  | Не разжижается при 500 gal и ниже   |

никания воды, и песок Такахаги, крупнозернистый и легко замачиваемый.

Результаты опытов на разжижение при колебаниях приведены в табл. 7.2. Для рассмотренного диапазона размеров частиц установлено, что мелкозернистый песок разжижается быстрее, чем крупнозернистый песок, а увлажненный песок быстрее, чем сухой.

На рис. 7.4 приведены зависимости между ускорением колебаний и коэффициентом пористости. По мере увеличения ускорений песок, который в начальной стадии был рыхлым, уплотнялся, а коэффициент пористости резко снижался. При испытаниях насыщенного песка Онахама коэффициент пористости резко падал при ускорениях с уровнями 50 gal и 200 gal без видимых изменений между этими значениями. Это явление представляет большой интерес.

3. Экспериментальные исследования Х. Б. Сиды. Х. Б. Сидом [217] аналогичное явление было отмечено как усталость песка при повторных напряжениях. Испытания проводились как на чистый сдвиг, так и на трехос-

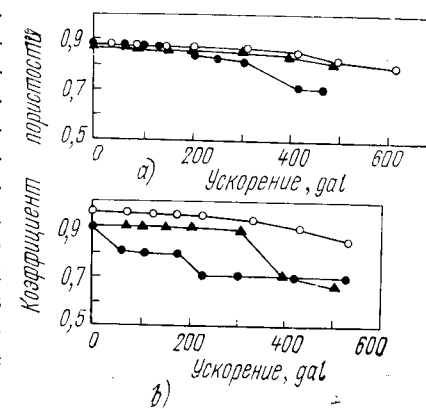


Рис. 7.4. Зависимость ускорения колебаний от коэффициента пористости крупнозернистого (а) и мелкозернистого (б) песка (данные д-ра И. Ишии)

а — крупнозернистый песок в Такахаги; б — мелкозернистый песок в Онахама  
О — сухой; ● — водонасыщенный; ▲ — влажный

ное сжатие. В первом случае к плоской поверхности образца прикладывались постоянные осевые напряжения, а затем переменные сдвигающие усилия.

Во втором случае, когда к образцу было приложено статическое трехосное напряжение сжатия  $\sigma$ , добавлялись циклические переменные напряжения  $\mp \tau$  в вертикальном направлении и  $\pm \tau$  в горизонтальном. Диаграммы напряжений, показанные на верхнем и нижнем образцах в столбце 1 рис. 7.5, соответствуют такой схеме нагружения. В плоскости под углом  $45^\circ$  к вертикальной оси действует статическое осевое напряжение  $\sigma$  и переменные касательные напряжения  $\tau$ . Аналогичный характер напряжений воспроизводился при испытаниях на чистый сдвиг.

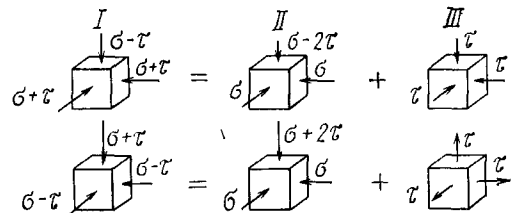


Рис. 7.5

Однако переменные трехосные напряжения технически создать очень трудно. Поэтому вместо них испытания проводят при одноосном циклическом нагружении. Эти испытания основаны на следующих предположениях.

Предполагается, что напряженное состояние на рис. 7.5—I может быть получено сложением состояний II и III. Из них напряженное состояние III характеризует изменение однородного трехосного напряжения при увеличении давления поровой воды. При этом эффективные напряжения в частицах песка не изменяются. В этом смысле напряженное состояние III не оказывает влияния на прочность песка при сдвиге и на его деформации. Поскольку при испытаниях исследовались именно эти параметры, напряжения по схемам I и II приводят к тем же результатам. С учетом подобных рассуждений испытания проводили по схеме II в условиях гидростатического давления.

Когда к опытному образцу прикладываются циклические касательные напряжения, давление поровой воды сразу начинает расти и в конце концов достигает значения внешнего давления. При этом внешнее давление уравнивается давлением поровой воды, поэтому эффективное напряжение становится равным нулю и начинаются сдвиговые деформации песка (рис. 7.6). В связи с продолжением циклического нагружения деформации рыхлого песка сильно увеличиваются и вскоре песок разжижается. Деформации плотного песка увеличиваются постепенно и состояние полного разжижения не достигается.

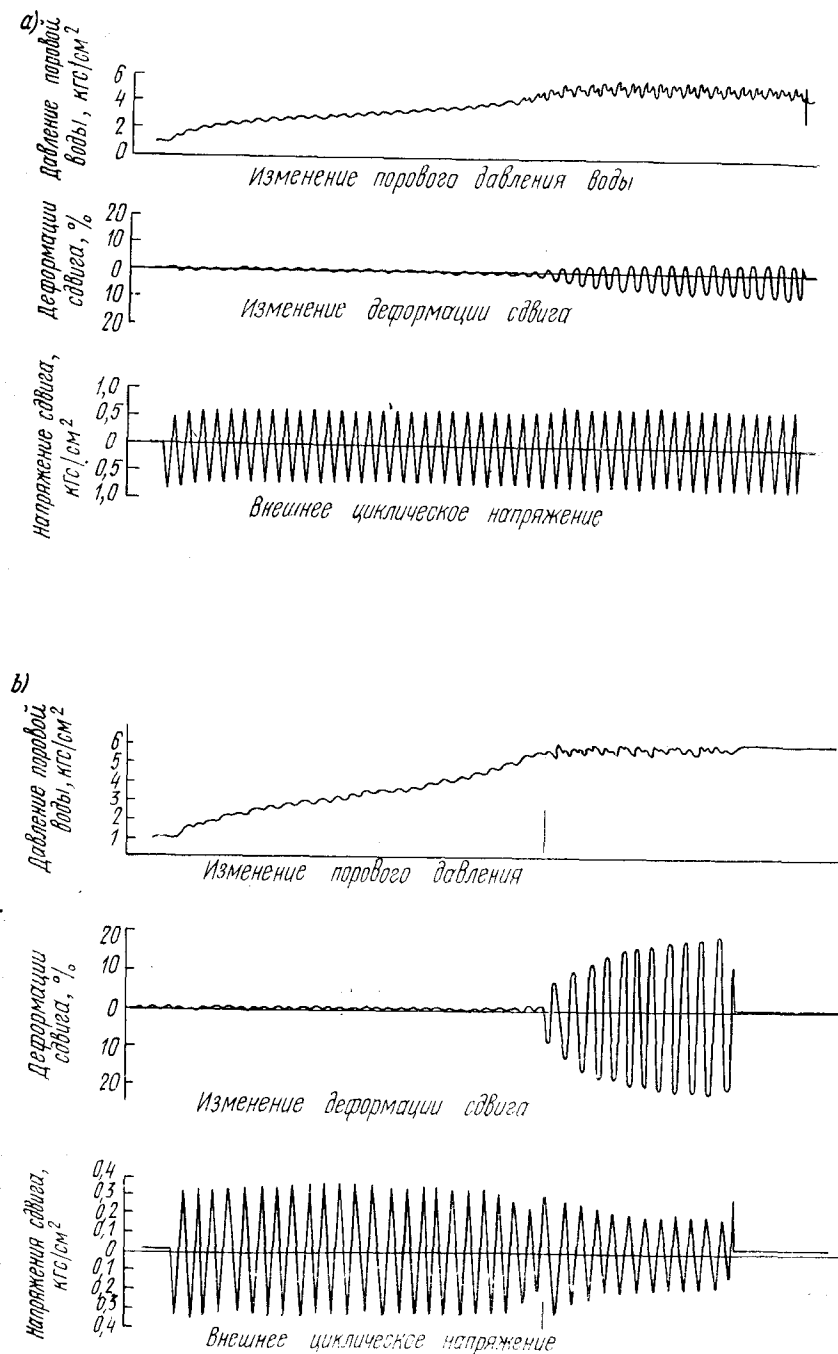


Рис. 7.6. Записи характерных пульсационных испытаний на чистый сдвиг плотного (а) и рыхлого (б) песка (данные проф. Х. Б. Сиды)  
а — плотный песок; начальная относительная плотность  $R_d=90\%$ ; начальная пористость  $e_i=0,56$ ; начальное давление в ограниченном объеме  $\sigma_v=5$  кгс/см<sup>2</sup>; частота — 1 Гц; б — рыхлый песок; начальная относительная плотность  $R_d=50\%$ ; начальная пористость  $e_i=0,68$ ; начальное давление в ограниченном объеме  $\sigma_v=5$  кгс/см<sup>2</sup>; частота — 1 Гц



Условия разрушения песка при повторных напряжениях характеризуются следующим образом.

Разрушение — амплитуды деформаций сдвига превышают 20%.

Полное разжижение — песок теряет несущую способность при деформациях, превышающих 20%.

Частичное разжижение — амплитуда деформаций меньше 20%, но песок теряет несущую способность.

Начальное разжижение — наблюдаются отдельные признаки частичного разжижения.

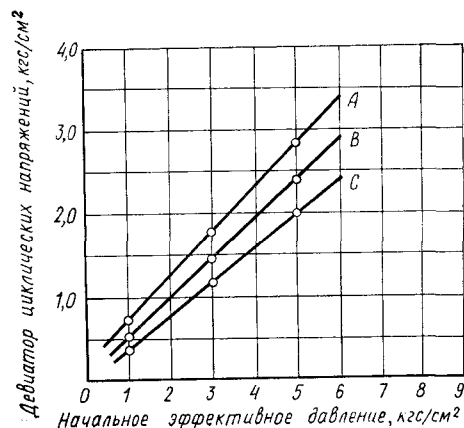


Рис. 7.7. Соотношение между числом циклов колебаний, вызывающих разжижение в течение 10 циклов, и пористостью (данные проф. Х. Б. Сиды)

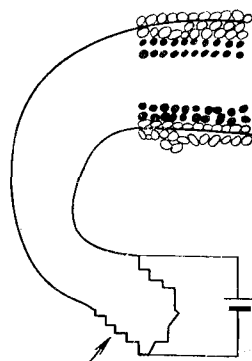


Рис. 7.8  
● — песок с высоким электрическим сопротивлением (1000 Ом);  
○ — песок с низким электрическим сопротивлением (2—3 Ома)

В результате испытаний выявлена определяющая роль следующих основных факторов при разжижении песка.

а) Чем больше амплитуда внешних повторно-переменных напряжений, тем меньше число циклов нагружения, необходимое для разжижения песка.

б) Амплитуда циклических напряжений, необходимых чтобы вызвать разжижение, увеличивается с повышением начального эффективного давления (рис. 7.7).

с) При прочих равных условиях чем выше обжатие грунта, тем больше циклические касательные напряжения, вызывающие разжижение.

д) Амплитуда внешних циклических напряжений, необходимых, чтобы вызвать разжижение, примерно пропорциональна произведению относительной плотности на величину напряжений в песке. Коэффициент пропорциональности зависит от количества циклов переменных напряжений.

е) Период циклических касательных напряжений практически не оказывает влияния на разжижение грунта.

Как показали опыты по восстановлению статической прочности после разжижения, песок деформируется при статической нагрузке сразу после разжижения, когда эффективное напряжение равно нулю. В рыхлом песке не происходит изменения в давлении поровой воды, пока деформации не достигнут примерно 20%, но когда этот предел превзойден, давление поровой воды уменьшается и песок сопротивляется внешним нагрузкам. Для плотного песка характерны аналогичные явления, но критическая деформация, при которой снижается давление поровой воды и грунт начинает воспринимать нагрузку, равна примерно 5%.

4. Экспериментальные исследования по электропроводимости песка. Для изучения механизма разрушения песка при колебаниях были проведены вибрационные испытания на частицах песка, к которым подключался электрический контур. Техника испытаний еще не была совершенной, однако они дали определенную информацию о механизме разрушения частиц песка.

В этих опытах, как видно из рис. 7.8, оголенный проводник помещался внутрь песка. Соответствующий объем этого песка помещался в непроводящий электричество песок того же состава.

Когда внешнее давление на песок изменялось, изменялось и давление между частицами электропроводящего песка, что приводило к изменению его электрического сопротивления. Таким образом, была сделана попытка изучить характер работы частиц песка по изменению электрического сопротивления. К преимуществам этого метода относится возможность не нарушать напряженного состояния при установке приборов и высокая чувствительность электропроводящего песка. Вместе с тем недостатком метода является отсутствие линейной зависимости между изменением объема песка и вариациями электрического сопротивления. Когда контакт между частицами становится слабым, этот процесс становится преобладающим по сравнению со сжатием и количественные результаты получить трудно.

На рис. 7.9 показано соотношение между начальным электрическим сопротивлением и прочностью песка, которое установлено в результате испытаний на чистый сдвиг. На рис. 7.10 приведены одновременно снятые записи касательных напряжений, электрического сопротивления, вертикальных перемещений и сдвиговых деформаций при испытаниях с постоянной скоростью увеличения деформаций сдвига. Касательные напряжения в начальной стадии деформирования (до деформаций сдвига 0,15%) резко возрастают,

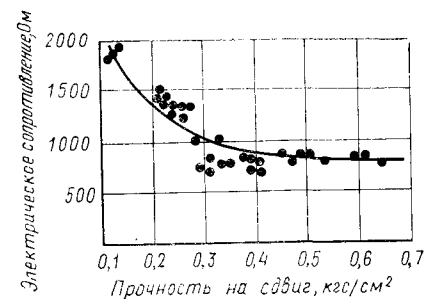


Рис. 7.9. Зависимость электрического сопротивления песка от прочности на сдвиг

а затем наблюдается точка, где угол наклона резко изменяется, как в начале текучести стали при касательных напряжениях. Электрическое сопротивление до этого предела увеличивается линейно и можно считать, что в этой точке начинается стадия уменьшения контактного давления между частицами песка и практически достигается стадия скольжения.

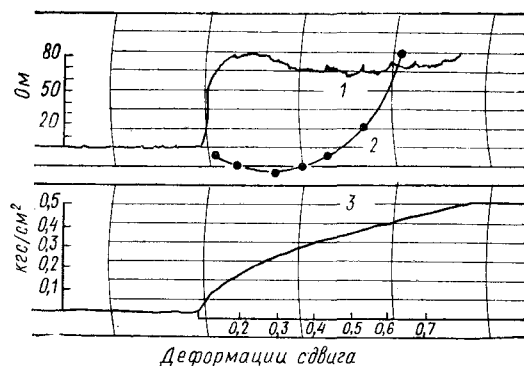


Рис. 7.10. Испытание песка на сдвиг в одной плоскости  
1 — электрическое сопротивление; 2 — вертикальное перемещение; 3 — напряжения сдвига

Когда касательные напряжения меняют знак при значениях ниже предела текучести, остаточные деформации находятся в пределах примерно 20% общих деформаций, а при превышении предела текучести остаточные деформации резко возрастают. Поэтому считают, что до предела текучести деформации являются практически упругими. В связи с малыми деформациями песка при пределе текучести характер его колебаний при сильных землетрясениях не может быть объяснен с позиций теории упругих колебаний.

На первом этапе была исследована прочность песка при горизонтальных и вертикальных колебаниях. Сухой песок помещался в цилиндр диаметром 23 см и высотой 30,6 см и к нему сверху прикладывалось статическое давление 0—29 гс/см². Затем электропроводящий песок размещался сверху и в середине цилиндра. Цилиндр устанавливался на сейсмоплатформе, и возбуждались стационарные гармонические колебания в горизонтальном и вертикальном направлениях. Поддерживая одинаковую частоту колебаний и изменяя только амплитуду, создавали переменные ускорения на песок, при этом измерялось сопротивление электропроводящего песка.

На рис. 7.11, а приведены одновременно зарегистрированные записи ускорений сейсмоплатформы и электрического сопротивления при горизонтальных колебаниях цилиндра. По оси абсцисс графиков представлено время. При возбуждении колебаний нейт-

ральная ось графика электрического сопротивления смещается в сторону более высоких значений и изменения сопротивления происходят относительно смещенной нейтральной оси. При дальнейшем увеличении ускорений амплитуды колебаний остаются практически постоянными, однако нейтральная ось становится неустойчивой и обычно смещается в сторону более высоких сопротивлений.

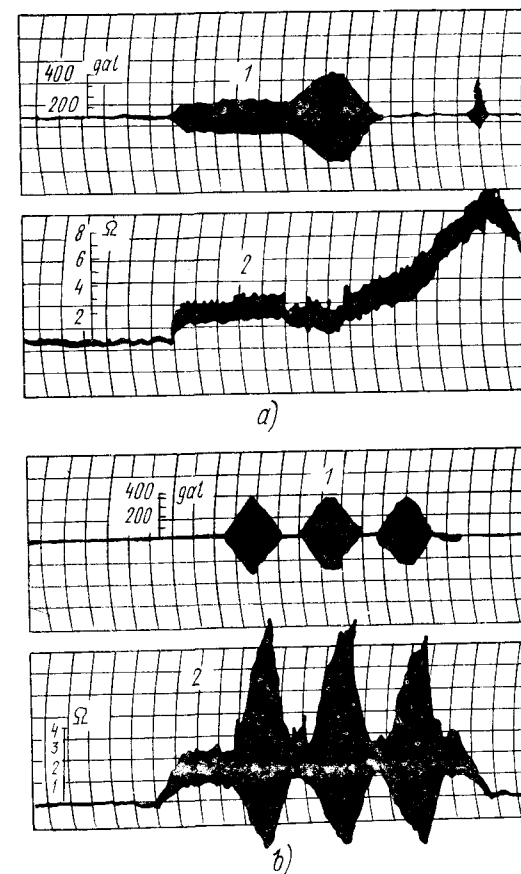


Рис. 7.11. Зависимость характеристик песка от ускорения колебаний  
а — горизонтальные колебания, 18,3 Гц; б — вертикальные колебания, 11,5 Гц; 1 — ускорение, gal; 2 — электрическое сопротивление, Ом

Как только колебания нейтральной оси становились неустойчивыми, даже при некотором снижении уровня ускорений сопротивление продолжало расти. Стабилизация величины электрического сопротивления происходила только после остановки сейсмоплатформы.

Если в описанном явлении увеличение электрического сопротивления есть следствие разрыхления песка, то можно утверждать,

что песок в цилиндре в целом разрыхляется при горизонтальных колебаниях и в этом разрыхленном состоянии испытывает дальнейшее разрыхление или уплотнение практически независимо от величины ускорений. Когда ускорения превышают определенный уровень, песок становится неустойчивым и начинает разрыхляться или уплотняться, однако обычно в наибольшей степени проявляется разрыхление. После начала процесса разрыхления он продолжается, даже когда горизонтальные ускорения почти снимаются, а после прекращения колебаний песок остается в состоянии, отличном от первоначального. По-видимому, это свидетельствует о полной потере способности песка к деформированию после потери устойчивости.

На рис. 7.11, *b* показаны характеристики песка, подвергнутого вертикальным колебаниям. При увеличении ускорений разрыхление или уплотнение песка происходит в соответствии с характером изменения процесса ускорений платформы. Некоторое увеличение амплитуд изменения электрического сопротивления песка при снижении уровня ускорений (см. крайнюю правую часть осциллограммы) позволяет предположить, что при изменении ускорений внутреннее трение в песке падает.

3) *Динамическая прочность связных грунтов.* При вибрационных воздействиях на глинистый грунт его статическая прочность падает. Т. Могами [192] провел статические испытания на сдвиг образцов суглинка района Канто в ненарушенном и нарушенном состояниях после приложения к ним вибрационных воздействий. Он показал, что статическая прочность на сдвиг (когда глинистый грунт на-

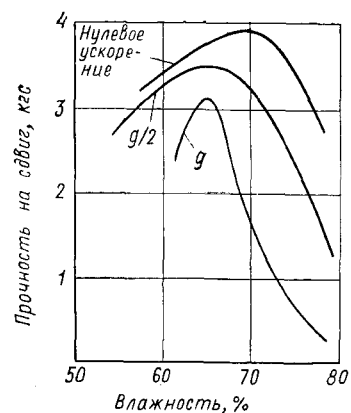


Рис. 7.12. Влияние содержания воды на динамическую прочность глины (данные проф. Т. Могами)

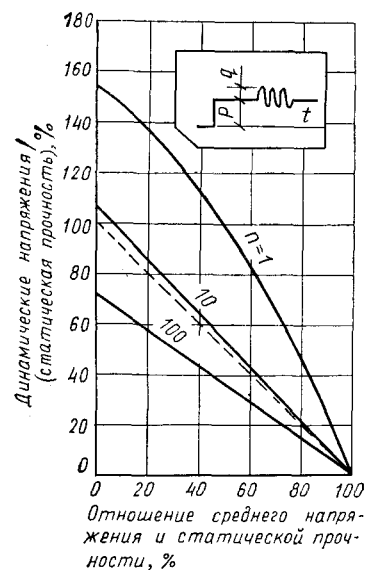


Рис. 7.13. Прочность глины при повторном нагружении (данные проф. Х. Б. Сиды)  
 $n$  — число циклов

чинает течь) уменьшается с увеличением ускорений внешних колебаний. Некоторые результаты испытаний приведены на рис. 7.12. Он свидетельствует о влиянии влажности на снижение прочности грунта, а также о том, что оптимальная величина влажности в динамическом состоянии несколько меньше, чем в статическом.

Х. Б. Сид [201] разработал специальное испытательное оборудование для изучения повышения деформаций в связном грунте после конечного числа циклов нагружения и получил ряд интересных результатов. Когда сначала к опытному образцу прикладывается статическая нагрузка, а затем добавляется стационарная циклическая, то деформации грунта нарастают с увеличением числа циклов нагружения, пока не наступает разрушение грунта. Определены соотношения между статической и разрушающей циклической нагрузкой. Отмечено, что разрушение происходит при достижении деформациями сдвига значения 25%.

Результаты испытания образцов илестой глины с ненарушенной структурой приведены на рис. 7.13. По оси абсцисс отложены средние напряжения в процентах от статической прочности грунта, а по оси ординат — динамические напряжения также в процентах от статической прочности. Кривые характеризуют число циклов нагружения до разрушения образцов. Частота изменения нагрузки равна 2 Гц. Пунктирной линией на рисунке показаны величины, соответствующие постоянным суммарным напряжениям от циклической и статической нагрузок. При ее сравнении с другими кривыми видно, что допускаемые суммарные напряжения меньше статической прочности грунта, когда число циклов нагружения велико (например 100 циклов) и, наоборот, больше статической прочности, когда число циклов нагружения мало (например, 1—10 циклов).

Анализ всех испытаний показывает, что влияние колебаний на прочность грунта может приводить как к увеличению, так и к снижению прочности. Причем увеличение особенно значительно в начальной стадии колебаний, а затем становится менее заметным; снижение происходит при относительно длительных колебаниях. Но как показывает анализ последствий землетрясений, наиболее характерным является случай снижения несущей способности грунтов при сейсмических колебаниях.

## 7.3. УСТОЙЧИВОСТЬ ОТКОСОВ

### 1) Устойчивость откосов в обычных условиях

Существует множество задач, связанных с устойчивостью откосов при землетрясениях, например устойчивость земляных плотин, крупные оползни с разрушением стенок набережных, оползни грунта. В качестве примера можно привести оползень в районе Рекуай во время землетрясения в Перу, 1970 г. (рис. 7.14). Современные методы оценки устойчивости откосов при землетрясениях основаны

ваются на проверке устойчивости в обычных условиях. Поэтому ниже приводится сначала краткое изложение теории устойчивости откосов в обычных условиях.

При разрушениях откосов первые трещины возникают в их верхней части. Затем масса грунта начинает скользить вдоль плоскости скольжения, которая приближенно напоминает круговой цилиндр. Как показано на рис. 7.15, существует три типа скольжения. Разрушение, показанное на рис. 7.15, а, называется разрушением откоса и обычно происходит при крутых откосах.

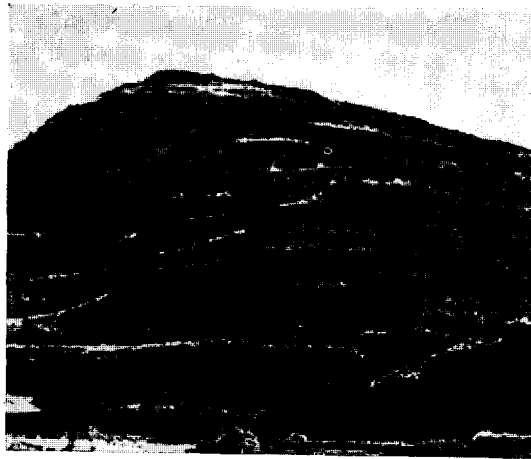


Рис. 7.14. Оползень в районе Рекуай (Rescau), землетрясение в Перу 31 мая 1970

Разрушения на рис. 7.15, б и с называются разрушениями основания и происходят, когда откосы не очень крутые. Случай «б» имеет место, когда под подошвой откоса расположен сравнительно плотный грунт, а случай «с», когда такого слоя нет.

Разрушение откосов обычно рассматривается как двумерная задача, и для характерных типов грунтов принципы расчета сводятся к следующему:

### 1. Грунты, обладающие только сопротивлением сдвигу<sup>1</sup>

Грунты недостаточной связности, обладающие только сопротивлением сдвигу, не могут нести нагрузку при углах наклона больше угла внутреннего трения. При крутизне откосов меньше угла внутреннего трения откос остается устойчивым независимо от его высоты.

### 2. Грунты, обладающие только сцеплением

Для упрощения расчетов представим линию скольжения в виде круглоцилиндрической (рис. 7.16). Вес массивов грунта по каждую

<sup>1</sup> В отечественной литературе это сопротивление сдвигу принято называть внутренним трением. (Прим. переводчика.)

сторону от вертикальной линии  $OO'$ , проходящей через центр круга, обозначим  $W_1$  и  $W_2$ . Сила  $W_1$  — активное давление, вызывающее скольжение массива грунта,  $W_2$  — определяет совместно с силой сцепления по поверхности скольжения сопротивление скольжению. Поскольку массивы грунта находятся в равновесии, справедливо соотношение

$$W_1 e_1 = W_2 e_2 + slr, \quad (7.2)$$

где  $l$  — длина дуги  $AB$ ;  $r$  — радиус  $OA$ ;  $s$  — касательные напряжения по линии скольжения.

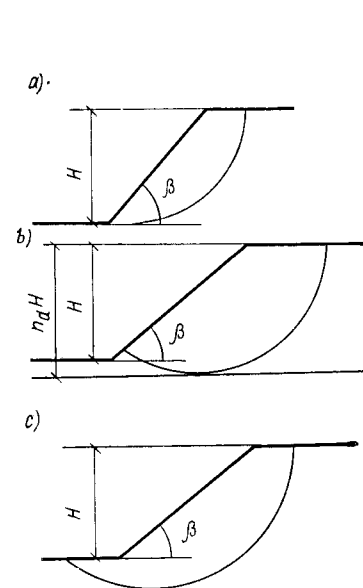


Рис. 7.15

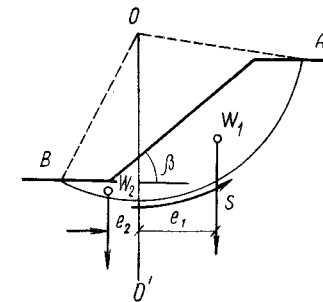


Рис. 7.16

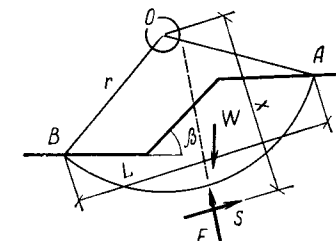


Рис. 7.17

Тогда

$$s = \frac{W_1 e_1 - W_2 e_2}{rl}. \quad (7.3)$$

Круглоцилиндрические поверхности скольжения проводятся в различных уровнях для отыскания поверхности, по которой напряжения достигают максимума. Если эта максимальная величина меньше удельного сопротивления скольжению грунта, откос считается устойчивым.

### 3. Грунты, обладающие сопротивлением сдвигу и сцеплением.

Когда грунт оказывает сопротивление сдвигу и имеет сцепление, плоскость скольжения принимается круглоцилиндрической с произвольным радиусом  $r$  и центром в соответствующем образом выбранной точке  $O$ , как показано на рис. 7.17. Сила тяжести, действующая на массив грунта, ограниченный плоскостью скольжения,

стремится вызвать сдвиг откоса, а сила сопротивления по плоскости скольжения препятствует сдвигу.

Когда откос сохраняет устойчивость, массив грунта не сдвигается по круглоцилиндрической поверхности, поскольку сила сопротивления не достигает предельной прочности грунта. Поэтому, если сопротивление сопоставимо с прочностью грунта, устойчивость откоса считается обеспеченной.

Силу сопротивления грунта можно разделить на силу внутреннего трения и силу сцепления. Предполагается, что сначала сопротивление скольжению массива грунта оказывает сила внутреннего трения. Иногда этого бывает достаточно, но когда сила внутреннего трения недостаточна, в сопротивление дополнительно включается сила сцепления. Отношение полной величины сцепления грунта к сцеплению, участвующему в сопротивлении массива грунта скольжению, считается мерой устойчивости откосов.

На рис. 7.17 вес массива грунта над круглоцилиндрической поверхностью обозначен через  $W$ , равнодействующая сила внутреннего трения по поверхности скольжения  $F$  и равнодействующая сила сцепления  $S$ . Эти силы должны находиться в состоянии равновесия. Когда равнодействующая нормальной силы и силы внутреннего трения в каждой точке по плоскости скольжения наклонена к радиусу круга под углом внутреннего трения  $\varphi$ , радиальное направление является касательным к окружности с центром в точке  $O$  и радиусом  $r \sin \varphi$ . Этот круг называется кругом внутреннего трения. Для простоты равнодействующая сил  $F$  считается касательной к кругу внутреннего трения. Точка приложения  $F$ , естественно, должна быть точкой пересечения направлений действия сил  $W$  и  $S$ , причем сила  $S$  параллельна прямой  $AB$ . Тогда  $S = sL$ , где  $s$  — касательное напряжение по дуге круга,  $L$  — длина хорды  $AB$ . Кроме того,  $xS = lsr$ , где  $l$  — длина дуги  $AB$  и  $x$  — расстояние от  $S$  до центра круга скольжения. Отсюда

$$x = \frac{lr}{L}. \quad (7.4)$$

Таким образом определяется направление действия силы  $S$ . Поскольку направления сил  $S$  и  $F$  определены, можно по величине  $W$  найти значения  $S$  и  $F$ . Затем можно вычислить касательные напряжения по дуге круга

$$s = S/L. \quad (7.5)$$

Если плоскости (линии) скольжения приняты произвольным образом в нескольких местах, то  $s$  можно найти для каждой из них. При условии, что наибольшая величина  $s$  не превышает силу сцепления грунта, откос является устойчивым и коэффициент запаса для него определяется отношением максимальной величины  $s$  к прочности сцепления грунта.

Другой метод проверки устойчивости откоса заключается в расчетении сдвигающегося массива грунта на большое число отдель-

ных частей с тем, чтобы найти распределение сил по плоскости скольжения. Этот метод целесообразен, когда сдвигающийся массив грунта качественно неоднороден. Произвольно назначая расположение центра и радиус круга, после проведения поверхности (линии) скольжения массив грунта вертикальными сечениями разделяют на ряд столбцов (рис. 7.18). Выделен один из таких столбцов, и для него рассмотрено условие равновесия сил. К этим силам относятся вес столбца грунта  $W$  (включая вес воды): сила сцепления  $S$  по дуге скольжения  $cd$ , сила внутреннего трения  $F_s$  по дуге скольжения  $cd$ , нормальная сила  $F_n$  на дугу  $cd$ , выталкивающая сила  $V$  на дугу  $cd$ , давление грунта  $P$  на вертикальную плоскость  $bc$  и давление грунта  $Q$  на вертикальную плоскость  $ad$ . Из этих сил  $W$  определяется удельным весом грунта, а  $V$  — положением уровня грунтовой воды.  $P$  и  $Q$  являются неизвестными величинами, которые считаются взаимно уравновешенными.

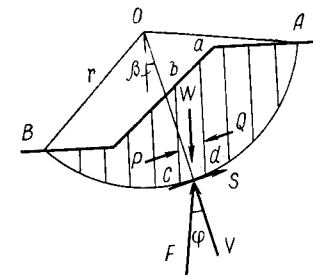


Рис. 7.18

В момент начала скольжения массива грунта справедливы следующие уравнения:

$$\left. \begin{aligned} F_s &= (W \cos \beta - V) \operatorname{tg} \varphi; \\ S &= cl, \end{aligned} \right\} \quad (7.6)$$

где  $\beta$  — угол наклона радиус-вектора к вертикали и  $l$  — длина элемента  $cd$  линии скольжения.

Момент инерции массива грунта относительно точки  $O$  равен:

$$M_o = \Sigma r W \sin \beta, \quad (7.7)$$

где суммирование выполняется для всех столбцов грунта. Удерживающий момент

$$M_r = r [\Sigma S + \Sigma (W \cos \beta - V) \operatorname{tg} \varphi]. \quad (7.8)$$

Если  $M_r > M_o$  для всех предполагаемых круглоцилиндрических поверхностей скольжения, то массив грунта не испытывает сдвига. Минимальное значение  $M_r/M_o$  обычно принимается в качестве коэффициента запаса при расчете откоса.

## 2) Устойчивость откосов во время землетрясений

Возможными причинами разрушения откосов при землетрясении являются:

1. Увеличение интенсивности сейсмического воздействия вблизи откоса в связи с резким изменением рельефа местности.
2. Снижение прочности грунта вследствие колебаний или повышения давления поровой воды.

3. Уменьшение устойчивости грунта около откоса при сейсмических нагрузках.

То, что внезапное изменение рельефа местности влияет на интенсивность сейсмического воздействия, известно из опыта землетрясений. Как правило, вершины утесов совершают более интенсивные колебания, чем грунт поблизости. И. М. Идрисс [231] ис-

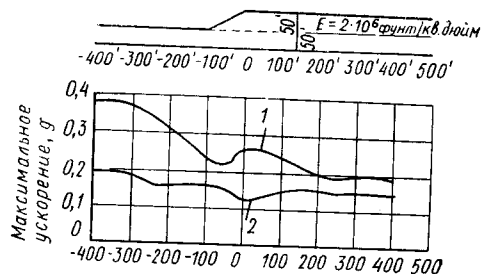


Рис. 7.19. Максимальные ускорения на поверхности земли вблизи берега (данные д-ра И. Идрисса)  
1 — горизонтальное; 2 — вертикальное

следовал это явление численно с помощью метода конечного элемента. Результаты расчетов даны на рис. 7.19, который характеризует максимальные ускорения в разных точках поверхности грунта

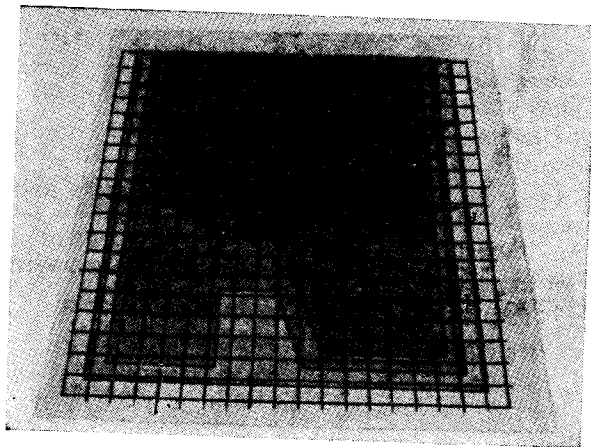


Рис. 7.20. Вибрационные испытания грунта с помощью желатиновой модели (данные проф. К. Тамура)

при сейсмическом воздействии с интенсивностью, равной половине интенсивности землетрясения Эль-Центро. Как видно, максимальное ускорение на вершине утеса примерно на 30% больше максимального ускорения у его основания.

К. Тамура получил аналогичные результаты при испытаниях моделей (рис. 7.20). В качестве материала моделей он использовал

желатин и погружал в него нарезанные нити для повышения качества фотографирования моделей. Этот метод может быть с успехом использован для изучения влияния сложного рельефа местности на интенсивность сейсмических колебаний.

Уменьшение прочности песка и глины под влиянием вибрации рассмотрено в разделе 7.2. Принято считать, что свойства грунта, определенные лабораторным путем, остаются без изменения и в полевых условиях.

Устойчивость откоса во время землетрясения обычно анализируется с помощью теории устойчивости откосов в обычных условиях в сочетании с методом коэффициента сейсмической нагрузки. Другими словами, в качестве дополнительных сил, приложенных к массиву грунта по поверхности скольжения, принимаются сейсмическая инерционная нагрузка и увеличение давления поровой воды при землетрясении, а устойчивость откоса грунта проверяется с помощью ранее изложенного метода. В этом случае вместо рис. 7.18 необходимо рассмотреть рис. 7.21, а соотношения (7.7) и (7.8) заменяются следующими выражениями:

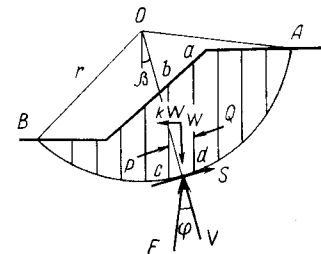


Рис. 7.21

$$M_o = \Sigma r W \sin \beta + k \Sigma y W; \quad (7.9)$$

$$M_r = r [\Sigma S + \Sigma (W \cos \beta - kW \sin \beta - V) \operatorname{tg} \varphi], \quad (7.10)$$

где  $y$  — плечо силы  $kW$  относительно точки  $O$ .

Этот метод широко используется, поскольку он достаточно прост и применим к различным условиям.

Другой метод проверки устойчивости откосов во время землетрясений основан на предположении о том, что угол внутреннего трения при сейсмическом воздействии меньше, чем в обычных условиях. В этом случае все изложенные положения полностью сохраняются, как для обычных условий. Р. Сано предложил следующее соотношение:

$$\varphi_k = \varphi - \operatorname{arctg} k, \quad (7.11)$$

где  $\varphi_k$  — угол внутреннего трения при землетрясении;  $\varphi$  — угол внутреннего трения в обычных условиях;  $k$  — коэффициент сейсмической нагрузки.

Последующими исследованиями показано, что  $\varphi_k$  уменьшается не так сильно, как предполагается в выражении (7.11). Поэтому было предложено следующее соотношение:

$$\varphi_k = \varphi - \operatorname{arctg} (k/\sqrt{2}). \quad (7.12)$$

## 7.4. ДАВЛЕНИЕ ГРУНТА НА ПОДПОРНЫЕ СТЕНЫ

### 1) Теория давления грунта Кулона

1. *Активное давление грунта.* Современные методы определения давления грунта на подпорные стены при землетрясениях основаны на теории расчета давления грунта в обычных условиях. Поэтому рассмотрим основы теории статического расчета давления грунта.

Давление грунта на подпорную стену определяется в обычных условиях разностью активного и пассивного давлений. Однако когда подпорная стена рассматривается в момент начала опрокидывания, давление грунта может определяться только активным давлением на стену. И наоборот, когда сила приложена к подпорной стене с фронтальной поверхности, давление грунта может увеличиться до величины пассивного давления. Это способствует устойчивости подпорной стены в критическом состоянии. В этом смысле определение критического давления грунта является важным положением в механике грунтов.

Существуют разные методы определения активного давления грунта. Рассматриваемый ниже метод, широко применяемый в инженерных расчетах, называется методом Кулона. На рис. 7.22 прямой  $AB$  обозначена стена,  $AD$  — поверхность грунта за стеной,  $q$  — нагрузка по поверхности. Рассмотрим условие, при котором подпорная стена может сдвинуться влево. По данным экспериментов, форма линии скольжения представляет собой слегка вогнутую вниз кривую, однако для простоты расчетов она принимается в виде прямой линии. В момент начала скольжения массива грунта вдоль этой линии естественно принимают, что направление силы сопротивления трения по линии скольжения образует с нормалью к линии скольжения угол внутреннего трения  $\varphi$ , а направление силы  $P$  на задней поверхности стены составляет угол трения  $\delta$ , который чаще всего принимается равным  $\varphi/2$ .

Таким образом, массив грунта  $ABC$  находится под действием реактивного давления на стену  $P$ , суммы  $W$  веса массива грунта  $ABC$  и распределенной нагрузки по поверхности  $AC$ , силы трения  $R$  вдоль линии скольжения  $BC$  и силы сцепления  $Q$  вдоль  $BC$ , которые должны находиться в состоянии равновесия. Кроме того, возможно сцепление между грунтом и поверхностью стены. Сначала, поскольку положение линии скольжения неизвестно, условие равновесия массива грунта  $ABC$  записывается для произвольной линии скольжения. При этом  $W$  и  $Q$  определяются следующими соотношениями:

$W$  = объемный вес грунта  $\times$  площадь фигуры  $ABC$  + полезная нагрузка по участку поверхности  $AC$ ;

$Q$  = сцепление грунта  $\times$  длина линии скольжения  $BC$ .  
Величины сил  $P$  и  $R$  неизвестны, однако известно направление их действия.  $R$  наклонена к нормали к линии скольжения под углом  $\varphi$ , а  $P$  составляет с нормалью к поверхности стенки угол  $\delta$ .

Значения сил  $P$  и  $R$  находятся из многоугольника сил  $W, Q, P$  и  $R$ . Для этого на рис. 7.23 величина  $W$  откладывается от точки  $B$  в виде отрезка  $BE$  в удобном масштабе на вертикальной линии  $BG$ , сила  $Q$  — в виде отрезка  $BD$  в том же масштабе вдоль линии сколь-

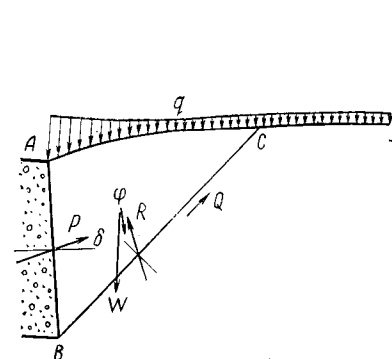


Рис. 7.22

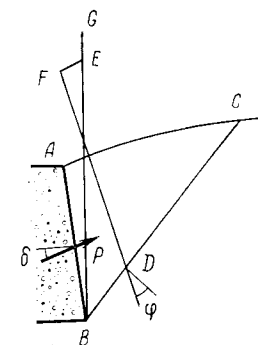


Рис. 7.23

жения  $BC$ . Из точки  $D$  проводится прямая линия, параллельная направлению силы  $R$ , а из точки  $E$  — прямая, параллельная направлению силы  $P$ . Если обозначить точку их пересечения  $F$ , то длина отрезка  $EF$  характеризует величину давления грунта  $P$ . Активное давление находится после определения возможной линии скольжения, для которой величина  $P$  максимальна.

2) *Пассивное давление грунта.* Для определения пассивного давления грунта из всех возможных линий скольжения выбирается та, для которой давление грунта минимально. Однако предположение о

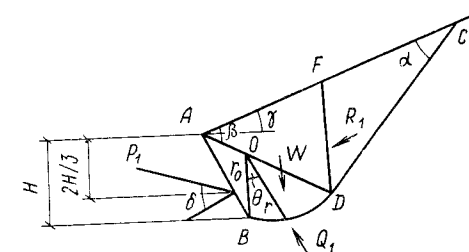


Рис. 7.24

прямолинейности линии скольжения не соответствует действительным условиям работы подпорных стен. Более правильно принимать ее в виде криволинейного отрезка. Форма кривой обычно предполагается исходя из следующих соображений.

На рис. 7.24 и 7.25 линиями  $AB$  обозначена подпорная стена,  $AC$  — по-

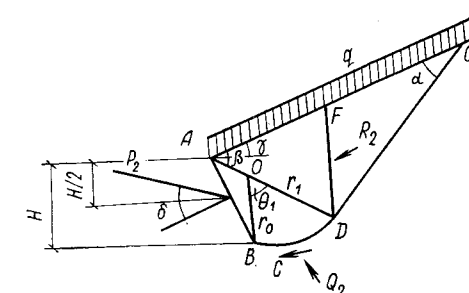


Рис. 7.25

верхность грунта, которая наклонена под углом  $\gamma$  к горизонтальной плоскости ( $\gamma$  принимает отрицательное значение при обратном наклоне грунта). Линия скольжения принимается в форме  $BDC$ , часть которой  $DC$  — прямая линия. Зона, окруженная треугольником  $ADC$ , называется зоной пассивного давления Ренкина. Каждая из прямых  $AD$  и  $DC$  ограничена линиями скольжения. Кривая  $BD$  является логарифмической спиралью с центром в точке  $O$  на прямой  $AD$ , уравнение которой

$$r = r_0 \cdot e^{\theta \operatorname{tg} \varphi}, \quad (7.13)$$

где  $r$  — радиус-вектор кривой  $BD$ ;  $\theta$  — аргумент с началом отсчета от прямой  $OB$ ;  $r_0$  — длина отрезка  $OB$ ;  $\varphi$  — угол внутреннего трения грунта.

В качестве первого приближения точка  $O$  принимается на прямой  $AD$ .

Поскольку  $DC$  и  $AD$  — линии скольжения в зоне пассивного давления грунта Ренкина, их направление определяется углами:

$$\alpha = \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} - \frac{\varepsilon - \gamma}{2}, \quad \beta = \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} + \frac{\varepsilon - \gamma}{2}, \quad (7.14)$$

где  $\varepsilon$  определяется соотношением  $\sin \varepsilon = \sin \gamma / \sin \varphi$ ,  $0 < |\varepsilon| < 90^\circ$ .

Пассивное давление грунта на подпорную стену принимается направленным под углом  $\delta$  к нормали к поверхности стены. Пассивное давление грунта находится из условия равновесия моментов сил, действующих на массив грунта  $ABDF$ . Сила, действующая на вертикальную плоскость  $FD$ , принимается равной пассивному давлению грунта Ренкина. Нагрузки от собственного веса и сцепление грунта нельзя разделить, за исключением случая горизонтальной поверхности грунта. Однако для простоты предполагается, что эти воздействия можно определить раздельно, а затем суммировать.

Давление грунта от его собственного веса обозначено  $P_1$ , точка приложения этой силы принята на расстоянии  $2/3$  высоты от верха подпорной стены. Давление грунта от распределенной по поверхности нагрузки и сцепления грунта обозначено  $P_2$ , а точка приложения этой силы принята посередине высоты стены.

Сила  $P_1$  определяется следующим образом (см. рис. 7.24). Рассматривается уравнение равновесия моментов сил, действующих на массив грунта  $ABDF$ . Принято, что

$R_1$  — пассивное давление Ренкина на плоскость  $DF$ ;

$W$  — собственный вес массива грунта  $ABDF$ ;

$Q_1$  — сила реакции по линии скольжения  $BD$ ;

$P_1$  — пассивное давление грунта на подпорную стену  $AB$ .

Сумма моментов этих сил относительно точки  $O$  должна быть равна нулю. Тогда в соответствии с теорией Ренкина для давления грунта

$$R_1 = \frac{w}{2} \overline{DF}^2 \cos \gamma \frac{\cos \gamma + \sqrt{\cos^2 \gamma - \cos^2 \varphi}}{\cos \gamma - \sqrt{\cos^2 \gamma - \cos^2 \varphi}}, \quad (7.15)$$

где  $w$  — объемный вес грунта;  $\overline{DF}$  — длина сегмента  $DF$ . Поскольку точка приложения  $R_1$  расположена на расстоянии  $2/3$  от верха отрезка  $FD$ , можно определить момент силы  $R_1$  относительно точки  $O$ .

Вес массива грунта  $ABDF$  и его момент относительно точки  $O$  легко определяется из диаграммы. Поскольку также сила реакции вдоль линии скольжения  $BD$  составляет угол  $\varphi$  с нормалью к линии скольжения, направление ее действия проходит через точку  $O$  и момент относительно этой точки равен нулю. Наконец, точка приложения давления грунта  $P_1$  расположена на уровне  $2/3$  высоты подпорной стены и длину нормали из точки  $O$  к линии действия силы  $P_1$  можно измерить. Полагая ее равной  $l$ , из уравнения равновесия моментов определяем

$$P_1 = \frac{1}{l} (M_{R_1} + M_W), \quad (7.16)$$

где  $M_{R_1}$  и  $M_W$  — моменты соответственно сил  $R_1$  и  $W$  относительно точки  $O$ .

Сила  $P_2$  вычисляется следующим образом. Рассматривается равновесие сил, действующих на массив грунта  $ABDF$  (см. рис. 7.25). К ним относятся:

$R_2$  — сила пассивного давления Ренкина на плоскость  $DF$ ;

$P_2$  — пассивное давление грунта на подпорную стену;

$q$  — внешняя погонная нагрузка на наклонную поверхность грунта;

$c$  — удельное сцепление грунта;

$qAF$  — внешняя нагрузка на массив грунта  $ABDF$ ;

$Q_2$  — сила трения вдоль кривой  $BD$ ;

$c\overline{BD}$  — сила сцепления вдоль кривой  $BD$ .

Сумма моментов этих пяти сил относительно точки  $O$  должна быть равна нулю. Пассивное давление Ренкина на плоскость  $DF$  определяется выражением

$$R_2 = q_2 \overline{DF}, \quad (7.17)$$

где  $q_2$  находится из следующего уравнения

$$q_2^2 + 2[(1 - 2 \operatorname{sc}^2 \varphi \cdot \cos^2 \gamma)q - 2c \operatorname{tg} \varphi \cdot \cos \gamma]q_2 + (q - 2c \operatorname{tg} \varphi \cdot \cos \gamma)^2 - 4c^2 \operatorname{sc}^2 \varphi \cdot \cos^2 \gamma = 0. \quad (7.18)$$

Поскольку направление силы  $R_2$  параллельно поверхности грунта, а точка ее приложения является серединой отрезка  $DF$ , можно определить момент силы  $R_2$  относительно точки  $O$ .

Момент внешней силы  $Q$  на объем грунта  $AF$  может быть найден непосредственно из диаграммы, а момент силы реакции грунта вдоль линии скольжения  $BD$  равен нулю. Момент сил сцепления по линии скольжения  $BD$  относительно точки  $O$  имеет вид

$$M_c = \int_0^{\theta_1} cr \cos \varphi ds = \frac{c}{2 \operatorname{tg} \varphi} (r_1^2 - r_0^2), \quad (7.19)$$

где  $r_1$  и  $r_0$  — длины радиус-векторов  $OB$  и  $OD$ .



Так как точка приложения давления грунта  $P_2$  находится посередине высоты подпорной стены, длина нормали из точки  $O$  к направлению силы  $P_2$  может быть найдена графически. Если она равна  $l'$ , то из уравнения равновесия относительно точки  $O$  получаем

$$P_2 = \frac{1}{l'} (M_{R_2} + M_Q + M_G), \quad (7.20)$$

где  $M_{R_2}$  и  $M_Q$  — моменты сил  $R_2$  и  $Q$  относительно точки  $O$ .

Отсюда пассивное давление грунта на стену

$$P = P_1 + P_2. \quad (7.21)$$

Пассивное давление грунта находится из условия достижения минимума  $P$  на всех возможных линиях скольжения.

## 2) Теория Мононобе — давления грунта при землетрясениях

Теория определения давления грунта при обычных условиях была в дальнейшем развита Н. Мононобе для оценки давления при землетрясениях.

Согласно методике коэффициента сейсмической нагрузки эффект землетрясения учитывается путем изменения величины ускорения силы тяжести и поворота вектора ускорений на определенный угол. Отношение соответствующего ускорения при землетрясении к ускорению силы тяжести равно:

$$\frac{g'}{g} = \sqrt{(1 - k_v)^2 + k_h^2}, \quad (7.22)$$

а угол поворота

$$\theta = \arctg \frac{k_h}{1 - k_v} = \arctg K. \quad (7.23)$$

Значение  $\theta$  приведены в табл. 7.3.

Таблица 7.3

Величины угла  $\theta$  по (7.23)

| $k_h$ | $k_v$  |        |        |        |        |
|-------|--------|--------|--------|--------|--------|
|       | 0      | 0,05   | 0,1    | 0,15   | 0,2    |
| 0,1   | 5°40'  | 6°0'   | 6°20'  | 6°50'  | 7°10'  |
| 0,2   | 11°20' | 11°50' | 12°30' | 13°20' | 14°00' |
| 0,3   | 16°40' | 17°30' | 18°30' | 19°30' | 20°30' |
| 0,4   | 21°50' | 22°50' | 24°00' | 25°10' | 26°30' |

Таким образом, определение давления грунта на подпорную стену при сейсмическом воздействии сводится к задаче нахождения давления грунта с наклонной поверхностью на обратную сторону наклонной стены, причем весь расчет может выполняться статически. Н. Мононобе принял предпосылку о прямолинейности линий

скольжения как при активном, так и при пассивном давлении грунта. Им получены следующие результаты.

1. **Активное давление грунта.** Активное давление от собственного веса грунта на обратную сторону подпорной стены и от внешней нагрузки на поверхность грунта вычисляется отдельно. Первая составляющая определяется следующим выражением (рис. 7.26):

$$P_a = \frac{1 - k_v}{2} C_a w H^2, \quad (7.24)$$

где

$$C_a = \frac{\cos^2 (\varphi - \theta - \psi)}{\cos \theta \cdot \cos^2 \psi \cos (\delta + \psi + \theta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin (\varphi + \delta) \cdot \sin (\varphi - \theta - \theta_0)}{\cos (\delta + \psi + \theta) \cdot \cos (\theta_0 - \psi)}} \right]^2}. \quad (7.25)$$

Здесь  $P_a$  — активное давление грунта при землетрясении;  $w$  — объемный вес грунта;  $H$  — высота подпорной стены;  $\theta = \arctg K$ ;  $\varphi$  — угол внутреннего трения грунта;  $\psi$  — угол наклона стены;  $\theta_0$  — угол наклона поверхности грунта;  $\delta$  — угол трения между грунтом и подпорной стеной.

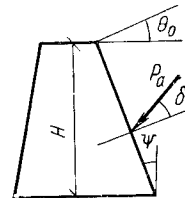
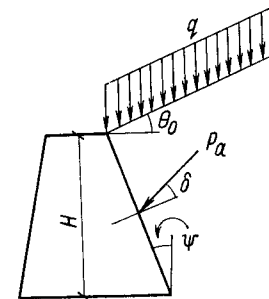


Рис. 7.26

Рис. 7.27



Точка приложения давления  $P_a$  находится на расстоянии  $2/3$  от верха стены, направление его действия образует угол  $\delta$  с нормалью к поверхности стены, причем значение  $\delta$  несколько меньше, чем при обычных условиях.

Активное давление грунта от внешней нагрузки на поверхность равно (рис. 7.27):

$$P_a = \frac{(1 - k_v) \cos \psi}{\cos (\psi - \theta_0)} C_a q H, \quad (7.26)$$

где  $q$  — интенсивность внешней погонной нагрузки на наклонную поверхность.

Сила  $P$  приложена к середине высоты подпорной стенки и составляет угол  $\delta$  с нормалью к поверхности стены.

2. **Пассивное давление грунта.** Пассивное давление грунта на обратную сторону стены от его собственного веса и от внешней нагрузки на поверхность грунта также вычисляется отдельно (рис. 7.28).

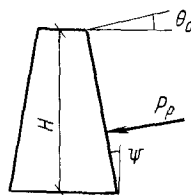


Рис. 7.28

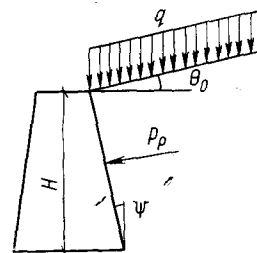


Рис. 7.29

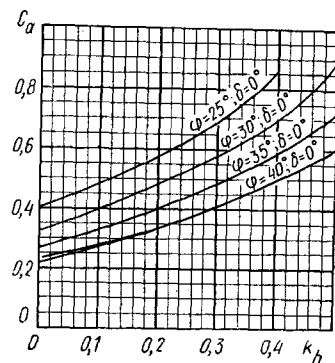


Рис. 7.30. Изменение коэффициента активного давления грунта во время землетрясения (данные Японской ассоциации портов и гаваней)

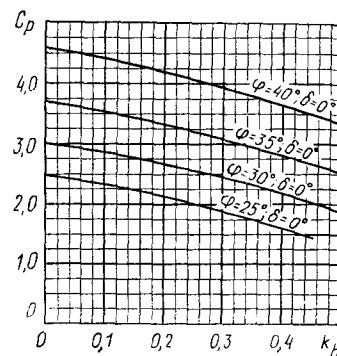


Рис. 7.31. Изменение коэффициента пассивного давления грунта во время землетрясения (данные Японской ассоциации портов и гаваней)

Первое слагаемое равно:

$$P_p = \frac{1-k_p}{2} C_p \omega H^2, \quad (7.27)$$

$$C_p = \frac{\cos^2(\varphi - \theta + \psi)}{\cos \theta \cdot \cos^2 \psi \cdot \cos(\psi - \theta) \left[ 1 - \sqrt{\frac{\sin \varphi \cdot \sin(\varphi + \theta_0 - \theta)}{\cos(\psi - \theta) \cdot \cos(\theta_0 - \psi)}} \right]^2}, \quad (7.28)$$

где  $P_p$  — пассивное давление грунта при сейсмическом воздействии, точка приложения которого находится на расстоянии  $2/3$  высоты подпорной стены от ее верха, а направление перпендикулярно поверхности стены.

Пассивное давление от внешней нагрузки (рис. 7.29) равно:

$$P_p = \frac{(1-k_p) \cos \psi}{\cos(\psi - \theta_0)} C_p q H. \quad (7.29)$$

Сила  $P_p$  приложена посередине высоты стены перпендикулярно к ее поверхности.

Для случая вертикальной обратной поверхности подпорной стены и горизонтальной поверхности грунта величины коэффициентов активного и пассивного давления приведены соответственно на рис. 7.30 и 7.31. Как видно из этих графиков, с повышением коэффициента сейсмической нагрузки активное давление грунта возрастает, а пассивное давление убывает. При величине коэффициента сейсмической нагрузки 0,3 активное давление грунта становится примерно вдвое больше, а пассивное составляет около 80% их величин при обычных условиях.

### 3) Экспериментальные исследования

Давление грунта на подпорную стену в условиях вибрационного воздействия может быть исследовано экспериментально. Х. Мацуо [234] поместил сухой песок в ящик, подвергал его горизонтальным колебаниям и измерял давление грунта на стенки ящика. В соответствии с результатами его испытаний изменение давления грунта в процессе колебаний можно разделить на изменение давления в связи с уплотнением песка и изменение давления колебательного характера.

Что касается изменения давления в связи с уплотнением, то его увеличение пропорционально изменению коэффициента сейсмической нагрузки вплоть до величины последнего 0,5. Увеличение это больше для более заглубленных точек, однако выраженное в виде коэффициента давления оно начинает уменьшаться с определенной глубины. Сопоставление жестко и упругозащемленной подпорной стены свидетельствует о более высоком значении давления в случае упругого защемления.

Давление грунта, изменяющееся по закону внешнего возмущения, постепенно от начального состояния переходит в стадию стабилизации. На большой глубине это давление очень мало. Амплитуда изменения давления примерно пропорциональна ускорениям колебаний.

Сравнение изменяющегося во времени давления грунта на жестко защемленную стену и стену, которая способна упруго поворачиваться вниз как в шарнире, показывает, что для жестко защемленной стены давление по всей поверхности изменяется в одной фазе. В случае упруго поворачивающейся стены максимальное давление отмечено примерно посередине высоты, а его амплитуда убывает с увеличением перемещений стены, достигая определенного предела. Когда перемещения стены превосходят этот предел, в изменении давления грунта наблюдается сдвиг по фазе между отдельными точками стены, а для верхней и нижней частей стены фазы колебаний противоположны.

И. Ишии [236] также изучал колебания заполненного сухим песком ящика при горизонтальных воздействиях. В его опытах давление грунта на стенки достигало минимального значения при наклоне стены от грунта и максимума при наклоне стены к грунту.

Амплитуды колебаний давления грунта были весьма небольшими по сравнению с изменением давления от уплотнения.

Увеличение давления грунта от уплотнения, как правило, происходит в переходный период от начала колебаний до стадии очень сильного уплотнения песка. Величина давления тем больше, чем выше ускорения. Степень увеличения давления на податливую стену больше, чем на жестко защемленную.

Важным результатом этих опытов является подтверждение, что равнодействующая давления грунта, несмотря на сложный характер изучаемого явления, равна или несколько меньше величин, определяемых по формуле Мононобе, а распределение давления почти равномерное (гидростатическое).

На основании этих экспериментов давление на подпорную стену от колеблющегося песка может быть разделено на статическое давление, увеличивающееся в связи с уплотнением песка, и давление грунта, изменяющееся по закону колебаний. Какое из них оказывает большее влияние на устойчивость подпорных стен, зависит, главным образом, от характера защемления стен в грунте.

## 7.5. НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ ГРУНТА

### 1) Несущая способность грунта в обычных условиях

Когда к поверхности грунта прикладывается нагрузка, которая затем постепенно увеличивается, наблюдается реакция двух типов. К первому типу относится внезапная осадка грунта после достижения нагрузкой определенного предела, ко второму типу — постепенно увеличивающаяся осадка. В первом случае нагрузка, при которой начинается внезапная осадка, определяет предел несущей способности. Во втором случае этот предел характеризуется такой нагрузкой, при которой соотношение между внешней нагрузкой и ростом осадки становится нелинейным.

Когда грунт сильно нагружен, часть грунта непосредственно под фундаментом испытывает большие давления. Если эта часть сложена не очень сжимаемыми грунтами, то прочность грунта на сдвиг по обеим сторонам фундамента сразу превысит величину прочности, которая характерна до возникновения значительных осадок. Тогда по одной или по обеим сторонам произойдет сдвиг грунта, что может привести к разрушению фундамента. Такое разрушение обычно называется разрушением от сдвига. Если же степень осадки грунта вблизи фундамента велика, то сама эта осадка считается разрушением фундамента. Такой тип разрушения называется местным разрушением от сдвига.

Механизм общего разрушения грунта от сдвига принимается таким, как показано на рис. 7.32, а. Треугольник массива грунта  $abf$  под фундаментом рассматривается как часть грунта, непосредственно связанного с фундаментом. Часть грунта  $ade$  находится в состоянии пластического равновесия, а часть в виде равнобе-

ного треугольника  $aef$  считается в условиях пассивного давления Ренкина. Поэтому пассивное давление части грунта  $aef$  считается основной силой, которая воспринимает нагрузки от фундамента.

В случае неглубокого заложения и при глубине заложения меньше ширины фундамента  $D_f < B$  (см. рис. 7.32, в) вес грунта над уровнем подошвы фундамента считается полезной нагрузкой, а вся задача сводится к рассмотрению незаглубленного фундамента.

Предельная несущая способность фундамента при общем разрушении грунта от сдвига определяется следующим образом. Погонная несущая способность ленточного фундамента при ширине нагружения  $B$  на единицу длины равна:

$$Q = B(cN_c + \gamma D_f N_q + 1/2 \gamma B N_\gamma), \quad (7.30)$$

где  $Q$  — предельная несущая способность по теории общего разрушения от сдвига;  $B$  — ширина ленточного фундамента;  $c$  — удельное сцепление грунта;  $\gamma$  — объемный вес грунта;  $D_f$  — глубина заложения.

Параметры несущей способности  $N_c$ ,  $N_q$  и  $N_\gamma$  определяются только углом внутреннего трения  $\varphi$  и приведены на рис. 7.33.

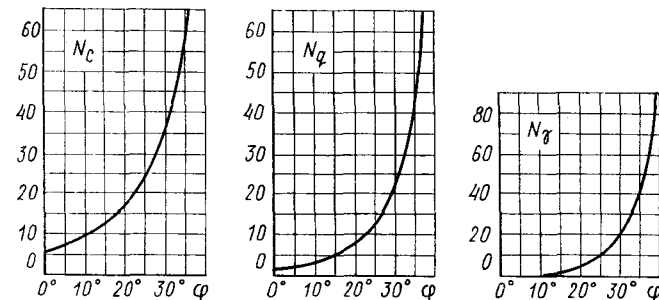


Рис. 7.33

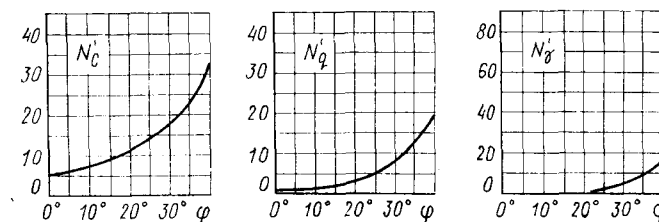


Рис. 7.34

В случае круглого фундамента с радиусом  $R$  его несущая способность равна:

$$Q = \pi R^2 (1,3cN_c + \gamma D_f N_q + 0,6\gamma R N_\gamma). \quad (7.31)$$

Для ленточных фундаментов при местном разрушении от сдвига

$$Q = B (2/3cN'_c + \gamma D_f N'_q + 1/2\gamma B N'_\gamma). \quad (7.32)$$

Параметры несущей способности  $N'_c$ ,  $N'_q$  и  $N'_\gamma$  приведены на рис. 7.34.

## 2) Несущая способность грунта при землетрясениях

Безусловно, несущая способность грунта при сильных землетрясениях снижается. Трудность заключается только в количественном учете этого снижения. Если принять, что влияние землетрясения сводится к уменьшению угла внутреннего трения грунта, то можно на основании расчетов несущей способности в обычных условиях определить несущую способность фундамента при сейсмическом воздействии. Другими словами, рассмотренные ранее параметры  $N$  необходимо заменить величинами, которые приведены в табл. 7.4. Как показывает анализ таблицы, наиболее значительно при увеличении коэффициента сейсмической нагрузки снижается несущая способность за счет сопротивления трения, затем несущая способность за счет заглубления фундамента, наконец, снижение несущей способности за счет сцепления самое незначительное.

Таблица 7.4

Параметры несущей способности при землетрясениях

| Угол<br>внутреннего<br>трения                            | $\varphi = 35^\circ$ |     |     |     |     | $\varphi = 30^\circ$ |     |     |     |     | $\varphi = 25^\circ$ |     |     |     |     |
|--|----------------------|-----|-----|-----|-----|----------------------|-----|-----|-----|-----|----------------------|-----|-----|-----|-----|
|  | 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 |
| Суммарный<br>коэффициент<br>сейсмической<br>нагрузки $K$ |                      |     |     |     |     |                      |     |     |     |     |                      |     |     |     |     |
| $N_c$  | 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   |
| $N_\gamma$   | 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   |
| $N'_\gamma$  | 10                   | 5   | 2   | 1   | 0   | 6                    | 2   | 1   | 0   | 0   | 2                    | 1   | 0   | 0   | 0   |

Существует также формула, полученная на основе выражения (7.32). Она дает значение допускаемой несущей способности с учетом экспериментальных данных о разжижении песчаных грунтов

при колебаниях. Если испытания грунта под нагрузкой не производятся, то можно воспользоваться выражением

$$q_a = 1/2 [\alpha c N'_c + \gamma_2 D_f (N'_q - 1) + \beta \gamma_1 B N'_\gamma] + \gamma_2 D_f, \quad (7.33)$$

где  $q_a$  — допускаемая несущая способность при землетрясении на единицу площади, тс/м<sup>2</sup>;  $c$  — удельное сцепление грунта под подошвой фундамента, тс/м<sup>2</sup> (для глин с показателем  $N \leq 5$  сцепление принимается в размере 70% величины при обычных условиях);  $\gamma_1$  — объемный вес грунта под подошвой фундамента, тс/м<sup>3</sup> (для частей фундамента ниже уровня грунтовых вод принимается объемный вес в воде);  $\gamma_2$  — объемный вес грунта выше подошвы фундамента, тс/м<sup>3</sup> (для частей фундамента ниже уровня грунтовых вод также принимается объемный вес грунта с учетом воды);  $D_f$  — эффективная глубина заложения от наименьшей отметки поверхности грунта вблизи фундамента, м;  $B$  — минимальная ширина площади нагружения, м (диаметр в случае круглого фундамента) и  $B = 2x_0$  при внецентренном приложении нагрузки, как показано на рис. 7.35;  $N'_c$ ,  $N'_q$  и  $N'_\gamma$  — параметры несущей способности, принимаемые по рис. 7.34.

Для водонасыщенных песчаных грунтов с  $N < 20$  коэффициенты  $N'_q$  и  $N'_\gamma$  принимаются с учетом уменьшения угла внутреннего трения грунта

$$\varphi' = \varphi - \theta, \quad (7.34)$$

$$\theta = \frac{20 - N}{15} \arctg k_h. \quad (7.35)$$

где

Для водонасыщенного песка при  $N < 5$  угол внутреннего трения принимается равным нулю.

Коэффициенты  $\alpha$  и  $\beta$  приведены в табл. 7.5 в зависимости от формы фундамента ( $B$  и  $L$  — длины соответственно короткой и длинной стороны прямоугольного фундамента).

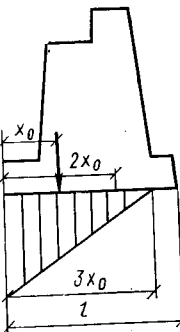


Рис. 7.35

Таблица 7.5

Коэффициенты формы

| Форма<br>фундамента<br>в плане | Ленточный | Квадратный | Прямоугольный   | Круглый |
|--------------------------------|-----------|------------|-----------------|---------|
| $\alpha$                       | 1         | 1,3        | $1 + 0,3 B/L$   | 1,3     |
| $\beta$                        | 0,5       | 0,4        | $0,5 - 0,1 B/L$ | 0,3     |

При проведении испытаний грунта нагрузкой можно использовать следующее выражение:

$$q_a = 1,5q_t + 1/2\gamma_2 D_f (N'_q - 1) + \gamma_2 D_f, \quad (7.36)$$

где  $q_a$  — допускаемая несущая способность при сейсмическом воздействии, тс/м;  $q_t$  — допускаемая несущая способность грунта в обычных условиях по результатам испытаний нагрузкой. Для водонасыщенного песка при  $N \leq 5$ ,  $q_t = 0$ .

В этой расчетной формуле несущая способность при сейсмических воздействиях принята равной половине предельной несущей способности. Поскольку в обычных условиях коэффициент запаса принимается равным  $1/3$ , формула предусматривает снижение коэффициента запаса при учете сейсмического воздействия.

### 3) Экспериментальные исследования

Как отмечалось, метод расчета с помощью коэффициента сейсмической нагрузки сводится к учету изменения величины ускорения силы тяжести и наклона его вектора к поверхности грунта.

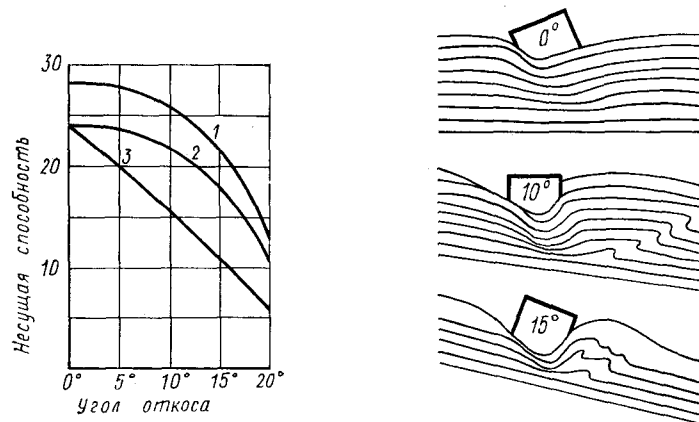


Рис. 7.36. Несущая способность откосов песка

1 — нагружение в центре тяжести; 2 — нагружение в  $1/3$  нижней части; 3 — нагружение в  $1/3$  верхней части

Поэтому экспериментальные исследования несущей способности откосов грунта полезны для оценки его несущей способности при землетрясениях.

На наклонную поверхность грунта устанавливалась плита, которая подвергалась действию вертикальной нагрузки. Поскольку при реальных землетрясениях нагрузка на плиту передается неравномерно, были исследованы три схемы нагружения: в центре тяжести опорной плиты, в средней трети ее верхней части и в средней трети нижней части плиты. На рис. 7.36 приведены параметры несущей способности для этих случаев. Когда нагрузка приложена к плите центрально или в  $1/3$  ее верхней части, несущая способность откоса не очень сильно изменяется до угла откоса  $10^\circ$ , а при более крутых откосах резко падает. При нагрузке, приложенной к  $1/3$  нижней части плиты, несущая способность снижается примерно пропорционально углу наклона и является наименьшей. Этот случай наиболее распространен при сейсмических воздействиях.

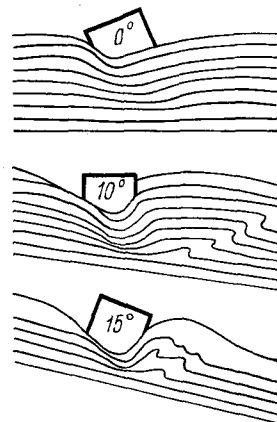


Рис. 7.37. Плоскости скольжения в наклонном грунте

На рис. 7.37 приведены формы разрушения оснований при углах наклона откосов  $0^\circ$ ,  $10^\circ$  и  $15^\circ$ , а также линии, которые до приложения нагрузки остаются параллельными. Согласно рисункам, при пологих откосах возникает только одна плоскость скольжения, а при угле откоса более  $15^\circ$  возможны несколько плоскостей скольжения.

Более того, по данным скоростной фотосъемки, плоскости скольжения могут возникать последовательно одна за другой (рис. 7.38). Этот факт заслуживает внимания при оценке на практике несущей способности грунта по форме предельной плоскости скольжения.

Были также проведены испытания, при которых несущая способность песчаного грунта определялась в процессе его колебаний. Ящик наполнялся песком и к его поверхности через опорную пластину прикладывалась вертикальная или наклонная нагрузка. Ящику прикладывались горизонтальные гармонические колебания. Полученные зависимости между ускорением гармонических колебаний и несущей способностью песка на поверхности представлены на рис. 7.39. Случай *a* соответствует сухому песку, а случай *b* — водонасыщенному песку,  $\varphi$  характеризует угол наклона нагрузки к вертикали. Когда ускорения превышали 300 gal, песок начинал

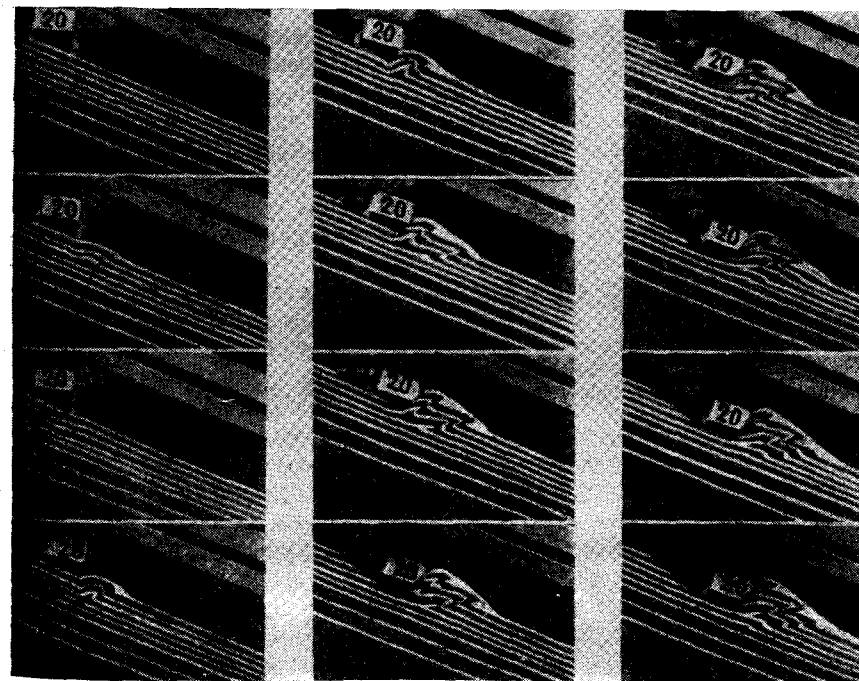


Рис. 7.38. Последовательное разрушение наклонного грунта при вертикальном нагружении

течь, а результаты опытов отличались большим разбросом. До этой точки несущая способность слегка уменьшалась по мере роста ускорений. Ее меньшее значение соответствует большему углу наклона нагрузки. Несущая способность водонасыщенного песка ниже, чем сухого. По-видимому, это связано с большим влиянием коэффициента сейсмической нагрузки

на частицы грунта, находящиеся в воде. На рис. 7.39, с линия скольжения принята в виде клина грунта под опорной пластиной, за которой следует участок пластической работы, ограниченный кривой в форме логарифмической спирали, и зона давления грунта Ренкина. Если для сухого песка угол внутреннего трения принять равным  $43^\circ$ , а для водонасыщенного песка  $42^\circ$ , то несущую способность грунта, найденную по методу коэффициента сейсмической нагрузки, можно представить на графиках с помощью сплошных линий. Несущая способность снижается с ростом ускорений, что соответствует экспериментально отмеченной закономерности. К недостаткам этого метода относится существенная зависимость теоретических значений от угла внутреннего трения, точное определение которого весьма затруднительно.

Аналогичные теоретические исследования были проведены для глинистых грунтов при условии круглоцилиндрической плоскости скольжения.

Результаты расчетов показали, что фундаменты могут иметь разрушения разных видов. В их числе разрушение в результате сдвига между опорной плитой и поверхностью грунта, разрушение от сдвига в направлении наклона внешней нагрузки вдоль близкой к поверхности плоскости скольжения, разрушение такого же типа, но в направлении, противоположном наклону внешней нагрузки, и разрушение вдоль глубоко расположенной плоскости скольжения в соответствии с величиной эксцентриситета и направлением наклона внешней нагрузки.

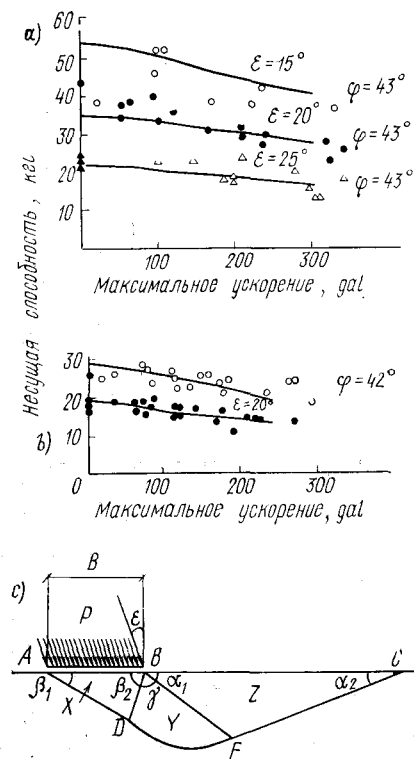


Рис. 7.39. Соотношения между несущей способностью и максимальным сейсмическим ускорением сухого (а) и водонасыщенного (б) песка

## 7.6. ОСАДКА И РАЗРУШЕНИЕ ГРУНТА

### 1) Осадка грунта

При вибрационном воздействии слабоконсолидированный грунт уплотняется и осаждается. В начале осадка происходит быстро, а затем постепенно замедляется. Предельная величина осадки зависит, главным образом, от ускорения и примерно пропорциональна его амплитуде при малых ускорениях. Когда ускорение превышает 300—400 gal, песчаный грунт на поверхности течет и его состояние становится совершенно иным, чем когда ускорения ниже этого уровня.

При наличии сооружения поверхность грунта нагружена и характер осадки при колебаниях грунта может отличаться от осадки ненагруженного грунта. Данные о работе сооружений могут быть получены на основании экспериментальных исследований при размещении опорной плиты на песчаном грунте, возбуждении горизонтальных колебаний и создании дополнительной нагрузки на плиту. Осадка опорной плиты со временем увеличивается и достигает определенного уровня. На величину предельной осадки оказывают влияние амплитуда и частота изменения внешнего давления. Получены следующие результаты экспериментов:

- 1) максимальная осадка существенно увеличивается при колебаниях с периодом, меньшим критического (критический период в данных опытах составлял 0,24 с);
- 2) при более короткопериодных колебаниях и постоянной внешней нагрузке предельная осадка тем больше, чем выше амплитуда колебаний;
- 3) при колебаниях с периодами меньше критического и постоянными амплитудами предельная осадка возрастает с увеличением нагрузки;
- 4) при колебаниях с периодами больше критического отмеченные в пп. 2 и 3 особенности проявляются не очень четко.

### 2) Разрушение песчаного грунта

Как уже отмечалось, насыщенный водой песок при интенсивных колебаниях испытывает разжижение. Во время землетрясений иногда наблюдается такой тип разрушения грунта. Разжижение грунта вызывается разрушением структуры песчаных частиц. Основной силой, которая приводит к нарушению структуры при землетрясениях, считается увеличение давления поровой воды в связи с переменными касательными напряжениями.

Прочность песка при переменных касательных напряжениях примерно пропорциональна силе обжатия: на поверхности, где сила обжатия мала, сопротивление сдвигу невелико, а для более глубоких слоев с высокой степенью обжатия сопротивление сдвигу значительно.

Касательные напряжения в грунте от сейсмических нагрузок имеют тенденцию к увеличению ближе к поверхности. Поэтому разжижение в первую очередь происходит в этой зоне, а затем при продолжающемся сейсмическом воздействии постепенно распространяется на более глубокие слои грунта. На значительной глубине эффективные напряжения от веса вышележащих слоев песка становятся столь значительными, что разжижение произойти не может. На этой глубине процесс разжижения прекращается.

В лабораторных условиях разжижение легче воспроизводится на мелкозернистом песке, однако на практике это явление наблюдается и в крупнозернистом песке. Поскольку водопроницаемость круп-

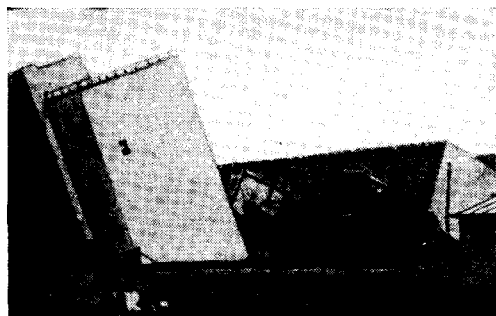


Рис. 7.40. Осадка домов в Кавагиши-хо, г. Ниигата (землетрясение Ниигата, 16 июня 1964)

нозернистого песка больше, давление поровой воды после первоначального увеличения вскоре снижается благодаря перемещениям частиц песка при разжижении и сам процесс разжижения заканчивается. Следовательно, время, в течение которого происходит разжижение мало, а перемещения при этом невелики, что приводит к небольшим повреждениям. Степень повреждений от разжижения зависит не только от продолжительности колебаний, но и от удельного сцепления грунта. Когда в песке содержится глина, удельное сцепление велико и разжижение обычно не возникает, а если и возникает, то перемещения песка очень малы. В этом случае невелики осадки грунта и, следовательно, степень повреждений.

Наиболее наглядное повреждение грунта этого типа произошло во время землетрясения Ниигата, 1964, в зоне аллювиальных отложений р. Шинано. Интенсивность сейсмического воздействия в г. Ниигата составляла 8—9 баллов по шкале ММ, и большое число зданий, мостов, сооружений систем водоснабжения и канализации, набережных и других сооружений пострадало от наклонов, осадок и всплытия (рис. 7.40). Грунты в этом районе состояли из аллювиальных слоев песка толщиной более 150 м, которые подстилались морскими отложениями и были покрыты речными отложениями. Верхние слои были в основном из относительно мелкозернистого песка. На части территории существовали насыпные грунты примерно 300-летней давности.

За исключением районов песчаных дюн, уровень грунтовых вод находился на глубине 1—2 м от поверхности. В связи с этим произошло разжижение грунта. На рис. 7.41 приведены результаты стандартных испытаний на пенетрацию образцов грунта, взятых при

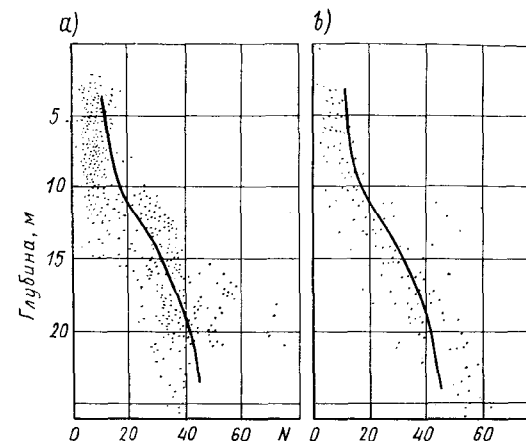


Рис. 7.41. Изменение значений  $N$  до (а) и после (б) землетрясения Ниигата, 16 июня 1964 (данные д-ра И. Коичуми)

бурении скважин в г. Ниигата до и после землетрясения. Испытания показали, что значения коэффициентов пенетрации после землетрясения изменились до глубины 10—15 м. На рис. 7.42, б показаны величины  $N$  в городской зоне, а на рис. 7.42, а — в пострадав-

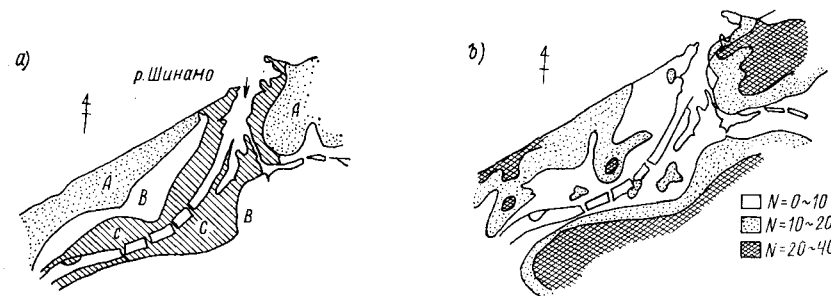


Рис. 7.42. Изменение значений  $N$  грунта при землетрясении в Ниигата, 16 июня 1964

А — нет повреждений; В — повреждения; С — сильные повреждения;  
а — распределение повреждений в городе; б — значения  $N$  на территории города

шие районы. Согласно этим данным, районы больших повреждений совпадают с зонами, где  $N < 10$ , а районы, практически не имевшие повреждений, приходятся на зоны с  $N > 20$ . Отмечено так же, что в тех районах, где процент содержания глины в песчаных грунтах превышал 20%, разжижения не происходило. Из анализа состояния зданий жилого комплекса Кавагиши-хо следовало, что здания без развитого первого этажа имели осадки и наклоны, а здания с развитым первым этажом не пострадали.

1. *Методика испытаний.* Как показывают приведенные примеры, необходимо проводить изучение песчаных грунтов для оценки опасности их разжижения при землетрясении. Лабораторное изучение гранулометрического состава, абсолютной и относительной плотности, водопроницаемости и динамических свойств водонасыщенного песка, а также полевые исследования поверхностных слоев грунта, уровней грунтовых вод и уплотнения грунта широко используются для этих целей. Для изучения консолидации грунта на площадке наиболее приемлемыми считаются измерения относительных плотностей и величин  $N$ . Для нахождения критических значений  $N$  как показателей разжижения данные по анализу последствий землетрясения в г. Ниигата являются очень полезными, однако необходимо помнить о зависимости параметров  $N$  от интенсивности сейсмического воздействия.

На основании анализа результатов лабораторных исследований и изучения последствий землетрясения Ниигата Х. Цусида [270] ввел меру оценки разжижения песка. По данным лабораторных опытов водонасыщенный песок имеет критическую относительную плотность, (в отношении разжижения при вибрационных воздействиях), которая существенно зависит от ускорения колебаний. Кроме того, в соответствии с полевыми испытаниями, величина  $N$  для слоя песка приблизительно пропорциональна квадрату критической относительной плотности. Следовательно, должно существовать соотношение между величиной  $N$  и ускорением колебаний (рис. 7.43). Учитывая, что разжижение вряд ли происходит при  $N > 15$ , для

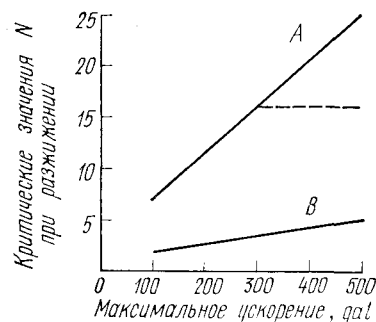


Рис. 7.43. Зависимости между критическими значениями  $N$  при разжижении грунта и сейсмическими ускорениями (данные Х. Цусида)

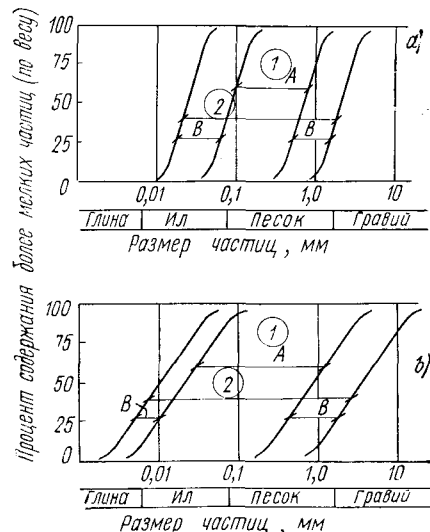


Рис. 7.44. Зависимости между гранулометрическим составом и разжижением грунта (данные Х. Цусида)

$a$  — для грунтов с однородным гранулометрическим составом;  $b$  — для грунтов с четко выраженным гранулометрическим составом; 1 — очень легко разжижаются (A); 2 — легко разжижаются (B)

слоя песка можно нанести в виде пунктирной линии верхний предел разжижения.

Напротив, когда частицы песка очень мелкие или очень крупные, разжижения от колебаний не наступает. Диапазоны частиц грунта, при которых происходит разжижение, показаны на рис. 7.44. Таким образом, грунт, для которого величина  $N$  меньше, чем показано на рис. 7.43, а гранулометрический состав находится в диапазонах, показанных на рис. 7.44, может разжижаться, если произойдет землетрясение с определенным уровнем ускорений. Эта величина позволяет свести сложную задачу оценки разжижения грунта к простой форме, удобной для практического применения.

2. *Предотвращение разжижения грунта.* Недавно были опубликованы данные об улучшении свойств грунта, которое позволило предотвратить его разжижение. На строительной площадке Хатинохе Пейпер Милл преобладали сравнительно недавно насыпанные песчаные грунты толщиной более 20 м с уровнем грунтовых вод 1,5 м от поверхности. Грунт представлял собой песок средней крупности, содержание ила и глины в котором не превышало 10%. Песок был слабо уплотненным, с  $N = 0$  на глубине 5 м и примерно  $N = 20$  на большей глубине. Фундаменты для зданий завода были предусмотрены трех типов в зависимости от степени ответственности цехов.

1. Для повышения плотности грунта проводилось виброуплотнение с глубины 7 м через каждые 1,5 м до  $q_c = 8z$  ( $q_c$  — сопротивление пенетрации при стандартных испытаниях;  $z$  — глубина, м) или  $N_c = 2z$  по отношению к стандартным испытаниям на пенетрацию. Затем забивались сваи диаметром 30 см и длиной 7 м.

2. Проводилось только виброуплотнение грунта.

3. Грунт оставался без искусственного уплотнения.

При землетрясении Токачи, 1968, г. Хатинохе испытывал воздействия интенсивностью 9 баллов, а измеренное в порту Хатинохе максимальное ускорение составляло 225 gal. Неуплотненный грунт имел трещины и разжижался, а здания и заглубленный в грунт трубопровод получили при землетрясении тяжелые повреждения. Здания же на уплотненном грунте имели только легкие повреждения, чем было доказано, что виброуплотнение для этих грунтов весьма эффективно.

### 3) Крупные оползни грунта

Если поверхностный слой грунта подстилается мягким или даже очень тонким слоем, верхний слой при землетрясении может прийти в движение, как было при землетрясении Имайти в 1949 г. В некоторых местах этого района на глубине нескольких метров располагался тонкий слой белой глины, что привело к возникновению оползней грунта. На рис. 7.45 показан оползень, произошедший в районе Сугасава на пологом откосе с углом наклона около  $10^\circ$ .

Крупный оползень имел место в верховьях р. Рио Сан Педро при землетрясении в Чили, 1960. Оползень был чрезвычайно боль-



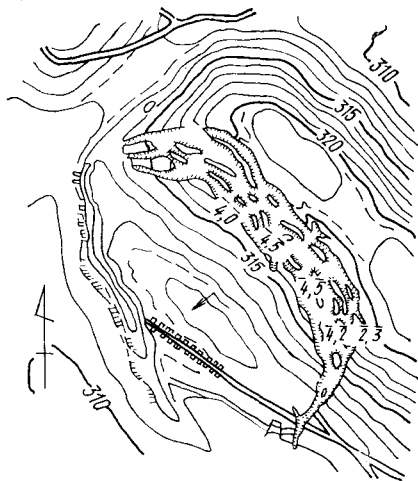


Рис. 7.45. Оползень в районе Сугасава (землетрясение Иманти, 26 декабря 1949); — до оползня; — после оползня  
1 — слой белой глины

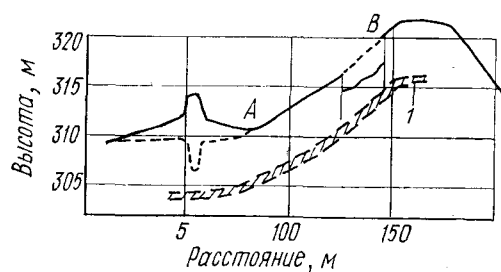
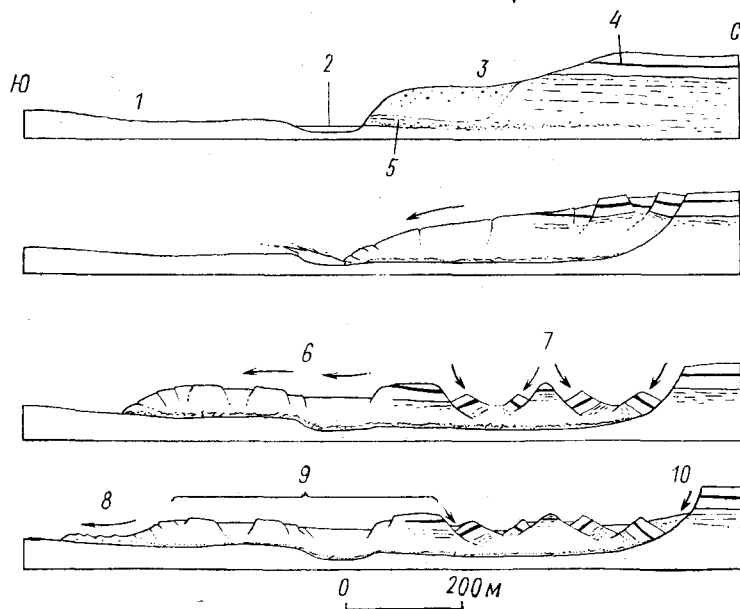


Рис. 7.46. Поперечный разрез с движениями грунта при оползне (землетрясение в Чили, 21 мая 1960, — данные проф. С. Дэвиса и проф. Д. Карзуловича)

1 — нижняя терраса; 2 — р. Рио Сан Педро; 3 — отложения старого оползня (?); 4 — видимая терраса, слой грунта и пепла; 5 — начальное разрушение в пределах озерных глин; 6 — главные движения; 7 — поворачивающиеся блоки падения; 8 — выдавливание размельченной илстой глины; 9 — большой блок; 10 — обрушение растительного слоя



шим по объемам. Длина сектора скольжения достигала 1 км, охватывал он площадь 1,26 км<sup>2</sup>, а объем грунта составлял 30 млн. м<sup>3</sup> (рис. 7.46). Грунты в этом районе были сложены из плотного ледникового гравия на складчатой формации глинистого сланца, над которыми располагались слои неуплотненного ила и глины толщиной 80 м и слой песка от 5 до 20 м.

Оползень произошел из-за наличия слоя макропористого суглинка толщиной несколько сантиметров в массиве ила и глины. Первый сильный толчок землетрясения вызвал разрушение этого слоя, и вышележащие слои оказались на практически несущем слое грунта. Последующие сейсмические колебания вызвали движение

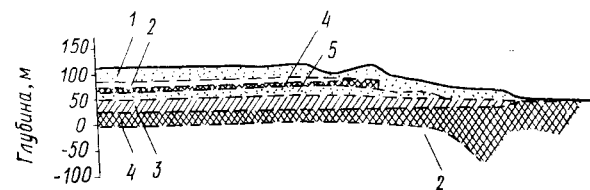


Рис. 7.47. Геологический разрез оползня на Четвертой авеню, землетрясение Принс Вильямс Саунд, 27 марта 1964 (данные Министерства торговли США)

1 — песок и гравий; 2 — жесткая глина; 3 — мягкая деформируемая глина; 4 — глина средней жесткости; 5 — прослойка песка

верхнего слоя по направлению к реке. Это движение распространилось на соседние слои ила и глины, что, по-видимому, привело к необычному мощному потоку смеси грунта с водой, который прошел почти 500 м всего за 5 мин.

Примером крупного оползня, охватившего зону городской застройки, является оползень в Анкоридже во время землетрясения Принс Вильямс Саунд, 27 марта 1964 г. При этом дороги и здания в центре города были полностью разрушены. Например, оползень по четвертой улице имел ширину около 800 м, длину более 1400 м и максимальную высоту потока 55 м и продвинулся на север примерно 15 м. Большие повреждения были вызваны в результате образования выемки после оползня и в зоне давления сползшей массы грунта. По свидетельству очевидцев, в промежуточной зоне происходило простое скольжение грунта и других повреждений не было.

Разрез грунта для рассматриваемого района показан на рис. 7.47, на котором четко видны пласты глины и песка. Полагают, что причиной оползня был слой песка и слой мягкой деформирующейся глины на глубине около 40 м выше уровня моря. Испытания образцов показали, что песок внезапно разжижается при 60 циклах колебаний с частотой 2 Гц и касательных напряжениях 0,3—0,37 тс/м<sup>2</sup>. Слой мягкой глины также внезапно теряет несущую способность при 50 циклах приложения напряжений в размере 55% статической прочности. С учетом этих данных разрушение подсти-

лающего слоя глины объясняется разжижением песка и это разрушение вызывает сдвиг песчаного слоя. Считают, что такой крупный оползень не произошел бы, если бы возникло только разжижение песка без потери несущей способности слоя глины. Кроме того, максимальные ускорения сейсмического воздействия в районе оползня оценены в пределах от 0,15 до 0,18  $g$ .

## Глава 8. СЕЙСМОСТОЙКОСТЬ СИСТЕМ ВОДОСНАБЖЕНИЯ

### 8.1. ВВЕДЕНИЕ

При прошлых сильных землетрясениях часто наблюдались интенсивные повреждения сооружений водоснабжения. По-видимому, невозможно полностью избежать их повреждений, поскольку системы водоснабжения, функционирующие как единое целое, отличаются протяженностью по большой площади. Поэтому основные положения при размещении таких систем сводятся к трем следующим принципам.

1. Должны предусматриваться методы по максимально возможной локализации повреждений при землетрясениях.

2. Необходимо предусматривать мероприятия, позволяющие легко выполнять ремонт поврежденных землетрясением частей и участков.

3. Целесообразно исключить возможность косвенных повреждений систем при сейсмических воздействиях.

Ранее в связи с крупными разрушениями сетей водоснабжения считали, что их повреждения, особенно заглубленных в грунт трубопроводов, неизбежны. Сейчас, когда системы водоснабжения стали очень ответственными, необходимо предусматривать специальные мероприятия по обеспечению сейсмостойкости таких сооружений.

Повреждения систем водоснабжения при землетрясениях сводятся к отклонениям в качественных показателях воды и повреждениям сооружений. Поскольку на качество воды влияют разрушения в районах водных источников, их необходимо выбирать в местах наименьших возможных разрушений, а также проводить контроль возможной эрозии почвы. Из сооружений, обладающих наибольшей вероятностью повреждения, следует обращать внимание на подземные трубопроводы, резервуары, акведуки или эстакады для водопроводов, дюкеры и водонапорные башни.

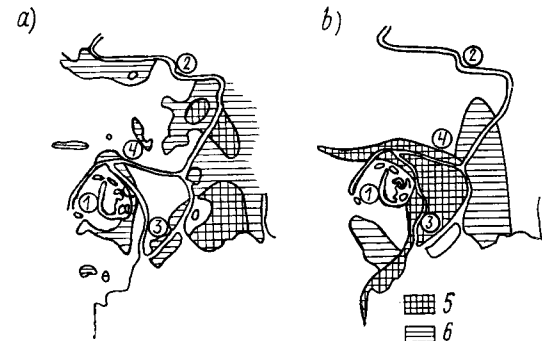
### 8.2. ПОДЗЕМНЫЕ ТРУБОПРОВОДЫ

#### 1) Влияние глубины заложения и направления подземных трубопроводов на степень их повреждения при землетрясениях

Повреждения подземных трубопроводов при землетрясениях сводятся к выдергиванию звеньев и образованию трещин. Степень плотности грунтов непосредственно связана с такими повреждениями. На рис. 8.1, *b* приведены районы повреждения трубопроводов в г. Токио во время землетрясения Канто. Как видно из рисунка, районы наибольших повреждений линий водопровода приходятся на

Рис. 8.1. Разрушения зданий и линий водоснабжения при землетрясении Канто, 1 сентября 1923

1 — дворец Империял Палас; 2 — р. Сумида; 3 — р. Фуру; 4 — р. Канда; 5 — сильно поврежденные районы; 6 — умеренно поврежденные районы; *a* — повреждения жилых домов; *b* — повреждения линий водоснабжения



зону между дворцом Империял Палас и р. Фуру и расположенную к востоку зону между р. Фуру и р. Сумида. За этими зонами распространены аллювиальные отложения слева от р. Сумида.

В вышеперечисленных западных районах Токио степень повреждений была минимальной. Аналогичная картина наблюдалась в распределении повреждений сетей канализации. На рис. 8.1, *a* приведено распределение повреждений зданий в г. Токио во время того же землетрясения. Интересно отметить, что зоны повреждения трубопроводов несколько отличаются от распространения повреждений деревянных домов. Хотя эти распределения в целом согласуются и степень повреждений более значительна в низкорасположенных районах по сравнению с вышеперечисленными, повреждения деревянных домов были наибольшими в восточной части р. Сумида, а трубопроводов — в зоне между р. Сумида и западными районами.

Геологическое строение этих районов характеризуется слоями делювиального суглинки в более высоких районах и аллювиальными илами на песчаном гравии в низких районах. К востоку от р. Сумида аллювиальные отложения довольно однородны, а между р. Сумида и западным районом в слоях песчаного гравия наблюдаются отдельные выходы делювиальных слоев, так что строение

грунта оказывается чрезвычайно запутанным. Это, естественно, приводит к различию колебаний грунта в разных местах и является, очевидно, причиной больших повреждений трубопроводов.

Таким образом, плотные грунты более благоприятны для заглубления труб, чем мягкие. Тем не менее однородный мягкий грунт сравнительно более благоприятен, чем грунты с чередованием плотных и мягких пород в пределах одного района.

Кроме степени плотности грунта на степень повреждений при землетрясениях влияет глубина заложения. Как правило, при значительной глубине заложения степень повреждения мала. Распределительные трубы в г. Хатано, расположенном вблизи эпицентра землетрясения Канто, были выполнены керамическими с внутренним диаметром 9 см и не имели большой прочности. Участки труб, заглубленных на 1,2 м, были разрушены (одно из каждых трех звеньев), а участки, заглубленные на 2,4 м, совсем не пострадали. В этих случаях никаких различий в рельефе местности, геологических условиях и направлении отдельных трубопроводов не было, т. е. степень сейсмостойкости полностью определялась влиянием глубины заложения.

Тем не менее нельзя безоговорочно утверждать, что на глубине нескольких метров интенсивность сейсмических воздействий мала. Скорее следует считать, что меньшая степень повреждений при большой глубине заложения связана с повышенным обжатием от давления грунта. Глубина заложения, требуемая для обеспечения сейсмостойкости, связана с диаметром трубы, и часто с увеличением диаметра трубы трудно получить требуемый эффект, пока не будет увеличена глубина заложения. Судя по опыту повреждения канализационных труб при землетрясении Канто, степень повреждения существенно снижается, если глубина заложения труб даже очень большого диаметра будет более 3 м. Однако с точки зрения строительства, контроля, поиска и ремонта поврежденных участков к назначению больших глубин заложения следует подходить очень осторожно. На практике в районах городской застройки глубина заложения труб обычно назначается с учетом их размещения относительно других подземных коммуникаций.

Легко обнаруживается, что зависимость между направлением прокладки трубопровода и основным направлением колебаний грунта при сейсмическом воздействии существенно влияет на степень повреждений сетей. При колебаниях в направлении, перпендикулярном линии трубопровода, он изгибается. Когда прогиб становится достаточно большим, в узлах труб возникают значительные деформации и может произойти разрушение. Если трубы подвергаются колебаниям в направлении линии трубопровода, то они выдерживаются, отрываются или соударяются, что приводит к образованию продольных трещин и разрывов. Таким образом, хотя разрушение трубопроводов зависит от его направления, заранее в общем случае трудно предсказать, какой тип разрушения будет опасным.

Магистральные водопроводы, проложенные в направлении с севера на юг в г. Фукуи, сильно пострадали при Фукуйском землетрясении. В самом городе направление движений земной коры во время этого землетрясения совпадало с линией С-Ю и, хотя направление преобладающих сейсмических колебаний точно неизвестно, судя по смещениям балок пролетных строений мостов, предполагают, что оно примерно совпадало с указанным направлением.

В Токио во время землетрясения Канто преобладающее направление колебаний грунта было с северо-северо-запада на юго-юго-восток. Магистральный водопровод из Йодобаши в Хонго диаметром 1100 мм был примерно перпендикулярен направлению колебаний, а аналогичный по диаметру водопровод от Йодобаши до Шiba был направлен по диагонали. В обоих случаях грунты представляли собой слои суглинка и были достаточно однородны. Первый трубопровод был разорван в восьми местах, а второй не имел разрывов. В этом случае перпендикулярный к направлению основных колебаний трубопровод пострадал в наибольшей степени. При этом же землетрясении было исследовано большое число поврежденных канализационных труб, однако корреляции повреждений с направлением труб установить не удалось.

## 2) Влияние типа труб и их соединений на степень повреждения при землетрясениях

Для водопроводных труб обычно применяется сталь, ковкий чугун, обычный чугун и асбестоцемент. Стальные трубы соединяются с помощью монтажной сварки, трубы из ковкого и обычного чугуна, а также асбестоцементные трубы с помощью муфт. При прошлых землетрясениях трубы из чугуна и асбестоцемента получали повреждения в виде изломов, растрескивания, разрывов, выдергивания или поврежденных муфт. Трубы из стали и ковкого чугуна обладают большой вязкостью и поэтому считают, что в них не произойдет растрескивания и разрывов. Трубопровод для природного газа из Ниигата в Токио, выполненный из стальных труб высокого давления со сварными соединениями, не получил повреждений при землетрясении Ниигата. Это подтверждает сейсмостойкость стальных трубопроводов. Однако поскольку стальные трубы обычно соединяются на монтаже, сварочные работы должны выполняться очень качественно.

Что касается труб из чугуна и асбестоцемента, то первые показали совершенно неудовлетворительную сейсмостойкость при землетрясении Токачи, 1952. При землетрясении в Ниигата было повреждено много труб диаметром до 100 мм, причем асбестоцементные трубы малых диаметров ломались, а трубы большего диаметра из асбестоцемента и чугуна выдергивались.

Чтобы сопротивляться сильным колебаниям грунта, трубопроводы должны обладать требуемой степенью гибкости. Поэтому целесообразно, чтобы соединения были способны расширяться и уכו-

рачиваться в необходимых пределах, а компенсационные швы устраивались из расчета на три соединения. Кроме того, целесообразно установить так называемые сейсмостойкие соединения, допускающие расширение и сжатие в местах, где однородность параметров колебаний может быть нарушена, например в местах изменения грунтовых условий, резких изгибов, колен и пересечений с маги-

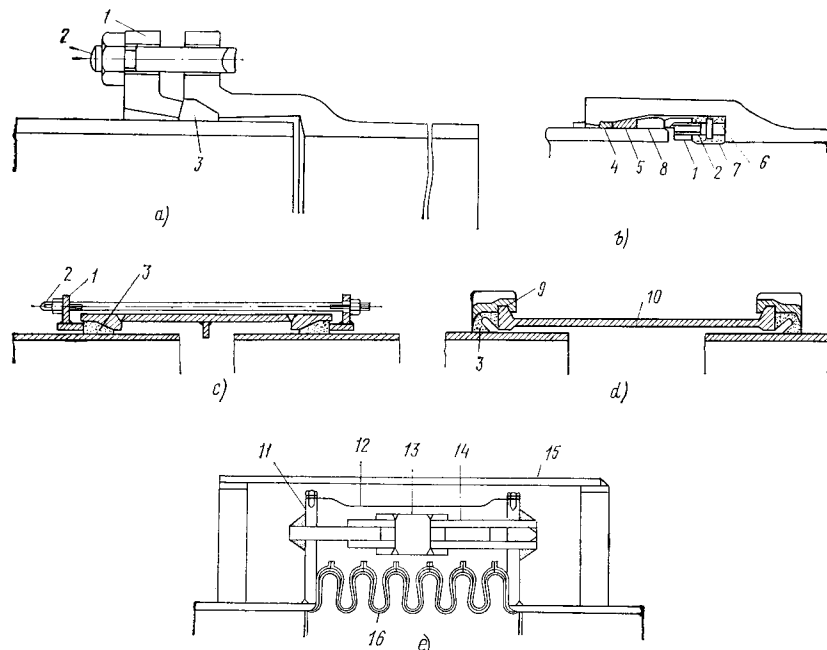


Рис. 8.2. Гибкие соединения коммуникационных систем

*a* — механическое соединение; *b* — внутреннее механическое соединение; *c* — стык с муфтой; *d* — стык с уплотнением; *e* — стык с гофрированной вставкой  
1 — сальник; 2 — болт; 3 — резиновая прокладка; 4 — круглая резиновая прокладка; 5 — прямоугольная резиновая прокладка; 6 — отрезок стержня; 7 — раствор; 8 — раздельный сальник; 9 — фасонная деталь; 10 — рукав; 11 — фланец; 12 — водостойкая резина; 13 — шпилька; 14 — консоль; 15 — кожух; 16 — гофрированная вставка

стральными трубопроводами. Как стык с гофрированной вставкой, так и стык на рис. 8.2, *d* являются податливыми сейсмостойкими соединениями. Стыки первого типа могут изгибаться примерно на 15°, а второго — примерно на 5°. Если стальная труба установлена между двумя стыками с гофрированной вставкой, в случае даже значительных перемещений порядка нескольких метров они могут быть восприняты соединениями. Поэтому такой тип соединения применяется в случаях, когда возникают большие относительные смещения, например между водопроводом и распределительным резервуаром или акведуком.

Механические стыки иногда расстраиваются, но обладают достаточно большой степенью сейсмостойкости и могут изгибаться до 2°. Шарнирные стыки подвержены расстройству, а стыки на флан-

цах легко разрушаются. Оба типа стыков являются несейсмостойкими.

Трубы, в которых заглубленные участки чередуются с участками, выходящими на поверхность, легко подвержены повреждениям при землетрясениях. Эти повреждения, естественно, возникают из-за различия в колебаниях грунта на поверхности и в уровне заложения труб. Когда вертикально расположенные трубы жестко присоединяются к большим массам, например зданиям или машинам, указанная особенность работы проявляется еще в большей мере. Поэтому в таких случаях должны применяться сейсмостойкие стыки, а соединения со зданиями должны быть гибкими.

### 3) Нагрузки на заглубленные в грунт трубы при землетрясениях

1) Введение. Считается, что повреждения подземных трубопроводов происходят по следующим причинам.

1. Несущая способность грунта при колебаниях уменьшается.  
2. В связи с местным оползанием грунта трубы по отдельным площадям перемещаются вместе с грунтом и на границах отдельных участков возникают большие поперечные силы.

3. Трубы выталкиваются вбок благодаря эксцентричному давлению грунта. Даже если это давление грунта воспринимается трубопроводом, в случае малопрочных труб происходит раздавливание от возникающих напряжений.

4. Трубы сжимаются за счет перемещений грунта. Когда труба не может воспринять деформации в направлении своей оси, она выпучивается или сминается. Если же она не воспринимает деформаций в направлении, перпендикулярном оси, то происходит разрыв трубы.

5. Когда жесткости грунта или трубопровода резко изменяются, то в этих местах появляются большие местные осевые силы или изгибающие моменты.

6. В местах перегибов в трубах возникают большие усилия от изгиба.

7. На глухие участки труб, перегибы, разветвления и уширения труб большое влияние оказывает гидродинамическое давление.

До настоящего времени проведено очень мало исследований по количественной оценке отмеченных явлений, что делает антисейсмический расчет трубопроводов весьма затруднительным.

2. Уменьшение несущей способности грунта при колебаниях. Рыхлый мелкозернистый песок и песок при высоком уровне грунтовых вод при колебаниях теряет несущую способность на сдвиг. В связи с этим линии водопровода, имеющие большой собственный вес, испытывают осадки, а легкие канализационные трубы всплывают. Для предотвращения этих явлений предусматривают бетонные фундаменты, анкеры и

свайные фундаменты, которые не только повышают несущую способность, но и полезны для ограничения возможности самостоятельных перемещений отдельных труб и их разъединения. Когда существует опасность разжижения песка, концы свай должны быть заглублены в неразжижающийся грунт. Кроме того, для прокладки линий трубопроводов в подобных грунтах предпочитают применять стальные трубы.

3. Местные сдвиги (скольжение) грунта. Представляется невозможным запроектировать трубу так, чтобы предотвратить местные сдвиги грунта или воспринять возникающие

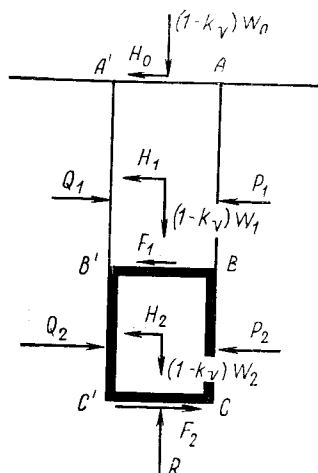


Рис. 8.3

при этом нагрузки. Поскольку местные сдвиги (скольжение) происходят в мягких грунтах, более целесообразно избегать такие грунты при прокладке ответственных магистральных линий. Когда это невозможно, рекомендуется применять стальные трубы со спиральными стыками через соответствующие расстояния, которые способны работать на растяжение и сжатие.

4. Напряжения в трубе при внецентренном давлении. Во время сейсмических воздействий активное давление грунта приходится на одну сторону трубы, в то время как реактивное давление действует с противоположной стороны. Когда равновесие нарушается, происходит перемещение трубы в одну сторону. Расчетные формулы для этого случая могут быть получены следующим образом (рис. 8.3). На трубу действуют вертикальные силы:

$W_0 = (1 - k_v) W'_0$  — сила, создаваемая нагрузкой по поверхности грунта;

$W_1 = (1 - k_v) W'_1$  — нагрузка от собственного веса грунта на трубу;

$W_2 = (1 - k_v) W'_2$  — нагрузка от веса трубы и ее содержимого;

$R$  — сила реакции грунта, действующая на трубу снизу.

Здесь  $W'_0$ ,  $W'_1$  и  $W'_2$  — соответственно нагрузка по поверхности грунта, вес грунта над трубой и вес трубы, включая ее содержимое;  $k_v$  — коэффициент вертикальной сейсмической нагрузки.

На трубу действуют горизонтальные силы:

$P_2$  — давление грунта на плоскость  $BC$ ;

$Q_2$  — сила сопротивления грунта на плоскость  $B'C'$ ;

$F_1$  — касательная сила по плоскости  $BB'$ ;

$F_2$  — касательная сила по плоскости  $CC'$ ;

$H = k_h W'_2$  — сейсмическая нагрузка на трубу и ее содержимое, где  $k_h$  — коэффициент горизонтальной сейсмической нагрузки. Сила  $P_2$  равна активному давлению грунта, а сила  $Q_2$  не может превы-

сить пассивное давление. Пока сумма активного давления грунта  $P_1$  на плоскость  $AB$ , сейсмической силы  $H_0$  на поверхности грунта и сейсмической силы  $H_1$  на грунт над трубой не превысит пассивного давления грунта на плоскость  $A'B'$ , все эти горизонтальные силы воспринимаются реактивным давлением грунта на плоскость  $A'B'$ . Когда сумма сил превышает пассивное давление грунта на плоскость  $A'B'$ , их разность воспринимается касательной силой  $F_1$  по поверхности трубы. Однако величина  $F_1$  не может быть больше прочности на сдвиг по верхней поверхности трубы.

Если труба находится в состоянии равновесия, то справедливо соотношение

$$Q_2 + F_2 = F_1 + k_h W'_2 + P_2, \quad (8.1)$$

где  $Q_2$  — не может превысить пассивного давления грунта, а  $F_2$  — прочности на сдвиг по нижней поверхности трубы.

Ограничения, необходимые для соблюдения равновесия трубы, могут быть получены из рассмотренных выше положений.

Поскольку также  $F_1$  не может превысить прочность на сдвиг по плоскости  $BC$ , даже когда условие равновесия грунта по верхней поверхности трубы нарушается, уравнение (8.1) остается в силе и возможны случаи, когда потеря равновесия трубы не произойдет. При этом, однако, возможен сдвиг грунта по верхней поверхности трубы, и степень надежности ее работы существенно снизится. Поскольку такое явление нежелательно, следует предусматривать мероприятие по предотвращению нарушения равновесия грунта над верхней поверхностью трубы.

5. Деформации труб. Когда деформации грунта при землетрясении не настолько велики, чтобы вызвать разрушение грунта, считают, что трубопроводы деформируются совместно с грунтом. Если амплитуда скорости поверхностных волн в продольном направлении трубы равна  $v$ , амплитуда продольных деформаций  $\epsilon$ , а скорость распространения волн  $c$ , то справедливы соотношения

$$v = \epsilon c \text{ и } \epsilon = v/c.$$

Когда между трубопроводом и грунтом не возникает проскальзывания, деформации грунта будут равны деформациям трубопровода в продольном направлении. Если  $E$  — коэффициент продольной упругости, то напряжения

$$\sigma = \frac{vE}{c}. \quad (8.2)$$

В действительности, поскольку сейсмические колебания на площадке снижаются при наличии заглубленных трубопроводов, напряжение в трубе принимают несколько меньше этой величины.

При рассмотрении колебаний трубы в направлении, перпендикулярном ее оси, перемещения трубы принимают примерно равными перемещениям грунта. Поэтому до стадии разрушения грунта деформации труб малы и возникающие в них напряжения невели-

лики. Кроме того, поскольку грунт находится с обеих сторон трубы, возникновение в ней резонанса при сейсмическом воздействии невозможно.

6. Влияние неоднородности грунта. Когда грунт неоднороден, при сейсмическом воздействии в разных точках на поверхности грунта, даже на сравнительно небольших площадях, возникают различные колебания. Эта неоднородность проявляется на поверхности грунта, а с увеличением глубины параметры колебаний уменьшаются. Это влияние особенно значительно для ускорений и менее существенно для скоростей и перемещений. Поэтому в местах неоднородных грунтов напряжения в трубопроводе от неравномерности параметров сейсмических колебаний будут значительны. Для заданного сейсмического воздействия их можно приближенно определить с помощью МКЭ. В практике проектирования необходимо предотвращать разрушения труб от разрыва и раздавливания от сосредоточенных усилий путем устройства с определенным шагом деформационных швов. При землетрясении в Ниигата канализационные трубы, заглубленные в грунт на глубину 3 м, были разорваны на участки примерно 4-метровой длины, что является косвенным указанием на необходимый шаг деформационных швов.

В тех случаях, когда трубопроводы присоединяются к смотровым колодцам, очевидно, что оба типа конструкций будут иметь резко отличающиеся колебания и существует опасность возникновения в соединениях сосредоточенных изгибающих моментов. В этих местах обычно устраняются швы. С их помощью, когда диаметр трубы не очень большой, удастся избежать большой концентрации напряжений. Однако в бетонных трубах большого диаметра наблюдается резкое увеличение изгибающих моментов. Чтобы уменьшить влияние этих моментов необходимо предусматривать в местах соединений бетонных труб с колодцами швы с возможно большими зазорами расширению и укорочению, которые могут свободно поворачиваться, а также усиливать сечения труб вблизи колодцев постановкой арматуры.

7. Напряжения в местах перегибов. Можно считать, что перемещения труб примерно равны перемещениям окружающего грунта. Вследствие этого в криволинейных трубопроводах при землетрясении возникают осевые силы и изгибающие моменты. Были проведены экспериментальные исследования труб на моделях. Модели грунта и трубопровода изготавливались из желатина и стержней тефлона. При возбуждении на одном конце модели из желатина сдвиговых волн измерялись перемещения и деформации криволинейной трубы.

Результаты испытаний показаны на рис. 8.4, а. Осевая сила возбуждается в трубопроводе в направлении вынужденных колебаний, а изгибающий момент в месте перегиба. На участке, перпендикулярном направлению колебаний, осевых сил и изгибающих моментов практически не возникает. В тех случаях, когда допус-

кается поворот участков прямых труб относительно стыка, т. е. устраивается так называемый антисейсмический шов (рис. 8.4, б), осевые усилия на участке, совпадающем с направлением колебаний, снижаются. Однако изгибающие моменты в перегибе и на прямолинейном участке трубы в перпендикулярном колебаниям направлении, наоборот, возрастают.

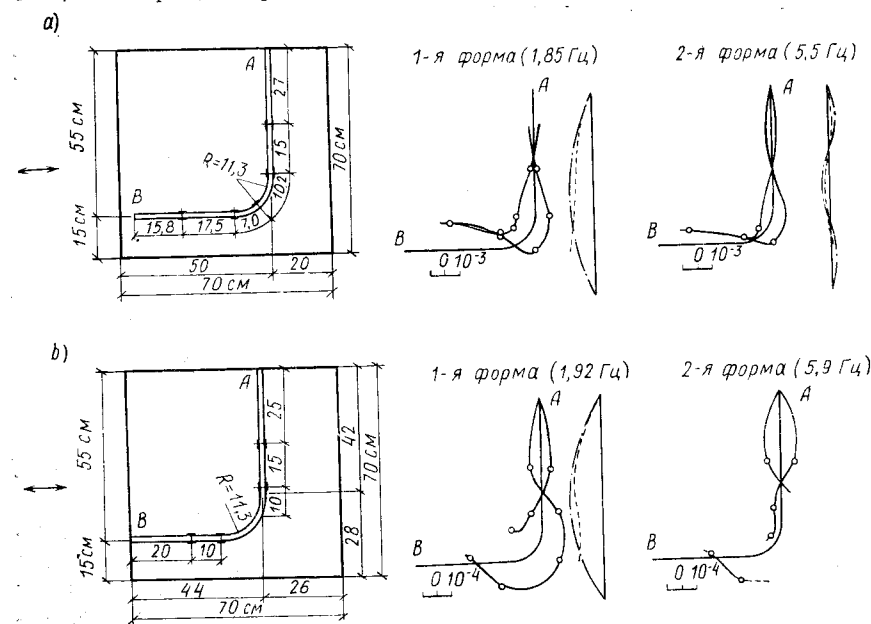


Рис. 8.4. Формы колебаний и эпюры деформаций в изогнутой трубе  
а — труба без шарнирного соединения; б — труба с шарнирным соединением  
— деформации; — — — перемещение грунта; — — — перемещения трубы

8. Гидродинамическое давление на трубу. Поскольку в водопроводах создается повышенное давление воды, на глухих участках, в местах перегибов, разветвлений и расширения труб при землетрясениях возникают силы гидродинамического давления на стенки (рис. 8.5). И. Никагава [272] провел теоретические исследования и получил следующие выражения:

$$\sigma_{D, \text{ макс}} = \frac{kT}{2\pi} \sqrt{\frac{gk_1 \omega}{1 + \frac{2k_1 r}{eE}}}; \quad (8.3)$$

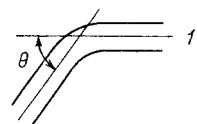
$$\sigma_{B, \text{ макс}} = \sigma_{D, \text{ макс}} \sin \frac{\theta}{2}; \quad (8.4)$$

$$\sigma_{T, \text{ макс}} = \frac{A_2/A_1}{2 + A_2/A_1} \sigma_{D, \text{ макс}}; \quad (8.5)$$

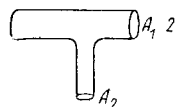
$$\sigma_{R, \text{ макс}} = \frac{1 - A_2/A_1}{1 + A_2/A_1} \sigma_{D, \text{ макс}}, \quad (8.6)$$

где  $\sigma_{D, \text{макс}}$  — максимальное гидродинамическое давление при сейсмическом воздействии на глухой участок;  $\sigma_{B, \text{макс}}$  — максимальное гидродинамическое давление при сейсмическом воздействии в месте перегиба;  $\sigma_{T, \text{макс}}$  — максимальное гидродинамическое давление при сейсмическом воздействии в месте разветвления;  $\sigma_{R, \text{макс}}$  — максимальное гидродинамическое давление при сейсмическом воздействии в месте сужения сечения;  $k$  — отношение ускорения сейсмического воздействия к ускорению силы тяжести,  $g$ ;  $T$  — период сейсмических колебаний;  $\omega$  — удельный вес воды;  $k_1$  — модуль объемного сжатия воды;  $r$  — внутренний радиус трубы;  $e$  — толщина стенки трубы;  $E$  — модуль Юнга для материала трубы;  $\theta$  — угол перегиба трубы;  $A_1$  и  $A_2$  — площади поперечного сечения трубы.

В качестве примера расчетов рассмотрим гидродинамическое давление в стальной трубе с внутренним диаметром 2 м, толщиной стенки 18 мм при сейсмическом воздействии



$k = 0,2$  и  $T = 1$  с



$$\sigma_{D, \text{макс}} = 3,12 \text{ кгс/см}^2;$$

$$\sigma_{B, \text{макс}} = 2,21 \text{ кгс/см}^2 (\theta = 90^\circ);$$

$$\sigma_{T, \text{макс}} = 1,04 (A_2 = A_1);$$

$$\sigma_{R, \text{макс}} = 1,87 (A_2 = 0,25 A_1).$$

Приведенные величины являются гидродинамическими давлениями на глухие участки, перегибы, разветвления и трубы с сужением сечения при раздельном учете факторов. Однако поскольку гидродинамическое давление воды при этих факторах взаимно обусловлено, результирующее гидродинамическое давление будет несколько больше приведенных величин. Если принять это

Рис. 8.5

1 — изогнутая труба;  
2 — тройник; 3 — расширяющаяся труба

увеличение в 1,5 раза, то максимальное гидродинамическое давление при сейсмическом воздействии с ускорением  $0,2g$  будет достигать примерно  $4,5 \text{ кгс/см}^2$ .

Обычно при расчете систем водоснабжения в дополнение к гидростатическому давлению учитывают давление от гидравлического удара воды в размере  $5\text{—}5,5 \text{ кгс/см}^2$ . Поскольку совместное действие при землетрясениях гидравлического удара воды и гидродинамического давления весьма маловероятно, нет необходимости учитывать гидродинамическое давление от сейсмического воздействия при определении расчетной нагрузки на трубу. Однако когда грунты являются мягкими, а период воздействия достаточно большим, при учете сейсмических воздействий восприятие гидродинамического давления может стать серьезной проблемой. Аналогичная ситуация возникает при внезапном закрытии клапанов во время землетрясения, поскольку силы  $\sigma_{D, \text{макс}}$  действуют в противоположных направлениях на каждую сторону клапана и суммарное гидродинамическое давление на клапан будет равно  $2\sigma_{D, \text{макс}}$ . Кроме того, в напорном трубопроводе возникают случаи внезап-

ной остановки насосов от прекращения подачи электроэнергии при землетрясении, и вероятны случаи сочетания гидродинамического давления и гидравлического удара воды. Во всех этих случаях в расчете учитываются гидродинамические давления на трубопроводы.

### 8.3. РЕЗЕРВУАРЫ

Повреждения резервуаров обычно проявляются в виде разрушения днища, стенок и стен-диафрагм резервуара. Разрушение днища происходит, когда грунт является слабым или неоднородным (рис. 8.6). Примеры таких повреждений многочисленны. При

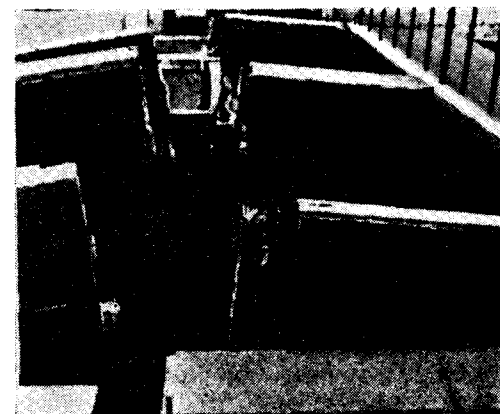


Рис. 8.6. Повреждение резервуара на р. Фуру-Шинано (землетрясение Ниигата, 16 июня 1964)

тяжелых сооружениях возможны осадки, а при легких — всплытие. В любом случае резервуар оказывается разорванным на куски. Поэтому в качестве основания для резервуаров следует выбирать прочный и по возможности однородный грунт или укреплять грунт устройством свайного основания.

Необходимо также предусматривать дренажные устройства для компенсации возрастающего давления грунтовых вод на днище резервуара при землетрясениях. Когда величина заглубления резервуара велика или когда он предназначен для хранения чистой воды, целесообразно также применять металлическую сетку в слое водонепроницаемого раствора. Аналогичный метод рекомендуется применять для защитного слоя из бетона или раствора в случае использования асфальтовых или других водонепроницаемых мембран.

Наиболее удачной формой стенок резервуара является самая простая. Круглая форма более предпочтительна, чем квадратная, поскольку угловые участки стенок подвержены повреждениям. При наличии углов вблизи них следует устраивать температурные или осадочные швы. Такое же решение обычно применяют для



участков вне угловых зон, причем швы предусматривают с шагом 10—15 м при тонких стенках резервуаров и 20—30 м при толстых стенках. Раньше в качестве материала для температурных швов использовали медные пластины. Однако в связи с тем, что такое решение не допускает свободное расширение и сжатие в местах Т- и L-образных соединений, в последние годы перешли на резину или винил.

Расчет стенок и диафрагм резервуаров на сейсмические воздействия обычно выполняется с помощью метода коэффициента сейсмической нагрузки. Поскольку в прошлые годы для возведения сооружений использовался преимущественно кирпич, во многих из них наблюдалось повреждение стенок трещинами и их обрушение. Если для создания внутренних конструкций применяется железобетон, распределение напряжений становится более благоприятным, а шаг между осадочными швами может быть принят больше. Таким образом можно значительно уменьшить степень серьезных разрушений, имевших место в прошлом.

Железобетонные резервуары на водоочистой станции в Нагасава были запроектированы в виде одного блока отстойника размером  $40 \times 40$  м и двух блоков размером  $40 \times 60$  м. По данным испытаний, после строительства станции при применении термического натяжения до 0,3% в сооружениях не наблюдалось утечки воды. Для большого резервуара, разделенного на два блока, для каждой половины применена конструкция в виде замкнутой системы, открытой только с одной тороны. При прочном основании оказалось возможным достаточно экономично выполнить сооружение с высокой сопротивляемостью сейсмическим воздействиям (коэффициентом сейсмической нагрузки 0,2—0,3). Однако в качестве конструктивного мероприятия по открытой стороне выполнены диафрагмы с отверстиями.

Во время землетрясений на стенки резервуара действует гидродинамическое давление, которое обычно определяется по формуле Вестергарда. В случае многоярусного отстойника вода заполняет целиком нижние ярусы. При этом на стенки резервуара при сейсмическом воздействии будет действовать необычно высокое гидродинамическое давление. Поэтому необходимо предусматривать возможность быстрого удаления воды в случае землетрясений. На двухъярусном отстойнике водоочистой станции в Нагасава были предусмотрены цилиндры диаметром 1,4 м через каждые 13 м. Наличие свободного (не заполненного водой) пространства создавало возможность удаления воды.

#### 8.4. АКВЕДУКИ И ДЮКЕРЫ

В местах пересечения линиями водопровода рек устраиваются акведуки или дюкеры. Поскольку амплитуды сейсмических колебаний вблизи рек обычно бывают значительными, сооружения обоих типов подвержены повреждениям. В случае акведуков (мостов

для пропуска магистральных водопроводов) помимо огнестойкости и сейсмостойкости мостовых конструкций следует обеспечивать сейсмостойкость трубопровода. С этой целью обычно применяют стальные трубы и устраивают деформационные швы в каждом пролете моста. Затруднения по устройству большого количества швов могут быть преодолены путем применения неразрезных мостов.

Как свидетельствует опыт повреждений при прошлых землетрясениях (рис. 8.7), особенно большой процент трубопроводов разрушался в тех местах, где выполнялся подъем со стороны береговых

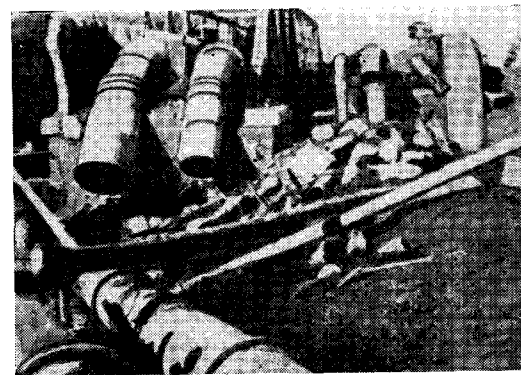


Рис. 8.7. Мост Мягава для магистрального водопровода (землетрясение Канто, 1 сентября 1923 г.)

устоев к пролетному строению мостов. Такой тип повреждений обусловлен большими осадками откосов в связи с существенными отличиями в параметрах сейсмических колебаний береговых устоев и откосов. Поэтому очень важно так выполнить откосы, чтобы в максимальной степени уменьшить осадки при землетрясениях. Там где осуществляется повышение уровня трубопроводов, на концах прямолинейных участков над пролетным строением устраивают гибкие упругие соединения, а фундаменты выполняют на сваях соответствующей длины для снижения осадок трубопроводов. Даже в этом случае акведуки представляют собой наиболее слабое звено водопроводной магистрали, и обычно по обеим сторонам от береговых устоев моста предусматривают задвижки для предотвращения аварийных ситуаций. На рис. 8.8 приведено антисейсмическое решение повышающей части акведука, рекомендуемое Японской ассоциацией по водоснабжению.

При возведении дюкеров основное внимание следует обращать на устройство фундаментов, которые должны быть достаточно прочными и однородными. Соединительные участки труб должны иметь с каждой стороны как можно более плавные закругления,



каждое из которых следует надежно закреплять. При землетрясении в Канто повреждения дюкеров в системе водоснабжения г. Йокосука были незначительны. Однако во избежание повреждений необходимо предусматривать довольно значительное заглуб-

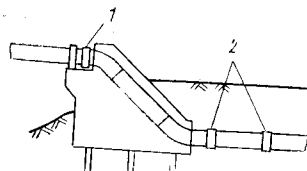


Рис. 8.8

1 — компенсационный стык; 2 — гибкий стык

ление труб. Кроме того, следует избегать устройства дюкеров по дну рек, сложенных аллювиальными отложениями, в которых может происходить разжижение грунта.

### 8.5. ВОДОНАПОРНЫЕ БАШНИ

Как показал опыт землетрясений, водонапорные башни из железобетона являются не очень сейсмостойкими. Например, при Кантском землетрясении железобетонная башня высотой 22 м на очистных сооружениях в Микавашима потеряла устойчивость и обрушилась, несмотря на то что небольшие сооружения поблизости не имели повреждений. Кроме того, ряд небольших водонапорных башен на железнодорожных станциях наклонился. Следует отметить, что водонапорная башня в Микавашима была построена на заре применения железобетона, и технология работ была еще несовершенной. Поэтому нельзя было с уверенностью говорить о недостаточной сейсмостойкости водонапорных башен. Тем не менее на практике в связи с особенностями технологии железобетона в башнях редко применяются диагональные связи. Безусловно, из-за наличия тяжелого бака на верху сооружения его жесткость снижается, а это приводит к уменьшению несущей способности элементов при восприятии сейсмических нагрузок, возникающих при резонансе во время землетрясения. Поэтому считают, что применение стальных водонапорных башен, в которых легко устраиваются диагональные элементы, повышающие жесткость и монолитность сооружения, позволяет создать сейсмостойкие конструкции. Водонапорная башня такой конструкции в Кавасаки совершенно не пострадала при Кантском землетрясении.

Если водонапорные башни выполняются с железобетонными вертикальными стволами, они более сейсмостойки. Вертикальный ствол станции водоснабжения в Шибайя построен в форме железобетонного цилиндра высотой 22 м, с внутренним диаметром 13 м. Во время землетрясения Канто никаких повреждений, кроме небольших трещин во второстепенных деталях, ствол не получил. Как правило, сооружения в виде оболочек, например цилиндров и сфер, при землетрясениях прочнее балочных конструкций и

хорошо сохраняются. Во всяком случае основная проблема заключается в обеспечении несущей способности грунта. Поскольку давления, создаваемые фундаментами под стволы, достаточно велики, необходимо выбирать прочный однородный грунт, а заглубление выполнять по возможности большим. Кроме того, для предотвращения утечки воды целесообразно стволы внутри покрывать стальными листами толщиной не менее 3 мм.

Сейсмические нагрузки для определения напряжений и проверки устойчивости вертикальных стволов находят с помощью модифицированного метода коэффициента сейсмической нагрузки, а распределение напряжений при этих нагрузках — методами статического расчета цилиндрических оболочек.

## Глава 9. СЕЙСМОСТОЙКОСТЬ ПОДЗЕМНЫХ СООРУЖЕНИЙ

### 9.1. ВВЕДЕНИЕ

Развитие в последние годы системы подземных коммуникаций потребовало проведения широких исследований. Поскольку под землей температурный режим довольно устойчивый, а сейсмические воздействия сравнительно слабые, строительство подземных сооружений прежде всего связано с совершенствованием методов производства работ. Но и в этом случае при возведении подземных сооружений необходимо считаться с землетрясениями. К основным подземным сооружениям относятся системы водоснабжения и канализации, тоннели, подземные переходы, подземные выемки и подводные тоннели. Системы водоснабжения и тоннели были рассмотрены в предыдущих главах. Ниже мы остановимся на вопросах проектирования остальных типов сооружений.

Если грунт предполагается упругим, то в нем распространяются два типа волн — сдвиговые волны и волны растяжения-сжатия. Поскольку грунты вблизи поверхности достаточно сложны по напластованиям и структуре, считают, что сейсмические колебания в них — результат наложения большого количества объемных волн с разными параметрами и направлениями движения. Поэтому вид сейсмического воздействия трудно предсказать. Для целей расчета необходимо принять определенные предпосылки, учитывающие сложный характер сейсмических воздействий.

Для оценки возникающих в грунте деформаций при землетрясении рассматривается движущаяся волна сдвига

$$u = u_0 \sin \frac{2\pi}{T} \left( t - \frac{x}{c_s} \right), \quad (9.1)$$

где  $x$  — направление движения волны;  $u$  — направление колебаний, перпендикулярное  $x$ ;  $u_0$  — амплитуда;  $T$  — период колебаний и  $c_s$  — скорость распространения сдвиговой волны.

Деформации от этой волны равны:

$$\gamma = \frac{\partial u}{\partial x} = -\frac{2\pi u_0}{T c_s} \cos \frac{2\pi}{T} \left( t - \frac{x}{c_s} \right). \quad (9.2)$$

Обозначая объемный вес грунта через  $w$ , касательные напряжения в грунте  $\tau$  и амплитуду скорости колебаний при землетрясении  $v_0$ , получим

$$\gamma = -\frac{v_0}{c_s} \cdot \cos \frac{2\pi}{T} \left( t - \frac{x}{c_s} \right); \quad (9.3)$$

$$\tau = -\frac{w}{g} c_s v_0 \cos \frac{2\pi}{T} \left( t - \frac{x}{c_s} \right). \quad (9.4)$$

Из этих выражений видно, что напряжения в грунте тем больше, чем выше скорость сейсмических колебаний и больше скорость распространения сейсмической волны. Обычно в грунте имеются начальные напряжения от собственного веса и других факторов. Тогда напряжения от сейсмических воздействий складываются с начальными напряжениями. При землетрясениях средней силы суммарные напряжения не настолько велики, чтобы вызвать разрушение грунта. Исключение составляют участки около поверхности грунта при высоком уровне грунтовых вод, около границ уступов и т. п. При сильных землетрясениях напряжения в грунте становятся весьма значительными, и это может вызвать разрушения в слабых грунтах.

Помимо разрушений грунта от напряжений, вызванных колебательным движением, возможны разрушения от снижения прочностных характеристик грунта при колебаниях, например оползни и просадки. В этих случаях основной причиной разрушений является разжижение некоторых типов грунта при колебаниях или наличии грунтов, смежных с тонким слоем мягкого грунта. Обычно считают, что определяющим параметром является не скорость, а ускорение сейсмического воздействия.

Для заглубленных сооружений кроме упругих деформаций грунта основной трудностью является учет деформаций от неравномерных колебаний разных участков грунта. Во время роя землетрясений Мацуширо в 1965—1967 гг. в эпицентральной зоне были проведены инструментальные наблюдения в пяти точках вдоль базовой линии длиной 120 м. Измерения проводились в точках с интервалом 30 м, которые были обозначены от  $D_5$  до  $D_1$  с севера на юг. Толщина поверхностного слоя грунта на площадке увеличивалась в том же направлении. Периоды преобладающих колебаний микросейсм составляли 0,36 с на северной стороне площадки и 0,55 с на южной стороне. Примеры записей приведены на рис. 9.1. Согласно рис. 9.1, а, колебательный процесс  $D_1$  по сравнению с  $D_5$  имеет запаздывание на 0,4 с. Это свидетельствует о движении в поверхностном слое грунта волны со скоростью 300 м/с с севера на юг. На рис. 9.1, в не отмечается сдвига фаз процессов  $D_1$  и  $D_5$ , однако момент внезапного увеличения амплитуд для процесса  $D_1$  наступает на 0,5 с поз-

же, чем для  $D_5$ . Это отличие, по-видимому, связано с толщиной поверхностного слоя грунта, который в точке  $D_1$  больше, чем в  $D_5$ . Из анализа инструментальных данных видно, что одна из причин изменения смещений в разных точках поверхности грунта связана с распространением поверхностных волн. Другая причина заключается в неоднородности структуры грунта.

Регистрация реальных сейсмических колебаний подземных слоев грунта получила развитие в последние годы. Для установки приборов иногда используют вертикальные шахты и подземные сооружения, однако, как правило, специальные сейсмографы для регистрации подземных колебаний размещаются в буровых скважинах. Результа-

ты инструментальных наблюдений, рассмотренные в разделе 3.2, свидетельствуют о том, что на глубине заложения подземных сооружений, ускорения составляют  $1/2$ — $1/3$  ускорений на поверхности грунта. В то же время отличие в параметрах смещений в этих уровнях не очень велико.

Приведенные данные относятся только к горизонтальным колебаниям. Измерения вертикальных компонент движения в этом случае не производилось. Ощущения людей, которые во время землетрясений находились внутри залов турбин, суммированы в табл. 9.1. По этим данным: ускорения под землей в вертикальном направлении ощущаются значительно сильнее, чем ускорения в горизонтальном направлении.

Колебания подземных слоев грунта приводят к изменению величин напряжений и давления поровой воды. Следует напомнить, что для песка и ила прочность с ростом давления поровой воды уменьшается, а для скалы характерно изменение нагрузок на подземные сооружения в связи с концентрацией напряжений и ростом давления поровой воды. Пока еще неясно, настолько уплотняется грунт при землетрясениях, однако доказано, что увеличение давления поровой воды на 1—2 м происходит весьма часто. Это увеличение давления в песчаных грунтах вызывает потерю прочности грунта, выдавливание воды и взрывление песка. Если это происходит вдоль набережных, то наблюдается их разрушение, а при таких процессах в грунтах, которые служат основанием для арочных плотин, устойчивость последних может снижаться.

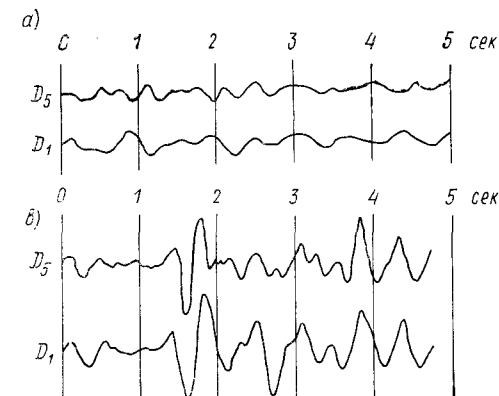


Рис. 9.1. Перемещения на поверхности грунта (рой землетрясений Мануширо, 1965—1967 гг.)

Таблица 9.1

| Землетрясение                  | Дата            | Магнитуда | Электростанция | Геологические условия | Глубина, м | Эпицентральное расстояние | Ощущения землетрясения   |
|--------------------------------|-----------------|-----------|----------------|-----------------------|------------|---------------------------|--|
| Кита-Мио                       | 19 августа 1961 | 7,0       | Миборо         | Кварцевый порфир      | 260        | Около 20 км               | Ощущались сильные вертикальные колебания                                     |
| Койна                          | 11 декабря 1967 | 7,0       | Койна          | Базальт               | 150        | Несколько километров      | То же  |
| Западная часть префектуры Гифу | 9 сентября 1969 | 7,0       | Миборо         | Кварцевый порфир      | 260        | Около 30 км               | Ощущались горизонтальные колебания, вертикальных колебаний не ощущалось      |
|                                |                 |           | Кузую          | Сланец                | 140        | Около 30 км               | Ощущалось довольно сильное землетрясение                                     |
|                                |                 |           | Кисеняма       | Песчаник              | 300        | 140 км                    | Землетрясение не ощущалось   |
| Хигаши-Мацуяма                 | 1 июля 1968     | 6,1       | Кинугава       | Липарит               | 60         | 100 км                    | О наличии вертикальных колебаний свидетельствуют неполадки в электропроводке |

Более того подземные сооружения получают сильные разрушения в связи с различием параметров колебаний, вызванным неоднородностью геологического строения. Эти последствия бывают наиболее серьезными, однако до настоящего времени проведено очень мало исследований по количественной оценке неоднородности колебаний грунта при землетрясениях.

## 9.2. НАПРЯЖЕНИЯ ВОКРУГ ПОДЗЕМНЫХ ВЫРАБОТОК ПРИ ЗЕМЛЕТРЯСЕНИЯХ

Задачи о концентрации напряжений вокруг подземных сооружений при сейсмических волнах изучены недостаточно. Поскольку концентрация напряжений наблюдается при статических внешних нагрузках, аналогичное явление должно иметь место и при динамических нагрузках. Задача о концентрации напряжений может быть решена аналитическими методами или методами фотоупругости (двумерные задачи).

1. Аналитические методы. Одна из задач посвящена распространению гармонических сдвиговых волн в двумерном упругом теле с круглым отверстием при подходе волн с одной стороны. В такой постановке изучается наложение подходящих волн и отраженных от отверстия волн сдвига и растяжения — сжатия, что приводит к концентрации напряжений. Расчеты методами теории упругости дают при отсутствии обделки вокруг отверстия и длине волны существенно больше диаметра отверстия следующее приближенное выражение для напряжений по периметру:

$$\theta\theta = \frac{2Gv_0}{c_s} (1 - c_s^2/c_p^2) \sin 2\theta \sin pt, \quad (9.5)$$

где  $G$  — модуль сдвига для грунта;  $v_0$  — амплитуда скорости падающей сейсмической волны;  $c_s$  — скорость распространения сдвиговой волны в грунте;  $c_p$  — скорость распространения волн растяжения — сжатия в грунте;  $p$  — круговая частота падающей синусоидальной волны.

Анализируя это выражение, можно прийти к следующим выводам:

1. Сечение, в котором величина  $\theta\theta$  достигает максимума, приходится на край отверстия и наклонено под углом  $45^\circ$  к направлению падающей волны.

2. Величина  $\theta\theta$  пропорциональна произведению скорости падающей волны на импеданс грунта.

3. Касательные напряжения от падающей волны при отсутствии отверстия равны  $Gv_0/c_s$ . Если пренебречь отношением  $c_s^2/c_p^2$ , то амплитуда  $\theta\theta$  по выражению (9.5) равна напряжениям по периметру отверстия для полубесконечной плиты с круглым отверстием при равномерных сдвиговых напряжениях  $Gv_0/c_s$ . Этот вывод также подтверждает возможность определения напряжений статическими методами теории упругости, когда длина падающей волны намного больше диаметра отверстия.

где  $\sigma_x$  и  $\sigma_y$  — осевые напряжения;  $\tau_{xy}$  — касательные напряжения;  $\rho$  — плотность материала;  $E$  — модуль Юнга для материала;  $\omega$  — круговая частота гармонических колебаний.

Поскольку  $\tau_{xy}$  и  $\sigma_x - \sigma_y$  могут быть получены непосредственно из картин изохром и изоклин, с помощью (9.7) определяется  $\sigma_x + \sigma_y$ . Тогда все компоненты напряжений становятся известными. Основная трудность заключается в получении четкой картины изоклин.

2. Если  $u$  и  $v$  — перемещения в направлениях соответственно  $x$  и  $y$ , то уравнения колебаний

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} = \rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2}, \quad \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} = \rho \left( \frac{\partial^2 v}{\partial t^2} - g \right). \quad (9.8)$$

Интегрируя эти выражения, получим

$$\sigma_x = \sigma_{x0} - \sum_i \frac{\Delta \tau_{xy}}{\Delta y} \Delta x + \rho \sum_i \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \Delta x, \quad (9.9)$$

$$\sigma_y = \sigma_{y0} - \sum_i \frac{\Delta \tau_{xy}}{\Delta x} \Delta y + \rho \sum_i \left( \frac{\partial^2 v}{\partial t^2} - g \right) \Delta y, \quad (9.10)$$

где  $\sigma_{x0}$  и  $\sigma_{y0}$  — соответственно значение  $\sigma_x$  и  $\sigma_y$  в точках  $x = x_0$  и  $y = y_0$ , найденные из опытных данных по граничным условиям.

В этом методе необходимо знать ускорения образца в разных точках. Их можно определить из формы образца при гармоническом воздействии. Форма колебаний может быть найдена достаточно точно с помощью метода Мора. Этот метод является более точным, чем первый, если ускорения определены достаточно точно.

### 9.3. ИЗМЕРЕНИЕ КОЛЕБАНИЙ ПОДЗЕМНЫХ СООРУЖЕНИЙ ПРИ ЗЕМЛЕТРЯСЕНИЯХ

Во время роя землетрясений Мацуширо в 1966—1967 гг. были проведены измерения деформаций и перемещений заглубленных в грунт трубопроводов.

Один из экспериментов проводился на стальной трубе с наружным диаметром 27 см, толщиной стенки 6,6 мм, длиной 90 м и заглублением в грунт 1,5 м. Площадь вокруг трубы была утрамбована песком. Специально устроенный смотровой колодец был изолирован от трубы. Основной целью эксперимента являлось установить, совершает ли труба колебания совместно с грунтом. За время эксперимента на площадке были зарегистрированы разные землетрясения, причем максимальное ускорение достигало 120 gal. Полученные результаты сводятся к следующему.

1. При колебаниях трубы резонанса не наступает.
2. Деформации трубы были более или менее идентичными с деформациями грунта.
3. Относительные деформации в осевом направлении трубы превышали деформации от изгиба. Соотношение между деформациями

и параметрами сейсмических колебаний имеет следующий вид:

$$\varepsilon = \frac{\mu}{2\pi} \frac{T\alpha}{c}, \quad (9.11)$$

где  $\varepsilon$  — деформации;  $\mu$  — константа;  $\alpha$  — ускорение сейсмических колебаний;  $T$  — период сейсмической волны, с;  $c$  — скорость распространения сейсмической волны, см/с.

Коэффициент  $\mu$  обычно принимается равным единице, хотя в модельных экспериментах он несколько меньше единицы.

4. В изогнутой трубе наблюдались деформации от изгиба, однако не подтвердилось, что они значительно превышают деформации в прямолинейных трубах.

Соотношение (9.11) указывает, что деформации в трубе пропорциональны скорости сейсмических колебаний и обратно пропорциональны скорости распространения сейсмических волн. Поэтому землетрясение вызывает значительно большие деформации в трубах, заглубленных в мягкий грунт, по сравнению с трубами в плотных грунтах. Расчеты показали, что деформации становятся особенно большими, если скорость распространения сейсмических волн меньше 300 м/с.

Другой эксперимент проводился на бетонной трубе. Трубопровод состоял из четырех асбестоцементных труб с внутренним диаметром 12,5 см, облицованных бетоном, к которым примыкал смотровой колодец высотой 3 м и сечением  $4,1 \times 1,7$  м. Соединение между колодцем и трубой было выполнено с учетом восприятия значительного изгиба. Полученные результаты приведены ниже.

1. Колодец и грунт в пределах, по крайней мере, 5 м вокруг колодца совершали практически одинаковые колебания.
2. В колебаниях колодца и сечений труб, значительно удаленных от него, отмечен сдвиг по фазе.
3. В период землетрясения одновременно с приходом сейсмической волны с большими ускорениями или перемещениями в трубе возникали большие деформации, которые увеличивались с ростом ускорения сейсмических колебаний.
4. Проверка распределения относительных деформаций по всей длине трубопровода показала, что вблизи стыков возникают большие деформации, которые быстро уменьшаются по мере удаления от стыка.
5. В стыках в противовес осевым напряжениям решающими становятся напряжения от изгиба. В сечениях, удаленных от стыков, справедливо обратное соотношение.
6. Изучение соотношения между ускорением сейсмического воздействия и относительными деформациями в непосредственной близости от стыка показало, что с ростом ускорений деформации увеличиваются, но, по-видимому, они не превосходят определенного предела.
7. Сравнение напряжений при землетрясениях в заглубленных бетонных и стальных трубах свидетельствовало, что при зем-

При отверстии с обделкой напряжения в грунте будут меньше, чем для случая отверстия без усиления. С другой стороны, усиления будут подвергаться напряжениям от сейсмических нагрузок и должны их выдерживать. Для простоты предполагается, что усиление является жестким и недеформируемым, а сопротивление относительно смещению в меридиональном направлении между усилением и окружающей скальной породой отсутствует. В радиальном направлении отрыв усиления от окружающей скалы не допускается. Тогда сейсмическая нагрузка на усиление при падающих волнах с длиной значительно больше диаметра отверстия равна

$$\hat{r}r = -\frac{6G_s v_0}{c_s} \sin 2\theta \sin pt. \quad (9.6)$$

Однако поскольку используемые на практике усиления по-существу являются податливыми, величина сейсмической нагрузки на них может быть меньше, чем по формуле (9.6). Точные расчеты для этого случая трудно провести. Если же задача рассматривается в статической постановке, то вычисления существенно упрощаются. При этом в случае уменьшения жесткости облицовки сейсмическая нагрузка на нее существенно снижается. Отсюда можно прийти к выводу о том, что для более эффективной работы при сейсмических воздействиях облицовки следует выполнять податливыми, а не очень жесткими и хрупкими.

2. Метод фотоупругости. Когда форма отверстия является некруговой, аналитические выкладки становятся очень сложными. В этом случае для экспериментального решения задачи можно использовать метод фотоупругости. Если задача сводится к статике, то ее сущность заключается в определении концентрации напряжений вокруг отверстия в поле однородных касательных напряжений. К настоящему времени проведено большое число опытов с использованием для изучения указанной задачи такого твердого материала, как фенолит. Хотя такая задача решалась не применительно к проблеме сейсмостойкости сооружений, этот метод может широко использоваться в разных областях техники.

Для решения динамических задач необходимо использовать метод динамической фотоупругости. В этих случаях более целесообразно применить материалы типа гелей, поскольку модели из них удобны для создания напряжений от собственного веса, обладают низким модулем упругости, а колебания с большими амплитудами протекают в них сравнительно медленно. При постановке опытов методом динамической фотоупругости модель сооружения размещается на сейсмоплатформе и подвергается колебаниям. Изохроматические линии фотографируются в поляризованном свете. Поскольку это явление протекает не очень быстро, нет необходимости применять скоростную фотосъемку. Оказывается возможным получить четкие устойчивые фотографии, добываясь простой синхронизации включения источника света и колебаний сейсмоплатформы. На рис. 9.2, 9.3 и 9.4 приведены примеры изохроматических линий,

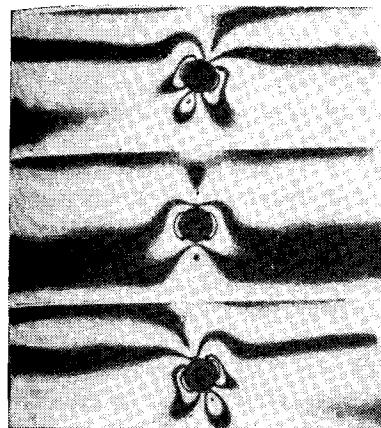


Рис. 9.2. Исследование методом динамической фотоупругости с применением желатина (напряжения вокруг круглого отверстия)

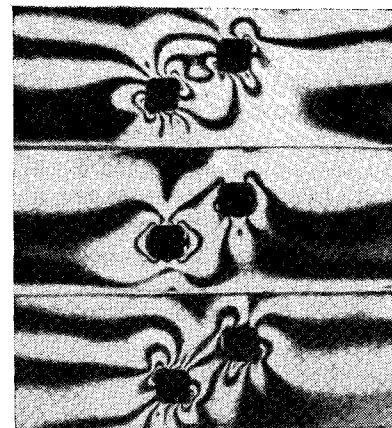
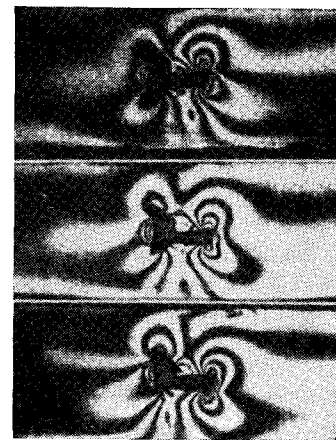


Рис. 9.3. Исследование методом динамической фотоупругости с применением желатина (напряжения вокруг двух квадратных отверстий)

Рис. 9.4. Исследование методом динамической фотоупругости с применением желатина (напряжения вокруг отверстия в форме уголка)



полученных таким методом. На этих рисунках один случай (см. среднюю часть рисунков) характеризует картины изохром в нейтральном положении, а другие случаи (см. нижнюю и верхнюю части рисунков) — в крайних положениях с максимальными амплитудами сейсмических колебаний.

Напряжения вдоль свободной границы могут быть получены непосредственно из картины изохроматических линий. Распределения внутренних напряжений определяются любым из методов, изложенных ниже, хотя каждый из них достаточно сложен.

1. Для случая стационарных колебаний из уравнений совместности деформаций и уравнений движения получена следующая формула:

$$\left( \frac{\partial^2}{\partial x^2} - \frac{\partial}{\partial y^2} \right) (\sigma_x - \sigma_y) + \frac{4\partial^2 \tau_{xy}}{\partial x \partial y} = -\frac{\rho \omega^2 (1 - \nu)^2}{E} (\sigma_x + \sigma_y), \quad (9.7)$$

летрясения с максимальным ускорением 120 gal наибольшие напряжения в бетонной трубе были равны 15 кгс/см<sup>2</sup> вблизи стыка и 5 кгс/см<sup>2</sup>, где влияние стыка мало. В то же время напряжения в стальной трубе достигали 160 кгс/см<sup>2</sup>, что примерно в 10 раз превышает напряжения в бетонной трубе.

Результаты двух проведенных экспериментов свидетельствовали о примерно одинаковых колебаниях трубопроводов и грунта, за исключением случаев очень сильных землетрясений. Даже когда трубопроводы соединяются со смотровыми колодцами, они, как правило, колеблются совместно. Отмечалось, что колодец снижает уровень колебаний грунта в непосредственной близости от него. Показано, что максимальными напряжениями в стальных и бетонных трубах являются осевые. Это раньше было выявлено при лабо-

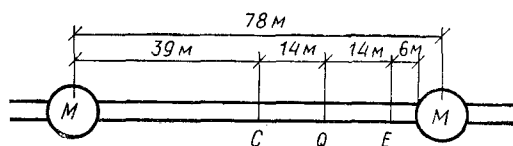


Рис. 9.5

раторных исследованиях. Влияние колодца на параметры колебаний стальных и железобетонных труб весьма различно. Наличие колодца практически не сказывается на колебаниях стальных труб, а в бетонных трубах является основной причиной концентрации напряжений вблизи колодца. По-видимому, это связано с разной конструкцией соединений стальных и железобетонных трубопроводов. Кроме того, испытания стальных труб показали, что влияние колодцев может быть существенно уменьшено при использовании акведуков.

Аналогичные измерения были проведены на подземной трассе высоковольтных линий в центральных районах Токио (рис. 9.5). Трубопровод был выполнен в виде цилиндрической стальной оболочки с наружным диаметром 3 м и заглублен в грунт от 11 до 12 м. Грунты представляли собой ил или илистый песок с высоким уровнем грунтовых вод (1 м от поверхности грунта). Сейсмометры устанавливались внутри трубопровода между двумя смотровыми колодцами, которые находились на расстоянии 78 м друг от друга. Измерения все еще продолжаются, но в соответствии с уже полученными результатами, ускорения подземного канала в продольном и поперечном направлениях меньше ускорений на поверхности грунта. Они составляли 70—80% от ускорений грунта в продольном и 60—70% в перпендикулярном направлении, а подземный канал совершал практически одинаковые колебания в двух взаимно-перпендикулярных направлениях.

В записях смещений определяющими были колебания с преобладающим периодом примерно 0,9 с, что, по-видимому, совпадает с

периодом преобладающих колебаний грунта. Перемещения в продольном направлении измерялись в сечении С посредине между двумя колодцами, в сечении Q на расстоянии 14 м от сечения С и в сечении E на расстояниях 14 м от сечения Q и 6 м от колодца.

В полученных записях перемещения точек Q и E были практически одинаковы, а в двух других примерно на 30% меньше, хотя сдвига по фазе в колебаниях не отмечалось. Это снижение, вероятно, связано с влиянием колодца. По данным измерений, различие в смещениях на 1 мм на каждые 14 м вызывает в среднем деформации порядка  $7 \cdot 10^{-4}$ . Инструментальные данные были получены при воздействии с максимальными ускорениями до 70 gal и перемещениями до 3 мм. Считается, что при таком уровне сейсмических воздействий влияние неоднородности колебаний грунта и смотровых колодцев еще не становится заметным.

Описанные инструментальные наблюдения выполнялись для сравнительно прямолинейных сооружений, заглубленных в поверхностные слои грунта примерно одинаковой толщины. На моделях из желатина на сейсмоплатформе были исследованы случаи переменной толщины поверхностных слоев. При этом отдельные участки грунта совершали колебания с четко выраженными периодами, соответствующими определенным толщинам слоев. При определенном периоде отмечались существенные колебания лишь одного участка трубопровода, а при других периодах — других участков. Поэтому длинный заглубленный трубопровод не получает больших перемещений относительно грунта, но в зависимости от грунтовых условий колебания отдельных участков могут значительно возрастать. В результате появляются большие местные изгибающие моменты и осевые нагрузки. Как правило, места увеличения усилий совпадают с сечениями с резким изменением толщины поверхностного слоя.

В случае когда модель длинного трубопровода проходила через грунты из двух слоев с разными жесткостными характеристиками, отмечалось аналогичное явление. Например, при верхнем слое более плотном, чем нижележащий, наблюдались случаи полного отсутствия колебаний поверхностного слоя и сильных колебаний нижнего. Во время таких колебаний в местах перехода трубопровода из одного слоя в другой могут возникнуть большие перемещения.

В случае вынужденных колебаний заглубленного изогнутого трубопровода кроме изгибающего момента в месте перегиба вблизи этого участка возникают осевые напряжения в направлении, перпендикулярном фронту сейсмической волны (см. раздел 8.2). Такая картина, наблюдаемая в месте перегиба трубопровода, не совпадает с результатами обследования криволинейных участков заглубленной стальной трубы при землетрясении в Мацуширо. Однако она была воспроизведена при испытаниях моделей.

#### 9.4. ПОВРЕЖДЕНИЯ ПОДЗЕМНЫХ СООРУЖЕНИЙ ПРИ ЗЕМЛЕТРЯСЕНИЯХ

К счастью, не отмечалось случаев серьезных повреждений подземных сооружений при землетрясениях. Описанный ниже случай повреждения электростанции является редким случаем слабого повреждения подземного сооружения при очень сильном землетрясении. Подземная электростанция Койна расположена на глубине примерно 150 м в грунте, сложенном базальтами (рис. 9.6). Она состоит из трех залов: зала контрольных клапанов с размерами  $6 \times 174$  м, турбинного и генераторного зала  $13 \times 200$  м, зала трансформаторов  $16 \times 193$  м, переходных галерей, отводящего канала длиной 2212 м и вспомогательных тоннелей.

При землетрясении с магнитудой  $M = 7.0$  и эпицентром всего в нескольких километрах от электростанции имели место следующие незначительные повреждения.

1. На границе между двумя секциями, возведенными в разное время, появились трещины в продольных стенах и на потолке арки тоннеля турбинного и генераторного залов.

2. Образовались трещины по обеим стенам отводящего канала ниже трансформаторного зала. Полагают, что большее число трещин в секции, возведенной на первой стадии строительства, связано с пониженной прочностью скального основания.

3. Появились трещины с шагом около 3 м в перекрытии трансформаторного зала в направлении, перпендикулярном переходной галерее. Эти трещины были параллельны направлению основной арматуры и совпадали с местами швов бетонирования. Считают, что более значительные трещины в секции, возведенной на первой стадии строительства, обусловлены недостаточностью ее податливости в связи с малым косвенным армированием.

4. Трещины шириной от 1 до 2 мм образовались в продольных стенах галереи, соединяющей турбинный и генераторный зал с трансформаторным залом. Трещины возникли только в бетоне стен и не распространились на скальные породы. Между бетоном стен и скалой не замечено никаких расхождений.

5. Появились трещины вдоль тоннеля по верху перекрывающей арки трансформаторного зала.

6. Отводящий канал имел прямоугольное поперечное сечение с полукруглым потолком пролетом 8 м. Облицовка была толщиной 30 см в месте арочного перекрытия и 15 см в нижней части канала. Этот канал проходил через зону трещин шириной 6 м, образовавшихся в базальтовых обломочных породах с содержанием глины. После обследования не замечено следов подвижек этого участка во время землетрясения.

Хотя при реальных землетрясениях повреждений рассмотренных ниже типов не наблюдалось, на основании анализа характера работы наземных сооружений можно считать в будущем возможными следующие повреждения.

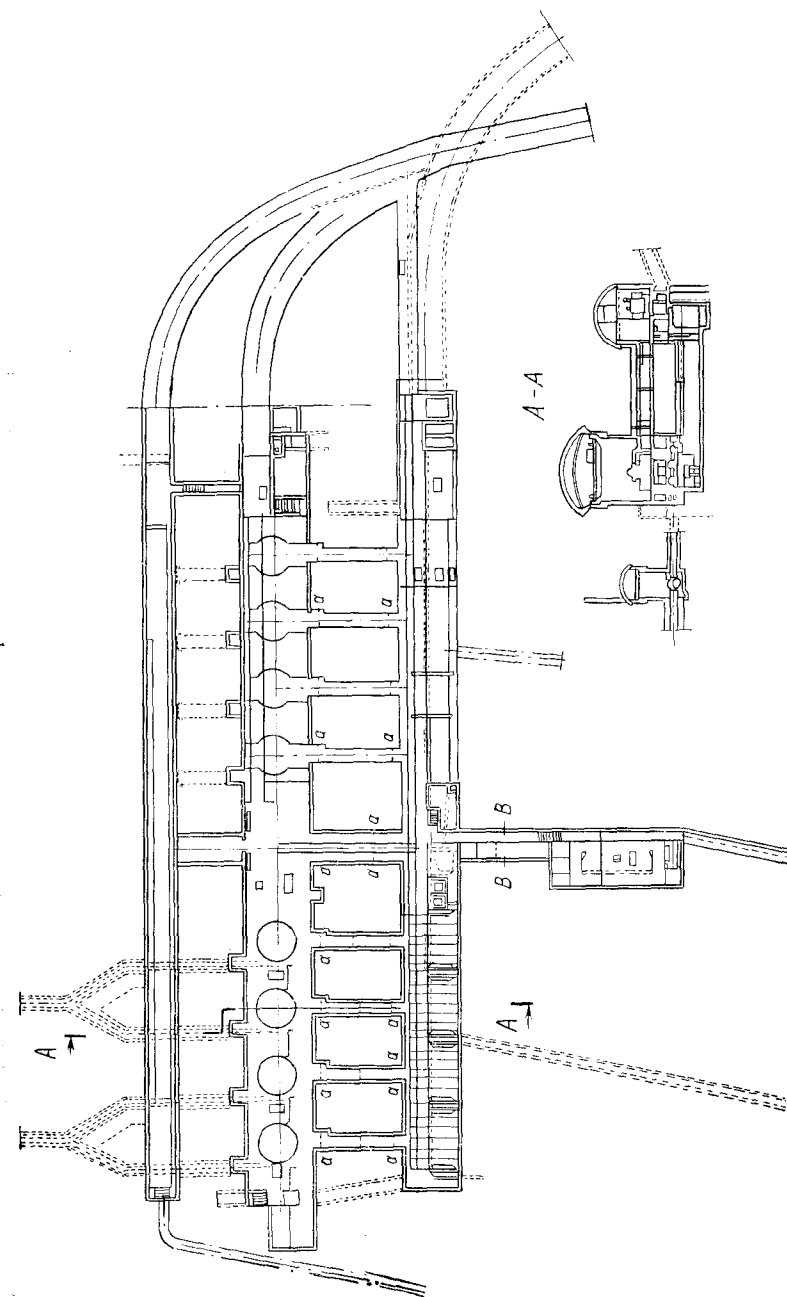


Рис. 9.6. Подземный турбинный зал гидроэлектростанции в Койна, Индия



1. Вполне возможно, что при сильном землетрясении существующие в обычных условиях незаметные повреждения будут увеличиваться, что может быть причиной катастрофических последствий. Например, в районах с интенсивными осадками грунта следует ожидать осадки фундаментов подземных железных дорог. Тогда сооружение будет опираться на грунт только вдоль боковых стенок тоннеля и внешне это может выглядеть, как будто никаких дефектов не существует. При сильном землетрясении в этом случае неизбежны осадки. Кроме того, существует много примеров больших подземных выработок, устойчивость которых обеспечивается стенами. При увеличении деформаций ползучести грунта и изменении уровня грунтовых вод существует вероятность изменения напряжений в грунте, образования пустот и обрушений во время сильного землетрясения. Для предупреждения таких неприятностей необходимо проводить непрерывные инструментальные наблюдения за деформациями сооружения, давлением подземных вод и т. п.

2. Если два подземных сооружения с разными по жесткости фундаментами соединятся друг с другом, вблизи сопряжения могут возникать неравномерные перемещения и, как следствие, разрушение конструкций. Например, в случае расположения двух сооружений в мягких грунтах — одного на прочном свайном основании, а другого просто заглубленного в грунт, первое сооружение при землетрясении не будет иметь осадок, а второе может садиться или всплывать. Тогда сопряжение этих сооружений будет нарушено. Если повреждение произойдет в месте соединения пешеходных галерей, то это неминуемо приведет к неприятностям при сейсмическом воздействии. Во избежание повреждений сопрягаемых сооружений с разными жесткостными характеристиками необходимо обеспечивать достаточную степень податливости конструкций сопряжений. При достаточно большой податливости даже в случае образования трещин обрушение конструкций будет предотвращено.

3. В вертикальных шахтах, проходящих через грунты с резким изменением плотности, возможны разрушения в зоне перемены характеристик грунта. В этом случае необходимо устраивать гибкие стыки или, наоборот, добиваться повышенной жесткости конструкций с обеспечением требуемой степени податливости.

4. Необходимо предусмотреть быструю эвакуацию людей на поверхность и их защиту от подземных вод, а также проникающих сверху вод в случае внезапных обрушений защитных дамб. В аварийных случаях должны быть обеспечены удаление воды и работа источников освещения подземных сооружений.

### 9.5. СЕЙСМОСТОЙКОСТЬ ПОДВОДНЫХ ТОННЕЛЕЙ

На рис. 9.7 показан подводный тоннель, предназначенный для пересечения р. Тама железной дорогой на окраине Токио. Недавно в связи с потребностями городского транспорта аналогичные тоннели стали прокладываться в разных местах. В случае слабых грун-

тов прежде всего необходимо проверить, не будет ли разжижаться грунт при землетрясениях. Когда существует опасность разжижения грунта, строительство подводных тоннелей должно быть запрещено.

Вторая проблема относится к вопросам несущей способности. Поскольку подводный тоннель представляет собой пустотную конструкцию, нагрузка на грунт основания не будет сильно отличаться от нагрузки, связанной с собственным весом грунта до строитель-

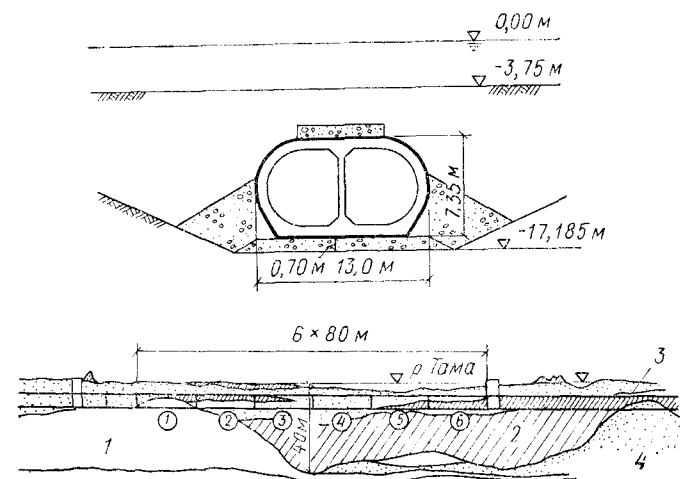


Рис. 9.7. Железнодорожный подводный тоннель в Тамагава  
1 — делювиальный ил; 2 — аллювиальный ил; 3 — гравий; 4 — илистый песок

ва трубопровода. Поэтому нет особых опасений в недостаточности несущей способности грунта, скорее следует ждать всплывания сооружения.

Третья проблема заключается в уровне напряжений в элементах трубы при колебаниях. Основными волнами, которые вызывают колебания на поверхности грунта во время землетрясения, являются распространяющиеся вертикально сдвиговые волны и поверхностные волны. Поскольку считается, что сдвиговые волны распространяются снизу вверх, по всей длине трубы колебания будут происходить примерно в одной фазе и изгибающие моменты в ней будут небольшими. Однако по двум концам трубы возводятся большие вентиляционные шахты, и колебания этих частей будут отличаться от колебаний средней части. В связи с этим вблизи концевых участков следует ожидать возникновение значительных изгибающих моментов или осевых усилий. Когда колебания грунта неоднородны, например при поверхностном слое неодинаковой толщины, сейсмические колебания сечений по длине трубы будут существенно отличаться как по амплитуде, так и по фазе, вызывая сложный характер распределения сейсмических нагрузок на подводный тоннель. При



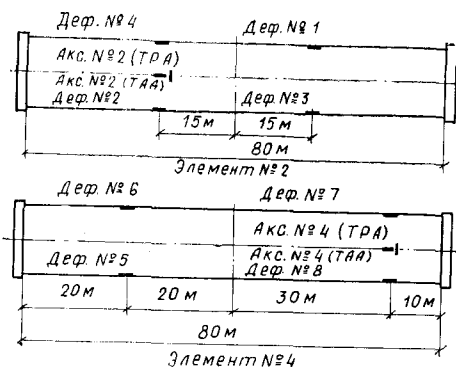


Рис. 9.8. План элементов (№ 2 и 4) тоннеля

1 — деформометр (Деф); 2 — акселерограф (Акс)

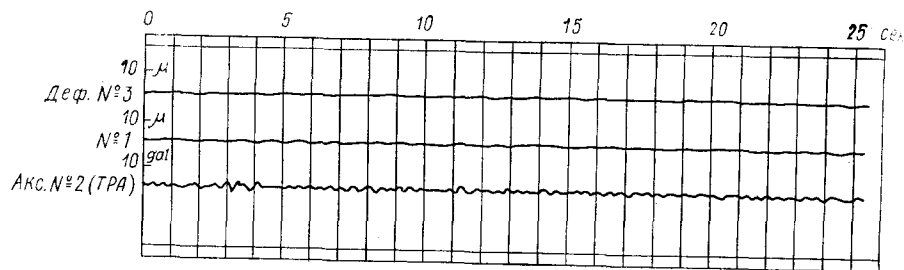


Рис. 9.10. Записи землетрясения в подводном тоннеле Тамагава (землетрясение 14 сентября 1970,  $M=6.2$ ,  $142^\circ$  в. д.,  $38^\circ,9$  с. ш.,  $H=40$  км)

падающих поверхностных волнах, параллельных оси тоннеля, в связи с различием по фазе сейсмических нагрузок на отдельные части тоннеля, в нем возникают деформации в продольном направлении.

В нескольких случаях были получены записи колебаний заглубленных труб при землетрясениях. Тоннель Тамагава на линии Кейо состоит из шести заглубленных тоннелей шириной 13 м, высотой 7,35 м и длиной 80 м каждый. Тоннель № 1 расположен на делювиальном иле, тоннели № 4—6 на аллювиальном иле толщиной примерно 40 м, а тоннели № 2 и 3—в переходной зоне. Тоннели № 2 и 4 были

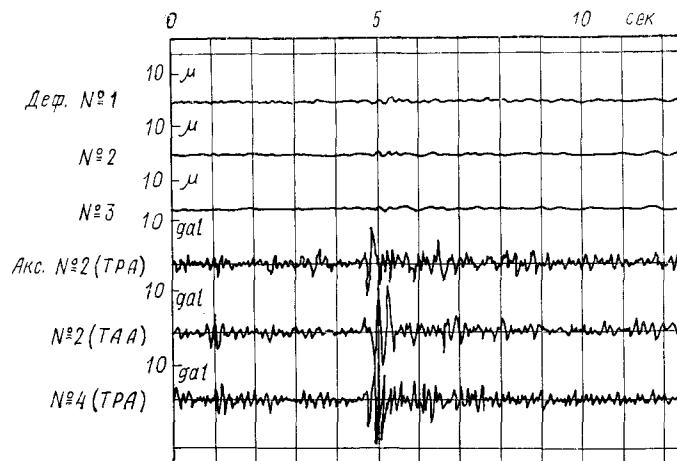


Рис. 9.11. Записи землетрясения в подводном тоннеле Тамагава (землетрясение 30 сентября 1970,  $M=4.8$ ,  $139^\circ,7$  в. д.,  $35^\circ,6$  с. ш.;  $H=50$  км)

оснащены акселерографами и деформометрами. Деформометры устанавливались по каждой продольной стене в поперечных сечениях через 30 м и были ориентированы для измерения продольных деформаций (рис. 9.8).

Полученные записи землетрясений приведены на рис. 9.9—9.12. Запись на рис. 9.9 относится к тоннелю № 2 при удаленном землетрясении. Наличие в продольных стенах одного сечения деформаций противоположных знаков свидетельствует об изгибе трубы. Запись на рис. 9.10 получена при удаленном землетрясении с магнитудой  $M=6.2$ , а запись на рис. 9.11 — при близком землетрясении с  $M=4.8$ . В первом случае максимальные ускорения в тоннеле № 2 достигали 2,6 gal, а деформации — 1,7 мк при достаточно большом периоде. Во втором случае зарегистрированы максимальные ускорения 12 gal и максимальные деформации 1,2 мк при очень коротком периоде. Таким образом, максимальные деформации тоннеля на 1 gal ускорений находились в пределах 0,1—0,65 мк. В обоих случаях деформации боковых стенок имели одинаковые знаки, что свидетельствует об осевых напряжениях в продольном направлении.

На рис. 9.12 показаны ускорения в трубах № 2 и 4. В записях колебаний трубы № 4 присутствует большое число циклов медленных колебаний. Это может быть объяснено расположением тоннеля в толстом аллювиальном слое.

На основании испытания моделей и инструментальных наблюдений за колебаниями подводных конструкций разработана математическая модель, отражающая следующие явления.

1. Грунт моделируется системой с сосредоточенными массами.
2. Массы грунта соединены между собой упругими пружинами в продольном направлении тоннеля.

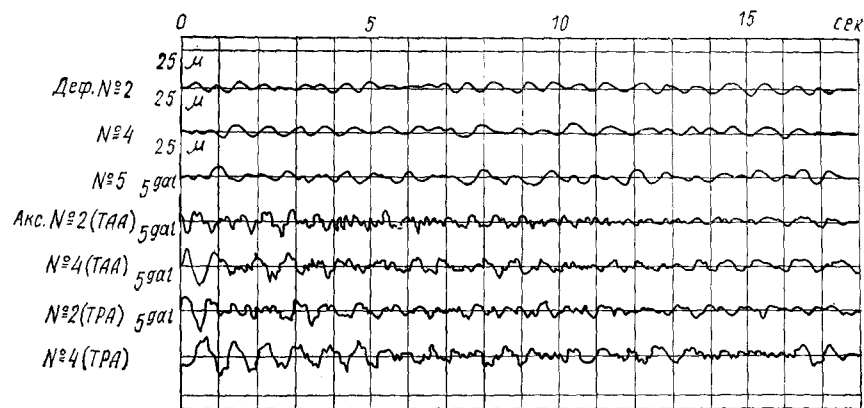


Рис. 9.12. Записи землетрясения в подводном тоннеле Тамагава (землетрясение 30 октября 1970,  $M=4.9$ ,  $139^{\circ}9$  в. д.,  $36^{\circ}$  с. ш.,  $H=60$  км)

3. Сейсмические колебания грунта не изменяются в связи с присутствием подводного тоннеля.

4. Подводный тоннель соединен с грунтом с помощью упругих пружин.

5. Элементы тоннеля могут деформироваться в продольном направлении и при изгибе.

На рис. 9.13 представлена описанная математическая модель.

Сейсмические колебания грунта определены с помощью МКЭ с учетом толщины и механических характеристик поверхностного слоя грунта. Жесткости пружин, соединяющих тоннель с грунтом в поперечном направлении, определены с помощью МКЭ исходя из плоской деформации тоннеля как двумерного упругого тела. Жесткости пружин, соединяющих тоннель с грунтом в продольном направлении, определены из условия сдвиговых деформаций грунта.

К. Тамура использовал этот метод для выяснения параметров колебаний и напряжений в подводном тоннеле (см. рис. 9.13). На рис. 9.14, *a* и *b* приведены максимальные перемещения и максимальные ускорения в продольном направлении и перпендикулярном ему направлении на поверхности грунта при записях землетрясения Токио 101 и четырех других землетрясениях, приведенных к

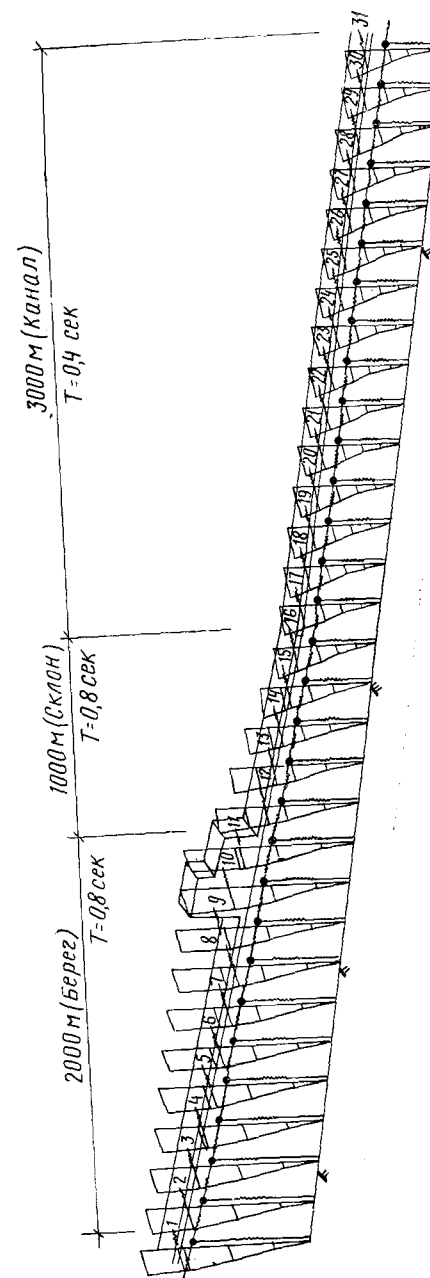


Рис. 9.13. Модель подводного тоннеля

уровню максимальных ускорений 100 gal. На рис. 9.15 показаны максимальные осевые силы, максимальные изгибающие моменты и максимальные перерезывающие силы в трубе при этих сейсмических воздействиях.

Анализ полученных результатов приводит к следующим выводам.

1. Сейсмические колебания на поверхности грунта существенно зависят от месторасположения точки измерений.
2. Сейсмические колебания на поверхности грунта существенно различны по своему характеру.
3. Изгибающие моменты и перерезывающие силы достигают наибольших величин в местах сопряжений вентиляционных шахт с заглубленной трубой.

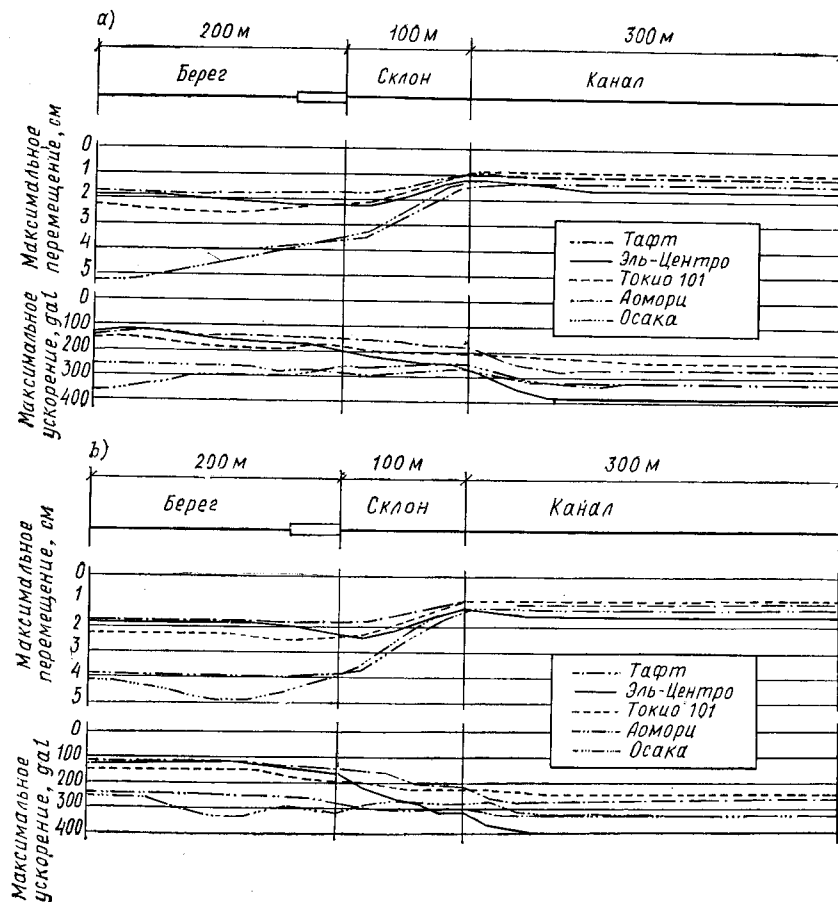


Рис. 9.14. Максимальные перемещения и ускорения на поверхности грунта (максимальное ускорение входного процесса принято равным 100 gal, а коэффициент затухания 10%)  
а — в направлении оси трубы; б — в направлении, перпендикулярном оси трубы

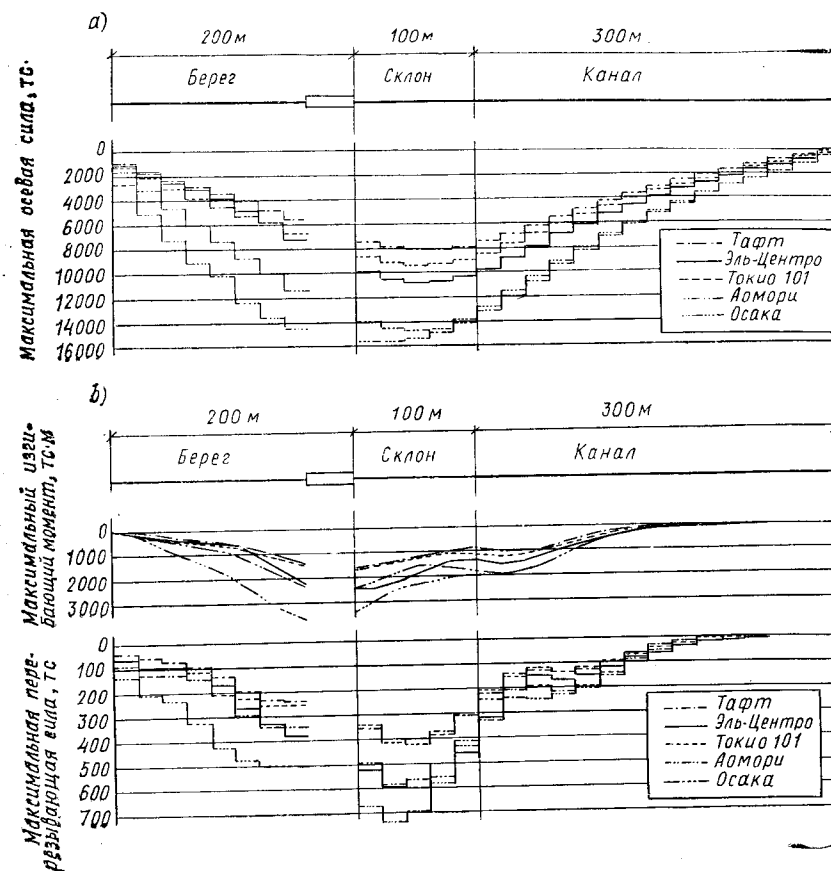


Рис. 9.15. Максимальные осевые силы, изгибающие моменты и перерезывающие силы в подводном тоннеле (максимальное ускорение входного процесса принято равным 100 gal, а коэффициент затухания 10%)  
а — максимальные осевые силы; б — максимальные изгибающие моменты и перерезывающие силы

4. Изгибающие моменты достигают весьма больших величин в месте сопряжения секций над откосом и по сечению реки.
  5. Изгибающие моменты и перерезывающие силы в середине пролетной секции весьма малы.
  6. Осевые нагрузки достигают больших величин в местах сопряжений подводного тоннеля с вентиляционными шахтами.
  7. Уровень напряжений в подводной трубе существенно зависит от формы сейсмических волн.
  8. Распределения максимальных прогибов, максимальных перерезывающих сил и изгибающих моментов вдоль тоннеля аналогично для всех рассмотренных сейсмических воздействий, несмотря на их отличия по амплитудам колебаний.
- Результаты проведенного исследования хорошо согласуются с испытаниями моделей.

## Глава 10. СЕЙСМОСТОЙКОСТЬ МОСТОВ

### 10.1. ПОВРЕЖДЕНИЯ БАЛОЧНЫХ МОСТОВ ПРИ ЗЕМЛЕТРЯСЕНИЯХ

#### 1) Введение

Известно много случаев повреждения мостов при землетрясениях. Как правило, при землетрясениях с интенсивностью до 7 баллов включительно наблюдались повреждения только деревянных мостов. В капитальных мостах при интенсивности 8 баллов отмечались незначительные повреждения, а при 10 баллах — довольно

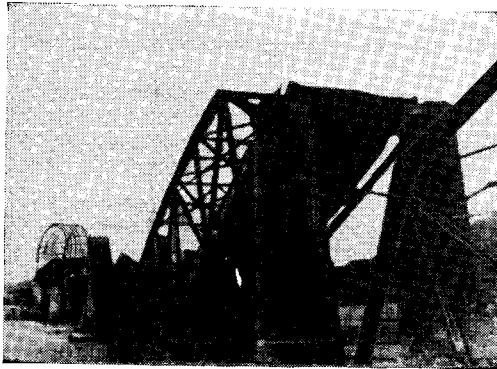


Рис. 10.1. Разрушение автомобильного моста Шиманто-Гава при землетрясении Нанкай 21 декабря 1946 г.

сильные разрушения. Самыми характерными повреждениями являются в большинстве случаев осадки фундаментов и разрушения каменных и бетонных опор, которые вызывают полное или частичное обрушение пролетных строений (рис. 10.1). Существует много еще нерешенных вопросов, связанных с осадками фундаментов. Что касается разрушений каменных и бетонных опор мостов, то обычно их относят за счет хрупкости материалов конструкций. В последние годы для устройства опор начали применяться пластичные материалы — железобетон и сталь, так что в недалеком будущем разрушения, связанные только с хрупкостью материалов, не будут встречаться. Однако в связи с тем, что опоры мостов становятся все более гибкими, а пролеты длиннее, следует обращать внимание на возможность проявления новых типов разрушений и повреждений.

#### 2) Повреждения устоев балочных мостов

Для устоев балочных мостов наиболее характерными повреждениями являются осадки, наклоны и сдвиги. При интенсивных соударениях пролетных строений и устоев повреждения могут локализоваться в виде растрескивания лицевых и обратных стенок, а также

расслоения бетона вблизи опорных частей. В отдельных случаях наблюдается скольжение массива грунта под береговыми устоями.

Осадки береговых опор происходят из-за недостаточной несущей способности грунта. Поэтому их рекомендуется устанавливать на плотный грунт или специально выполненное основание. Следует также отметить, что осадки грунта определяются не только массой самого моста, но и массой подходов насыпей. Например, при наличии под насыпью слоя мягкого грунта во время землетрясения может произойти оседание или сползание насыпи вместе с устоем моста. Поэтому для обеспечения устойчивости оснований устоев следует выполнять детальные изыскания грунтов на большую глубину и изучать влияние массы существующих или проектируемых насыпей.

Наклоны устоев обычно происходят в связи с недостаточной несущей способностью грунта при боковом (горизонтальном) давлении. В большинстве случаев причиной наклонов опор является недостаточное заглубление фундаментов. Поскольку береговые устои, как правило, удалены от центра речного потока и для них не существует опасности всплытия, фундаменты опор стремятся устраивать с неглубоким заложением. Вместе с тем при мелком заложении фундаментов несущая способность грунта существенно изменяется во время землетрясений и приходится заглублять фундаменты независимо от того, существует опасность всплытия или нет.

Подвижки в теле устоев от горизонтальных сил обычно происходят по швам бетонирования массивных неармированных опор. По этой причине бетонные устои не могут считаться сейсмостойкими. При невозможности устройства других типов опор необходимо обращать особое внимание на технологические швы бетонирования и устанавливать вблизи них арматурные стержни, обеспечивающие требуемое сцепление отдельных частей опор.

Известно много случаев, когда устои мостов не имели повреждений, но происходили смещения грунта со стороны задней грани устоя или разрушение подпорной стены. Это приводило к остановкам движения. Основной причиной таких повреждений и осадок является отличие колебательных движений устоев и насыпей, а также недостаточное уплотнение грунта со стороны задней грани устоя. В связи с этим для устройства участков насыпей целесообразно использовать качественный гравий или дробленый камень.

#### 3) Повреждения опор балочных мостов

Характерными повреждениями промежуточных мостовых опор при землетрясениях являются нарушение их целостности, сдвиги (раскрытия швов) и появление трещин. Нарушение целостности в виде местных разрывов характерно, в основном, для старых каменных опор и происходит, как правило, в их основании. Анализ разрушений показал, что в каменных сооружениях практически отсутствует сопротивление растяжению, а в бетонных сооружениях

прочность на растяжение не превышает 2—3 кгс/см<sup>2</sup>. Вместе с тем не отмечено случаев разрушения хорошо запроектированных железобетонных опор. Правда, при Фукуйском землетрясении произошло выдергивание стержней арматуры вблизи основания опор моста Накацуно.

Сдвиги (раскрытие швов) также часто наблюдаются в неармированных бетонных опорах. Поскольку швы бетонирования ослабляют сечение опор, в этих местах необходимо предусматривать постановку арматурных стержней.

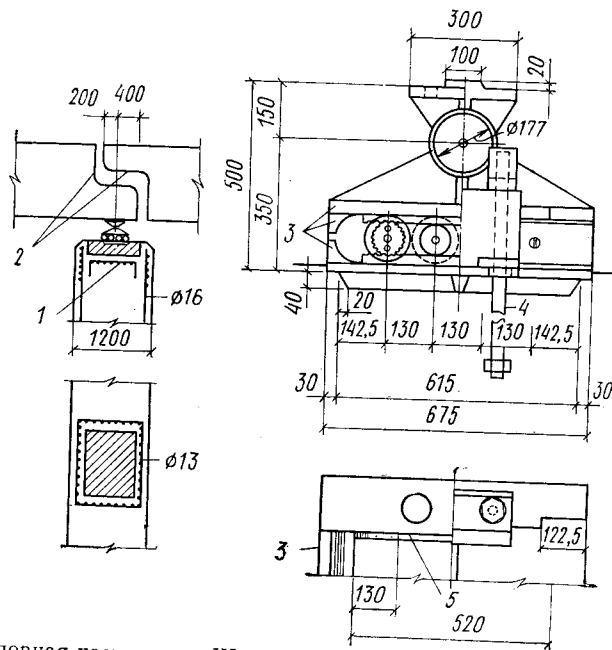


Рис. 10.2. Опорная часть моста Шин-Аояги  
1 — арматура башмака; 2 — подферменная плита; 3 — ограничитель; 4 — анкерный болт;  
5 — шпилька Ø 6 мм

Отмечены случаи разрушения от сдвига колонн железобетонных опор рамного типа. При небольших сечениях колонн в них необходимо предусматривать арматуру, воспринимающую напряжения от сдвига и кручения. Поскольку касательные напряжения достигают максимума в средней части сечения колонн, арматуру следует устанавливать не только по периметру сечения, но и в центральной части колонн. Необходимо подчеркнуть, что при повторных нагрузках в случае недостаточного поперечного армирования железобетонные элементы являются очень хрупкими.

Более подробно отдельные вопросы обеспечения сейсмостойкости опор балочных мостов рассмотрены ниже.

1) *Опорные части.* Повреждения опорных частей наблюдаются при сильных землетрясениях или землетрясениях импульсивного

типа. Конструкции подвижных опорных частей работают надежно при сейсмических воздействиях с интенсивностью до 7 баллов. При повреждениях неподвижных опорных частей происходят разрывы анкерных болтов, повреждение трещинами бетона вокруг болтов, их вытяжка и изгиб. Поэтому участки бетона вблизи анкерных болтов необходимо армировать. Опыт показал, что при расчетах анкерных болтов следует принимать более высокие значения коэффициентов сейсмической нагрузки, чем для пролетных строений. Для предотвращения сдвигов пролетных строений как вдоль, так и поперек

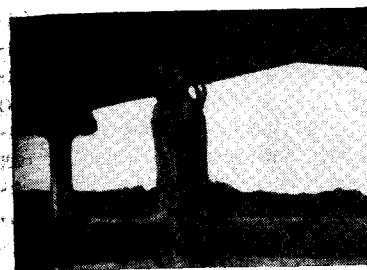


Рис. 10.3. Повреждение опоры моста Такахата (землетрясение Канто, 1 сентября 1923 г.)

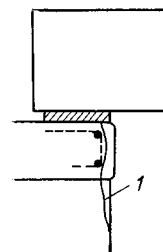


Рис. 10.4  
1 — трещина



Рис. 10.5  
1 — трещина

моста предусматриваются стопоры. На рис. 10.2 в качестве примера показана опорная часть сейсмостойкого моста, в которой использованы анкерные болты большого диаметра.

2) *Повреждения оголовков опор.* При применении для опор мостов железобетонных свай их оголовки соединяются поперечными балками, которые используются для опирания пролетного строения. Во время сейсмических воздействий наиболее слабыми являются сопряжения между поперечными балками и оголовками свай. Во многих случаях здесь наблюдалось расслоение бетона с оголением и выпучиванием стержней вертикальной арматуры, на которые передавалась нагрузка от пролетного строения (рис. 10.3). Это вызвано большими изгибающими моментами по краям опор рамного типа и кручением пролетного строения. Поэтому оголовки свай и поперечные балки следует рассчитывать как рамы при восприятии горизонтальных сейсмических нагрузок. Для сопротивления кручению и предотвращения разрушения бетона желательно предусматривать установку спиральной арматуры с небольшим шагом витков.

3) *Повреждения опорных частей пролетных строений.* Когда опорная плита пролетного строения выходит за край опорной части балки, во время землетрясения на опору моста передается большое давление, что приводит к расслоению бетона (рис. 10.4). Для предотвращения таких повреждений опорную плиту следует отодвигать, по крайней мере, на 3 см от края бетонного элемента и преду-

смазывать установку арматуры под опорной плитой. В ряде случаев в опорах мостов наблюдались диагональные трещины в направлении, перпендикулярном оси моста, что указывало на необходимость установки арматуры в этих местах (рис. 10.5).

4) *Трещины в поперечных стенках.* Поперечные стенки опор мостов при землетрясениях часто повреждаются трещинами. Когда колонны опор возводятся на отдельных опускных колодцах, они соединяются поперечной стенкой. Неравномерные колебания колодцев вызывают в стенке появление трещин. Даже в том случае, когда опоры запроектированы для восприятия всей горизонтальной нагрузки, а стенка предусмотрена только по гидротехническим соображениям, в связи с большой жесткостью она воспринимает значительную часть сейсмической нагрузки. Таким образом, в ней сразу же возникают трещины. В общем случае стенка несет большую часть горизонтальных нагрузок и должна быть рассчитана как рама-диафрагма совместно с опорами моста и поперечными балками. В тех случаях, когда в стенке имеется отверстие, эффективность ее работы как стены-диафрагмы существенно снижается. Кроме того, поперечные стенки с отверстиями нецелесообразны по гидротехническим соображениям.

#### 4) Повреждения фундаментов опор

1) *Осадки фундаментов опор.* Как отмечалось, характерными повреждениями опор мостов являются осадки и сдвиги. В тех случаях, когда подстилающий фундаменты грунт достаточно мягкий, эти повреждения следует учитывать в первую очередь. Величина осадки или перемещения каждой опоры моста может быть различной в пределах русла реки. Поэтому необходимо учитывать особенности местных грунтовых условий. Даже при наличии одиночной опоры, одна часть которой расположена на плотном основании, а другая часть — на рыхлом основании, возможны неравномерные осадки, приводящие к значительным наклонам сооружения.

Причиной больших осадок и перемещений фундаментов от мостовых опор часто является разжижение грунта в русле реки во время землетрясения. Повреждения автомобильных мостов Банью во время Кантского землетрясения и Шова-Огаши при землетрясении Ниигата представляют собой наглядные примеры последствий разжижения.

Мост Банью находился в процессе строительства. Он был запроектирован с 57 пролетами по 11 м из Т-образных железобетонных балок. Устои с обоих берегов и шесть опор со стороны левого берега были уже закончены. 42 кессона длиной по 3,6 м для опор мостов были установлены, а некоторые из них погружены в грунт. Правобережный устой, возведенный на свайных фундаментах, во время землетрясения наклонился примерно на  $12^\circ$  в сторону пролета. Наклон левобережного устоя в сторону пролета составлял  $4^\circ$ . Двухпролетные мостовые опоры рамного типа, на которые еще не передавалась

нагрузка от пролетного строения, имели разрушения в узлах рам. Все кессоны, установленные на место или погруженные в грунт, получили интенсивные наклоны, сдвиги и даже всплыли. После землетрясения они были беспорядочно разбросаны по руслу реки (рис. 10.6). Все это свидетельствует об интенсивных колебаниях поверхностного слоя и разжижении грунта в русле реки.

Двенадцатипролетный мост Шова-Огаши с разрезными стальными пролетными строениями длиной 303,9 м ( $13,1 + 27,64 \times 10 + 13,1$ ) имел свайные опоры и береговые устои. Фундамент каждой опоры выполнен в виде ряда из девяти стальных трубчатых свай диамет-

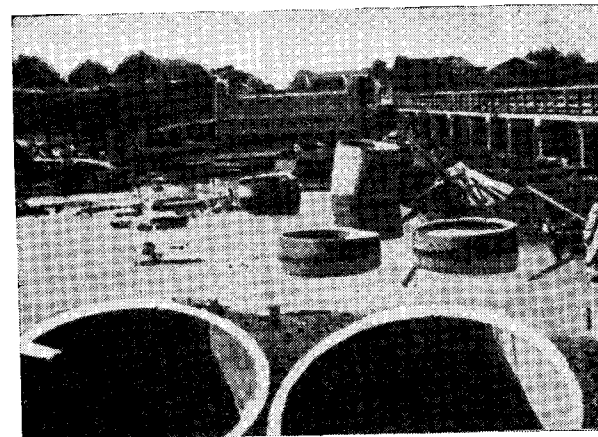


Рис. 10.6. Повреждения фундаментов строящегося моста Банью скоростной автомагистрали (землетрясение Канто)

ром 609 мм и длиной 25 м, а двух устоев — ряда из девяти стальных свай того же диаметра, длиной 22 м. Грунты в русле реки сложены сверху вниз из аллювиальных слоев крупнозернистого, среднезернистого и мелкозернистого песка. Слой крупнозернистого песка был достаточно рыхлым ( $N < 10$ ), а мелкозернистого песка — хорошо уплотненным ( $N > 30$ ). Для среднего слоя значение  $N$  было промежуточным.

При землетрясении первым обрушилось пролетное строение  $G_6$  (рис. 10.7 и 10.8), затем пролетные строения в обе стороны от него. Опоры  $P_5$  и  $P_6$  изогнулись при падении пролетных строений  $G_5$  и  $G_7$ , а остаточное перемещение верха опоры  $P_4$  составило 93 см. Считают, что причиной такого большого остаточного перемещения явилось сползание левого берега в сторону реки и разжижение 10-метрового слоя крупнозернистого песка в русле реки. Из-за разжижения песка действительная глубина заделки опоры существенно уменьшилась, а сами опоры стали более гибкими. В результате этого пролетные строения моста были резко сдвинуты в сторону правого берега, что привело к интенсивным деформациям верха средней опоры и падению пролетного строения  $G_6$ . По-видимому, после обруше-

ния одного пролетного строения мост потерял устойчивость, что привело к последовательному обрушению соседних пролетов.

Анализ последствий землетрясений показывает, что несущая способность грунтов вблизи русла реки во время землетрясения, по-видимому, оказалась недостаточной. Обследование деревянных опор

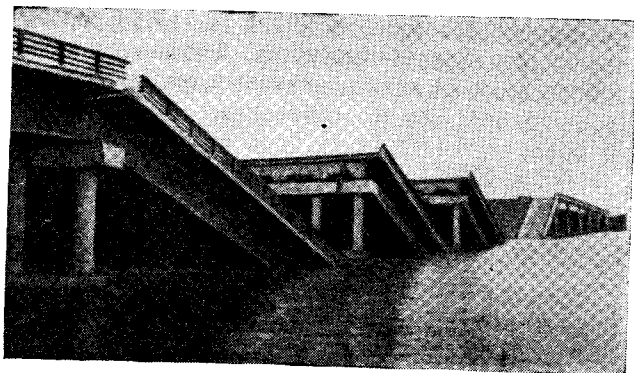


Рис. 10.7. Разрушение моста Шова-Огаши (землетрясение Ниигата, 16 июня 1964)

с фундаментами мелкого заложения свидетельствовало о многочисленных осадках и выдавливании опор даже при слабых землетрясениях, а также обрушениях ненагруженных колонн. В связи с недостаточной несущей способностью фундаментов мелкого заложения и опасностью разжижения при колебаниях поверхностных слоев рыхлого песка необходимо предусматривать более глубокое заложение фундаментов.

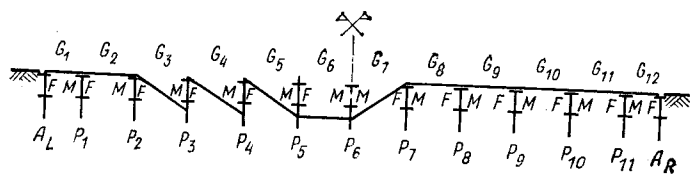


Рис. 10.8. Схема обрушения пролетных строений моста Шова-Огаши

При очень сильных сейсмических колебаниях грунта осадкам и сдвигам иногда подвержены даже опоры с фундаментами глубокого заложения. Опоры железнодорожного моста Йошиногава на о. Сикоку были выполнены из опускных колодцев длиной 21 м с заглублением в грунт от 12 до 20 м. Тем не менее при землетрясении Нанкай оголовники опор переместились перпендикулярно оси моста, а трехпролетное неразрезное строение имело серьезные повреждения при максимальной стреле изгиба 29,6 см,

Поверхностный слой грунтов в низовьях р. Йошино состоит из мелкозернистого песка с примесями глины, а слой на глубине 20—25 м под поверхностью — из глины. В качестве основания фундаментов были предусмотрены грунты ниже 25 м. Полагают, что основной причиной повреждений при землетрясении было то обстоятельство, что фундаменты моста не везде достигали этого слоя. Таким образом, даже грунты на большой глубине при очень сильных колебаниях могут снижать свою несущую способность.

2) *Повреждения конструкций фундаментов.* В тех случаях, когда сами конструкции фундаментов не обладают достаточной прочностью, происходит их разрушение, несмотря на глубокое заложение и достаточную несущую способность грунтов. Иллюстрацией тому служит рис. 10.9, на котором показаны повреждения железнодорожного моста Банью-Гава, расположенного ниже моста Банью для скоростной автомагистрали. За исключением четырех пролетов со стороны восточного устоя, которые переместились от 15 до 30 см на восток, но не упали, все остальные 24 пролета обрушились. Все опоры, кроме нескольких на восточной стороне, были разрушены или повреждены трещинами в колоннах и опускных колодцах.

Разрушения опускных колодцев наблюдались от их верха до глубины около 5 м. Поскольку на большей глубине обследования не проводились, осталось неизвестным, появились ли трещины ниже 5 м. Показанные на рисунке трещины возникли, по-видимому, от сейсмических нагрузок на пролетные строения и опоры, которые передавались на опускные колодцы. Последние не смогли сопротивляться изгибающим моментам, поскольку грунт в реке до глубины примерно 5 м разжижился. Как правило, изгибающие моменты при таких сейсмических нагрузках достигают больших значений лишь в верхней части фундаментов, а в средней и нижней частях

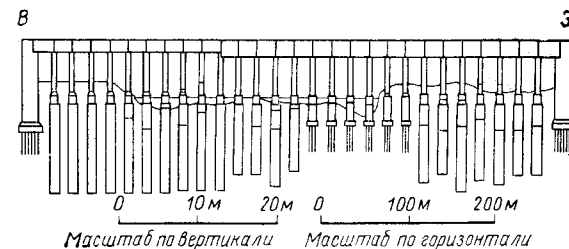


Рис. 10.9. Трещины в опускных колодцах железнодорожного моста Банью (землетрясение Канто)

невелики. Поэтому вряд ли можно ожидать появления трещин в середине и в нижней части опускных колодцев.

При глубоком заложении фундаментов в слой мягкого грунта возможно появление в средней части напряжений от изгиба фундаментов, так как в мягком грунте сейсмические колебания на разной глубине крайне неравномерны. Изгибающие моменты от неравномерного деформирования таких грунтов в средней части колодца могут достигать больших значений.

В соответствии с результатами расчетов свайных фундаментов напряжения в сваях в процессе землетрясения интенсивностью 10 баллов и более могут вызвать трещины в неармированном бетоне. При этом предполагалось, что деформации сваи возбуждаются сдвиговыми волнами, движущимися снизу вверх в поверхностном слое. Аналогичный вывод был качественно подтвержден результатами модельных испытаний.

На рис. 10.10 показана железобетонная свая диаметром 30 см и длиной 7 м, извлеченная из песчаного грунта (основания опоры мостового перехода на станции Ниигата). Свая была извлечена и обследована в связи с осадкой мостовой опоры во время Ниигатско-

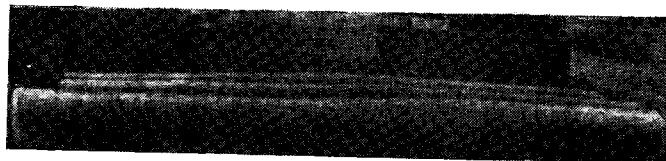


Рис. 10.10. Свая, получившие трещины при землетрясении Ниигата, 16 июня 1964 г.

го землетрясения. Как видно на рисунке, по всей поверхности сваи образовались трещины. Считают, что они появились от деформации грунта, а не от действия сейсмических сил на верхнюю часть опоры.

В последние годы большепролетные балочные мосты часто строились даже в районах, сложенных мягкими грунтами большой мощности. При этом применялись глубокие сваи, прорезающие мягкий грунт до опирания на коренные породы. На основании результатов обследований в практике проектирования необходимо учитывать напряжения изгиба, которые возникают в фундаментах мостовых опор от неравномерных колебаний мягких грунтов при сейсмических воздействиях.

## 5) Повреждения пролетных строений

При землетрясениях часто наблюдаются разрушения опорных частей и обрушение пролетных строений. Разрушение опорных частей включает интенсивные подвижки пролетных строений, превышающие допустимый ход катковых опор, разрушение бетона вокруг анкерных болтов, смещение пролетных строений поперек оси моста. Для предотвращения подобных повреждений необходимо предусматривать специальные элементы — стопоры, а анкерные болты и примыкающие к ним сечения элементов выполнять достаточно сейсмостойкими.

Поскольку обрушение пролетных строений означает прекращение эксплуатации моста, его необходимо предотвратить. Для предотвращения обрушений пролетных строений вдоль оси моста его сле-

дует выполнять неразрезным. С этой целью отдельные пролеты соединяют стальными пластинами или стержнями арматуры. На рис. 10.11 показано одно из возможных решений. Даже такой простой прием является весьма эффективным для предотвращения обрушения пролетных строений.

Для предупреждения обрушений поперек от моста главные балки пролетных строений следует надежно связывать с поперечными балками, объединяя все балки в единое целое. При Фукуйском землетрясении пролетные строения моста Итагаки с тавровыми железобетонными балками переместились. Одна из главных балок сместилась за грань мостовой опоры, и в связи с отсутствием поперечной балки плита была разрушена (рис. 10.12). При землетрясении Токачи, 1952, в конструкциях моста Урахоро с железобетонными тавровыми балками возникли трещины вблизи опорных сечений главных балок и в местах сопряжения главных балок с поперечными, так как последние имели недостаточную жесткость (рис. 10.13).

Иногда при землетрясениях разрушаются сами пролетные строения балочных мостов. Так, при землетрясении Канто шестипролетный мост Хаякава с разрезными железобетонными балками пролетом 13,5 м был серьезно поврежден трещинами в нижней части главных балок, имел значительные прогибы, а один из пролетов обрушился несмотря на то, что был ненагружен. Причина разрушения не вполне ясна. Поскольку пролетные строения были очень жесткими, возникновение резонанса от вертикальных сейсмических колебаний маловероятно. Возможно, все объясняется дефектами

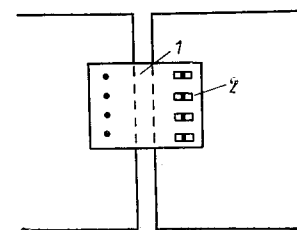


Рис. 10.11. Соединительная пластина для предотвращения падения пролетных строений

1 — соединительная пластина;  
2 — болт



Рис. 10.12. Разрушение моста Итагаки (Фукуйское землетрясение, 28 июня 1948 г.)

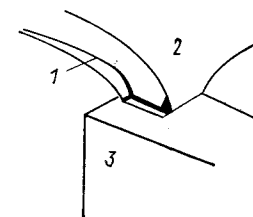


Рис. 10.13

1 — трещина; 2 — главная балка;  
3 — опора моста



при строительстве моста. Однако в любом случае можно себе представить, что вертикальная составляющая колебаний грунта была значительной.

Большинство старых балочных мостов имели периоды собственных колебаний менее 0,3 с. Поэтому опасность возникновения резонанса при сейсмических воздействиях была сравнительно мала. В мостах постройки последних лет в связи с увеличением длины пролетов периоды собственных колебаний существенно возросли и возникла опасность резонанса при землетрясении. Поскольку способность конструкций к затуханию колебаний снизилась, определение сейсмических нагрузок при вертикальных колебаниях пролетных строений и горизонтальных колебаниях поперек оси моста необходимо выполнять с высокой степенью точности.

При проектировании балочных мостов с очень высокими опорами необходимо учитывать, что параметры колебаний пролетных строений могут существенно превышать параметры сейсмических колебаний грунта. Если мост рассчитан на такие колебания, он не получит повреждений при землетрясении, однако большие колебания представляют угрозу для транспорта, находящегося на пролетных строениях. Поэтому мосты такого типа необходимо проектировать с учетом не только предотвращения повреждений, но и обеспечения необходимой жесткости. Хотя не существует определенного допустимого предела интенсивности колебаний мостов, можно считать, что величина 0,3  $g$  является вполне обоснованной.

## 10.2. КОЛЕБАНИЯ БАЛОЧНЫХ МОСТОВ

### 1) Введение

Обычный метод анализа колебаний моста заключается в составлении уравнений колебаний опор и пролетных строений и решении этих уравнений с учетом граничных условий. Следует отметить, что в настоящее время поведение фундаментов при землетрясении изучено недостаточно хорошо и определить граничные условия для опор мостов весьма трудно.

Если модель для анализа колебаний опор и пролетных строений выбрана с учетом условий опирания, то дальнейшие расчеты могут быть выполнены на основании теории упругих колебаний балок. В следующих разделах в качестве примера будет рассмотрен один метод расчета мостовой опоры вдоль оси моста.

### 2) Дифференциальные уравнения колебаний

Рассматривается частично заглубленная в грунт опора моста, на которую опираются пролетные строения (рис. 10.14, а). Модель сооружения показана на рис. 10.14, б. Таким образом, опора моста рассматривается как консольная балка, а пролетное строение мо-

делируется массой, присоединенной к верху консоли. Взаимодействие фундамента с грунтом моделируется двумя пружинами, одна из которых передает силу реакции, пропорциональную горизонтальному смещению фундамента, а вторая — реактивный момент, пропорциональный углу поворота фундамента\*.

При колебаниях грунта с ускорением  $\ddot{U}$  уравнение колебаний моста имеет следующий вид:

$$m \frac{\partial^2 (y + U)}{\partial t^2} + \frac{\partial^2}{\partial x^2} \left( B \frac{\partial^2 y}{\partial x^2} \right) = 0, \quad (10.1)$$

где  $y$  — относительное перемещение или прогиб опоры относительно грунта;  $U$  — горизонтальное перемещение грунта при землетрясении;  $m$  — погонная масса опоры;  $B$  — жесткость опоры на изгиб.

Первый член в этом уравнении характеризует инерционную силу при колебаниях массы опоры, а второй член — восстанавливающую силу, возникающую при деформациях опоры. Поскольку осевая нагрузка на опору мала, ее влиянием обычно пренебрегают. В верхнем сечении опоры изгибающий момент равен нулю, а поперечная сила равна инерционной нагрузке на пролетное строение. Если через  $M$  обозначить массу пролетного строения, то граничные условия на верху опоры примут следующий вид:

$$\frac{\partial^2 y}{\partial x^2} = 0, \quad \frac{\partial}{\partial x} \left( B \frac{\partial^2 y}{\partial x^2} \right) = M \frac{\partial^2 (y + U)}{\partial t^2}. \quad (10.2)$$

В нижнем сечении опоры изгибающий момент и поперечная сила пропорциональны соответственно углу поворота и прогибу опоры. Если обозначить  $K_1$  и  $K_2$  соответствующие постоянные пружин, то

$$B \frac{\partial^2 y}{\partial x^2} = K_1 \frac{\partial y}{\partial x}, \quad \frac{\partial}{\partial x} \left( B \frac{\partial^2 y}{\partial x^2} \right) = K_2 y. \quad (10.3)$$

При заданном  $\ddot{U}$  уравнение колебаний опоры описывается выражениями (10.1) — (10.3).

В качестве простого примера рассмотрим свободные колебания опоры с постоянным поперечным сечением. При свободных колебаниях  $\ddot{U} = 0$  и

$$y = Y(x) e^{ipt}, \quad (10.4)$$

где  $p$  — круговая частота собственных колебаний.

\* В отечественной литературе обычно используется термин «коэффициенты упругого равномерного (или неравномерного) сжатия и сдвига оснований». (Прим. переводчика.)

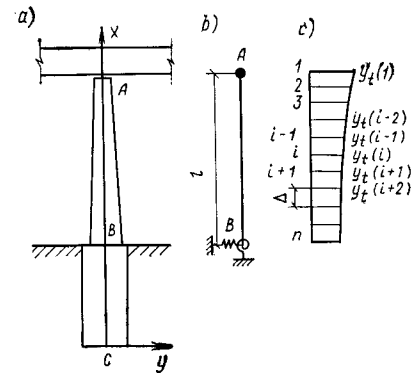


Рис. 10.14

Подставляя это выражение в (10.1) — (10.3), получим

$$mp^2 Y - B \frac{d^4 Y}{dx^4} = 0. \quad (10.5)$$

$$\text{При } x = l \quad \frac{d^2 Y}{dx^2} = 0, B \frac{d^3 Y}{dx^3} = -Mp^2 Y \quad (10.6)$$

и

$$\text{при } x = 0 \quad B \frac{d^2 Y}{dx^2} = K_1 \frac{dY}{dx}, B \frac{d^3 Y}{dx^3} = K_2 Y. \quad (10.7)$$

Решение уравнения (10.5) имеет вид:

$$Y = C_1 \sin \beta x + C_2 \cos \beta x + C_3 \operatorname{sh} \beta x + C_4 \operatorname{ch} \beta x, \quad (10.8)$$

где  $\beta = \sqrt[4]{\frac{mp^2}{B}}$ ,  $C_1$ ,  $C_2$ ,  $C_3$  и  $C_4$  — постоянные интегрирования.

После подстановки в выражения (10.6) и (10.7) получим систему из четырех однородных уравнений для определения постоянных интегрирования. Для существования ненулевого решения определитель системы должен быть равен нулю:

$$\begin{vmatrix} -\sin \beta l & -\cos \beta l & \operatorname{sh} \beta l & \operatorname{ch} \beta l \\ \frac{Mp^2}{\beta^3 B} \sin \beta l - \cos \beta l & \frac{Mp^2}{\beta^3 B} \cos \beta l + \sin \beta l & \frac{Mp^2}{\beta^3 B} \operatorname{sh} \beta l + \\ & + \operatorname{ch} \beta l & \frac{Mp^2}{\beta^3 B} \operatorname{ch} \beta l + \operatorname{sh} \beta l \\ \frac{K_1}{\beta B} & 1 & \frac{K_1}{\beta B} & -1 \\ 1 & \frac{K_2}{\beta^3 B} & -1 & \frac{K_2}{\beta^3 B} \end{vmatrix} = 0 \quad (10.9)$$

Из этого определителя получаются значения собственной частоты  $p$ . При известном значении  $p$  находятся отношения между четырьмя постоянными интегрирования, которые определяют формы собственных колебаний. Уравнению (10.9) удовлетворяет бесконечное число значений  $p$ , поэтому число собственных форм также бесконечно.

Если поперечное сечение опоры непостоянно, уравнение (10.1) аналитически решить очень трудно. Поэтому обычно оно решается численно методом конечных разностей. На рис. 10.14 узловые сечения консольной балки с одинаковым шагом  $\Delta$  пронумерованы сверху от 1 до  $n$ . Перемещения узла  $i$  в момент времени  $t$  обозначено  $y_t(i)$ . Прогиб опоры можно приближенно описать, если известны  $y_t(i)$  для всех узлов.

Чтобы получить производную от кривой прогибов, необходимо знать значения  $y_t$  в соседних поперечных сечениях. Чем меньше расстояние между соседними узловыми точками, тем больше точ-

ность принятой аппроксимации. Например, при трех  $y_t$ s производные первого порядка имеют вид:

$$\begin{vmatrix} \left( \frac{dy_t(i-1)}{dx} \right)_t \\ \left( \frac{dy_t(i)}{dx} \right)_t \\ \left( \frac{dy_t(i+1)}{dx} \right)_t \end{vmatrix} = \frac{1}{2\Delta} \begin{vmatrix} -3 & 4 & -1 \\ -1 & 0 & 1 \\ 1 & -4 & 3 \end{vmatrix} \begin{vmatrix} y_t(i-1) \\ y_t(i) \\ y_t(i+1) \end{vmatrix}. \quad (10.10)$$

Это уравнение показывает, что производные первого порядка могут быть выражены с помощью либо  $y_t(i-1)$ ,  $y_t(i)$ ,  $y_t(i+1)$ , либо  $y_t(i)$ ,  $y_t(i+1)$ ,  $y_t(i+2)$ , либо  $y_t(i-2)$ ,  $y_t(i-1)$ ,  $y_t(i)$ . Наибольшая точность достигается при первом варианте записи. Когда точка  $i$  расположена в верхнем сечении опоры, на  $y_t(i-1)$  это не оказывает влияния. Тогда лучше использовать второй вариант записи, даже если достигаемая точность ниже.

Если точка  $i$  находится в основании опоры, то более удобен третий вариант записи.

Производные второго порядка записываются аналогично:

$$\begin{vmatrix} \left( \frac{d^2 y_t(i-1)}{dx^2} \right)_t \\ \left( \frac{d^2 y_t(i)}{dx^2} \right)_t \\ \left( \frac{d^2 y_t(i+1)}{dx^2} \right)_t \end{vmatrix} = \frac{1}{\Delta^2} \begin{vmatrix} 1 & -2 & 1 \\ 1 & -2 & 1 \\ 1 & -2 & 1 \end{vmatrix} \begin{vmatrix} y_t(i-1) \\ y_t(i) \\ y_t(i+1) \end{vmatrix}. \quad (10.11)$$

Если принять пять значений  $y_t$ , то запись производных имеет следующий вид:

$$\begin{vmatrix} \left( \frac{dy_t(i-2)}{dx} \right)_t \\ \left( \frac{dy_t(i-1)}{dx} \right)_t \\ \left( \frac{dy_t(i)}{dx} \right)_t \\ \left( \frac{dy_t(i+1)}{dx} \right)_t \\ \left( \frac{dy_t(i+2)}{dx} \right)_t \end{vmatrix} = \frac{1}{12\Delta} \begin{vmatrix} -25 & 48 & -36 & 16 & -3 \\ -3 & -10 & 18 & -6 & 1 \\ 1 & -8 & 0 & 8 & -1 \\ -1 & 6 & -18 & 10 & 3 \\ 3 & -16 & 36 & -48 & 25 \end{vmatrix} \begin{vmatrix} y_t(i-2) \\ y_t(i-1) \\ y_t(i) \\ y_t(i+1) \\ y_t(i+2) \end{vmatrix}; \quad (10.12)$$

$$\begin{pmatrix} \left( \frac{d^2 y_t(i-2)}{dx^2} \right)_t \\ \left( \frac{d^2 y_t(i-1)}{dx^2} \right)_t \\ \left( \frac{d^2 y_t(i)}{dx^2} \right)_t \\ \left( \frac{d^2 y_t(i+1)}{dx^2} \right)_t \\ \left( \frac{d^2 y_t(i+2)}{dx^2} \right)_t \end{pmatrix} = \frac{1}{6\Delta^2} \begin{vmatrix} 35 & -104 & 114 & -56 & 11 \\ 11 & -20 & 6 & 4 & -1 \\ -1 & 16 & -30 & 16 & -1 \\ -1 & 4 & 6 & -20 & 11 \\ 11 & -56 & 114 & -104 & 35 \end{vmatrix} \begin{pmatrix} y_t(i-2) \\ y_t(i-1) \\ y_t(i) \\ y_t(i+1) \\ y_t(i+2) \end{pmatrix}; \quad (10.13)$$

$$\begin{pmatrix} \left( \frac{d^3 y_t(i-2)}{dx^3} \right)_t \\ \left( \frac{d^3 y_t(i-1)}{dx^3} \right)_t \\ \left( \frac{d^3 y_t(i)}{dx^3} \right)_t \\ \left( \frac{d^3 y_t(i+1)}{dx^3} \right)_t \\ \left( \frac{d^3 y_t(i+2)}{dx^3} \right)_t \end{pmatrix} = \frac{1}{\Delta^3} \begin{vmatrix} -5 & 18 & -24 & 14 & -3 \\ -3 & 10 & -12 & 6 & -1 \\ -1 & 2 & 0 & -2 & 1 \\ 1 & -6 & 12 & -10 & 3 \\ 3 & -14 & 24 & -18 & 5 \end{vmatrix} \begin{pmatrix} y_t(i-2) \\ y_t(i-1) \\ y_t(i) \\ y_t(i+1) \\ y_t(i+2) \end{pmatrix} \quad (10.14)$$

$$\begin{pmatrix} \left( \frac{d^4 y_t(i-2)}{dx^4} \right)_t \\ \left( \frac{d^4 y_t(i-1)}{dx^4} \right)_t \\ \left( \frac{d^4 y_t(i)}{dx^4} \right)_t \\ \left( \frac{d^4 y_t(i+1)}{dx^4} \right)_t \\ \left( \frac{d^4 y_t(i+2)}{dx^4} \right)_t \end{pmatrix} = \frac{2}{\Delta^4} \begin{vmatrix} 1 & -4 & 6 & -4 & 1 \\ 1 & -4 & 6 & -4 & 1 \\ 1 & -4 & 6 & -4 & 1 \\ 1 & -4 & 6 & -4 & 1 \\ 1 & -4 & 6 & -4 & 1 \end{vmatrix} \begin{pmatrix} y_t(i-2) \\ y_t(i-1) \\ y_t(i) \\ y_t(i+1) \\ y_t(i+2) \end{pmatrix}. \quad (10.15)$$

После преобразования уравнения (10.1) и подстановки в выражение для  $y$  перемещений узлов  $y_t(i)$  получим

$$m(i) \frac{d^2 y_t(i)}{dt^2} + \frac{d^2 B(i)}{dx^2} \frac{d^2 y_t(i)}{dx^2} + 2 \frac{dB(i)}{dx} \frac{d^3 y_t(i)}{dx^3} + B(i) \frac{d^4 y_t(i)}{dx^4} = -m(i) \ddot{U}_t. \quad (10.16)$$

В этом уравнении производные от  $B$  и  $y$  по  $x$  можно обозначить через  $B(i)$  и  $y_t(i)$ , используя те же конечно-разностные уравнения. Тогда приходим к следующему выражению

$$\frac{d^2 y_t(i)}{dt^2} = [\text{линейное уравнение от } y_t(i-2), y_t(i-1), y_t(i), y_t(i+1) \text{ и } y_t(i+2)] - m(i) \ddot{U}_t. \quad (10.17)$$

Поскольку это уравнение характеризует линейные колебания системы со многими степенями свободы, его можно решить численными методами.

### 3) Расчет с применением МКЭ

Расчет с использованием метода МКЭ рассмотрим на примере опоры моста на скальном основании. Определим ее реакцию при сейсмическом воздействии (рис. 10.15). Предполагается, что опора жестко закреплена в грунте и не связана с пролетными строениями. Модель опоры представлена системой сосредоточенных масс, пружин и демпферов, которые пронумерованы от 1 до  $n$ . Расстояние  $\Delta$  между соседними массами постоянно, а жесткость пружин равномерно распределена. Параметры демпферов пропорциональны относительной скорости масс.

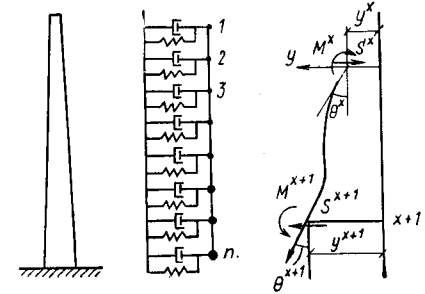


Рис. 10.15

В последующих формулах приняты обозначения:

$m_i$  — сосредоточенная масса в узле  $i$ ;  $B_i$  — изгибная жесткость балки  $i$  между узлами  $i$  и  $i+1$ ;  $c_i$  — сила сопротивления в узле  $i$ ;  $y_i$  — перемещение узла  $i$ ;  $\theta_i$  — угол поворота узла  $i$ ;  $M_i^l$  — изгибающий момент в нижнем сечении  $i$ -той балки;  $M_i^u$  — изгибающий момент в верхнем сечении  $i$ -той балки;  $S_i^l$  — перерезывающая сила в нижнем сечении  $i$ -той балки и  $S_i^u$  — перерезывающая сила в верхнем сечении  $i$ -той балки.

Следует отметить, что для упругой балки справедливы соотношения, показанные для узлов элемента на рис. 10.16.

В процессе колебаний инерционная сейсмическая сила действует на массу как внешняя нагрузка —  $m_i \ddot{U}(t)$ . Условие динамического равновесия сил, действующих на массу  $i$ , показано на рис. 10.17. Для  $i = 2 \div (n-1)$ :

$$m_i \frac{d^2 y_i}{dt^2} + c_i \frac{dy_i}{dt} + (S_i^u - S_{i-1}^l) = -m_i \ddot{U}(t), \quad (10.18)$$

$$M_{i-1}^l = M_i^u \quad (10.19)$$

$$\begin{aligned}
M_i^u &= -\frac{6B_i}{\Delta^2} y_{i+1} & M_i^u &= \frac{2B_i}{\Delta} \theta_{i+1} & M_i^u &= \frac{6B_i}{\Delta^2} y_i & M_i^u &= \frac{4B_i}{\Delta} \theta_i \\
S_i^u &= -\frac{12B_i}{\Delta^3} y_{i+1} & S_i^u &= \frac{6B_i}{\Delta^2} \theta_{i+1} & S_i^u &= \frac{12B_i}{\Delta^3} y_i & S_i^u &= \frac{6B_i}{\Delta^2} \theta_i
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
M_i^t &= \frac{6B_i}{\Delta^2} y_{i+1} & M_i^t &= -\frac{4B_i}{\Delta} \theta_{i+1} & M_i^t &= -\frac{6B_i}{\Delta^2} y_i & M_i^t &= -\frac{2B_i}{\Delta} \theta_i \\
S_i^t &= -\frac{12B_i}{\Delta^3} y_{i+1} & S_i^t &= \frac{6B_i}{\Delta^2} \theta_{i+1} & S_i^t &= \frac{12B_i}{\Delta^3} y_i & S_i^t &= \frac{6B_i}{\Delta^2} \theta_i
\end{aligned}$$

Рис. 10.16

и для  $i=1$

$$m_1 \frac{d^2 y_1}{dt^2} + c_1 \frac{dy_1}{dt} + S_1^u = -m_1 \ddot{U}(t), \quad (10.20)$$

При  $i=n$

$$M_1^u = 0. \quad (10.21)$$

$$\theta_n = 0, \quad (10.22)$$

$$y_n = 0. \quad (10.23)$$

Рис. 10.17

Из выражения (10.17) получаем:

$$\begin{aligned}
M_{i-1}^t &= \frac{6B_{i-1}}{\Delta^2} y_i - \frac{4B_{i-1}}{\Delta} \theta_i - \frac{6B_{i-1}}{\Delta^2} y_{i-1} - \frac{2B_{i-1}}{\Delta} \theta_{i-1}, \\
M_i^u &= -\frac{6B_i}{\Delta^2} y_{i+1} + \frac{2B_i}{\Delta} \theta_{i+1} + \frac{6B_i}{\Delta^2} y_i + \frac{4B_i}{\Delta} \theta_i, \\
S_{i-1}^t &= -\frac{12B_{i-1}}{\Delta^3} y_i + \frac{6B_{i-1}}{\Delta^2} \theta_i + \frac{12B_{i-1}}{\Delta^3} y_{i-1} + \frac{6B_{i-1}}{\Delta^2} \theta_{i-1}, \\
S_i^u &= -\frac{12B_i}{\Delta^3} y_{i+1} + \frac{6B_i}{\Delta^2} \theta_{i+1} + \frac{12B_i}{\Delta^3} y_i + \frac{6B_i}{\Delta^2} \theta_i,
\end{aligned}$$

после подстановки которых в (10.18) и (10.19) имеем:

$$\begin{aligned}
m_i \frac{d^2 y_i}{dt^2} + c_i \frac{dy_i}{dt} - \frac{12B_i}{\Delta^3} y_{i+1} + \frac{6B_i}{\Delta^2} \theta_{i+1} + \\
+ \frac{12(B_i + B_{i-1})}{\Delta^3} y_i + \frac{6(B_i - B_{i-1})}{\Delta^2} \theta_i - \frac{12B_{i-1}}{\Delta^3} y_{i-1} - \\
- \frac{6B_{i-1}}{\Delta^2} \theta_{i-1} = -m_i \ddot{U}(t), \quad (10.24)
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\frac{6B_i}{\Delta^2} y_{i+1} - \frac{2B_i}{\Delta} \theta_{i+1} - \frac{6(B_i - B_{i-1})}{\Delta^2} y_i - \\
- \frac{4(B_i + B_{i-1})}{\Delta} \theta_i - \frac{6B_{i-1}}{\Delta^2} y_{i-1} - \frac{2B_{i-1}}{\Delta} \theta_{i-1} = 0. \quad (10.25)
\end{aligned}$$

Наконец, после подстановки в (10.20) и (10.21) получаем уравнения:

$$\begin{aligned}
m_1 \frac{d^2 y_1}{dt^2} + c_1 \frac{dy_1}{dt} - \frac{12B_1}{\Delta^3} y_2 + \frac{6B_1}{\Delta^2} \theta_2 + \\
+ \frac{12B_1}{\Delta^3} y_1 + \frac{6B_1}{\Delta^2} \theta_1 = -m_1 \ddot{U}(t), \quad (10.26)
\end{aligned}$$

$$-\frac{6B_1}{\Delta^2} y_2 + \frac{2B_1}{\Delta} \theta_2 + \frac{6B_1}{\Delta^2} y_1 + \frac{4B_1}{\Delta} \theta_1 = 0. \quad (10.27)$$

В результате совместного решения уравнений (10.22) — (10.27) получаем значения  $y_{is}$ .

#### 4) Колебания фундаментов (случай 1)

а) Колебания фундамента без учета мостовой опоры. В предыдущих расчетах фундаменты мостов моделировались очень приближенно с помощью упругих пружин и демпферов. Динамический характер работы фундаментов мостов является весьма сложным и нелегко подобрать соответствующую жесткость пружины, которая отражала бы действительные условия работы. Точно так же с помощью этой модели невозможно описать работу самого фундамента при землетрясении.

Общепринятый метод при расчете колебаний фундаментов мостов заключается в рассмотрении грунта как упругого основания, а фундамента моста — как балки на упругом основании. Когда фундамент перемещается относительно грунта, предполагается, что на фундамент действуют упругие силы двух типов. Сила первого типа пропорциональна относительному перемещению грунта и фундамента, а сила второго типа — пропорциональна относительной скорости. Если обозначить через  $p$  восстанавливающую силу грунта на единицу площади фундамента, а  $y$  — относительное перемещение между фундаментом и грунтом, то

$$p = ky + c \frac{dy}{dt}, \quad (10.28)$$

где  $k$  — коэффициент упругой части реакции грунта и  $c$  — сцепление грунта\*.

С учетом этой предпосылки задача о колебаниях сооружения в грунте может быть решена на основе теории расчета балок на упругом основании.

\* В отечественной литературе при использовании зависимости типа (10.28) вместо  $c$  вводится коэффициент неупругого сопротивления. (Прим. переводчика.)

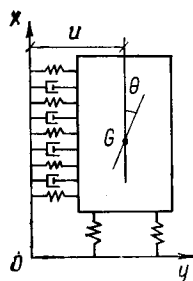


Рис. 10.18

Рассмотрим простой пример. Представим кессон моделью, показанной на рис. 10.18. Кессон является абсолютно жестким и имеет прямоугольное поперечное сечение. Пружины характеризуют упругие силы, а демпферы — вязкоупругие. Все они приняты равномерно распределенными по поверхности кессона. Кроме того, имеются упругие пружины в основании кессона.

Пружины и демпферы неподвижно закреплены к системе координат  $xOy$ . В этой же системе координат задано сейсмическое воздействие.

Перемещения кессона определяются смещением центра тяжести  $G$  и углом поворота  $\theta$ , а относительное горизонтальное перемещение центра тяжести  $G$  в координатах  $xOy$  обозначено через  $u$ . Тогда уравнения колебаний примут вид:

$$m \frac{d^2(u + U)}{dt^2} = -kb \int_{-l/2}^{l/2} (u + x\theta) dx - cb \int_{-l/2}^{l/2} \left( \frac{du}{dt} + x \frac{d\theta}{dt} \right) dx, \quad (10.29)$$

$$I \frac{d^2\theta}{dt^2} = -kb \int_{-l/2}^{l/2} (u + x\theta) x dx - cb \int_{-l/2}^{l/2} \left( \frac{du}{dt} + x \frac{d\theta}{dt} \right) x dx - k' y \int_{-a/2}^{a/2} y \theta y dy. \quad (10.30)$$

Здесь  $m$  — масса кессона;  $I$  — момент инерции кессона относительно центра тяжести;  $U(t)$  — перемещение при сейсмическом воздействии;  $k$  — жесткость пружин по фронтальной поверхности кессона;  $k'$  — жесткость пружин в основании кессона;  $c$  — сцепление по фронтальной поверхности кессона;  $l$  — длина кессона;  $b$  и  $a$  — соответственно ширина кессона в направлениях, перпендикулярном и параллельном направлению колебаний.

Если принять, что вес кессона на единицу объема равен  $\gamma$ , то при  $\lambda = a/l$ :

$$m = \frac{\gamma a b l}{g} \text{ и } I = \frac{\gamma a b l^3}{12g} (1 + \lambda^2).$$

Далее если  $\alpha = k'/k$ , то уравнения (10.29) и (10.30) примут вид

$$\frac{d^2 u}{dt^2} + \frac{cg}{\gamma a} \frac{du}{dt} + \frac{kg}{\gamma a} u = -\ddot{U}, \quad (10.31)$$

$$\frac{d^2 \theta}{dt^2} + \frac{cg}{\gamma a (1 + \lambda^2)} \frac{d\theta}{dt} + \frac{kg (1 + \alpha \lambda^3)}{\gamma a (1 + \lambda^2)} \theta = 0. \quad (10.32)$$

Характер работы кессона при землетрясении можно определить при совместном решении указанных уравнений.

<sup>1</sup> См. примечания на стр. 255 и 261.

При  $\ddot{U} = 0$  получаем уравнения свободных колебаний, которые характеризуют две формы собственных колебаний — поступательное перемещение и поворот. Периоды собственных колебаний и коэффициенты затухания равны:

$$T_1 = 2\pi \sqrt{\frac{\gamma a}{kg}}, \quad h_1 = \frac{c}{2} \sqrt{\frac{g}{\gamma k a}}, \quad (10.33)$$

$$T_2 = 2\pi \sqrt{\frac{\gamma a (1 + \lambda^2)}{kg (1 + \alpha \lambda^3)}}, \quad h_2 = \frac{c}{2} \sqrt{\frac{g}{\gamma k a (1 + \lambda^2) (1 + \alpha \lambda^3)}}. \quad (10.34)$$

Ниже для справки приводятся выражения для горизонтального перемещения и угла поворота верха кессона при приложении в этом уровне горизонтальной силы  $H$  и момента  $M$ ;

$$y_0 = \frac{1}{k b l (1 + \alpha \lambda^3)} \left\{ (4 + \alpha \lambda^3) H + \frac{6M}{l} \right\}, \quad (10.35)$$

$$\theta_0 = \frac{6}{k b l^2 (1 + \alpha \lambda^3)} \left( H + \frac{2M}{l} \right). \quad (10.36)$$

Величины  $k$  и  $k'$  можно определить на основании измерения  $y_0$  и  $\theta_0$  в полевых условиях.

б) *Колебания фундамента с учетом мостовой опоры.* В предыдущем параграфе рассмотрены только колебания одного фундамента. При наличии опоры и пролетных строений колебания системы будут другими. Например, при рассмотрении одного фундамента коэффициент затухания достаточно велик. Однако при установке сверху пролетного строения его величина уменьшится. Для иллюстрации этого положения ниже приводятся результаты расчета разных вариантов систем.

Рассмотрим колебания системы с двумя степенями свободы (рис. 10.19) при действии синусоидальной волны.

Методика расчета приведена в разделе 5.2. Нижний ярус этой модели характеризует фундамент, а верхний ярус — конструкцию моста.

Приняты следующие обозначения:  $m_1$  — масса фундамента моста;  $m_2$  — масса конструкции моста;  $\lambda = m_2/m_1$ ;  $p_1$  — частота собственных колебаний фундамента моста при отсутствии нагрузки от верхнего строения;  $h_1$  — коэффициент затухания для тех же условий;  $p_2$  — частота собственных колебаний верхнего строения при абсолютной жесткости грунта;  $h_2$  — коэффициент затухания для тех же условий;  $\omega$  — частота сейсмического воздействия:

$$q_1 = p_1/\omega; \quad q_2 = p_2/\omega.$$

На рис. 10.20 приведены параметры реакции для случая  $q_1 = 2$ , причем в качестве ординаты на графике указаны амплитуды колебаний верхнего строения, а в качестве абсциссы — величина  $q_2$ .

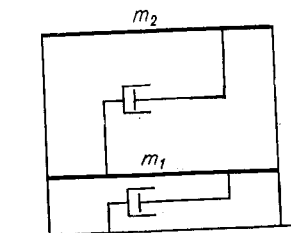


Рис. 10.19

Сплошными линиями на графике показаны случаи слабого затухания колебаний фундамента, а пунктирными линиями — случаи значительного затухания. Большие значения  $\lambda$  означают, что масса фундамента мала, а малые — наоборот, что масса фундамента велика. Анализ рисунка показывает, что размеры фундамента моста оказывают большое влияние на параметры колебаний верхнего строения:

1. Резонансный период колебаний верхнего строения увеличивается с повышением параметра  $\lambda$ , поскольку в этом случае масса фундамента мала, и он совершает колебания совместно с верхним строением.

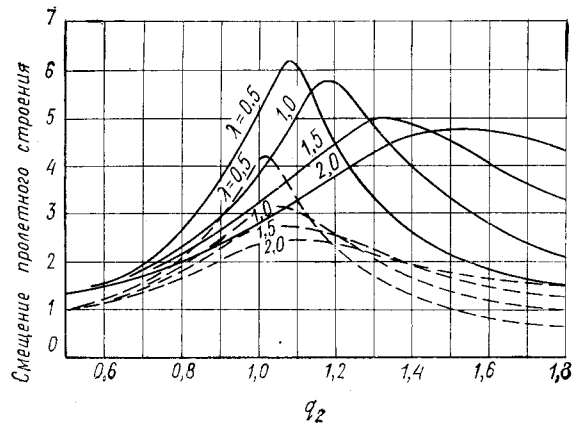


Рис. 10.20. Влияние массы фундамента на параметры колебаний пролетного строения

2. При большом затухании колебаний фундамента влияние  $\lambda$  на резонансный период колебаний верхнего строения незначительно.

3. Особенно значительно влияние параметра затухания для верхнего строения на амплитуды его колебаний.

4. Если построить аналогичные кривые для разных значений  $q_1$ , их форма не будет сильно отличаться от кривых на рис. 10.20. Это указывает на незначительное влияние периода собственных колебаний фундамента на амплитуды колебаний верхнего строения.

в) *Динамические характеристики фундаментов мостов.* Для выполнения расчетов необходимо определить различные коэффициенты. Даже в наиболее простом случае колебаний кессона (рис. 10.18) требуется найти три постоянные. К ним относятся жесткость пружины, коэффициент затухания и величина колеблющейся массы, в которую помимо массы самого кессона входит масса примыкающего к кессону грунта. Основная трудность заключается в том, чтобы определить насколько существенно влияние этих параметров.

Использование в практике моделирования колебаний подземного сооружения системы масс, пружин и вязких демпферов само по себе является весьма спорным. Однако если такая модель выбра-

на, требуемые константы должны быть определены исходя из тех же самых предположений. Другими словами, жесткость пружины определяется измерением перемещения от статической нагрузки, приложенной к кессону. Коэффициент затухания измеряется по величине динамического коэффициента при действии гармонической нагрузки на кессон. Масса определяется из выражения (10.33) по опытному значению резонансного периода.

Японская национальная ассоциация железных дорог провела вибрационные испытания семи железобетонных кессонов разного диаметра с различной глубиной заложения. Диаметр кессонов был принят 1; 1,4 и 2 м, а высота 3,3; 4,8 и 6,3 м. Грунт основания на площадке испытаний представлял собой твердый суглинок с поверхностным слоем мощностью от 2 до 5 м. Каждый кессон был полностью заглублен в грунт, а его основание погружено в слой суглинков по меньшей мере на 2 м.

При испытаниях фиксировалось горизонтальное перемещение верха кессона при статическом приложении нагрузки в этом уровне, а также строились резонансные кривые вынужденных колебаний при гармонических возмущениях.

Жесткость была определена по результатам статических испытаний и составляла в среднем  $k = 1,2$  кгс/см<sup>3</sup>, коэффициенты затухания были вычислены по перемещениям верха кессонов при резонансных колебаниях и равнялись  $h = 0,26$ . Колеблющаяся масса была найдена по выражению (10.33) с использованием измеренного резонансного периода и жесткости при статических испытаниях. Было установлено, что колеблющаяся масса равна сумме массы кессона и присоединенной массы, равной 1,3 массы кессона. Затем были проведены испытания с возбуждением свободных колебаний заглубленных кессонов. Найденный из этих испытаний коэффициент затухания колебаний в среднем был равен:  $h = 0,2$ . Если принять коэффициент затухания  $h = 0,2$  вместо  $h = 0,26$ , то жесткость системы увеличивается в 1,3 раза по сравнению с жесткостью при статических испытаниях, а присоединенная масса вдвое больше массы кессонов.

Вибрационных испытаний фундаментов мостов без опор проведено сравнительно немного. Наряду с этим известно много испытаний построенных мостов. Е. Курибаяши [344] обобщил эти испытания и получил полезные для практики проектирования и строительства результаты (см. табл. 10.1).

В таблице приведены экспериментальные данные более десятка испытаний мостов при динамических нагрузках, отдельных фундаментов без опор и с опорами, а также со смонтированными и погруженными пролетными строениями.

Поскольку из результатов статических испытаний эксплуатируемых мостов трудно было определить значение коэффициентов  $k$ , присоединенной массой пренебрегали и в качестве колеблющейся массы принимали массу только сооружения. Значения  $k$  подсчитывались по величине этой массы и измеренному периоду собствен-

Таблица 10.1

## Вибрационные испытания балочных мостов

| Условные обозначения | Наименование моста | Объект вибрационных испытаний                  | Грунт                           | Значение $N$ | Глубина заложения, м | Высота опоры, м | Резонансный период, с | Коэффициент затухания | Значения $k$ при динамических испытаниях, кгс/см <sup>2</sup> | Примечание            |
|----------------------|--------------------|--|---------------------------------|--------------|----------------------|-----------------|-----------------------|-----------------------|---|-----------------------|
| 1                    | 2                  | 3  | 4                               | 5            | 6                    | 7               | 8                     | 9                     | 10  | 11                    |
| A                    | Наканосава         | Опора на скальном основании                    | Скала                           | —            | —                    | 23              | 0,49                  | 0,057                 | 74  | Дополнено автором     |
| B                    | Июида-Огаши        | Кессонный фундамент                            | Песок                           | 5            | 21,2                 | —               | <0,14                 | —                     | 4   | —                     |
| B                    | То же              | Кессонный фундамент, опора $P_3$               | Песок                           | 5            | 21,2                 | 7,7             | 0,155                 | 0,108                 | 2—4   | —                     |
| C                    | Суруга-Огаши       | Кессонный фундамент, опора $P_{11}$            | Гравий                          | —            | 15                   | 5,3             | 0,18                  | 0,08                  | 5   | —                     |
| D                    | Ажигава            | Кессонный фундамент, опора $P_1$               | Ил                              | 15           | 35,4                 | 8               | 0,115                 | 0,0865                | 2   | —                     |
| E                    | Шин-Кацу-шика      | То же, опора $P_5$                             | Песок                           | 20           | 21                   | 8,3             | 0,17                  | 0,111                 | 3,3   | —                     |
| E                    | То же              | » $P_4$  | Песок                           | 40           | 16                   | 10,3            | 0,18                  | 0,0583                | 4,7   | —                     |
| F                    | Шин-Тен-рюгава     | » $P_{12}$                                     | Гравий с примесью глины         | 10           | 28                   | 9,3             | Нет                   | 0,12—0,22             | 2   | Резонанс не обнаружен |
| G                    | Хиран              | » $P_6$  | Ил                              | 2            | 10,3                 | 8,8             | 0,42                  | 0,129                 | 0,6   | —                     |
| H                    | Кисогава           | Кессонный фундамент, опора $P_{11}$            | Мелкозернистый песок            | 5            | 41,5                 | 6,1             | 0,21                  | 0,097                 | 1,3—3   | —                     |
| I                    | Тенрюгава          | То же, опора (вдоль оси моста)                 | Песок с примесью крупной гальки | —            | 17                   | 14,5            | 0,26                  | 0,04                  | 7   | Дополнено автором     |
| I                    | Тенрюгава          | Кессонный фундамент, опора (поперек оси моста) | Песок с примесью крупной гальки | —            | 17                   | 14,5            | 0,25                  | 0,04                  | 15  | Дополнено автором     |

## Продолжение табл. 10.1

| Условные обозначения | Наименование моста    | Объект вибрационных испытаний                      | Грунт | Значение $N$ | Глубина заложения, м | Высота опоры, м | Резонансный период, с | Коэффициент затухания | Значения $k$ при динамических испытаниях, кгс/см <sup>2</sup> | Примечание            |
|----------------------|-----------------------|--|-------|--------------|----------------------|-----------------|-----------------------|-----------------------|---|-----------------------|
| 1                    | 2                     | 3  | 4     | 5            | 6                    | 7               | 8                     | 9                     | 10  | 11                    |
| B                    | Июида-Огаши           | Кессонный фундамент, опора, промежуточное строение | Песок | 5            | —                    | —               | 0,29                  | 0,11                  | —   | —                     |
| E                    | Шин-Кацу-шика         | То же  | Песок | 20           | —                    | —               | 0,36                  | 0,066                 | 4,2   | —                     |
| J                    | Киншико, эстакада     | Свайный фундамент, опора                           | Ил    | —            | —                    | —               | 0,2                   | 0,16                  | —   | Дополнено автором     |
| K                    | Хамамацу-ко, эстакада | То же  | —     | —            | —                    | —               | 0,14                  | 0,186                 | —   | —                     |
| L                    | Курашики-гава         | »  | —     | —            | —                    | —               | 0,21                  | 0,31—0,45             | —   | —                     |
| M                    | Икадагава             | »  | —     | —            | —                    | —               | 0,28                  | 0,101                 | —   | —                     |
| N                    | Шонаи-Шикава          | Свайный фундамент, опора                           | —     | —            | —                    | —               | 0,29                  | 0,14                  | —   | —                     |
| F                    | Шин-Тен-рюгава        | То же, опора $P_3$                                 | —     | —            | —                    | —               | Нет                   | 0,9—0,2               | —   | Резонанс не обнаружен |
| O                    | Шидоме, эстакада      | » опора, промежуточное строение                    | —     | —            | —                    | —               | 0,35                  | 0,055                 | —   | —                     |
| O                    | То же                 | То же  | —     | —            | —                    | —               | 0,39                  | 0,027—0,04            | —   | —                     |
| M                    | Икадагава             | »  | —     | —            | —                    | —               | 0,29                  | 0,144                 | —   | —                     |
| P                    | Шова-Огаши            | »  | —     | —            | —                    | —               | 0,5                   | 0,0431                | —   | —                     |

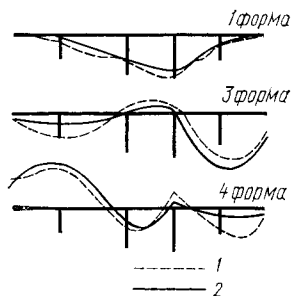
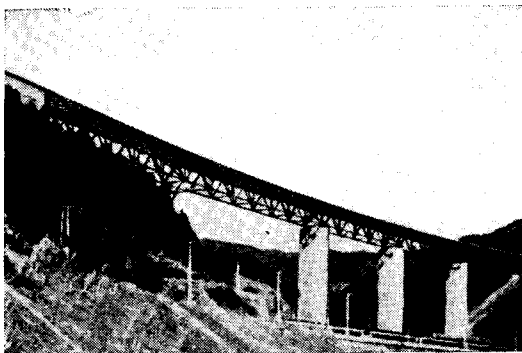


Рис. 10.21. Неразрезной балочный мост Сокозава длиной 327,6 м

Рис. 10.22. Формы собственных колебаний большепролетного неразрезного моста перпендикулярно его оси  
1 — измеренные значения; 2 — расчетные значения

ных колебаний. Поэтому найденные значения  $k$  были больше, чем при статических испытаниях.

Как видно из табл. 10.1, значения  $k$  имеют большой разброс и для опор мостов с кессонными фундаментами составляют от 0,6 до 15 кгс/см<sup>3</sup> при среднем 4,4 кгс/см<sup>3</sup>. При этом коэффициент затухания  $h = 0,08—0,22$  (среднее значение  $h = 0,111$ ), а для опор со свайными фундаментами  $h = 0,09—0,45$  (среднее  $h = 0,211$ ). Приведенные величины относятся к опорам без пролетных строений. Когда на опоры установлены пролетные строения, коэффициенты затухания колебаний уменьшаются соответственно до  $h = 0,07—0,11$  и  $h = 0,03—0,06$  для кессонных и свайных фундаментов.

Поскольку приведенные результаты получены при вибрационных испытаниях мостов с наиболее широко встречающимися пролетами, для большепролетных мостов результаты испытаний должны быть иными. До сих пор испытаний большепролетных мостов проведено немного, и данные о их динамических характеристиках весьма ограничены. Поэтому испытания моста Сокозава представляют несомненный интерес.

Мост Сокозава имеет длину 327,6 м и состоит из пяти пролетов, наибольший из которых равен 85,4 м. Высота опор моста от 30 до 53,5 м. Общий вид моста показан на рис. 10.21. Верхнее строение представляет собой неразрезные фермы с параллельными поясами и железобетонной плитой проезжей части. Опоры выполнены в виде железобетонных колонн с высоким процентом армирования. Формы собственных колебаний моста определены экспериментально и показаны на рис. 10.22. Для первой формы кривая перемещений верхнего строения аналогична форме колебаний простой балки, опирающейся на устои. Это, по-видимому, связано с тем, что промежуточные опоры выполнены высокими и гибкими. Период собственных колебаний основного тона составлял 0,65 с, а коэффициент затухания 0,013. Для третьей и четвертой форм  $h$  также равны 0,01—0,02, что несколько меньше, чем для мостов с пролетами обычных размеров.

## 5) Колебания фундаментов (случай 2)

Модель сооружения, опирающегося на грунт, обычно принимается в виде системы масс, упругих пружин и демпферов. Подземные сооружения совершают колебания совместно с окружающим массивом грунта, и применимость таких моделей для расчета весьма спорна. Можно предположить, что значительный разброс опытных данных в рассмотренных выше экспериментах объясняется неадекватностью принятых моделей. Тем не менее такие модели широко используются при расчетах в связи с их простотой. Задача дальнейших исследований заключается в совершенствовании расчетных моделей. Результаты некоторых исследований этого направления рассматриваются ниже.

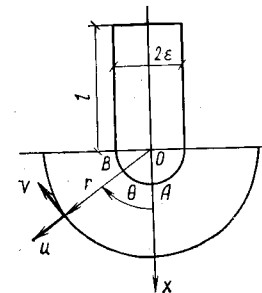


Рис. 10.23

1. *Приближенное решение К. Сезава* [301, 302]. К. Сезава рассмотрел амплитуды колебаний цилиндра с радиусом  $\epsilon$  и высотой  $l$ , опирающегося на грунт, при подходе вертикальных продольных гармонических волн с единичной амплитудой. Координаты в системе приняты как показано на рис. 10.23, а уравнение движущейся вверх волны имеет вид:

$$u_0 = \exp \left[ i\omega \left( t + \frac{x}{c_p} \right) \right], \quad (10.37)$$

где  $\omega$  — круговая частота волны;  $c_p$  — скорость распространения продольной волны в грунте.

Если через  $\lambda$  и  $\mu$  обозначить константы Ляме, а  $\rho$  — плотность грунта, то

$$c_p = \sqrt{\frac{\lambda + 2\mu}{\rho}}.$$

Под действием волны цилиндр колеблется в вертикальном направлении. При этом в теле цилиндра распространяются волны

$$u' = A \exp \left[ i\omega \left( t + \frac{x}{c'} \right) \right] + B \exp \left[ i\omega \left( t - \frac{x}{c'} \right) \right].$$

Здесь  $c'$  — скорость волны в теле цилиндра, равная  $c' = \sqrt{E'/\rho'}$ , где  $E'$  — модуль Юнга и  $\rho'$  — плотность цилиндра.

Первое слагаемое характеризует поднимающуюся вверх волну, а второе — опускающуюся вниз,  $A$  и  $B$  — произвольные постоянные, определяемые граничными условиями.

Кроме того, необходимо учесть волны, отраженные от поверхности грунта и от основания цилиндра в грунте. Волны первого типа можно принять аналогично волнам, возвращающимся в грунт:



$$u_1 = \exp \left[ i\omega \left( t - \frac{x}{c_p} \right) \right]. \quad (10.38)$$

Волна второго типа распространяется по радиальному направлению от точки  $O$ . Составляющую волны в радиальном направлении обозначим  $u$ , а в меридиональном направлении —  $v$ . Такое разделение выполним для продольных волн и поперечных волн, обозначив их соответственно индексами  $p$  и  $s$ . В соответствии с теорией упругих волн уравнения движения продольных волн в радиальном направлении из точки  $O$  имеют вид:

$$\begin{aligned} u_p &= -\frac{c_p^2}{\omega^2} \cos \theta \frac{d}{dr} \exp \left[ i\omega \left( t - \frac{r}{c_p} \right) \right] \left( \frac{1}{r} + \frac{c_p}{i\omega r^2} \right), \\ v_p &= \frac{c_p^2}{\omega^2} \sin \theta \frac{1}{r} \exp \left[ i\omega \left( t - \frac{r}{c_p} \right) \right] \left( \frac{1}{r} + \frac{c_p}{i\omega r^2} \right). \end{aligned} \quad (10.39)$$

Аналогично для поперечных волн:

$$\begin{aligned} u_s &= -\frac{4c_s^2}{\omega^2} \cos \theta \frac{1}{r} \exp \left[ i\omega \left( t - \frac{r}{c_s} \right) \right] \left( \frac{1}{r} + \frac{c_s}{i\omega r^2} \right), \quad (10.40) \\ v_s &= \frac{2c_s^2}{\omega^2} \sin \theta \left\{ \frac{1}{r} \exp \left[ i\omega \left( t - \frac{r}{c_s} \right) \right] \left( \frac{1}{r} + \frac{c_s}{i\omega r^2} \right) + \right. \\ &\quad \left. + \frac{d}{dr} \exp \left[ i\omega \left( t - \frac{r}{c_s} \right) \right] \left( \frac{1}{r} + \frac{c_s}{i\omega r^2} \right) \right\}. \end{aligned}$$

Таким образом, в общем случае волны, распространяющиеся от центра  $O$  в радиальном направлении, можно записать в форме

$$\begin{aligned} u &= \alpha u_p + \beta u_s, \\ v &= \alpha v_p + \beta v_s, \end{aligned} \quad (10.41)$$

где  $\alpha$  и  $\beta$  — константы.

Можно показать, что если  $\varepsilon$  мало по сравнению с длиной волны, то вертикальные перемещения точек  $A$  и  $B$  равны. Отсюда

$$(u_0 + u_1 + u)_A = (u_0 + u_1 - v)_B.$$

Поскольку  $(u_1)_A \approx (u_1)_B$  и  $(u_0)_A \approx (u_0)_B$ ,

$$u_A = -v_B. \quad (10.42)$$

Для соблюдения этого условия необходимо, чтобы  $\alpha$  и  $\beta$  были связаны следующим соотношением:

$$\frac{\alpha}{\beta} = -\frac{u_{sA} + u_{sB}}{u_{pA} + u_{pB}}. \quad (10.43)$$

В силу принятых граничных условий деформации в верхнем сечении цилиндра (при  $x = -l$ ) равны нулю, т. е.

$$\left( \frac{\partial u'}{\partial x} \right)_{x=-l} = 0. \quad (10.44)$$

Для того чтобы записать граничные условия для основания цилиндра, рассмотрим условную абсолютно жесткую полусферу (рис. 10.23). Когда радиус цилиндра намного меньше длины волны, граничные условия на поверхности полусферы можно принять вместо граничных условий в основании цилиндра. Поскольку перемещения в основании цилиндра (при  $x = 0$ ) должны быть равны вертикальному перемещению грунта в точке  $A$ ,

$$(u')_{x=0} = 2(u_0)_{x=0} + u_A. \quad (10.45)$$

Кроме того, осевая сила в основании цилиндра должна быть равна равнодействующей напряжений по поверхности полусферы:

$$\begin{aligned} E' \pi \varepsilon^2 \left( \frac{\partial u'}{\partial x} \right)_{x=0} &= \int_{\theta=0}^{\pi/2} \int_{\varphi=0}^{2\pi} \left[ (\lambda \Delta + 2\mu \frac{\partial u}{\partial r}) r^2 \cos \theta \sin \theta \cdot d\theta d\varphi \right]_{r=\varepsilon} + \\ &+ \int_{\theta=0}^{\pi/2} \int_{\varphi=0}^{2\pi} \left[ \mu \frac{\partial v}{\partial r} - \frac{v}{r} + \frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial \theta} \right]_{r=\varepsilon} r^2 \sin \theta d\theta d\varphi, \end{aligned} \quad (10.46)$$

где

$$\Delta = \alpha \cos \theta \exp \left[ i\omega \left( t - \frac{r}{c_p} \right) \right] \left( \frac{1}{r} + \frac{c_p}{i\omega r^2} \right). \quad (10.47)$$

Коэффициенты  $A$ ,  $B$ ,  $\alpha$  и  $\beta$  можно определить из выражений (10.43) — (10.46). Уравнение для волны, распространяющейся в цилиндре, принимает вид:

$$u'_{x=-l} = 4 \sqrt{\frac{\Gamma_1^2 + \Gamma_2^2}{P^2 + Q^2}}, \quad (10.48)$$

где

$$\begin{aligned} \Gamma_1 &= 3 - \frac{\varepsilon^2 \omega^2}{c_p^2} \left( 2 + 3 \frac{c_p}{c_s} - \frac{c_p^2}{c_s^2} \right), \\ \Gamma_2 &= \frac{\varepsilon \omega}{c_p} \left[ 3 \left( \frac{c_p}{c_s} + 1 \right) + \frac{\varepsilon^2 \omega^2}{c_s^2} \left( 1 - \frac{2c_s}{c_p} \right) \right]; \end{aligned} \quad (10.49)$$

$$\begin{aligned} P &= 2\Gamma_1 \cos \frac{\omega l}{c'} + \frac{3E}{\mu} \frac{\varepsilon \omega}{c'} \left( 2 + \frac{c_s^2}{c_p^2} - \frac{\varepsilon^2 \omega^2}{c_p^2} \right) \sin \frac{\omega l}{c'}, \\ Q &= 2\Gamma_2 \cos \frac{\omega l}{c'} + \frac{3E}{\mu} \frac{\varepsilon^2 \omega^2}{c' c_p} \left( 2 + \frac{c_s}{c_p} \right) \sin \frac{\omega l}{c'}. \end{aligned} \quad (10.50)$$

Поперечные (сдвиговые) колебания круглого цилиндра, опирающегося на грунт, при подходе снизу вертикальной поперечной гармонической волны могут быть исследованы аналогичным методом.

2. Решение Х. Таджими [348]. Рассмотрим круглый цилиндр, заглубленный в поверхностный слой грунта и опирающийся на плотное основание, и определим колебания цилиндра при горизонтальном возмущении основания. Такая задача возникает при анализе колебаний заглубленной в грунт опоры моста во время землетрясения (рис. 10.24). Задачу можно упростить введением ряда предположений:

а) грунт основания считается абсолютно жестким и совершающим стационарные гармонические колебания в горизонтальном направлении;

б) поверхностный слой принимается вязкоупругим со следующим соотношением между напряжениями и деформациями:

$$\tau = \left( \mu + i\mu' \frac{\partial}{\partial t} \right) \gamma,$$

где  $\tau$  — касательные напряжения;  $\gamma$  — деформации сдвига;

в) цилиндр считается несжимаемым, основание цилиндра связано с грунтом основания упругими пружинами и демпферами, воспринимающими момент. Характеристики пружин и демпферов определяются, как указано выше;

г) вертикальными колебаниями в пределах поверхностного слоя пренебрегаем. В связи с этим касательные напряжения по поверхности цилиндра в вертикальном направлении отсутствуют.

При горизонтальных колебаниях грунта основания в поверхностном слое происходит многократное отражение волн. Если цилиндр не заглублен в поверхностный слой, картину распространения волн в нем можно определить методами, рассмотренными в разделе 3.5. При заглубленном цилиндре на пути движения волн в поверхностном слое возникает препятствие и появляются волны, распространяющиеся от цилиндра в радиальном направлении. В этом случае силы, действующие на цилиндр, можно разделить на три группы. К первой группе относятся силы, которые передаются от грунта основания при его гармонических колебаниях. Вторая группа характеризует

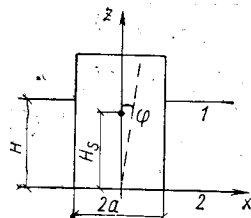


Рис. 10.24

1 — поверхностный слой; 2 — слой основания

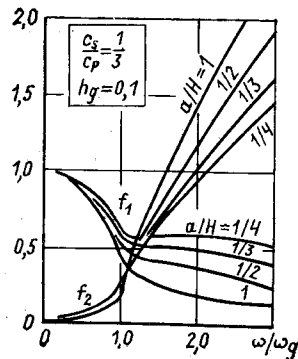


Рис. 10.25. Соотношение между комплексной упругой постоянной грунта и частотой сейсмических колебаний

силы при многократном отражении волн в поверхностном слое. Наконец, третья группа сил возникает от воздействия окружающего грунта за счет различия между движениями поверхностного слоя и цилиндра. Она определяется напряжениями в грунте вокруг цилиндра и пропорциональна скорости цилиндра, так как действует на него как сила сопротивления. Это связано с тем, что деформации массива грунта пропорциональны его скорости, а перемещение по фазе совпадает со скоростью. Все три группы сил можно определить по соотношениям теории упругости.

После сопоставления результатов расчета указанной выше модели и анализируемой модели мостовой опоры (цилиндра, связанного с грунтом основания с помощью пружин и демпферов) можно установить влияние характеристик поверхностного слоя и частоты сейсмического воздействия на жесткости пружин и коэффициенты затухания.

Результаты сопоставления приведены на рис. 10.25. На рисунке приняты следующие обозначения:  $c_p$  и  $c_s$  — скорости распространения соответственно продольных и поперечных волн;  $\omega$  — круговая частота гармонических колебаний грунта основания;  $\omega_g$  — преобладающая частота поперечных волн в поверхностном слое;  $h_g$  — коэффициент затухания колебаний поверхностного слоя;  $f_1$  и  $f_2$  — величины, характеризующие жесткость и коэффициент затухания модели сооружения.

Анализ рисунка показывает, что при периоде сейсмических колебаний большем, чем преобладающий период колебаний поверхностного слоя, жесткость модели тем выше, чем длиннее период сейсмических колебаний грунта. При очень большом периоде сейсмических колебаний коэффициент затухания колебаний модели весьма мал. Когда период сейсмических колебаний меньше преобладающего периода колебаний поверхностного слоя, жесткость модели практически постоянна и тем больше, чем меньше отношение  $a/H$ . Коэффициент затухания быстро возрастает с уменьшением периода сейсмических колебаний. Приведенные результаты теоретических исследований являются весьма важными для анализа динамического поведения фундаментов мостов.

3. Решение с использованием МКЭ. И. Ямада [353] исследовал свободные колебания заглубленного в поверхностный слой кессона с помощью МКЭ. Поскольку результаты получены только для двумерной задачи, их трудно использовать для количественной оценки колебаний реальных кессонов. Тем не менее они интересны с точки зрения общего подхода.

Исследования Ямада показали, что кессоны совершают колебания по трем формам — горизонтальные, вертикальные и поворот, причем одна из форм является преобладающей. Характер колебаний практически совпадает с собственными колебаниями поверхностного слоя, когда кессон заглублен в него не более чем на половину толщины. В непосредственной близости от кессона возникают местные относительные перемещения грунта. Когда кессон заглублен

непосредственно в грунт основания, жесткость кессона оказывает существенное влияние на колебания поверхностного слоя. Однако в очень редких случаях кессоны действительно заглубляются в грунт основания и принятые для расчета предпосылки практически не удовлетворяются.

#### 6) Инструментальные наблюдения за колебаниями мостов при землетрясениях

Для того чтобы установить характер работы мостов при землетрясениях, проводятся инструментальные наблюдения с помощью сейсмографов, которые устанавливаются на мостах и участках грунта вблизи мостов. На рис. 10.26 и 10.27 представлены записи, полученные на мосту Шин-Кацушика и Хираи при землетрясении Хигаши Мацуяма (1 июля 1968 г.,  $M=6,1$ ), а на рис. 10.28 — запись на мосту Иошида Огаши при землетрясении Кита-Мино (19 августа 1961 г.,  $M=7$ ). Два первых моста находились от эпицентра на расстоянии примерно 60 км, а мост Иошида-Огаши — около 180 км.

Мост Шин-Кацушика опирался на толстый слой песка с зернами средних размеров, мост Хираи — на толстые слои мелкозернистого песка и ила, а мост Иошида-Огаши — на слои песка и глины. Результаты измерений представлены в табл. 10.2.

По данным записи, во время землетрясений преобладали собственные колебания мостов. Максимальные ускорения пролетных

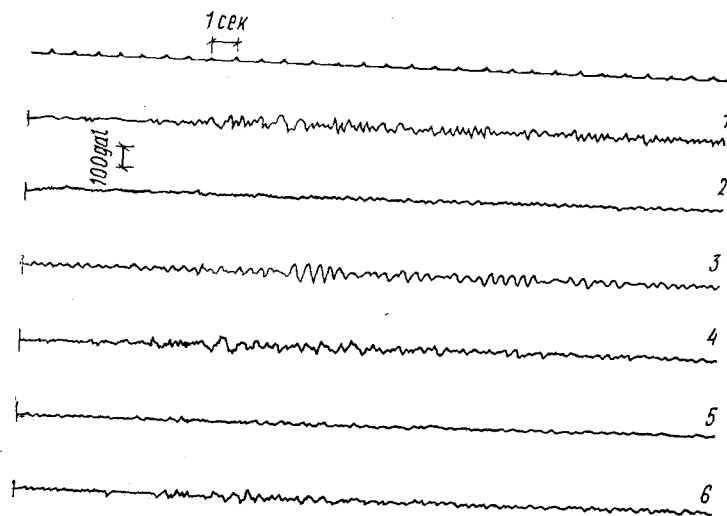


Рис. 10.26. Акселерограмма колебаний моста Шин-Кацушика при землетрясении 1 июля 1968 г.

1 — пролетное строение в поперечном направлении; 2 — то же, в вертикальном направлении; 3 — то же, в продольном направлении; 4 — грунт в поперечном направлении; 5 — то же, в вертикальном направлении; 6 — то же, в продольном направлении

Таблица 10.2

Колебания мостов при землетрясениях

| Параметры колебаний         | Направление колебаний |                                 | Мост          |        |              |
|-----------------------------|-----------------------|---------------------------------|---------------|--------|--------------|
|                             |                       |                                 | Шин-Ка-цушика | Хираи  | Иошида Огаши |
| Максимальное ускорение, gal | Вдоль моста           | Грунт                           | 40            | 100    | 25           |
|                             |                       | Пролетное строение              | 56            | 140    | 38           |
|                             |                       | Отношение                       | 1,4           | 1,4    | 1,5          |
|                             | Поперек моста         | Грунт                           | 40            | 65     | —            |
|                             |                       | Пролетное строение              | 50            | 65     | —            |
|                             |                       | Отношение                       | 1,25          | 1      | —            |
| Максимальный период, с      | Вдоль моста           | Грунт                           | Неизвестен    | 0,7    | —            |
|                             |                       | Пролетное строение              | 0,48          | 0,8    | —            |
|                             | Поперек моста         | Грунт                           | 0,93          | 0,4    | —            |
|                             |                       | Пролетное строение              | 0,21          | 0,67   | —            |
| Вибрационные испытания      | Вдоль моста           | Период собственных колебаний, с | 0,36          | 0,42*  | 0,29         |
|                             |                       | Коэффициент затухания           | 0,066         | 0,129* | 0,11         |

\* Вибрационные испытания моста Хираи проводились без пригруза опор пролетными строениями.

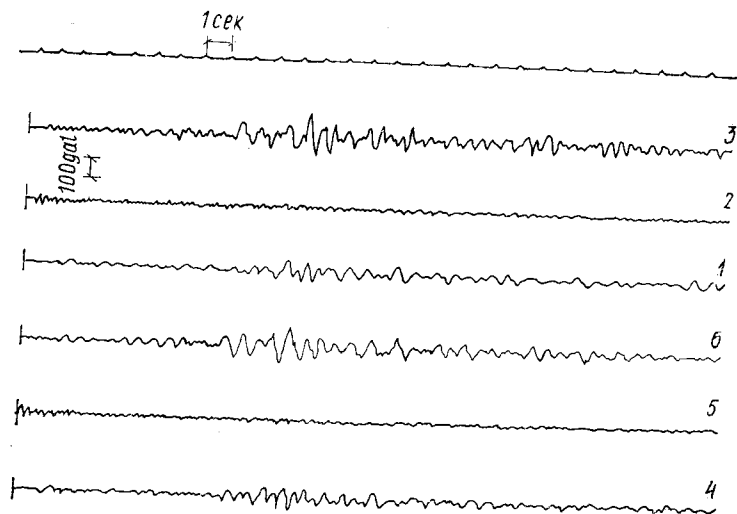


Рис. 10.27. Акселерограмма колебаний моста Хираи при землетрясении 1 июля 1968 г.  
1—6, как для рис. 10.26

строений были примерно на 40% больше максимальных ускорений грунта.

Следует подчеркнуть, что измеренные во время землетрясений наибольшие периоды колебаний мостов были намного больше периодов собственных колебаний, полученных при вибрационных испытаниях. Нелинейность изменения периодов связана с податливостью грунта и повышенной интенсивностью колебаний при землетрясении по сравнению с интенсивностью колебаний при вибрационных испытаниях.

Сравнение колебаний моста Шин-Кацушика и моста Хираи при землетрясении Хигаши Мацуяма показывает, что амплитуды колебаний во втором случае были значительно больше, несмотря на практически одинаковые эпицентральные расстояния. Причиной такого

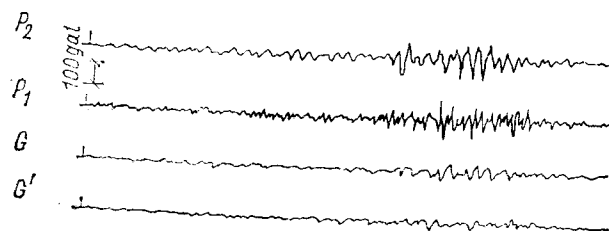


Рис. 10.28. Акселерограмма колебаний моста Йошида-Огаши при землетрясении 19 августа 1961 г.

$P_2$  — опора с неподвижной опорной частью (по оси моста);  $P_1$  — опора с подвижной опорной частью (по оси моста);  $G$  — левый берег (по оси моста);  $G'$  — левый берег (перпендикулярно оси моста)

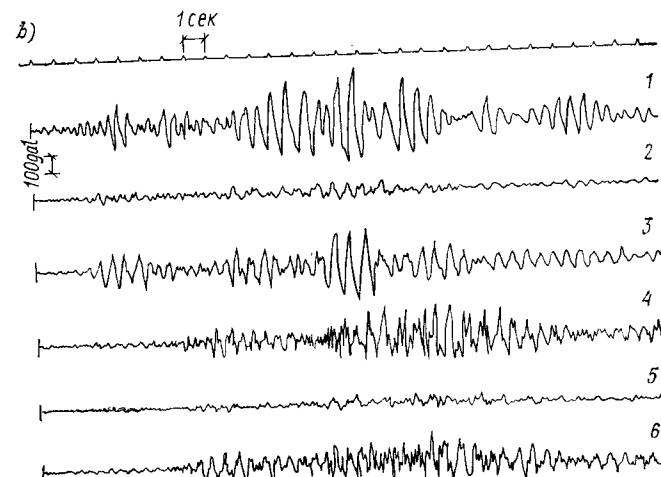
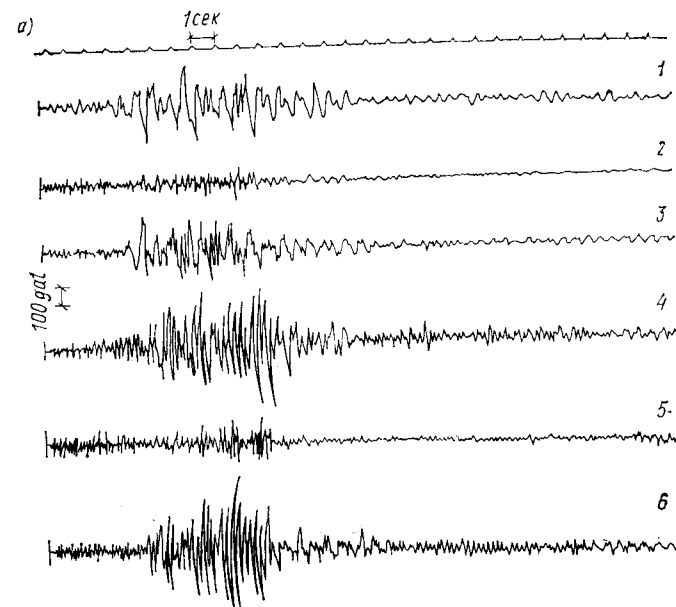


Рис. 10.29. Акселерограммы колебаний моста Итанага  
а — при землетрясении 6 августа 1968 г.; б — при землетрясении 1 апреля 1968 г.  
1 — колебания верха опоры в поперечном направлении; 2 — то же, в вертикальном направлении; 3 — то же, в продольном направлении; 4 — грунт в поперечном направлении; 5 — то же, в вертикальном направлении; 6 — то же, в продольном направлении

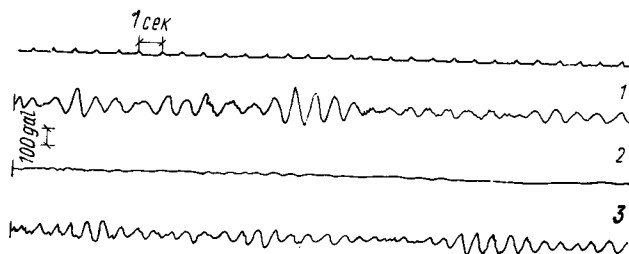


Рис. 10.30. Акселерограммы колебаний моста Бивако-Огаши при землетрясении 9 сентября 1969 г.  
1 — верх опоры в продольном направлении; 2 — то же, в вертикальном направлении; 3 — то же, в поперечном направлении

различия являются грунтовые условия (ил и мелкозернистый песок для моста Хираи и хорошо уплотненный песок средней зернистости для моста Шин-Кацушика).

Записи колебаний при землетрясении моста Итанага показаны на рис. 10.29, а, в, а моста Бивако — на рис. 10.30. Мост Итанага длиной 125 м имеет пять разрезных пролетных строений. Фундаменты опор моста выполнены кессонными, а грунты представляют собой толстый слой суглинков и ила с примесью глины. Согласно записям, амплитуды колебаний моста были небольшими при коротком периоде сейсмических колебаний и увеличивались с удлинением периодов колебаний грунта. По-видимому, здесь имело место явление резонанса. Мост Бивако длиной 1350 м состоит из трех неразрезных стальных пролетных строений и 27 разрезных пролетных строений комбинированного сечения. Для опор моста использовались стальные вая большого диаметра. Магнитуда землетрясения составляла  $M = 7$ , а эпицентральное расстояние 130 км. Необходимо отметить, что амплитуды колебаний моста были достаточно велики для такого эпицентрального расстояния.

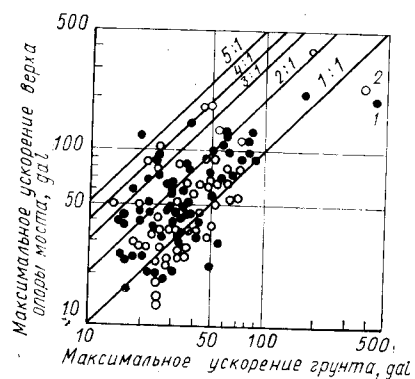


Рис. 10.31. Соотношение между максимальными ускорениями грунта и верха опоры моста (данные Е. Курибаяши)  
1 — вдоль оси моста; 2 — поперек оси моста

На рис. 10.31 приведены соотношения между максимальными ускорениями грунта и максимальными ускорениями оголовков опор. Эти данные получены по записям сейсмографов сильных движений, установленных на мостах по всей территории Японии. Привлечены результаты инструментальных наблюдений за 28 мостами. Все они были возведены на грунтах, охватывающих широкий диапа-

зон от связных грунтов до мягких скальных пород, с конструкциями фундаментов обычного типа, кессонными и свайными фундаментами. За исключением трех мостов, высота опор была не менее 10 м над уровнем грунта. Анализ этого рисунка позволяет установить следующую закономерность — максимальные ускорения оголовков опор тем больше, чем выше ускорение грунта. Коэффициент усиления достигал 3 при небольших ускорениях грунта и снижался по мере увеличения интенсивности колебаний. При максимальных ускорениях грунтов порядка 100 gal коэффициент усиления был равен примерно 1,5.

### 10.3. РАСЧЕТ ВЕРХНИХ СТРОЕНИЙ МОСТОВ НА СЕЙСМИЧЕСКИЕ ВОЗДЕЙСТВИЯ

#### 1) Введение

Для точного определения характера работы при землетрясении такого сложного сооружения, как мост, необходимо провести детальные и сложные расчеты. Однако на практике для большепролетных мостов применяется модифицированный метод коэффициента сейсмической нагрузки, а для мостов с небольшими пролетами — обычный метод коэффициента сейсмической нагрузки<sup>1</sup>. Только мосты с необычно высокими опорами, с очень большими пролетами и специальные сооружения рассчитываются методами динамики сооружений.

Величины расчетного коэффициента сейсмической нагрузки определяются нормативными документами или на основании аналогичных проектов. В соответствии с модифицированным методом коэффициента сейсмической нагрузки его величина назначается в зависимости от периода собственных колебаний моста. Максимальные ускорения реакции в зависимости от максимального ускорения грунта приведены на рис. 5.12. Следовательно, для выполнения расчетов необходимо знать период собственных колебаний и коэффициент затухания. Когда найден расчетный коэффициент сейсмической нагрузки, сейсмические силы определяются как статические нагрузки и дальнейший анализ распределений напряжений ничем не отличается от расчета сооружений при других воздействиях. Только при оценке прочности конструкций и грунтов принимается во внимание кратковременность сейсмических воздействий. Это положение справедливо как для верхнего строения, так и для опорных конструкций.

<sup>1</sup> Методы расчета и проектирования мостов для сейсмических районов, принятые в отечественной практике, подробно освещены в монографии Г. Н. Карцивадзе «Сейсмостойкость дорожных искусственных сооружений». Транспорт, М., 1974. (Прим. переводчика.)

## 2) Разрезные балочные мосты

Метод коэффициента сейсмической нагрузки часто применяется для расчета разрезных балочных мостов. Это связано с тем, что опоры таких мостов имеют небольшую высоту и практически вся сейсмическая нагрузка на мост приходится на пролетное строение. Как правило, верхней границей применения этого метода являются мосты с максимальной высотой опор 15—25 м. Сейсмические коэффициенты определяются по нормативным документам с учетом следующих факторов:

- 1) интенсивность и частота проявления землетрясений в районе строительства;
- 2) грунтовые характеристики площадки строительства;
- 3) соотношение между динамическими характеристиками сооружения и параметрами колебания грунта;
- 4) степень экономического и социального ущерба, допустимого для сооружения при землетрясении.

Сначала коэффициент сейсмической нагрузки определяется исходя из сейсмической опасности для местности. Влияние других факторов учитывается в виде поправочных коэффициентов. Например, в предложениях Японской национальной ассоциации железных дорог коэффициент сейсмической нагрузки назначается с учетом факторов 1, 2 и 4, указанных выше. Рекомендации, принятые Японской ассоциацией дорог для проектирования стальных и железобетонных мостов, учитывают все четыре фактора. Сейсмические силы, как правило, в этих нормативных документах совместно с полезными нагрузками не учитываются. Однако для мостов с напряженным режимом движения одновременный учет этих нагрузок необходим.

Сейсмические силы, действующие на мост и рассматриваемые как внешние нагрузки, могут раскладываться на две составляющие: вдоль оси моста и поперек оси. Проверка устойчивости сооружения для каждой составляющей производится отдельно. Сейсмические силы вдоль оси моста, действующие на пролетные строения, передаются на опоры через неподвижные опорные части. Поэтому опоры мостов воспринимают часть сейсмических нагрузок, приходящихся на пролетное строение, и сейсмические силы, действующие на сами опоры. Определить, какая часть сейсмических нагрузок на пролетное строение передается опорам, весьма затруднительно.

Если пролетное строение имеет одну неподвижную и вторую подвижную опоры, сейсмическая сила на обе опоры может быть определена умножением массы пролетного строения на коэффициент сейсмической нагрузки. Эта сила частично воспринимается силой трения в подвижной опоре, а остальная часть — неподвижной опорой. Для скользящего стального опорного устройства коэффициент трения равен  $\sim 0,2$ , а для катковой опоры  $\sim 0,1$ . Часть сейсмической нагрузки, воспринимаемой подвижной опорой, не может превысить силу трения. Однако при сильном землетрясении катковая

опора может опрокинуться, и на опору будет передана большая нагрузка. Это обстоятельство следует учитывать при расчете опор мостов.

Сейсмические силы, действующие на оголовки опор и устоев, определяются рекомендациями Японской ассоциации дорог (см. рис. 10.32):

1. Сейсмическая сила, действующая на устой с подвижной опорной частью

$$H_{AL} = f_{AL} R_{AL} (H_{AL} \leq 1/2kW_A).$$

2. Сейсмическая сила, действующая на устой с неподвижной опорной частью

$$H_{BR} = kW_B.$$

3. Сейсмическая сила, действующая на центральную опору моста

$$H_P = kW_A$$

или

$$H_P = 1/2kW_A + f_{BL} R_{BL} (f_{BL} R_{BL} \leq 1/2kW_B),$$

где  $k$  — коэффициент горизонтальной сейсмической нагрузки на пролетное строение;  $W_A$  — вес пролетного строения  $A$ ;  $W_B$  — вес пролетного строения  $B$ ;  $f_{AL}$  — коэффициент трения в подвижной опорной части на устое;  $f_{BL}$  — коэффициент трения в подвижной опорной части на промежуточной опоре;  $R_{AL}$  — сила реакции на подвижную опорную часть на устое;  $R_{BL}$  — сила реакции на подвижную опорную часть на промежуточной опоре.

Сейсмическая сила, действующая на пролетное строение поперек оси моста, через опорные устройства передается на опоры моста. Для предупреждения кручения пролетного строения и опор опорные устройства по обеим сторонам пролета должны быть выполнены неподвижно закреплять поперек оси моста.

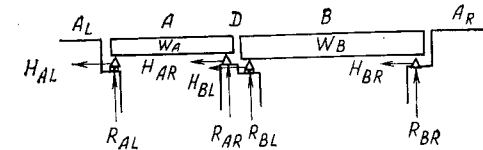


Рис. 10.32

Таим образом, даже подвижные опорные части необходимо закреплять поперек оси моста.

При проектировании многопролетных разрезных балочных мостов особое внимание следует обращать на возможность колебаний опор моста по разным формам. При этом опоры могут совершать относительно реки. Как следствие в одних случаях происходит закручивание пролетных строений, в других — их расхождение между собой и обрушение, в третьих — интенсивные соударения пролетных строений, отколы бетона и потеря устойчивости. Таким образом, сейсмические нагрузки на каждое строение и каждую опору различны и зависят от условий опирания, жесткости опоры моста и характеристик сейсмических колебаний грунта.

На рис. 10.33 приведены записи сейсмических колебаний на правом и левом берегах р. Ара. Как видно, на правом берегу реки ускорения были значительно больше, чем на левом. Это положение коррелирует с данными о том, что во время землетрясения Канто, 1923, именно на правом берегу повреждения железнодорожного моста были особенно сильными.

Если подобная ситуация встречается в практике проектирования, расчетный коэффициент сейсмической нагрузки для каждой опоры моста следует назначать отдельно, принимая во внимание

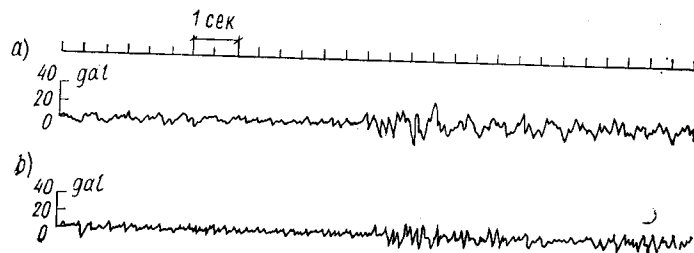


Рис. 10.33. Записи ускорений на дне р. Ара (землетрясение 6 февраля 1962 г.)

а — со стороны Акабана; б — со стороны Кавагучи

динамические характеристики грунта в месте установки опоры, конструкцию опор и особенности их сопряжения с пролетными строениями.

Методика определения сейсмических нагрузок на многопролетные железнодорожные мосты отличается от методики, применяемой для мостов скоростных автострад. В железнодорожных мостах отдельные пролетные строения связаны рельсами. Поэтому вместо независимых колебаний отдельных опор в этом случае более характерны колебания моста как единой системы с одной степенью свободы. Следовательно, при сравнительно одинаковой жесткости опор моста все опоры будут совершать одинаковые колебания, а сейсмические нагрузки на каждую опору будут примерно одинаковыми. Если же жесткости опор различны, сейсмические нагрузки, передаваемые на них, почти пропорциональны их жесткостям.

Когда сейсмическая нагрузка на опору моста определена, усилия и напряжения в отдельных элементах можно найти методами строительной механики. При расчетах поперечных сечений элементов следует помнить о необходимости обеспечения не только прочности, но и способности конструкций к деформированию. По этой причине в опорах высоких мостов более целесообразно использование сталежелезобетонных и железобетонных конструкций вместо неармированных бетонных и каменных опор.

Проверка устойчивости устоев при сейсмических воздействиях производится следующим образом. На рис. 10.34 показаны внешние нагрузки, действующие на устой моста. К ним относятся сейми-

ческая сила от массы пролетного строения, передаваемая через опорные устройства, сейсмические силы от массы устоя и сейсмическое давление грунта на заднюю часть устоя. Последняя составляющая нагрузки воспринимается силой реакции грунта вдоль основания устоя  $DO$ .

Рассмотрим, как определяются все указанные нагрузки.

1. Если  $W$  — вес пролетного строения, передающийся на опору, то вертикальная сила  $V_1$  на устой моста при землетрясении равна:

$$V_1 = (1 - k_v)W,$$

где  $k_v$  — коэффициент вертикальной сейсмической нагрузки.

Поскольку наклоны и сдвиги устоя моста легче происходят при погашении части веса пролетного строения и устоя вертикальной составляющей сейсмического воздействия, это выражение используется для проверки устойчивости при самых неблагоприятных условиях. Сила  $V_1$  приложена в центре опорных частей, а расстояние от линии ее действия до грани уступа береговой опоры принято равным  $x_1$ . Горизонтальная сейсмическая нагрузка от пролетного строения

$$H_1 = k_h W,$$

где  $k_h$  — коэффициент горизонтальной сейсмической нагрузки.

Плечо действия силы  $H_1$  принято равным  $y_1$ .

2. Сейсмические силы от массы устоя равны:

$$V_2 = (1 - k_v)G, \quad H_2 = k_h G,$$

где  $G$  — вес устоя.

3. Общее давление грунта на устой складывается из давления грунта на вертикальную плоскость  $DE$ , веса части грунта  $ABCE$  и сейсмических сил, приходящихся на эту часть. Давление грунта на вертикальную плоскость  $DE$  определяется, как показано в разделе 7.4. Точка приложения равнодействующей давления расположена на  $1/3$  высоты прямой  $ED$ , а угол ее наклона равен  $\varphi/2$ . Сейсмическая сила от части грунта  $ABCE$  с весом  $\omega$  определяется выражениями:

$$V_3 = (1 - k_v)\omega, \quad H_3 = k_v \omega.$$

Точка приложения этой силы имеет координаты  $x_3, y_3$ . Если горизонтальную и вертикальную составляющие равнодействующей  $R$  всех внешних сил обозначить  $H$  и  $V$ , то

$$H = H_1 + H_2 + H_3 + E \cos \frac{\varphi}{2}, \quad V = V_1 + V_2 + V_3 + E \sin \frac{\varphi}{2}.$$

Точку, в которой линия равнодействующей пересекается с основанием устоя, обозначим  $F$ , а длину отрезка  $OF$  равной  $x_0$ . Вели-

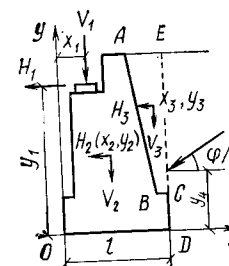


Рис. 10.34

чина  $x_0$  определяется из суммы моментов внешних сил относительно точки  $O$

$$x_0 = \frac{1}{V} \left[ \left( x_1 V_1 + x_2 V_2 + x_3 V_3 + l E \sin \frac{\varphi}{2} \right) - \left( y_1 H_1 + y_2 H_2 + y_3 H_3 + y_4 E \cos \frac{\varphi}{2} \right) \right].$$

Из условия равновесия горизонтальная  $Q$  и вертикальная  $P$  составляющие силы сопротивления в основании устоя равны:  $Q = H$  и  $P = V$ .

Если предположить, что распределение  $P$  по основанию имеет вид трапеции с ординатами  $p_1$  и  $p_2$  (рис. 10.35), то

$$\frac{l}{2} (p_1 + p_2) = P, \quad \frac{l}{3} \frac{2p_2 + p_1}{p_1 + p_2} = x_0.$$

Отсюда

$$p_2 = \frac{2P}{l} \left( \frac{3x_0}{l} - 1 \right), \quad p_1 = \frac{2P}{l} \left( 2 - \frac{3x_0}{l} \right). \quad (10.51)$$

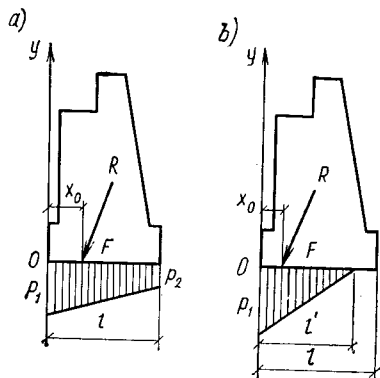


Рис. 10.35

Таким образом, давление  $p_1$  становится очень большим, когда  $x_0$  мало. До тех пор, пока  $x_0$  положительно, т. е. пока точка не выходит за пределы поверхности основания, если грунт или основание способны выдержать давление  $p_1$ , отрыва устоя не происходит. Сила горизонтального сопротивления  $Q$  характеризует трение по поверхности основания. Если обозначить коэффициент трения через  $\mu$ , то

$$Q = \mu V. \quad (10.52)$$

Обычно  $\mu$  принимается равным 0,7. Если сопротивление недостаточное, заглубление фундамента увеличивают или переходят на свайные фундаменты. Как показал анализ последствий землетрясений, сейсмостойкость устоев повышается при наличии грунта у передней грани устоя.

### 3) Неразрезные балочные мосты

Неразрезные мосты часто строят в тех случаях, когда стоимость возведения каждой мостовой опоры очень высока. Основное преимущество неразрезных мостов заключается в предотвращении обрушений пролетных строений. Вместе с тем при землетрясении Нанкай произошли осадки фундамента моста Йошиногава, а пролетное строение провисло примерно на 30 см. В связи с такими повреждениями восстановительные работы выполнить было достаточно сложно. Этот пример свидетельствует о необходимости устройства прочных опор и фундаментов при строительстве неразрезных мостов.

Для проверки устойчивости большинства неразрезных мостов при сейсмических нагрузках вдоль оси моста можно воспользоваться методом коэффициента сейсмической нагрузки. Кроме того, в связи с большими пролетами необходимо учитывать колебания поперек оси моста, вертикальные и крутильные колебания.

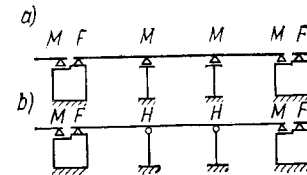


Рис. 10.36

Рассмотрим сначала устойчивость опоры моста при сейсмической нагрузке вдоль оси моста. При этом ограничимся тремя характерными случаями:

1. Одна неподвижная и три подвижные опорные части (рис. 10.36, а). Этому случаю соответствует восприятие сейсмической силы от пролетного строения только неподвижной опорной частью. Поддерживающая ее опора моста должна быть очень развита.

2. Одна неподвижная, одна подвижная и две шарнирных опорных части (рис. 10.36; нижний рисунок). В этом случае продольная сейсмическая сила передается на неподвижную и шарнирную опорные части. Доля нагрузки, воспринимаемая опорой с неподвижной опорной частью, по сравнению со случаем 1 снижается. Опоры моста под шарнирными опорными частями должны выполняться достаточно гибкими.

3. Все подвижные опорные части со специальными приспособлениями. Горизонтальная сейсмическая сила воспринимается всеми опорами моста.

В случаях 1 и 2 значительная часть сейсмических сил передается на устой моста, что диктует необходимость устройства больших устоев. При высоких мостах в зоне городской застройки большие устои затрудняют движение транспорта и выглядят непривлекательными.

Чтобы избежать таких устоев, для сопряжения пролетных строений и опор мостов применяют специальные устройства. На рис. 10.37 (левый рисунок) показано сопряжение пролетного строения с опорой моста с помощью предварительно напряженных стальных прядей. Когда пролетное строение перемещается относительно опоры моста при изменениях температуры, пряди вовлекаются в ра-



боту опоры. Однако за счет удлинения прядей эти перемещения остаются в допустимых пределах. Провисания стальных прядей вдоль сжатой стороны пролетного строения не происходят благодаря их предварительному напряжению. Во время землетрясения пряди передают на опоры моста сейсмические силы от массы пролетного строения. Таким образом, каждая промежуточная опора воспринимает значительную часть сейсмических сил, и нагрузки на береговые устои снижаются.

На рис. 10.37 (правый рисунок) показан оголовок опоры моста с подвижной опорной частью и масляным амортизатором, присоединенным к пролетному строению. В масляном амортизаторе исполь-

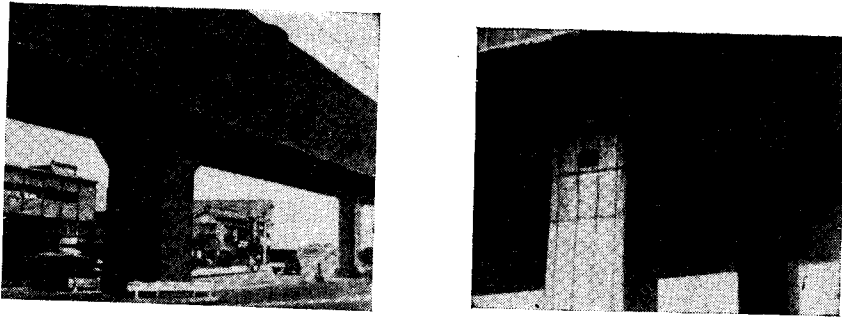


Рис. 10.37. Соединение пролетного строения с опорой с помощью предварительно напряженных прядей (левый рисунок). Соединение пролетного строения с опорой с помощью масляного амортизатора (правый рисунок)

зуется вязкое сопротивление при течении масла. Он не препятствует медленным деформациям растяжения-сжатия при температурных изменениях и срабатывает только при резких колебаниях в период землетрясения. Благодаря этому продольные сейсмические силы воспринимаются всеми пролетными строениями.

Оба этих устройства впервые были применены при строительстве автострад в Токио. Следует подчеркнуть, что ранее специальные приспособления для повышения сейсмостойкости в сооружениях общественного транспорта не применялись.

Далее необходимо обеспечить устойчивость опор мостов при сейсмических силах поперек оси моста. Предполагается, что пролетные строения с опорами моста соединены с помощью неподвижных шарниров. При этом на опоры и продольные элементы пролетных строений передаются изгибающие моменты и поперечные силы. В связи с этим главные балки необходимо соединять между собой. Сейсмические силы, приходящиеся на каждую опору, определяются на основании расчета статически неопределимого сооружения с учетом жесткостей неразрезных балок и опор моста.

Обычно сейсмические силы для мостов определяют методом коэффициента сейсмической нагрузки. Для мостов с большими про-

летами погрешности расчета могут стать достаточно большими и следует переходить к динамическому расчету. При анализе колебаний неразрезных балок обычно используется теорема трех моментов. С ее помощью для неразрезной балки на рис. 10.38 можно записать следующие соотношения между опорными моментами:

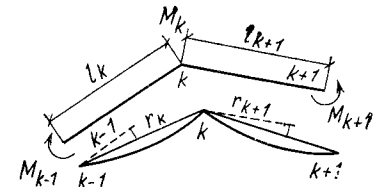


Рис. 10.38

$$\begin{aligned} & M_{k-1} l'_k (1 + f_{8,k}) + M_k [l'_k (2 + f_{7,k}) + l'_{k+1} (2 + f_{7,k+1})] + \\ & + M_{k+1} l'_{k+1} (1 + f_{8,k+1}) = \\ & = -6EJ \left[ \frac{Y_{k-1}^r}{l_h} (1 + f_{5,k}) + \frac{Y_k^l}{l_h} (f_{6,k} - 1) + \frac{Y_k^r}{l_{k+1}} (f_{6,k+1} - 1) + \right. \\ & \left. + \frac{Y_{k+1}^l}{l_{k+1}} (1 + f_{5,k+1}) \right], \end{aligned} \quad (10.53)$$

где  $M_k$  — изгибающий момент на опоре  $k$ ;  $Y_k^l$  — составляющая перемещения, перпендикулярная элементу  $k$  на опоре  $k$ ;  $Y_k^r$  — то же, перпендикулярная элементу  $k+1$  на опоре  $k$ ;  $l_h$  — длина пролета  $k$ ;  $J_k$  — момент инерции элемента  $k$ .

Если  $J$  — произвольный момент инерции, то

$$l'_k = l_k \frac{J}{I}. \quad (10.54)$$

При

$$\varphi = l \sqrt{\frac{mp^2}{EI}} \quad (10.55)$$

получим

$$\left. \begin{aligned} f_5 &= \frac{\varphi}{2} (\operatorname{cosec} \varphi + \operatorname{csch} \varphi) - 1; \\ f_6 &= 1 - \frac{\varphi}{2} (\operatorname{ctg} \varphi + \operatorname{cth} \varphi); \\ f_7 &= \frac{3}{\varphi} (\operatorname{cth} \varphi - \operatorname{ctg} \varphi) - 2; \\ f_8 &= \frac{3}{\varphi} (\operatorname{cosec} \varphi - \operatorname{csch} \varphi) - 1. \end{aligned} \right\} \quad (10.56)$$

Здесь  $p$  — круговая частота собственных колебаний неразрезной балки;  $m$  — погонная масса балки;  $EI$  — изгибная жесткость балки.

Значения  $f_5$ ,  $f_6$ ,  $f_7$  и  $f_8$  приведены в табл. 10.3.

Таблица 10.3

| $\varphi$ | $f_5$    | $f_6$    | $f_7$    | $f_8$    |
|-----------|----------|----------|----------|----------|
| 0,51      | 0,001316 | 0,001504 | 0,000860 | 0,000833 |
| 0,52      | 0,001423 | 0,001626 | 0,000929 | 0,000900 |
| 0,53      | 0,001536 | 0,001755 | 0,001003 | 0,000971 |
| 0,54      | 0,001655 | 0,001891 | 0,001081 | 0,001047 |
| 0,55      | 0,001781 | 0,002035 | 0,001163 | 0,001127 |
| 0,56      | 0,001914 | 0,002187 | 0,001250 | 0,001211 |
| 0,57      | 0,002055 | 0,002348 | 0,001342 | 0,001300 |
| 0,58      | 0,002203 | 0,002517 | 0,001439 | 0,001394 |
| 0,59      | 0,002359 | 0,002696 | 0,001541 | 0,001493 |
| 0,60      | 0,002524 | 0,002884 | 0,001648 | 0,001596 |
| 0,61      | 0,002696 | 0,003081 | 0,001761 | 0,001706 |
| 0,62      | 0,002878 | 0,003288 | 0,001879 | 0,001821 |
| 0,63      | 0,003068 | 0,003506 | 0,002004 | 0,001941 |
| 0,64      | 0,003268 | 0,003734 | 0,002134 | 0,002067 |
| 0,65      | 0,003478 | 0,003974 | 0,002271 | 0,002200 |
| 0,66      | 0,003697 | 0,004224 | 0,002414 | 0,002329 |
| 0,67      | 0,003927 | 0,004487 | 0,002564 | 0,002484 |
| 0,68      | 0,004167 | 0,004761 | 0,002721 | 0,002636 |
| 0,69      | 0,004418 | 0,005048 | 0,002885 | 0,002795 |
| 0,70      | 0,004681 | 0,005348 | 0,003056 | 0,002961 |
| 0,71      | 0,004955 | 0,005661 | 0,003235 | 0,003134 |
| 0,72      | 0,005241 | 0,005987 | 0,003422 | 0,003315 |
| 0,73      | 0,005539 | 0,006328 | 0,003617 | 0,003504 |
| 0,74      | 0,005850 | 0,006683 | 0,003819 | 0,003700 |
| 0,75      | 0,006173 | 0,007053 | 0,004031 | 0,003905 |
| 0,76      | 0,006511 | 0,007437 | 0,004251 | 0,004118 |
| 0,77      | 0,006861 | 0,007838 | 0,004480 | 0,004340 |
| 0,78      | 0,007226 | 0,008255 | 0,004718 | 0,004571 |
| 0,79      | 0,007606 | 0,008688 | 0,004966 | 0,004811 |
| 0,80      | 0,008000 | 0,009138 | 0,005223 | 0,005060 |
| 0,81      | 0,008409 | 0,009605 | 0,005490 | 0,005319 |
| 0,82      | 0,008834 | 0,010091 | 0,005768 | 0,005588 |
| 0,83      | 0,009276 | 0,010594 | 0,006055 | 0,005867 |
| 0,84      | 0,009733 | 0,011117 | 0,006354 | 0,006157 |
| 0,85      | 0,010208 | 0,011658 | 0,006664 | 0,006457 |
| 0,86      | 0,010699 | 0,012219 | 0,006985 | 0,006768 |
| 0,87      | 0,011209 | 0,012801 | 0,007317 | 0,007090 |
| 0,88      | 0,011737 | 0,013403 | 0,007662 | 0,007424 |
| 0,89      | 0,012283 | 0,014027 | 0,008018 | 0,007769 |
| 0,90      | 0,012819 | 0,014672 | 0,008387 | 0,008127 |
| 0,91      | 0,013433 | 0,015339 | 0,008769 | 0,008496 |
| 0,92      | 0,014038 | 0,016029 | 0,009163 | 0,008879 |
| 0,93      | 0,014664 | 0,016743 | 0,009571 | 0,009274 |
| 0,94      | 0,015310 | 0,017480 | 0,009993 | 0,009683 |
| 0,95      | 0,015978 | 0,018242 | 0,010429 | 0,010105 |
| 0,96      | 0,016668 | 0,019028 | 0,010879 | 0,010541 |
| 0,97      | 0,017380 | 0,019841 | 0,011343 | 0,010992 |
| 0,98      | 0,018115 | 0,020679 | 0,011823 | 0,011457 |
| 0,99      | 0,018874 | 0,021544 | 0,012318 | 0,011936 |

Продолжение табл. 10.3

| $\varphi$ | $f_5$    | $f_6$    | $f_7$    | $f_8$    |
|-----------|----------|----------|----------|----------|
| 1,00      | 0,019657 | 0,022436 | 0,012828 | 0,012431 |
| 1,01      | 0,020464 | 0,023356 | 0,013354 | 0,012941 |
| 1,02      | 0,021296 | 0,024305 | 0,013897 | 0,013467 |
| 1,03      | 0,022154 | 0,025283 | 0,014457 | 0,014010 |
| 1,04      | 0,023038 | 0,026290 | 0,015033 | 0,014568 |
| 1,05      | 0,023949 | 0,027328 | 0,015627 | 0,015144 |
| 1,06      | 0,024887 | 0,028397 | 0,016239 | 0,015737 |
| 1,07      | 0,025853 | 0,029497 | 0,016868 | 0,016348 |
| 1,08      | 0,026848 | 0,030630 | 0,017517 | 0,016976 |
| 1,09      | 0,027872 | 0,031796 | 0,018184 | 0,017624 |
| 1,10      | 0,028926 | 0,032996 | 0,018871 | 0,018289 |
| 1,11      | 0,030010 | 0,034230 | 0,019577 | 0,018974 |
| 1,12      | 0,031125 | 0,035500 | 0,020304 | 0,019679 |
| 1,13      | 0,032271 | 0,036805 | 0,021051 | 0,020404 |
| 1,14      | 0,033451 | 0,038147 | 0,021819 | 0,021149 |
| 1,15      | 0,034663 | 0,039526 | 0,022609 | 0,021914 |
| 1,16      | 0,035908 | 0,040943 | 0,023421 | 0,022701 |
| 1,17      | 0,037189 | 0,042400 | 0,024255 | 0,023510 |
| 1,18      | 0,038504 | 0,043896 | 0,025111 | 0,024341 |
| 1,19      | 0,039855 | 0,045432 | 0,025991 | 0,025194 |
| 1,20      | 0,041243 | 0,047010 | 0,026895 | 0,026071 |
| 1,21      | 0,042668 | 0,048630 | 0,027823 | 0,026971 |
| 1,22      | 0,044131 | 0,050292 | 0,028775 | 0,027895 |
| 1,23      | 0,045632 | 0,051999 | 0,029753 | 0,028844 |
| 1,24      | 0,047174 | 0,053750 | 0,030757 | 0,029817 |
| 1,25      | 0,048756 | 0,055547 | 0,031786 | 0,030816 |
| 1,26      | 0,050379 | 0,057391 | 0,032842 | 0,031841 |
| 1,27      | 0,052044 | 0,059281 | 0,033926 | 0,032892 |
| 1,28      | 0,053752 | 0,061220 | 0,035037 | 0,033970 |
| 1,29      | 0,055504 | 0,063209 | 0,036177 | 0,035076 |
| 1,30      | 0,057300 | 0,065247 | 0,037346 | 0,036210 |
| 1,31      | 0,059142 | 0,067337 | 0,038544 | 0,037373 |
| 1,32      | 0,061030 | 0,069479 | 0,039772 | 0,038565 |
| 1,33      | 0,062956 | 0,071674 | 0,041031 | 0,039787 |
| 1,34      | 0,064950 | 0,073924 | 0,042321 | 0,041039 |
| 1,35      | 0,066984 | 0,076228 | 0,043643 | 0,042322 |
| 1,36      | 0,069057 | 0,078589 | 0,044997 | 0,043637 |
| 1,37      | 0,071202 | 0,081008 | 0,046385 | 0,044984 |
| 1,38      | 0,073389 | 0,083485 | 0,047805 | 0,046364 |
| 1,39      | 0,075630 | 0,086022 | 0,049262 | 0,047777 |
| 1,40      | 0,077924 | 0,088620 | 0,050753 | 0,049225 |
| 1,41      | 0,080275 | 0,091280 | 0,052280 | 0,050707 |
| 1,42      | 0,082682 | 0,094003 | 0,053843 | 0,052225 |
| 1,43      | 0,085146 | 0,096791 | 0,055443 | 0,053779 |
| 1,44      | 0,087670 | 0,099644 | 0,057082 | 0,055371 |
| 1,45      | 0,090253 | 0,102565 | 0,058759 | 0,057000 |
| 1,46      | 0,092898 | 0,105554 | 0,060476 | 0,058667 |
| 1,47      | 0,095606 | 0,108613 | 0,062233 | 0,060374 |
| 1,48      | 0,098377 | 0,111742 | 0,064031 | 0,062121 |
| 1,49      | 0,101213 | 0,114944 | 0,065870 | 0,063908 |

Продолжение табл. 103

| $\varphi$ | $f_5$    | $f_6$    | $f_7$    | $f_8$    |
|-----------|----------|----------|----------|----------|
| 1,50      | 0,104115 | 0,118220 | 0,067753 | 0,065738 |
| 1,51      | 0,107086 | 0,121572 | 0,069679 | 0,067609 |
| 1,52      | 0,110125 | 0,125000 | 0,071650 | 0,069525 |
| 1,53      | 0,113235 | 0,128506 | 0,073666 | 0,071484 |
| 1,54      | 0,116416 | 0,132093 | 0,075728 | 0,073488 |
| 1,55      | 0,119672 | 0,135760 | 0,077838 | 0,075539 |
| 1,56      | 0,123002 | 0,139511 | 0,079995 | 0,077636 |
| 1,57      | 0,126408 | 0,143347 | 0,082202 | 0,079781 |
| 1,58      | 0,129893 | 0,147269 | 0,084458 | 0,081976 |
| 1,59      | 0,133457 | 0,151279 | 0,086766 | 0,084220 |
| 1,60      | 0,137103 | 0,155379 | 0,089126 | 0,086515 |
| 1,61      | 0,140832 | 0,159570 | 0,091540 | 0,088862 |
| 1,62      | 0,144645 | 0,163856 | 0,094007 | 0,091262 |
| 1,63      | 0,148545 | 0,168236 | 0,096530 | 0,093716 |
| 1,64      | 0,152533 | 0,172715 | 0,099110 | 0,096226 |
| 1,65      | 0,156612 | 0,177292 | 0,101747 | 0,098792 |
| 1,66      | 0,160783 | 0,181971 | 0,104444 | 0,101416 |
| 1,67      | 0,165048 | 0,186754 | 0,107200 | 0,104099 |
| 1,68      | 0,169409 | 0,191642 | 0,110018 | 0,106811 |
| 1,69      | 0,173869 | 0,196639 | 0,112899 | 0,109646 |
| 1,70      | 0,178429 | 0,201745 | 0,115844 | 0,112512 |
| 1,71      | 0,183091 | 0,206964 | 0,118855 | 0,115443 |
| 1,72      | 0,187859 | 0,212298 | 0,121932 | 0,118440 |
| 1,73      | 0,192733 | 0,217749 | 0,125078 | 0,121503 |
| 1,74      | 0,197718 | 0,223319 | 0,128294 | 0,124635 |
| 1,75      | 0,202814 | 0,229013 | 0,131581 | 0,127837 |
| 1,76      | 0,208025 | 0,234831 | 0,131941 | 0,131110 |
| 1,77      | 0,213352 | 0,240777 | 0,138376 | 0,134456 |
| 1,78      | 0,218800 | 0,246853 | 0,141886 | 0,137877 |
| 1,79      | 0,224370 | 0,253063 | 0,145475 | 0,141375 |
| 1,80      | 0,230065 | 0,259409 | 0,149143 | 0,144950 |
| 1,81      | 0,235889 | 0,265894 | 0,152893 | 0,148605 |
| 1,82      | 0,241844 | 0,272522 | 0,156726 | 0,152342 |
| 1,83      | 0,247933 | 0,279295 | 0,160645 | 0,156163 |
| 1,84      | 0,254159 | 0,286218 | 0,164650 | 0,160069 |
| 1,85      | 0,260526 | 0,293292 | 0,168745 | 0,164062 |
| 1,86      | 0,267037 | 0,300523 | 0,172931 | 0,168146 |
| 1,87      | 0,273696 | 0,307913 | 0,177211 | 0,172321 |
| 1,88      | 0,280506 | 0,315466 | 0,181586 | 0,176590 |
| 1,89      | 0,287470 | 0,323186 | 0,186059 | 0,180955 |
| 1,90      | 0,294593 | 0,331077 | 0,190633 | 0,185418 |
| 1,91      | 0,301878 | 0,339142 | 0,195309 | 0,189983 |
| 1,92      | 0,309330 | 0,347387 | 0,200090 | 0,194651 |
| 1,93      | 0,316953 | 0,355815 | 0,204979 | 0,199425 |
| 1,94      | 0,324750 | 0,364432 | 0,209979 | 0,204308 |
| 1,95      | 0,332727 | 0,373240 | 0,215092 | 0,209302 |
| 1,96      | 0,340888 | 0,382246 | 0,220321 | 0,214410 |
| 1,97      | 0,349238 | 0,391454 | 0,225669 | 0,219635 |
| 1,98      | 0,357782 | 0,400869 | 0,231139 | 0,224981 |
| 1,99      | 0,366524 | 0,410497 | 0,236735 | 0,230449 |

| $\varphi$ | $f_5$    | $f_6$    | $f_7$    | $f_8$    |
|-----------|----------|----------|----------|----------|
| 2,00      | 0,375471 | 0,420343 | 0,242458 | 0,236044 |
| 2,01      | 0,384627 | 0,430412 | 0,248314 | 0,241769 |
| 2,02      | 0,393998 | 0,440710 | 0,254305 | 0,247628 |
| 2,03      | 0,403590 | 0,451244 | 0,260435 | 0,253623 |
| 2,04      | 0,413410 | 0,462019 | 0,266707 | 0,259759 |
| 2,05      | 0,423463 | 0,473043 | 0,273126 | 0,266039 |
| 2,06      | 0,433755 | 0,484320 | 0,279696 | 0,272468 |
| 2,07      | 0,444295 | 0,495860 | 0,286420 | 0,279049 |
| 2,08      | 0,455088 | 0,507668 | 0,293303 | 0,285787 |
| 2,09      | 0,466142 | 0,519752 | 0,300350 | 0,292686 |
| 2,10      | 0,477464 | 0,532120 | 0,307565 | 0,299752 |
| 2,11      | 0,489063 | 0,544780 | 0,314953 | 0,306988 |
| 2,12      | 0,500947 | 0,557740 | 0,322519 | 0,314399 |
| 2,13      | 0,513123 | 0,571009 | 0,330268 | 0,321992 |
| 2,14      | 0,525601 | 0,584596 | 0,338205 | 0,329771 |
| 2,15      | 0,538390 | 0,598510 | 0,346337 | 0,337742 |
| 2,16      | 0,551500 | 0,612760 | 0,354668 | 0,345910 |
| 2,17      | 0,564939 | 0,627358 | 0,363206 | 0,354282 |
| 2,18      | 0,578720 | 0,642313 | 0,371957 | 0,362864 |
| 2,19      | 0,592852 | 0,657636 | 0,380926 | 0,371663 |
| 2,20      | 0,607347 | 0,673339 | 0,390121 | 0,380686 |
| 2,21      | 0,622217 | 0,689434 | 0,399550 | 0,389939 |
| 2,22      | 0,637473 | 0,705933 | 0,409219 | 0,399430 |
| 2,23      | 0,653128 | 0,722849 | 0,419137 | 0,409168 |
| 2,24      | 0,669197 | 0,740196 | 0,429311 | 0,419159 |
| 2,25      | 0,685692 | 0,757987 | 0,439750 | 0,429413 |
| 2,26      | 0,702628 | 0,776238 | 0,450464 | 0,439938 |
| 2,27      | 0,720021 | 0,794963 | 0,461461 | 0,450744 |
| 2,28      | 0,737886 | 0,814180 | 0,472750 | 0,461841 |
| 2,29      | 0,756240 | 0,833904 | 0,484344 | 0,473238 |
| 2,30      | 0,775101 | 0,854153 | 0,496251 | 0,484946 |
| 2,31      | 0,794487 | 0,874947 | 0,508483 | 0,496977 |
| 2,32      | 0,814417 | 0,896303 | 0,521052 | 0,509342 |
| 2,33      | 0,834911 | 0,918241 | 0,533971 | 0,522054 |
| 2,34      | 0,855990 | 0,940789 | 0,547252 | 0,535124 |
| 2,35      | 0,877677 | 0,963962 | 0,560908 | 0,548568 |
| 2,36      | 0,899995 | 0,987786 | 0,574955 | 0,562399 |
| 2,37      | 0,922969 | 1,012286 | 0,589406 | 0,576632 |
| 2,38      | 0,946624 | 1,037488 | 0,604278 | 0,591283 |
| 2,39      | 0,970987 | 1,063419 | 0,619588 | 0,606368 |
| 2,40      | 0,996088 | 1,090108 | 0,635353 | 0,621905 |
| 2,41      | 1,021957 | 1,117586 | 0,651591 | 0,637913 |
| 2,42      | 1,048626 | 1,145885 | 0,668322 | 0,654410 |
| 2,43      | 1,076128 | 1,175039 | 0,685567 | 0,671419 |
| 2,44      | 1,104499 | 1,205083 | 0,703347 | 0,688959 |
| 2,45      | 1,133777 | 1,236057 | 0,721685 | 0,707054 |
| 2,46      | 1,164001 | 1,267999 | 0,740606 | 0,725729 |
| 2,47      | 1,195215 | 1,300954 | 0,760136 | 0,745010 |
| 2,48      | 1,227464 | 1,334964 | 0,780301 | 0,764923 |
| 2,49      | 1,260794 | 1,370080 | 0,801132 | 0,785498 |

| $\varphi$ | $f_s$    | $f_0$    | $f_7$    | $f_s$    |
|-----------|----------|----------|----------|----------|
| 2,50      | 1,295257 | 1,406351 | 0,822659 | 0,806765 |
| 2,51      | 1,330906 | 1,443832 | 0,844914 | 0,828758 |
| 2,52      | 1,367799 | 1,482580 | 0,867933 | 0,851512 |
| 2,53      | 1,405996 | 1,522656 | 0,891753 | 0,875062 |
| 2,54      | 1,445564 | 1,564127 | 0,916413 | 0,899450 |
| 2,55      | 1,486572 | 1,607061 | 0,941957 | 0,924717 |
| 2,56      | 1,529093 | 1,651534 | 0,968428 | 0,950910 |
| 2,57      | 1,573208 | 1,697625 | 0,995877 | 0,978075 |
| 2,58      | 1,619002 | 1,745420 | 1,024354 | 1,006265 |
| 2,59      | 1,666567 | 1,795010 | 1,053915 | 1,035536 |
| 2,60      | 1,715999 | 1,846494 | 1,084620 | 1,065948 |
| 2,61      | 1,767406 | 1,899977 | 1,116534 | 1,097564 |
| 2,62      | 1,820901 | 1,955575 | 1,149726 | 1,130454 |
| 2,63      | 1,876606 | 2,013408 | 1,184269 | 1,164692 |
| 2,64      | 1,934653 | 2,073611 | 1,220245 | 1,200359 |
| 2,65      | 1,995187 | 2,136326 | 1,257741 | 1,237542 |
| 2,66      | 2,058361 | 2,201709 | 1,296851 | 1,276336 |
| 2,67      | 2,124345 | 2,269929 | 1,337678 | 1,316842 |
| 2,68      | 2,193320 | 2,341167 | 1,380332 | 1,359172 |
| 2,69      | 2,265486 | 2,415624 | 1,424935 | 1,403446 |
| 2,70      | 2,341060 | 2,493517 | 1,471619 | 1,449798 |
| 2,71      | 2,420280 | 2,575083 | 1,520528 | 1,498370 |
| 2,72      | 2,503403 | 2,660582 | 1,571820 | 1,549321 |
| 2,73      | 2,590717 | 2,750299 | 1,625668 | 1,602824 |
| 2,74      | 2,682533 | 2,844549 | 1,682262 | 1,659070 |
| 2,75      | 2,779197 | 2,943675 | 1,741814 | 1,718268 |
| 2,76      | 2,881090 | 3,048061 | 1,804554 | 1,780651 |
| 2,77      | 2,988636 | 3,158128 | 1,870740 | 1,846475 |
| 2,78      | 3,102303 | 3,274347 | 1,940657 | 1,916026 |
| 2,79      | 3,222614 | 3,397240 | 2,014623 | 1,989621 |
| 2,80      | 3,350152 | 3,527392 | 2,092993 | 2,067616 |
| 2,81      | 3,485574 | 3,665458 | 2,176165 | 2,150409 |
| 2,82      | 3,629613 | 3,812173 | 2,264586 | 2,238446 |
| 2,83      | 3,783100 | 3,968367 | 2,358761 | 2,332233 |
| 2,84      | 3,946976 | 4,134983 | 2,459263 | 2,432341 |
| 2,85      | 4,122311 | 4,313088 | 2,566740 | 2,539421 |
| 2,86      | 4,310324 | 4,503906 | 2,681936 | 2,654215 |
| 2,87      | 4,512418 | 4,708837 | 2,805703 | 2,777574 |
| 2,88      | 4,730208 | 4,929497 | 2,939022 | 2,910482 |
| 2,89      | 4,965566 | 5,167759 | 3,083033 | 3,054075 |

В качестве примера проведем сопоставление результатов статического и динамического расчета большепролетного неразрезного моста. Пятипролетный мост имеет длину  $40+146 \times 3+32 = 510$  м. Для статического расчета коэффициент сейсмической нагрузки был принят равным 0,15, а при динамическом расчете в качестве сейсмического воздействия использована акселерограмма землетрясения Тафт, 1952, с максимальным ускорением 0,15 g.

По результатам динамического расчета, опорный изгибающий момент превысил соответствующий статический момент в два раза, сейсмическая сила в уровне оголовка опоры моста — в десять раз [336].

#### 4) Балочные мосты с высокими опорами

При высоких опорах характер колебаний грунта и оголовков опор при землетрясении резко изменяется. Сейсмические напряжения необходимо определять по результатам динамического расчета, а процедура расчета намного усложняется. Поэтому были предприняты попытки видоизменить метод коэффициента сейсмической на-

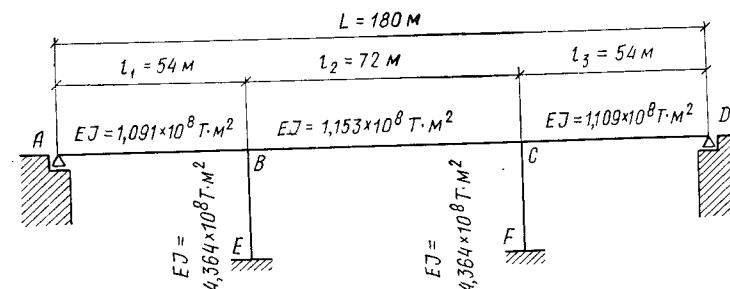


Рис. 10.39

грузки так, чтобы результаты статического расчета приближались к данным динамического анализа, а простая форма расчета сохранялась. Иными словами, для массы каждой части сооружения находится свой коэффициент сейсмической нагрузки. После определения сейсмических сил напряжения в конструкции находятся обычными статическими методами. Задача, таким образом, сводится к отысканию соответствующего коэффициента сейсмической нагрузки для каждой массы. Такой метод назван модифицированным методом коэффициента сейсмической нагрузки.

Для определения коэффициента сейсмической нагрузки сначала проводится динамический расчет с определением напряжений в каждом элементе. Затем напряжения в элементах находятся статическим методом при разных вариантах коэффициентов для каждой массы сооружения. Когда результаты расчетов лучше всего совпадут, окончательно определяются коэффициенты сейсмической нагрузки.

Ассоциацией службы скоростных автострад было проведено исследование влияния высоты опор моста на распределение сейсмических сил перпендикулярно оси моста. Схема трехпролетного моста длиной 180 м показана на рис. 10.39, высота опор изменялась от 10 до 70 м. Изгибные жесткости для каждого элемента указаны в табл. 10.4.

Таблица 10.4

| Пролет | Длина пролета, м | E, тс/м <sup>2</sup> |                      | I, м <sup>4</sup> |            | EI, тс.м <sup>2</sup> |
|--------|------------------|----------------------|----------------------|-------------------|------------|-----------------------|
|        |                  | для стали            | для бетона           | для стали         | для бетона |                       |
| A—B    | 54               | 2,1·10 <sup>7</sup>  | 0,21·10 <sup>7</sup> | 1,167             | 40,306     | 1,091·10 <sup>8</sup> |
| B—C    | 72               | 2,1·10 <sup>7</sup>  | 0,21·10 <sup>7</sup> | 1,448             | 40,424     | 1,153·10 <sup>8</sup> |
| C—D    | 54               | 2,1·10 <sup>7</sup>  | 0,21·10 <sup>7</sup> | 1,233             | 40,468     | 1,109·10 <sup>8</sup> |
| Опоры  | 10,25            |                      |                      |                   |            |                       |
|        | 40,55            |                      |                      |                   |            |                       |
|        | и 70             | —                    | 0,21·10 <sup>7</sup> | —                 | 207,8      | 4,364·10 <sup>8</sup> |

Результаты расчетов позволили Ассоциации дать общие предложения по распределению коэффициентов сейсмической нагрузки для мостов с высокими опорами:

1. Сейсмические силы на мост определяются с коэффициентом 0,12 вдоль оси моста и 0,1 — в вертикальном направлении. Сейсмическая сила на неподвижную опору определяется как сумма сейсмической силы от всей массы пролетных строений и  $\frac{3}{8}$  сейсмической силы от массы опор моста.

2. При определении напряжений мост рассматривается как многоярусная порталная рама, воспринимающая сейсмические силы поперек оси моста. Расчетный коэффициент сейсмической нагрузки назначается следующим образом:

при  $0 < H < 15$  м равен нормативному коэффициенту;

при  $15 \leq H < 25$  м увеличивается на 5% для каждых 5 м высоты опоры;

при  $25 \leq H < 40$  м увеличивается на 14% на каждые 5 м высоты опоры и при  $40 < H$  равен коэффициенту сейсмической нагрузки при  $H = 40$  м.

На рис. 10.40 приведено в качестве иллюстрации распределение коэффициента сейсмической нагрузки при нормативном значении 0,2.

Если мост, запроектированный по методу коэффициента сейсмической нагрузки, затем рассчитать динамическим методом на сейсмическое воздействие с ускорением 200 gal при  $h = 0,05$ , напря-

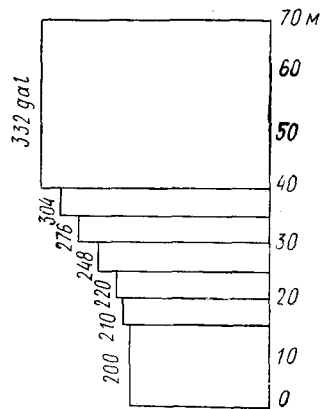


Рис. 10.40. Распределение расчетного коэффициента сейсмической нагрузки по высоте опоры моста

жения в арматуре превысят допускаемые напряжения примерно на 50%. Но даже при таком перенапряжении мост будет надежно сопротивляться сейсмическим воздействиям.

Ассоциацией проведены также расчеты мостов с опорами разной высоты — 42 и 21 м. Результаты свидетельствовали о том, что мост с опорами разной высоты с точки зрения распределения напряжений является неудачным решением. В этом случае коэффициент сейсмической нагрузки должен быть увеличен. Предложены следующие формулы для повышения коэффициента сейсмической нагрузки:

$$\mu = 0,6 \frac{H}{H_m} \quad \text{при } H < \frac{H_m}{2}; \quad (10.57)$$

$$\mu = 0,6 \left( 1 - \frac{H}{H_m} \right) \quad \text{при } H > \frac{H_m}{2},$$

где  $\mu$  — коэффициент повышения;  $H_m$  — высота самой высокой опоры;  $H$  — высота других опор.

Согласно этой формуле, максимальное увеличение коэффициента составляет 30%.

## 5) Эстакады

В последние годы в больших городах построено много сложных эстакад. Многочисленные ограничения городской застройки вынуждают возводить высокие здания на плохих грунтах, резко несимметричные сооружения, мосты на криволинейном плане с малыми радиусами закругления. При строительстве таких сооружений мероприятиям по обеспечению их сейсмостойкости необходимо уделять особое внимание.

На основании анализа различных повреждений сооружений при землетрясениях, которые были рассмотрены в предыдущих разделах, можно выделить следующие проблемы, связанные со строительством сложных сооружений.

1. Очень высокие сооружения с тяжелыми верхними строениями (см., например, рис. 10.41, а, б) будут подвержены интенсивным колебаниям при землетрясениях. В случае неправильного определения сейсмических сил на верхние части в конструкциях могут возникнуть недопустимо высокие напряжения. Следовательно, напряжения в конструкциях должны определяться на базе подробного анализа работы сооружений при землетрясении. Следует помнить, что надстройки на крышах высотных зданий часто подвержены сильным разрушениям.

2. Колебания несимметричных сооружений (см., например, рис. 10.41, с) во время землетрясения являются особенно сложными. В них возникают пространственные формы колебаний, а конструкции кроме изгиба испытывают деформации кручения. Следует отметить, что при одновременном действии изгибающих и крутящих моментов сооружение хуже сопротивляется внешним нагрузкам.

3. Сооружения на отдельных фундаментах (см. рис. 10.41, *d*) при сильных землетрясениях во многих случаях получают повреждения в виде трещин надземных конструкций. Это обусловлено неодинаковыми колебаниями отдельных фундаментов. Следовательно, при проектировании важно обеспечить совместность работы фундаментов и способность конструкций верхнего строения к интенсивному деформированию.

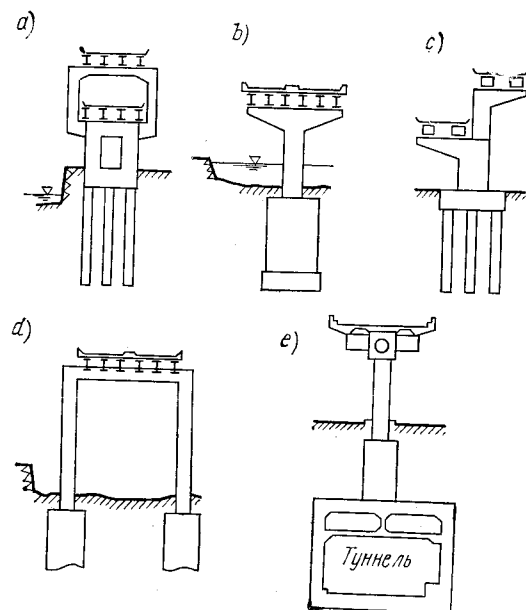


Рис. 10.41

4. На рис. 10.41, *e* показаны два сооружения различного назначения — туннель и эстакада, выполненные как одно целое. Опоры моста окружены грунтом. В этом случае характер колебаний надземной и подземной конструкций будет совершенно различным, а в месте их сопряжения следует ожидать появления значительных усилий, для восприятия которых необходимо предусматривать усиленное армирование.

#### 10.4. РАСЧЕТ ФУНДАМЕНТОВ НА СЕЙСМИЧЕСКИЕ ВОЗДЕЙСТВИЯ

##### 1) Общие положения

Фундаменты служат для сопряжения верхнего строения мостов с грунтом и подразделяются на три больших группы: фундаменты мелкого заложения, свайные фундаменты и кессонные фундаменты. В свою очередь, эти группы подразделяются в зависимости от материалов и способа возведения.

До сих пор существует много нерешенных вопросов, связанных с поведением фундаментов при землетрясениях, и среди них недостаточная разработка прикладных методов динамического расчета. Поэтому расчет, как правило, выполняют методом коэффициента сейсмической нагрузки, а динамические расчеты привлекают только в случаях, когда решающей является устойчивость сооружения. Поскольку грунт на площадке строительства во время землетрясения может разжижаться, следует обоснованно назначать расчетный коэффициент сейсмической нагрузки. Когда грунты не могут быть использованы в качестве основания фундаментов, следует либо сменить площадку строительства моста, либо провести искусственное укрепление грунтов.

Разжижение особенно опасно для водонасыщенного рыхлого песка или ила с относительно одинаковым размером зерен. Существует ли опасность разжижения, можно определить по гранулометрическому составу грунта и значениям  $N$ . Во время землетрясения Ниигата основные повреждения зданий г. Ниигата были вызваны разжижением грунта, для которого  $N < 10$ . При землетрясении на Аляске, 1964 ( $M = 8,4$ ), на расстоянии 90—130 км от эпицентра произошло разжижение песка и ила в руслах рек ( $N < 20$ ). Это явилось причиной повреждений мостов.

##### 2) Фундаменты мелкого заложения

Расчет фундаментов с использованием метода коэффициента сейсмической нагрузки уже рассматривался в разделе 7.3. Обладая способностью воспринимать сейсмические нагрузки, фундамент одновременно должен быть достаточно развитым, чтобы предотвратить возможность боковых перемещений грунта основания. Несущая способность грунта под действием сейсмических сил проверяется, как показано в разделе 7.5. При этом коэффициент запаса принимается несколько большим единицы,

Следует ли повышать коэффициент запаса при расчете фундаментов на сейсмические нагрузки по сравнению с обычными нагрузками, решают в зависимости от грунтовых условий и методики, используемой для проверки устойчивости. Тем не менее с учетом возможных погрешностей используемой в настоящее время методики расчета и в связи с относительно большим процентом повреждения фундаментов при прошлых землетрясениях (по сравнению с повреждениями мостов) представляется целесообразным несколько увеличить коэффициент запаса.

При применении фундаментов мелкого заложения с опиранием ниже уровня моря на нижнюю поверхность фундамента действует выталкивающая сила, которая снижает устойчивость верхнего строения при сейсмическом воздействии. В случае плотного контакта между поверхностью подошвы фундамента и поверхностью скального основания давление на подошву фундамента определяется давлением воды, проникающей по трещинам в скальном грунте. Исходя из

значения коэффициента пористости, это давление может достигать порядка 50% максимально возможного давления воды. При неплотном контакте на подошву фундамента будет приходиться 100% давления воды. В процессе колебаний фундамента распределение сил реакции по его подошве изменяется. Поскольку при этом объем пустот в скальном основании также изменяется, иногда может возникнуть высокое поровое давление. В сооружениях, на части подошвы которых появляются растягивающие напряжения, во время землетрясения может произойти отрыв фундаментов от основания с инфильтрацией воды в образовавшееся пространство. Поскольку при этом давление на подошву фундамента изменяется очень быстро, приток и отток воды в пустоты скального основания или в пространство под подошвой происходит не очень медленно. В связи с этим считают, что увеличение или уменьшение выталкивающих сил оказывает небольшое влияние на общую устойчивость сооружения.

Во всяком случае точно определить величину и распределение гидростатического давления воды на подошву фундамента очень трудно. Поэтому для ответственных сооружений необходимо предусматривать установку специальных приборов, позволяющих контролировать давление воды на подошву фундаментов, и принимать меры к поддержанию давления ниже определенного уровня.

### 3) Кессонные фундаменты

К основным задачам расчета кессонных фундаментов на сейсмические воздействия относятся определение их несущей способности и перемещения. Разработана методика определения требуемой глубины заделки фундамента с учетом его несущей способности.

На рис. 10.42 приведена схема внешних нагрузок на опору моста. К ним относятся вес пролетного строения  $W_0$ , вес опоры  $W_1$ , вес кессона  $W$  и соответствующие сейсмические силы, а также реактивное горизонтальное давление грунта. Распределение давления грунта принимается по закону параболы

$$p = \frac{p_1 y}{y_1^2} (2y_1 - y), \quad (10.58)$$

где  $p_1$  — максимальное давление грунта;  $y_1$  — глубина, на которой достигается такое давление.

Значения  $p_1$  и  $y_1$  являются неизвестными и определяются из уравнений равновесия внешних сил и реактивного давления.

Если обозначить через  $l$  — длину кессона,  $W$  — вес кессона,  $k$  — коэффициент сейсмической нагрузки,  $H$  — горизонталь-

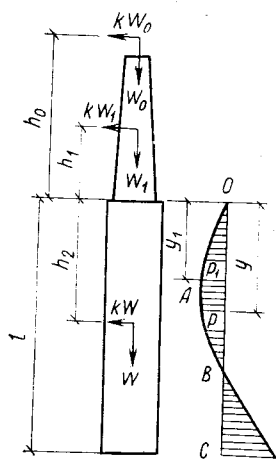


Рис. 10.42

ную сейсмическую силу на пролетное строение и опору моста,  $M$  — момент этой сейсмической силы относительно верха кессона, то можно записать:

$$\left. \begin{aligned} H + kW &= \int_0^{y_1} \frac{p_1 y}{y_1^2} (2y_1 - y) dy; \\ \frac{kWl}{2} - M &= \int_0^{y_1} \frac{p_1 y^2}{y_1^2} (2y_1 - y) dy. \end{aligned} \right\} \quad (10.59)$$

Решение этих уравнений имеет вид:

$$y_1 = \frac{3l - 4e}{8l - 12e} l \quad (10.60)$$

$$\text{при } e = \frac{\frac{kWl}{2} - M}{H + kW} \text{ и } p_1 = \frac{\frac{kWl}{2} - M}{\frac{3}{2y_1 - \frac{4}{4}l}} \frac{3y_1^2}{l^3}. \quad (10.61)$$

Если получаемое из этих уравнений максимальное давление  $p_1$  меньше пассивного давления грунта на глубине  $y_1$ , кессон считается устойчивым. Когда распределение давления на кессон определено, легко находятся изгибающие моменты и перерезывающие силы.

Изложенная методика позволила свести задачу расчета многократно статически неопределимой системы к простому расчету статически определимой системы. Как правило, строение поверхностных слоев грунта является очень сложным. Кроме того, оно нарушается при погружении кессона, и точно рассчитать результирующее давление грунта на кессон весьма трудно. Рассмотренная методика представляет собой один из возможных подходов к решению задачи.

Эта методика является весьма простой. Поскольку действительное строение грунта непосредственно в расчетах не учитывается, получаемые распределения не всегда соответствуют реальным. Кроме того, при найденном горизонтальном давлении остается неизвестным перемещение кессона.

Задача расчета кессона заслуживает более глубокого анализа. Для ее решения применялось несколько приближенных подходов. Т. Икехара [368] рассматривал кессон как жесткое тело. Предполагалось, что кессон поддерживается упругими пружинами по боковой поверхности и подошве, причем жесткость горизонтальных пружин пропорциональна их глубине. Сопротивление горизонтальному перемещению кессона по его подошве не учитывалось.

Т. Икехара пришел к следующим результатам. Если реактивные силы по подошве кессона действуют в пределах ядра сечения, максимальное давление на боковую поверхность кессона  $p_1$  и мак-

симальные напряжения  $q_1$  и  $q_2$  в крайних волокнах подошвы равны:

$$p_1 = \frac{3[kWl^3 + 3Hl^3 + 4Ml^2 + 8\alpha \bar{k}a^3(kW + H)]^2}{4bl^3(l^3 + 24\alpha \bar{k}a^3)(kWl + 4Hl + 6M)}, \quad (10.62)$$

$$y_1 = \frac{kWl^3 + 3Hl^3 + 4Ml^2 + 8\alpha \bar{k}a^3(kW + H)}{2l(kWl + 4Hl + 6M)}, \quad (10.63)$$

$$\left. \begin{aligned} q_1 \\ q_2 \end{aligned} \right\} = \frac{N + W}{A} \pm \frac{3a\bar{k}(kWl + 4Hl + 6M)}{b(l^3 + 24\alpha \bar{k}a^3)}. \quad (10.64)$$

При расположении реактивной силы за пределами ядра сечения подошвы кессона:

$$p_1 = \frac{3[kWl^3 + 3Hl^3 + 4Ml^2 + 8m_2\bar{k}a^3(kW + H)]^2}{4bl^3(l^3 + 24m_2\bar{k}a^3)(kWl + 4Hl + 6M)}, \quad (10.65)$$

$$y_1 = \frac{kWl^3 + 3Hl^3 + 4Ml^2 + 8m_2\bar{k}a^3(kW + H)}{2l(kWl + 4Hl + 6M)}, \quad (10.66)$$

$$q_1 = \frac{3a\bar{k}(kWl + 4Hl + 6M)(1 + \cos \beta)}{b(l^3 + 24m_2\bar{k}a^3)}. \quad (10.67)$$

Здесь  $N$  — сумма вертикальных нагрузок на пролетное строение и опору моста;  $A$  — площадь подошвы кессона;  $2a$  — ширина кессона (в направлении, параллельном действию сейсмических сил);  $2b$  — ширина кессона (в направлении, перпендикулярном действию сейсмических сил);  $\alpha$  — коэффициент, определяемый формой подошвы кессона (см. рис. 10.43);  $K_1$  — коэффициент горизонтального пассивного давления грунта на единицу глубины;  $K_2$  — коэффициент вертикального пассивного давления грунта на единицу глубины;  $\bar{k} = K_2/K_1$ .

Коэффициенты  $\beta$ ,  $m_1$  и  $m_2$  находятся из решения системы трех уравнений:

$$\left. \begin{aligned} \frac{6\bar{k}a^2 m_1(kWl + 4Hl + 6M)}{l^3 + 24m_2\bar{k}a^3} &= N + W; \\ m_1 &= \frac{1}{3} \sin^3 \beta - \frac{\sin \beta \cos^2 \beta}{2} - \frac{1}{2} (\pi - \beta) \cos \beta; \\ m_2 &= \frac{3}{2} \left( \frac{\pi - \beta}{8} + \frac{1}{3} \sin^3 \beta \cos \beta + \frac{\sin 4\beta}{32} \right). \end{aligned} \right\} \quad (10.68)$$

В табл. 10.5 приведены приближенные значения коэффициентов  $K_1$  и  $K_2$ . Для более точного расчета коэффициенты целесообразно определять при полевых испытаниях.

Методы оценки остаточных перемещений кессона после сейсмического воздействия пока не разработаны. Одной из причин осадок кессона во время землетрясения является недостаточная плотность грунта вокруг кессона, связанная с нарушением его структуры в процессе опускания кессона. Поэтому особое внимание следует обращать на уплотнение грунта в уровне подошвы кессона.

Сечение подошвы кессона

|  | $a$   |  | $a$  |
|--|---|--|--|
|  | 1   |  | $1 - \frac{0.412}{n}$<br>$2de \quad n = \frac{b}{a}$                       |
|  | $\frac{3\pi}{16} \approx 0.588$                                     |  | $\frac{3\pi}{16} \left\{ 1 - \left( \frac{a'}{a} \right)^4 \right\}$       |
|  | $\frac{3\pi}{16} \approx 0.588$                                     |  | $\frac{3\pi}{16} \left( 1 - \frac{b'}{b} \cdot \frac{a'^3}{a^3} \right)^3$ |
|  | $1 - 0.643n + 0.2876n^2 - 0.0547n^3$<br>$2de \quad n = \frac{b}{a}$ |  |  |

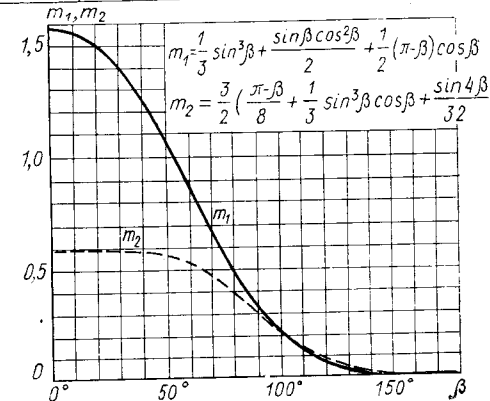


Рис. 10.43

Таблица 10.5

| Коэффициенты реактивного давления грунта |                             |                             |
|--|-----------------------------|-----------------------------|
| Грунт                                    | $K_1$ , кгс/см <sup>3</sup> | $K_2$ , кгс/см <sup>3</sup> |
| Очень мягкая глина                       | <1                          | —                           |
| Слабый связный грунт, рыхлый песок       | 1—2                         | —                           |
| Рыхлый песок, твердая глина              | 2—4                         | 3—5                         |
| Малорыхлый песок, очень твердая глина    | 4—8                         | 5—15                        |
| Уплотненный песок, смесь песка с гравием | 8—15                        | 15—25                       |
| Очень плотный песок, гравий, аргиллит    | >15                         | >25                         |



#### 4) Свайные фундаменты

Сваи широко применяются для фундаментов опор мостов и сооружений, объединяющих функции фундаментов и мостовых опор. В связи с тем что в настоящее время можно забивать сваи очень большой длины, они часто используются при строительстве сооружений на слабых грунтах. Несущую способность сваи можно повысить за счет увеличения глубины ее забивки. Поскольку, однако, жесткость свай в горизонтальной плоскости мала, обеспечить их сейсмостойкость весьма трудно.

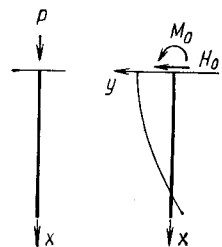


Рис. 10.44

Перемещения сваи и напряжения в ней при действии горизонтальной силы в уровне оголовка определяются как в балке на упругом основании. Поскольку характеристики упругого основания изменяются в зависимости от грунтовых условий, основные трудности расчета заключаются в выборе исходных предпосылок. В связи с этим актуальны исследования по совершенствованию методов испытаний грунтов в полевых условиях.

Самая простая модель упругого основания основана на предпосылке о пропорциональности силы реакции перемещению грунта:

$$p = \kappa D y, \quad (10.69)$$

где  $y$  — перемещение сваи;  $p$  — сила реакции на единицу длины сваи;  $\kappa$  — коэффициент влияния грунтовых условий;  $D$  — диаметр сваи.

Дифференциальное уравнение изгиба сваи с жесткостью  $EI$  (рис. 10.44) имеет вид:

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} = -\kappa D y. \quad (10.70)$$

Решение этого уравнения:

$$y = e^{-\beta x} (C_1 \cos \beta x + C_2 \sin \beta x) + e^{\beta x} (C_3 \cos \beta x + C_4 \sin \beta x), \quad (10.71)$$

где  $C_1, C_2, C_3$  и  $C_4$  — постоянные интегрирования,

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{\kappa D}{4EI}}. \quad (10.72)$$

Если принять длину сваи бесконечной и обозначить через  $H_0$  и  $M_0$  соответственно горизонтальную силу и изгибающий момент в уровне оголовка сваи (см. рис. 10.44), то граничные условия примут вид:

$$\text{при } x=0 \quad EI \frac{d^3 y}{dx^3} = H_0, \quad EI \frac{d^2 y}{dx^2} = M_0;$$

при  $x = \infty \quad y = 0$ .

С учетом этих граничных условий перемещение сваи:

$$y = \frac{e^{-\beta x}}{2\beta^3 EI} \left[ \left( \frac{H_0}{\beta} + M_0 \right) \cos \beta x - M_0 \sin \beta x \right], \quad (10.73)$$

а перемещение и угол поворота оголовка сваи:

$$y_0 = \frac{1}{2\beta^3 EI} \left( \frac{H_0}{\beta} + M_0 \right), \quad (10.74)$$

$$i_0 = \frac{1}{2\beta^2 EI} (H_0 + 2\beta M_0). \quad (10.75)$$

Максимальный изгибающий момент в свае определяется выражением:

$$M_{\max} = \frac{H_0}{2\beta} e^{-\beta x_0} \sqrt{1 + \left( 1 + \frac{2\beta M_0}{H_0} \right)^2}, \quad (10.76)$$

где  $x_0$  — координата поперечного сечения с максимальным изгибающим моментом

$$\operatorname{ctg} \beta x_0 = 1 + \frac{2\beta M_0}{H_0}. \quad (10.77)$$

Поперечное сечение сваи с максимальным изгибающим моментом сдвигается вниз, а величина момента возрастает по мере уменьшения реактивного давления грунта и увеличения изгибной жесткости сваи.

Если  $M_0 = 0$ , из выражения (10.74) получаем соотношение между горизонтальной силой и перемещением:

$$H_0 = 2\beta^3 EI y_0. \quad (10.78)$$

Откуда

$$\kappa = 2\beta^3 EI. \quad (10.79)$$

Горизонтальные прогибы вблизи поверхности грунта резко возрастают. Прогиб оголовка сваи полностью определяется изгибной жесткостью сваи, а также жесткостью верхнего слоя грунта и совершенно не зависит от глубины ее погружения. В связи с небольшой жесткостью сваи и грунта на поверхности сооружение, установленное на сваях, под действием горизонтальной силы обычно легко перемещается.

При опирании свай на жесткий грунт и устройстве ростверка их жесткость, как правило, существенно увеличивается. В этом случае принимается граничное условие  $i_0 = 0$  при  $x = 0$  и из выражения (10.75)

$$M_0 = -\frac{H_0}{2\beta}. \quad (10.80)$$

Откуда соотношение между горизонтальной силой и перемещением

$$H_0 = 4\beta^3 EI y_0 \quad (10.81)$$

и

$$\kappa = 4\beta^3 EI. \quad (10.82)$$

Таким образом, при свободном оголовке сваи ее жесткость вдвое меньше.

Значение  $K$  определяется приложением горизонтальной силы к оголовку сваи, измерением перемещения и сравнением его с расчетным значением. Результаты двух испытаний свай рассмотрены ниже. Две сваи из стальных труб диаметром 50,8 и 101,6 см при свободных оголовках были нагружены горизонтальными силами. Полученные значения  $K$  приведены в табл. 10.6.

Таблица 10.6

Коэффициент реактивного давления грунта при испытаниях свай из стальных труб

| Грунт                  | $K$ , кгс/см <sup>3</sup> | Среднее значение $K$ , кгс/см <sup>3</sup> |
|------------------------|---------------------------|--|
| Гравий                 | 0,5—3,5                   | 2,5  |
| Гравий с песком        | 0,7—1,8                   | 1,1  |
| Песок                  | 0,2—2,0                   | 0,9  |
| Глина с примесью песка | 0,4—1,5                   | 1,0  |
| Глина                  | 0,1—0,9                   | 0,5  |

Значения  $K$  с увеличением прогиба оголовка свай уменьшаются. Поэтому все измерения проводились при прогибе 1 см. Аналогичные опыты выполнены для железобетонных свай диаметром от 30 до 40 см. Результаты экспериментов приведены в табл. 10.7.

Таблица 10.7

Коэффициент реактивного давления грунта при испытаниях железобетонных свай

| Грунт                     | $K$ , кгс/см <sup>3</sup> |
|---------------------------|---------------------------|
| Очень мягкий ил или глина | 0,3—1,5                   |
| Ил или глина              | 1,5—3                     |
| Плотная глина             | 3—15                      |
| Твердая глина             | ≥15                       |
| Песок                     | 3—9                       |

И. Мацумото [383] провел полевые испытания свай в грунте с очень рыхлым поверхностным слоем толщиной 14 м, расположенным на плотном гравии с песком. Поверхностный слой состоял из 9-метровой толщи мягкой глины под 5-метровым слоем торфяника. Значение  $N$  для всего поверхностного слоя изменялось от 0 до 2.

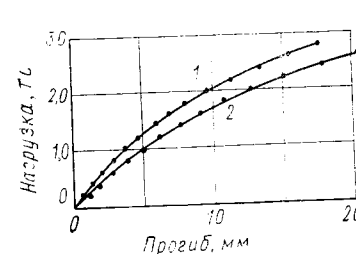


Рис. 10.45. Зависимости нагрузка — прогиб для одиночной сваи  
1 — нижняя сторона; 2 — верхняя сторона

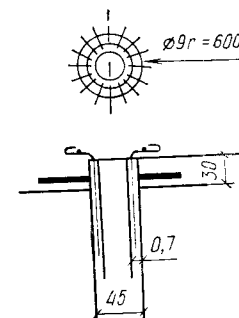


Рис. 10.47

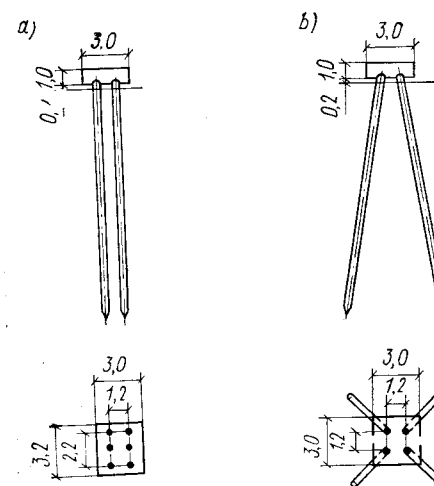


Рис. 10.46

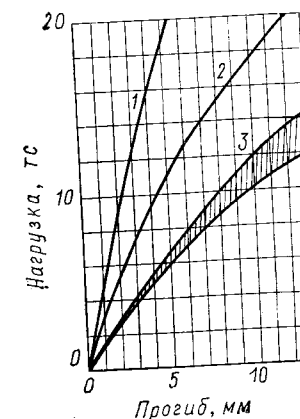


Рис. 10.48. Зависимости нагрузка — прогиб для кустов свай  
1 — наклонные сваи (опытные данные); 2 — вертикальные сваи (опытные данные); 3 — шесть вертикальных одиночных свай

Железобетонные сваи длиной 15 м, диаметром 45 см с толщиной стенки 7 см были забиты до плотного основания. К оголовку свай прикладывалась горизонтальная сила. На рис. 10.45 приведена зависимость между силой и горизонтальным прогибом свай. В связи с большой податливостью грунта зависимость с самого начала отличалась от линейной. Если значения  $K$  вычислить для каждого этапа нагружения с помощью выражения (10.74), то при небольшом прогибе сваи  $K = 0,4$  кгс/см<sup>3</sup>, а при прогибе порядка 10 мм  $K = 0,23$  кгс/см<sup>3</sup>.

Аналогичные испытания проведены для кустов свай. Как показано на рис. 10.46, а, шесть свай были забиты в грунт с шагом 1,1 и 1,2 м. Их оголовки были объединены бетонным ростверком высотой 1 м с размерами в плане 3×3,2 м. Сваи были заведены в ростверк на 30 см (рис. 10.47). Зависимости между горизонтальной силой и

уровне оголовков свай и перемещением приведены на рис. 10.48. Для сравнения на рисунке приведены зависимости для одиночной свай (с ординатами, увеличенными в шесть раз). Для куста свай перемещения примерно в 2 раза меньше, чем для одиночных свай. Поскольку перемещение одиночной свай с защемленным оголовком составляет примерно  $1/2$  перемещения свай со свободным оголовком, можно считать, что для куста свай оголовки практически защемлены в ростверке. По-видимому, ростверк препятствует повороту оголовков свай, как это происходит в случае одиночных свай.

Когда фундаменты развиты в плане и в каждом ряду размещается много кустов свай, защемление против поворота еще более возрастает. Поэтому предполагается, что жесткость свайного фундамента приближается к суммарной жесткости отдельных свай с защемленными оголовками. При применении групп свай основная трудность заключается в определении доли нагрузки, воспринимаемой каждой сваей. Измерение напряжений в сваях свидетельствует о сравнительно равномерном загрузении каждой из шести свай в кусте. Аналогичные результаты получены К. Кубо [391] при испытаниях моделей крупного масштаба. Таким образом, такое распределение усилий можно считать характерным для кустов свай.

Как показали проведенные расчеты и испытания, вертикальные сваи имеют небольшую горизонтальную жесткость. Сооружения на таких сваях при землетрясениях могут получать большие горизонтальные перемещения. В связи с этим для повышения несущей способности в горизонтальном направлении вместо горизонтальных применяют наклонные сваи. И. Мацумото провел испытания кустов наклонных свай, забитых в грунт под углом  $12^\circ 30'$  к вертикали (см. рис. 10.46, в). Поверх свай был устроен ростверк высотой 1 м. Зависимость между горизонтальной силой и перемещением также приведена на рис. 10.48. Прогиб оголовков свай составлял около  $1/2$  прогиба куста вертикальных свай. Если учесть, что испытывались кусты из шести вертикальных свай и четырех наклонных свай, то повышенная жесткость фундаментов с наклонными сваями становится очевидной.

Жесткость куста наклонных свай в горизонтальном направлении можно определить следующим образом. Для простоты предположим, что концы свай опираются на плотный грунт, и осадками можно пренебречь. Жесткость наклонной сваи обусловлена диагональным расположением сваи и жесткостью от ее заглубления в грунт. Если угол наклона сваи невелик, обе компоненты жесткости можно рассмотреть отдельно.

Жесткость, обусловленная диагональным расположением сваи, связана с возникновением растяжения в одной свае и сжатия в другой при приложении горизонтальной силы  $H$ . Составляющая этой силы в двух наклонных сваях (рис. 10.49) равна

$$P = \frac{H}{2 \sin \alpha}. \quad (10.83)$$

Если  $L$  — длина сваи,  $E$  — модуль Юнга,  $A$  — площадь поперечного сечения, то перемещение сваи в продольном направлении равно  $\frac{PL}{EA}$ . Следовательно, горизонтальное перемещение

$$y = \frac{PL}{EA \sin \alpha} = \frac{LH}{2EA \sin^2 \alpha}.$$

Отсюда жесткость свай, обусловленная диагональным расположением в кусте

$$K_1 = \frac{2EA \sin^2 \alpha}{L}.$$

Из выражения (10.82) жесткость куста наклонных свай от их заглубления

$$K_2 = 2\mu\beta^3 EI.$$

Следовательно, коэффициент жесткости куста наклонных свай

$$K = \frac{2EA \sin^2 \alpha}{L} + 2\mu\beta^3 EI, \quad (10.84)$$

где  $\mu$  в зависимости от условий сопряжения свай с ростверком принимается в диапазоне от 3 до 4.

Когда применяются висячие сваи, определить величину  $L$  довольно трудно. Можно, конечно, выполнить расчет, предполагая, что в продольном направлении сваи упруго оперты на грунт. Однако при этом необходимо оценить допускаемую погрешность.

В соответствии с выражением (10.84) жесткость свай возрастает с увеличением угла наклона. При значительных углах наклона осевая сила на сваю становится небольшой. Поэтому следует принимать во внимание, что несущая способность наклонной сваи в вертикальном направлении меньше, чем вертикальной сваи, а также учитывать трудности забивки и опасность изгиба свай, если во время землетрясения произойдет осадка грунта.

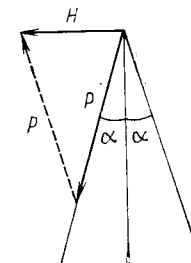


Рис. 10.49

## 10.5. АРОЧНЫЕ МОСТЫ

Основной сейсмической нагрузкой на арочные мосты является сила, приходящаяся на плиту проезжей части, стойки и пояса арок. Сейсмические силы в продольном направлении воспринимаются самими арками, а передающие эти силы элементы рассчитываются по упрощенным схемам. Например, стойка  $AC$  арочного моста на рис. 10.50 принимается отделенной от поясов арки, панель  $IC$  пролетного строения в виде шарнирно опертой в точке  $C$  балки, а надарочное строение типа рамной надстройки  $CGEFH$  воспринимает нагрузки от относительной подвижки опор. В замковом сечении моста  $B$  рамная надстройка и пояса арки жестко сопряжены. Надарочное строение  $CGEFH$  из плиты проезжей части и колонн принимается в виде жесткой рамы с неподвижными нижними опорами.

Моменты и силы реакции в этих опорах являются нагрузками на арки. Сейсмические силы на надарочное строение непосредственно передаются на пояса арки в середине пролета моста.

Поскольку нейтральная ось пояса арок определяется из условия равновесия моментов от собственного веса моста, арки работают в основном на сжатие, а изгибающие моменты в них малы.

При действии горизонтальных сейсмических нагрузок в поясах арок возникают большие изгибающие моменты. На рис. 10.51 в качестве примера показаны эпюры изгибающих моментов (левая часть рисунка) и осевых сил (правая часть). Сплошные линии соответ-

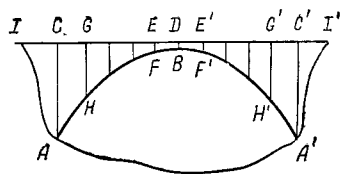


Рис. 10.50

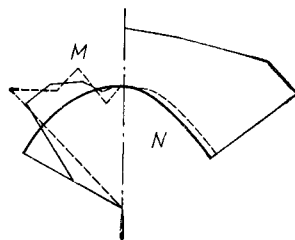


Рис. 10.51

вуют усилиям от собственного веса, а пунктирные — от сейсмических сил при коэффициенте горизонтальной сейсмической нагрузки, равном 0,1.

Для расчета мостов на действие поперечных сейсмических сил разработано несколько методов. Согласно одним, сейсмические силы воспринимаются только поясами арок, а в соответствии с другими — совместно с рамной плитой проезжей части. В первом случае сейсмическая сила от плиты передается аркам с помощью опорных колонн, которые рассматриваются как элементы порталных рам. Поскольку реактивные силы и моменты от опор этих рам также передаются на арки, арки воспринимают осевую силу, изгибающие (в своей плоскости и из плоскости) и крутящий моменты. Распределение напряжений при совместном действии всех компонентов нагрузки можно найти только для арок кругового очертания. Если же мост состоит из ряда арочных сегментов, соединенных поперечными элементами, такой расчет становится очень сложным. В этом случае для простоты криволинейное верхнее строение рассматривается как плоская ферма. Сооружение посередине опорных колонн расчленяется на две части, рамную плиту проезжей части и пояса арок, а сейсмические нагрузки на обе части воспринимаются этими конструкциями раздельно. При этом, правда, не удастся учесть крутящие моменты.

Рассмотренные выше методы расчета основаны на ряде весьма условных предпосылок. Для получения более точного решения необходимо рассчитать многократно статически неопределимую конструкцию. Это можно выполнить только численными методами с помощью ЭВМ. Методика полного динамического расчета арочных мос-

гов пока еще не создана. Однако уже проведено много исследований арок кругового очертания. Согласно полученным результатам, если ось арки считается нерастяжимой, то в ней возможно проявление только кососимметричных форм колебаний. При учете растяжения или сжатия оси арки от осевых усилий могут возникнуть также симметричные формы колебаний. В частности, натурные испытания подтвердили возможность симметричных колебаний реальных мостов.

Для большепролетных арочных мостов с ездой поверху характерны также колебания поперек оси моста. Такие колебания оказались весьма существенными при динамических испытаниях двухшарнирного арочного железнодорожного моста общей длиной 176 м с расстоянием между опорами 112 м. Частоты собственных колебаний для незагруженного моста составляли 3,3 и 2 Гц. В отчете об испытаниях отмечено, что при частоте 3,3 Гц наблюдались заметные колебания частей плиты проезжей части непосредственно над пятами арок, а при 2 Гц — средней части моста. Коэффициент затухания колебаний вдоль оси моста был равен 2,6%, а поперек оси моста — от 1 до 1,6%.

Умение оценить параметры колебаний поперек оси моста очень важно не только для обеспечения устойчивости моста, но и с точки зрения безопасности транспортных средств, движущихся по мосту. Например, при интенсивных поперечных колебаниях плиты проезжей части железнодорожного моста во время землетрясения состояние поезда на мосту будет весьма опасным.

## 10.6. ВИСЯЧИЕ МОСТЫ

### 1) Повреждения висячих мостов при землетрясениях

До настоящего времени не наблюдалось случаев обрушения большепролетных висячих мостов при землетрясениях, однако в технической литературе приводится много примеров обрушения небольших висячих мостов вдоль местных дорог в связи с разрушением опор и разрывом тросов. Висячий мост Аракава имел главный пролет длиной 90 м и боковые пролеты по 52 м. Во время землетрясения Канто в горизонтальной балке опоры моста рамного типа появились трещины. Полагают, что они были вызваны большими изгибающими моментами и кручением пилонов из-за интенсивных боковых колебаний моста. Висячие мосты такой длины имеют периоды собственных колебаний порядка 1—2 с и подвержены при сильных землетрясениях интенсивной поперечной раскачке (сейсмическому резонансу).

Висячий мост Гошо (с двумя пролетами по 124 м) был построен на аллювиальных грунтах р. Куцурью. При Фукуйском землетрясении анкерный правобережный массив сдвинулся в пролет на 20 см. Седло кабеля наверху правого пролета сдвинулось в сторону левого берега, а верхний пояс балки жесткости потерял устойчивость с длиной волны 14—20 м. Основной причиной потери устой-

чивости верхнего пояса считают передачу больших нагрузок на балку жесткости после сдвига анкерного массива (см. рис. 10.52).

Как показывают испытания моделей, подвески в средней части пролета часто разрываются. Это происходит из-за перемещений средней точки кабеля не только в вертикальном, но и в горизонтальном направлениях, в то время как балка жесткости перемещается только вертикально. При этом в подвесках возникают большие напряжения, которые еще более возрастают из-за небольшой длины подвески в середине пролета.



Рис. 10.52. Повреждения висячего моста Готто при Фукусимском землетрясении 28 июня 1948 г.

Приведенные случаи позволяют выделить следующие вопросы, заслуживающие особого внимания при анализе сейсмостойкости висячих мостов: необходимо обеспечивать устойчивость анкерных массивов; пилоны и тросы (кабели) должны обладать прочностью для восприятия сейсмических сил; необходимо предотвращать разрывы подвесок в средней части моста.

## 2) Уравнения колебаний висячих мостов

Для такого гибкого сооружения, как висячий мост, напряжения необходимо определять на основе динамического расчета. Основное уравнение колебаний моста можно получить следующим образом. Пусть прогиб кабеля описывается уравнением

$$y = \frac{4f}{l^2} x(l-x), \quad (10.85)$$

где  $l$  — пролет моста;  $f$  — стрела провисания (рис. 10.53).

Угол наклона кабеля

$$\operatorname{tg} \varphi = \frac{dy}{dx} = \frac{4f}{l^2} (l-2x).$$

Горизонтальная составляющая тяжения в кабеле постоянна по всей его длине и равна:

$$H_d = \frac{ql^2}{8f}, \quad (10.86)$$

где  $q$  — погонный вес балки жесткости.

Вертикальная составляющая тяжения равна:  $H_d \operatorname{tg} \varphi$ .

Если к балке жесткости приложена равномерно распределенная нагрузка  $\omega$ , часть ее воспринимается балкой, а остальная часть  $p$  — кабелем через подвески. При передаче на кабель погонной нагрузки  $p$  он прогибается. Обозначим вертикальное перемещение через  $\eta$ , а горизонтальное  $\xi$  ( $\xi$  обычно мало по сравнению с  $\eta$ ).

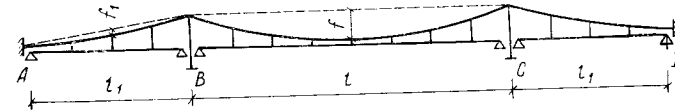


Рис. 10.53

Сила тяжения кабеля также изменяется. Обозначим приращение горизонтальной составляющей тяжения в кабеле через  $H$ . Тогда вертикальная составляющая тяжения равна:

$$(H_d + H) \frac{d(y + \eta)}{dx}.$$

Из условия равновесия вертикальных сил, действующих на элемент кабеля, длина которого по горизонтали равна  $dx$ , получаем

$$\frac{d}{dx} \left[ (H_d + H) \frac{d(y + \eta)}{dx} \right] dx + qdx + pdx = 0$$

$$\text{и} \quad \left( H + \frac{ql^2}{8f} \right) \frac{d^2 \eta}{dx^2} - \frac{8f}{l^2} H + p = 0. \quad (10.87)$$

Под действием нагрузки  $\omega - p$  балка жесткости прогнется. Если удлинением подвесок пренебречь, то перемещения балки принимаются равными вертикальным прогибам кабелей. Уравнение изгиба балки с жесткостью  $B$  имеет вид:

$$B \frac{d^4 \eta}{dx^4} = \omega - p.$$

После исключения  $p$  имеем

$$B \frac{d^4 \eta}{dx^4} - \left( \frac{ql^2}{8f} + H \right) \frac{d^2 \eta}{dx^2} = \omega - \frac{8f}{l^2} H,$$

и, пренебрегая произведением  $H\eta$ ;

$$B \frac{d^4 \eta}{dx^4} - \frac{ql^2}{8f} \frac{d^2 \eta}{dx^2} = \omega - \frac{8f}{l^2} H. \quad (10.88)$$

Удлинение кабеля при увеличении тяжения вызывает дополнительные прогибы. Условия совместности деформаций записываются следующим образом. Удлинение бесконечно малого элемента кабеля равно:

$$\Delta = \frac{Hds}{EA \cos \varphi} = \frac{Hdx}{EA \cos^2 \varphi}, \quad (10.89)$$

где  $E$  — модуль Юнга для материала кабеля;  $A$  — площадь его поперечного сечения.

Удлинение кабеля можно также найти из геометрических соотношений по прогибу кабеля

$$\Delta = \left( \frac{d\xi}{dx} \cos \varphi + \frac{d\eta}{dx} \sin \varphi \right) dx. \quad (10.90)$$

Приравнявая выражения (10.89) и (10.90), имеем

$$\frac{H}{EA \cos^2 \varphi} = \frac{d\xi}{dx} \cos \varphi + \frac{d\eta}{dx} \sin \varphi,$$

откуда

$$\frac{d\xi}{dx} = \frac{H}{EA \cos^3 \varphi} - \frac{d\eta}{dx} \operatorname{tg} \varphi = \frac{H}{EA \cos^3 \varphi} - \frac{4f}{l^2} (l-2x) \frac{d\eta}{dx}. \quad (10.91)$$

После интегрирования этого выражения по длине пролета

$$\xi|_0^l = \frac{HL}{EA} - \frac{4f}{l^2} \int_0^l (l-2x) \frac{d\eta}{dx} dx, \quad (10.92)$$

где

$$L = \int_0^l \frac{dx}{\cos^3 \varphi}. \quad (10.93)$$

При горизонтальном перемещении  $\delta$  одного пилона относительно другого (если длина пролета увеличивается,  $\delta$  положительно) и отсутствии вертикальных перемещений граничные условия имеют вид:

$$\xi|_0^l = \delta, \quad \eta|_0^l = 0.$$

Тогда из выражения (10.92) получаем выражение

$$\delta = \frac{HL}{EA} - \frac{q}{H_d} \int_0^l \eta dx, \quad (10.94)$$

которое характеризует условие совместности деформаций.

При анализе колебаний моста в условия равновесия необходимо добавить сейсмические силы от масс балок жесткости и кабелей. Массой кабеля на этом этапе будем пренебрегать и общую погонную массу  $m$  считать приложенной к балкам жесткости. Подстав-

ляя распределенную сейсмическую силу в выражение (10.88), получим уравнение

$$B \frac{\partial^4 \eta}{\partial x^4} + \frac{q}{g} \frac{\partial^2 \eta}{\partial t^2} - H_d \frac{\partial^2 \eta}{\partial x^2} + \frac{q}{H_d} H = 0, \quad (10.95)$$

которое совместно с выражением (10.94) можно назвать основными уравнениями колебаний висячих мостов.

### 3) Периоды собственных колебаний и параметры затухания

Примем  $\eta$  и  $H$  в форме

$$\eta = Y e^{i\omega t}, \quad H = Q e^{i\omega t} \quad (10.96)$$

и после подстановки в (10.95) получим

$$B \frac{d^4 Y}{dx^4} - H_d \frac{d^2 Y}{dx^2} - \frac{q\omega^2}{q} Y + \frac{q}{H_d} Q = 0. \quad (10.97)$$

Здесь  $\omega$  — круговая частота собственных колебаний моста. Общее решение этого уравнения

$$Y = \frac{gQ}{\omega^2 H_d} + C_1 \operatorname{sh} \lambda x + C_2 \operatorname{ch} \lambda x + C_3 \sin \mu x + C_4 \cos \mu x, \quad (10.98)$$

где

$$\lambda = \frac{\Phi}{l} \sqrt{\frac{Z+1}{2}}, \quad \mu = \frac{\Phi}{l} \sqrt{\frac{Z-1}{2}}, \quad \Phi = l \sqrt{\frac{H_d}{B}},$$

$$Z = \sqrt{1 + \frac{32f\omega^2}{g\Phi^2}},$$

$C_1, C_2, C_3$  и  $C_4$  — произвольные постоянные, определяемые граничными условиями.

Для трехпролетного симметричного моста с разрезными балками жесткости в каждом пролете и кабелем, поддерживаемым на катковых опорах наверху пилонов, формы собственных симметричных колебаний имеют вид:

для крайнего пролета

$$Y_1 = \frac{gQ}{2\omega^2 Z_1 H_d} \left[ 2Z_1 + (Z_1 - 1) \left( \operatorname{th} \frac{\Phi_1 \sqrt{Z_1 + 1}}{2\sqrt{2}} \operatorname{sh} \frac{\Phi_1 \sqrt{Z_1 + 1}}{\sqrt{2}} \frac{x}{l_1} - \operatorname{ch} \frac{\Phi_1 \sqrt{Z_1 + 1}}{\sqrt{2}} \frac{x}{l_1} \right) - (Z_1 + 1) \left( \operatorname{tg} \frac{\Phi_1 \sqrt{Z_1 - 1}}{2\sqrt{2}} \sin \frac{\Phi_1 \sqrt{Z_1 - 1}}{\sqrt{2}} \frac{x}{l_1} + \cos \frac{\Phi_1 \sqrt{Z_1 - 1}}{\sqrt{2}} \frac{x}{l_1} \right) \right], \quad (10.99)$$

для среднего пролета

$$Y = \frac{gQ}{2\omega^2 ZH_d} \left[ 2Z - (Z-1) \operatorname{sch} \frac{\Phi \sqrt{Z+1}}{2\sqrt{2}} \operatorname{ch} \frac{\Phi \sqrt{Z+1}}{\sqrt{2}} \cdot \frac{x}{l} - \right. \\ \left. - (Z+1) \operatorname{sec} \frac{\Phi \sqrt{Z-1}}{\sqrt{2}} \cos \frac{\Phi \sqrt{Z-1}}{\sqrt{2}} \cdot \frac{x}{l} \right]. \quad (10.100)$$

Из выражения (10.94) уравнение совместности деформаций

$$\frac{Q}{EA} \left( \frac{L}{2} + L_1 \right) - \frac{q}{H_d} \int_0^{l/2} Y dx - \frac{q_1}{H_d} \int_0^{l_1} Y_1 dx = 0. \quad (10.101)$$

В выражениях (10.99) — (10.101) величины с индексом 1 относятся к крайним пролетам, а без индекса 2 — к среднему пролету.



Рис. 10.54

Подставляя (10.99) и (10.100) в (10.101), получим следующее характеристическое уравнение

$$\frac{qfl}{\Phi^3(Z^2-1)Z} \left[ \frac{\Phi}{\sqrt{2}} Z - \frac{Z+1}{\sqrt{Z-1}} \operatorname{tg} \left( \frac{\Phi \sqrt{Z-1}}{2\sqrt{2}} \right) - \frac{Z-1}{\sqrt{Z+1}} \operatorname{th} \times \right. \\ \left. \times \operatorname{th} \left( \frac{\Phi \sqrt{Z+1}}{2\sqrt{2}} \right) \right] + \frac{2q_1 f_1 l_1}{\Phi_1^3(Z_1^2-1)Z_1} \left[ \frac{\Phi_1}{\sqrt{2}} Z_1 - \frac{Z_1+1}{\sqrt{Z_1-1}} \operatorname{tg} \left( \frac{\Phi_1 \sqrt{Z_1-1}}{2\sqrt{2}} \right) - \right. \\ \left. - \frac{Z_1-1}{\sqrt{Z_1+1}} \operatorname{th} \left( \frac{\Phi_1 \sqrt{Z_1+1}}{2\sqrt{2}} \right) \right] = \frac{H_d(L+2L_1)}{32\sqrt{2}EA}. \quad (10.102)$$

При кососимметричной форме колебаний условия совместности деформаций

$$\int_0^l Y dx = 0 \text{ или } \int_0^{l_1} Y_1 dx = 0. \quad (10.103)$$

Тогда для среднего пролета частоты собственных колебаний

$$\omega = \frac{2n\pi}{l} \sqrt{\frac{g}{w} \left( H_d + \frac{4n^2 \pi^2 B}{l^2} \right)}, \quad n = 1, 2, 3 \dots, \quad (10.104)$$

а для крайнего пролета

$$\omega_1 = \frac{n\pi}{l_1} \sqrt{\frac{g}{w_1} \left( H_d + \frac{n^2 \pi^2 B}{l_1^2} \right)}, \quad n = 1, 2, 3 \dots \quad (10.105)$$

В последнее время с помощью ЭВМ стало возможным получать решения для более сложных случаев. И. Кониши [402] смоделировал трехпролетный висячий мост системой из 23 сосредоточенных масс и пружин (рис. 10.54) и получил периоды и формы собственных

колебаний. При этом учитывались колебания как балок жесткости, так и пилонов.

В табл. 10.8 приведены периоды собственных колебаний висячего моста со средним пролетом 1300 м и крайними пролетами по 650 м, отметкой пролетного строения 108 м и высотой пилонов 200 м.

Таблица 10.8

Периоды собственных колебаний висячего моста

| Симметричные колебания |                                 |  | Кососимметричные колебания |                                 |  |
|------------------------|---------------------------------|--|----------------------------|---------------------------------|--|
| № тона                 | Период собственных колебаний, с | Какой элемент колеблется наиболее интенсивно | № тона                     | Период собственных колебаний, с | Какой элемент колеблется наиболее интенсивно |
|                        |                                 | Пролеты:                                     |                            |                                 | Пролеты:                                     |
| 1                      | 11,61                           | Средний и крайний                            | 1                          | 9,21                            | Средний                                      |
| 2                      | 6,22                            | То же  | 2                          | 8,88                            | крайний                                      |
| 3                      | 4,45                            | »  | 3                          | 4,53                            | средний                                      |
| 4                      | 4,4                             | крайний                                      | 4                          | 4,4                             | крайний                                      |
| 5                      | 3,66                            | средний                                      | 5                          | 3,2                             | средний                                      |
| 6                      | 3,05                            | крайний                                      | 6                          | 3,07                            | крайний                                      |
| 7                      | 2,95                            | средний                                      |                            |                                 |  |
|                        |                                 | Пилон  | 7                          | 1,3                             | Пилон  |
| 8                      | 1,28                            | »  | 8                          | 0,49                            | »  |
| 9                      | 0,46                            | »  | 9                          | 0,27                            | »  |
| 10                     | 0,25                            | »  | 10                         | 0,19                            | »  |

Анализ таблицы показывает, что при низких частотах возможны одновременные колебания среднего и крайних пролетов, однако при более высоких частотах резонансные колебания пролетов должны наступать при разных частотах возбуждения. Вместе с тем не наблюдалось случаев одновременного резонанса пилонов и балок жесткости, так как резонансные периоды балок жесткости более 3 с, а для пилонов меньше 3 с. Следует, правда, отметить, что при низшей симметричной форме колебаний пилоны также колеблются. При этом оголовки пилонов перемещаются навстречу друг другу, что может способствовать увеличению амплитуд колебаний пролетного строения. Примечательно, что при других формах наблюдаются едва заметные колебания верха пилонов.

Коэффициенты затухания колебаний висячего моста можно определить только при натурных испытаниях. Значения коэффициентов, найденные при испытаниях эксплуатируемых висячих мостов с пролетами от 100 до 140 м и балками жесткости, приведены в табл. 10.9. Для первой формы симметричных колебаний коэффициент затухания равен 0,004—0,006, а для второй симметричной формы 0,003—

Вибрационные испытания висячих мостов

| Наименование моста | Длина пролета, м         | Приведенная ширина, м | Стрела провисания, м | Погонный вес, кгс/м | Момент инерции сечения балки жесткости, см <sup>4</sup> | Период собственных колебаний, с | Коэффициент затухания | Максимальная амплитуда колебаний, мм | Балка жесткости      |
|--------------------|--------------------------|-----------------------|----------------------|---------------------|---|---------------------------------|-----------------------|--------------------------------------|----------------------|
| Сакае              | 37,2+98,2+<br>+98,2+37,2 | 4,6                   | 11                   | 1744                | 3,01·10 <sup>6</sup>                                    | 0,986                           | 0,0037 ± 0,0014       | 1,49                                 | Ферма                |
| Мийоши             | 31,5+139,9+<br>+31,5     | 6,0                   | 16,8                 | 2930                | 5,75·10 <sup>6</sup>                                    | 1,2                             | 0,0063 ± 0,0017       | 2,09                                 | »                    |
| Ягумо              | 114                      | 5,0                   | 12                   | 2718                | 3,78·10 <sup>6</sup>                                    | 1,51                            | 0,0048 ± 0,0011       | 6,21                                 | Балка проезжей части |
| Табисоко           | 114                      | 3,6                   | 11,2                 | 1300                | 4,39·10 <sup>6</sup>                                    | 0,93                            | 0,0059 ± 0,0008       | 3,48                                 | Ферма                |
| Харада             | 137,6                    | 5,5                   | 15                   | 2250                | 7,04·10 <sup>6</sup>                                    | 1,25                            | 0,0037 ± 0,0003       | 54,2                                 | »                    |
| Сето               | 125                      | 3,6                   | 10,4                 | 958                 | 2,19·10 <sup>6</sup>                                    | 0,53*                           | 0,0036 ± 0,001        | 1,56                                 | »                    |
| Такасу             | 163                      | 5,3                   | 18                   | 1777                | 5,49·10 <sup>6</sup>                                    | 0,63*                           | 0,0122 ± 0,0041       | 0,58                                 | »                    |
| Вакато-Огаши       | 156,5+367+<br>+156,5     |                       |                      |                     |   | 0,36                            | 0,0075                |                                      | »                    |
| Такаива            | 75,12                    |                       |                      |                     |   | —                               | 0,038                 |                                      | Ферма                |
| Кавамата-Огаши     | 158                      |                       |                      |                     |   | 0,82<br>1,5                     | 0,017—0,022           |                                      | »                    |
| Никен              | 158,4                    |                       |                      |                     |   | —                               | 0,008—0,029           |                                      | »                    |

\* Соответствует первой симметричной форме колебаний.

—0,016. Изменение коэффициента затухания в зависимости от амплитуды колебаний было исследовано по мосту Харада. Эти испытания показали, что  $h = 0,0028$  при амплитудах 5 мм,  $h = 0,0032$  при 6 мм,  $h = 0,0034$  при 10 мм и  $h = 0,0035$  при 54 мм. Таким образом, коэффициент затухания при малых амплитудах колебаний возрастает прямо пропорционально с амплитудами, а затем приближается к постоянному значению. По данным испытаний, это значение коэффициента затухания равно 0,005, поскольку дальнейшее поглощение энергии за счет малого трения на опорах невозможно, а постоянная нагрузка от балок жесткости воспринимается кабелями.

Приведем еще один пример натуральных динамических испытаний большепролетного висячего моста. Мост Тугас в Лиссабоне имеет средний пролет длиной 1013 м и крайний пролет 483 м. Ширина моста 21 м, высота пилонов 179 м, а высота опор 87 м. Опоры моста были установлены на базальтовое скальное основание, выше которого расположены слой песка толщиной 18 м и слой ила толщиной 3,4 м. Уровень грунтовых вод находился на глубине 27 м. При импульсивном нагружении период собственных колебаний был равен 9 с, а коэффициент затухания 2—3% критического затухания. Кроме того, проводились вибрационные испытания опоры моста до сооружения пилона. Частота собственных колебаний опоры была равна 1,4 Гц вдоль оси моста и 2,2 Гц поперек оси моста. Коэффициент затухания 5% был одинаков для обоих направлений.

#### 4) Вынужденные колебания

Полагают, что при землетрясении висячие мосты работают следующим образом. При землетрясениях большой интенсивности, но небольшой продолжительности балки жесткости практически не испытывают колебаний в связи с длинным периодом собственных колебаний. Однако в отдельных случаях возможны резонансные колебания пилонов с большими амплитудами. Напротив, при землетрясении с длиннопериодными колебаниями, повторяющимися в течение определенного периода времени (например, при сильных землетрясениях и больших эпицентральных расстояниях), возможны резонансные колебания пролетного строения. Одновременно возможны большие изгибающие моменты в пилонах моста. Однако поскольку большие амплитуды пролетного строения могут быть достигнуты при достаточно длительном резонансном режиме колебаний, возникновение больших колебаний большепролетных висячих мостов возможно только в случае очень сильных землетрясений.

Если колебания пролетного строения и пилонов при сейсмическом воздействии рассматриваются отдельно, то наиболее интенсивные колебания пролетного строения соответствуют резонансным колебаниям балок жесткости по симметричной форме. Это происходит, когда устой по концам моста перемещаются в противоположных направлениях. Такие исключительно неблагоприятные условия для длинных мостов маловероятны, поскольку их устой нахо-



дятся на большом расстоянии друг от друга, а рельеф местности и геологические условия, как правило, совершенно различны.

Пусть перемещение части сооружения  $CD$  относительно части  $AB$  (см. рис. 10.53) подчиняется гармоническому закону

$$u = a \sin \omega t. \quad (10.106)$$

Балки жесткости в каждом пролете выполнены разрезными, а пилоны заземлены внизу и шарнирно опираются на кабели сверху.

При резонансе внешняя сила и параметры реакции имеют сдвиг по фазе на угол  $\pi/2$ . Поэтому прогиб центра балки жесткости равен:

$$\eta = Y \cos \omega t, \quad \eta_1 = -Y_1 \cos \omega t, \quad (10.107)$$

а горизонтальное перемещение верха пилон

$$\delta = \Delta \cos \omega t.$$

Приращения горизонтальных составляющих усилия тяжения в кабелях бокового и среднего пролетов примем в виде

$$H = Q \cos \omega t, \quad H_1 = Q_1 \cos \omega t.$$

Поскольку период собственных колебаний бокового пролета обычно отличен от периода колебаний среднего пролета, перемещения бокового пролета будут небольшими. Если пренебречь силами инерции для пролетного строения бокового пролета, то уравнение его колебаний примет вид:

$$B_1 \frac{\partial^4 Y_1}{\partial x^4} - H_d \frac{\partial^2 Y_1}{\partial x^2} + \frac{q_1}{H_d} Q_1 = 0.$$

Решение этого уравнения

$$Y_1 = \frac{q_1 Q_1 l_1^2}{m_1^2 H_d^2} \left[ 1 - \frac{m_1^2}{2} \frac{x}{l_1} \left( 1 - \frac{x}{l_1} \right) + \operatorname{th} \frac{m_1 x}{2} \operatorname{sh} \frac{m_1 x}{l_1} - \operatorname{ch} \frac{m_1 x}{l_1} \right],$$

где

$$m_1^2 = H l_1^2 / B_1. \quad (10.108)$$

Из условия совместности деформаций для бокового пролета получаем

$$\Delta = \frac{Q_1 L_1}{EA} - \frac{q_1}{H_d} \int_1^{l_1} Y_1 dx$$

и после подстановки выражения для  $Y_1$  имеем

$$Q_1 = \Delta / \alpha, \quad (10.109)$$

$$\alpha = \frac{L_1}{EA} + \frac{q_1^2 l_1^3}{H_d^3} \left[ \frac{1}{12} - \frac{1}{m_1^2} \left( 1 - \frac{1}{m_1} \operatorname{th} \frac{m_1}{2} \right) \right]. \quad (10.110)$$

На основании уравнения равновесия горизонтальных сил, приложенных к верху пилон

$$Q = Q_1 + \frac{3E_0 I_0}{S^3} \Delta,$$

где  $E_0 I_0$  — изгибная жесткость пилон;  
 $S$  — высота пилон.

Подставляя это выражение в (10.109), получаем

$$Q = \Delta \left( \frac{3E_0 I_0}{S^3} + \frac{1}{\alpha} \right). \quad (10.111)$$

Из условия совместности деформаций удлинение кабеля среднего пролета

$$\frac{QL}{EA} - \frac{1}{H_d} \int_0^l Y dx = -2\Delta. \quad (10.112)$$

Выражения для  $Y$  принимаются по результатам испытаний моделей моста:

для первой формы колебаний

$$Y = b \sin^2 \frac{\pi x}{l},$$

для второй и более высоких форм колебаний

$$Y = b \sin \frac{n\pi x}{l}, \quad n = 3, 5 \dots$$

(10.113)

Следовательно:

$$\int_0^l Y dx = b\beta. \quad (10.114)$$

Для первой формы  $\beta = l/2$ , а для второй и более высоких форм  $\beta = \frac{2l}{n\pi}$ . (10.115)

После подстановки этих величин в уравнение (10.112)

$$b = \frac{H_d \Delta}{q\beta} \left[ \left( \frac{3E_0 I_0}{S^3} + \frac{1}{\alpha} \right) \frac{L}{EA} - 2 \right]$$

и из выражений (10.111) получим

$$Q = \frac{q\beta b}{H_d} \frac{\frac{3E_0 I_0}{S^3} + \frac{1}{\alpha}}{\left( \frac{3E_0 I_0}{S^3} + \frac{1}{\alpha} \right) \frac{L}{EA} - 2}. \quad (10.116)$$

Примем, что сила сопротивления  $f_d$  на единицу длины среднего пролета пропорциональна скорости колебаний балки жесткости

$$f_d = CY \omega \sin \omega t. \quad (10.117)$$

Энергия, рассеиваемая за один цикл колебаний, равна:

$$W = \int_0^l dx \int_0^{2\pi/\omega} f_d \omega Y \sin \omega t dt = C \omega^2 \int_0^l Y^2 dx \int_0^{2\pi/\omega} \sin^2 \omega t dt = \pi \omega C b^2 \gamma, \quad (10.118)$$

где с учетом выражений (10.113)

$$\left. \begin{aligned} \gamma &= \frac{3}{8} l \text{ для первой формы и} \\ \gamma &= \frac{l}{2} \text{ для второй и более высоких форм.} \end{aligned} \right\} \quad (10.119)$$

Работа внешних сил для среднего пролета за один цикл колебаний

$$V = 2 \int_0^{2\pi/\omega} Q \cos \omega t a \omega \cos \omega t dt = 2\pi Q.$$

При резонансе  $W = V$  и  $\pi \omega C b^2 \gamma = 2\pi Q$ .

Соотношение между параметрами  $a$  и  $b$  получим после подстановки это равенство выражения (10.116)

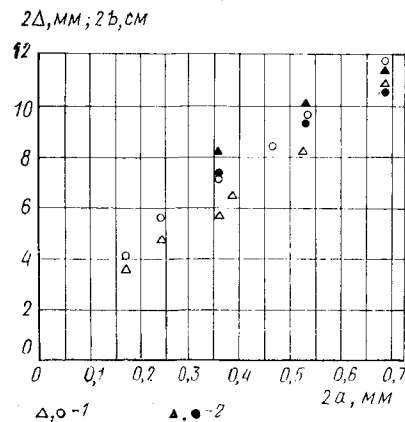
$$b = \frac{2\beta q a}{\gamma C \omega H_d} \frac{\frac{3E_0 I_0}{S^3} + \frac{1}{\alpha}}{\frac{L}{EA} \left( \frac{3E_0 I_0}{S^3} + \frac{1}{\alpha} \right) - 2}, \quad (10.120)$$

где  $\alpha$ ,  $\beta$  и  $\gamma$  определяются выражениями (10.110), (10.115) и (10.119).

Величина  $C$  определяется параметрами затухания и равна:

$$C = \frac{\omega q}{2\pi g} (1 - e^{-4\pi h}). \quad (10.121)$$

Если результаты приближенного расчета по приведенным выражениям сравнить с испытаниями моделей, то их совпадение будет достаточно хорошим (рис. 10.55).



И. Кониши [404] численно определил параметры реакции висячего моста при входном воздействии в виде записей реальных землетрясений. Им получены следующие результаты.

Рис. 10.55. Соотношение между перемещением верха пилы или прогибом середины балки жесткости и перемещением грунта  
1 — опытные данные; 2 — расчетные данные

1. Перемещения анкерных массивов оказывают большое влияние на прогибы и изгибающие моменты в балках жесткости, но практически не влияют на главные пилоны моста. В то же время перемещения оснований главных пилонов определяют их прогибы и изгибающие моменты, а также приращения силы тяжения в кабеле, но оказывают небольшое влияние на прогибы балок жесткости и изгибающие моменты в них.

2. Влияние колебаний опор моста на балки жесткости мало.

3. В средней и верхней частях главных пилонов напряжения при реальных сейсмических воздействиях больше, чем при расчетах по методу коэффициента сейсмической нагрузки.

4. Если учесть, что максимальные смещения грунта при землетрясении составляют 10—40 см, то увеличение тяжения кабелей, как правило, находится в пределах 10—20% силы нормального тяжения.

5. Поскольку главные пилоны не подвержены интенсивным колебаниям при возмущениях с низкими частотами (кроме нижней частоты собственных колебаний), увеличение тяжения при колебаниях невелико. Однако при высокочастотных воздействиях колебания главных пилонов увеличиваются и как следствие возрастает сила тяжения кабелей.

Результаты расчетов показывают, что сила тяжения при землетрясениях возрастает, и анкерные массивы должны быть рассчитаны с учетом повышенного тяжения. Основными нагрузками на анкерный массив (рис. 10.56) являются его вес, сейсмическая сила от массы массива, сила тяжения кабеля и приращение силы тяжения во время землетрясения. Кроме того, в отдельных случаях на массив действует взвешивающая сила от грунтовых вод и сейсмическое давление грунта на переднюю и заднюю грани массива. В связи с большой ответственностью анкерных массивов (блоков) эти силы необходимо учитывать со значительными запасами. Поскольку анкерный массив подвержен горизонтальным подвижкам, рекомендуется, чтобы горизонтальная составляющая внешних нагрузок не превышала  $1/2$  вертикальной составляющей, а сила, выталкивающая массив вверх, была не более  $1/2$  силы пригруза.

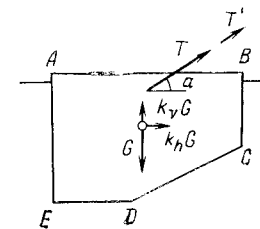


Рис. 10.56

## СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

### В СПИСКЕ ЛИТЕРАТУРЫ ПРИНЯТЫ СЛЕДУЮЩИЕ СОКРАЩЕНИЯ

Bull. of ERI.: Bulletin of the Earthquake Research Institute, University of Tokyo  
 Bull. of SSA.: Bulletin of the Seismological Society of America  
 Jishin: Journal of the Seismological Society of Japan  
 Jour. of JSCE.: Journal of the Japan Society of Civil Engineers  
 Large Dams: Journal of the Japanese National Committee on Large Dams  
 Proc. of ASCE.: Proceedings of the American Society of Civil Engineers  
 Proc. of NSEE: Proceedings of the Japan National Symposium of Earthquake Engineering  
 Proc. of SMFE.: Proceedings of the International Conference on the Soil Mechanics and Foundation Engineering  
 Proc. of WCEE.: Proceedings of the World Conference of Earthquake Engineering  
 Symp. of EE.: A Collection of Papers Presented to Symposium of Earthquake Engineering, Japan Society of Civil Engineers  
 Trans. of AIJ.: Transactions of the Architectural Institute of Japan  
 Trans. of ASCE.: Transactions of the American Society of Civil Engineers  
 Trans. of ICOLD.: The Transactions of the International Congress on Large Dams  
 Trans. of JSCE.: Transactions of the Japan Society of Civil Engineers  
 Tsuchi-to-Kiso, JSSMFE.: Journal of the Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering

### Глава 1

1. C. Tsuboi: The Composition of the Earth, Iwanami-Shoten, 1961.
2. S. Iwao and T. Kimura: The Development of the Earth, Sogensha, 1958.
3. A. Imamura: Theoretical and Applied Seismology, Maruzen, 1937.
4. C. Tsuboi: A New Lecture on an Earthquake, Iwanami, 1967.
5. M. Ishimoto: Lecture and Research on Earthquakes, Kokinshoin, 1935.
6. K. Kasahara: The Nature of Seismic Origins as Inferred from Seismological and Geodetic Observations, Bull. of ERI., vol. 35, 1957, and vol. 36, 1958.

### Глава 2

7. M. Ishimoto: Seismic Scale and Maximum Acceleration, Bull. of ERI., vol. 10, 1932.
8. S. V. Medvedev and W. Sponheuer: Scale of Seismic Intensity, Proc. of IV-WCEE., 1969.
9. T. Matsuzawa: On the Displacement of Komainu at Tottori Earthquake, Bull. of ERI., vol. 22, 1944.
10. T. Matsuzawa: Damage to Torii by Earthquakes, Bull. of ERI., vol. 22, 1944.
11. R. Ikegami and F. Kishinoue: A Study on the Overturning of a Rectangular Column, Bull. of ERI., vol. 24, 1946.
12. T. Akima: Experiments on the Overturnings of Circular Columns by the Aid of a Shaking Table, Bull. of ERI., vol. 28, 1950.
13. F. Neumann: Earthquake Intensity and Related Ground Motion, Univ. of Washington Press, Seattle, 1954.

14. B. Gutenberg and C. F. Richter: Earthquake, Magnitude, Intensity, Energy and Acceleration, Bull. of SSA., vol. 32, 1942.
15. Y. Satō: Relation between Seismic Intensity and Epicentral Distance, Bull. of ERI., vol. 26, 1948.
16. K. Kanai, K. Osada and S. Yoshizawa: The Relation Between the Amplitude and the Period of Earthquake Motion, Bull. of ERI., vol. 31, 1953.
17. M. Katsumata: Note on the Maximum Amplitude, Quarterly Journal of Seismology, No. 19, 1954, and vol. 30, No. 4, 1965.
18. C. Tsuboi: On the Magnitudes of Earthquakes, Jishin, vol. 10, No. 1, 1957.
19. A. Terajima: A Study of the Relation between Predominant Period and Maximum Amplitude of Earthquake Motions by means of a Magnetic Tape Recorder, Jishin, vol. 11, No. 3, 1958.
20. K. Kanai and S. Yoshizawa: The Amplitude and the Period of Earthquake Motions, Bull. of ERI., vol. 36, 1958.
21. K. Kanai: A Study of Earthquake Motions, Bull. of ERI., vol. 36, 1958.
22. R. Yoshiyama: Maximum Amplitude and Epicentral Distance, Bull. of ERI., vol. 37, 1959.
23. T. Matsumoto: On the Spectral Structure of Earthquake Waves — The Relation between Magnitude and Predominant Period, Bull. of ERI., vol. 38, 1960.
24. T. Utsu: On the Relation between  $\alpha$  and  $\gamma$  in a Formula  $M = \log A + \alpha \log \Delta + \gamma$  for Calculating Earthquake Magnitude, Jishin, vol. 17, No. 4, 1964.
25. H. Kawasumi: Measures of Earthquake Danger and Expectancy of Maximum Intensity throughout Japan as Inferred from the Seismic Activity in Historical Times, Bull. of ERI., vol. 29, 1951.

### Глава 3

26. K. Kanai, T. Tanaka and T. Suzuki: Relation between the Earthquake Damage and the Nature of the Ground, Bull. of ERI., 31, 1953.
27. C. M. Duke: Effect of Ground on Destructiveness of Large Earthquakes, Proc. of ASCE., vol. 48, No. SM3, 1958.
28. C. M. Duke and D. J. Leeds: Soil Conditions and Damage in the Mexico Earthquake of July 28, 1957, Bull. of SSA., vol. 49, No. 2, 1959.
29. E. Rosenbluth: The Earthquake of 28 July 1957 in Mexico City, Proc. of II-WCEE., 1960.
30. K. Kanai and T. Morishita: Relation between Earthquake Damage and Nature of the Ground, Bull. of ERI., vol. 41, 1963.
31. Y. Ōsaki and K. Kuniyasu: The Ground Condition and the Damage to Reinforced Concrete Building, Trans. of AIJ., No. 146, 1968.
32. Venezuelan Official Seismic Commission: The Caracas Earthquake of July 29, 1967, Proc. of IV-WCEE., 1969.
33. J. Iwai et al: Phenomena and Disasters Associated with Earthquakes, Examples from the Tokachi-Oki Earthquake of 1968 in Eastern Aomori Prefecture, Tōhoku Univ., Inst., Geol. Pal., Contr. No. 67, 1969.
34. M. Ishimoto: Comparaison accélérométrique des secousses sismiques dans deux parties de la ville de Tokyo, Bull. of ERI., vol. 10, 1932.
35. M. Ishimoto: Observations accélérométriques des secousses sismiques dans les villes de Tokyo et Yokohama, Bull. of ERI., vol. 12, 1934.
36. T. Saita and M. Suzuki: On the Upper Surface and Under ground Seismic Disturbances at the Down Town in Tokyo, Bull. of ERI., vol. 12, 1934.
37. M. Ishimoto: Observations des périodes predominantes dans les secousses sismiques dont la distance epicentrale est assez grande, Bull. of ERI., vol. 15, 1937.
38. T. Saita and H. Matsuo: Earthquake Vibration on Quays and on Reclaimed Ground in the Harbor of Yokohama, Bull. of ERI., vol. 19, 1941.
39. R. Takahashi and K. Hirano: Seismic Vibrations of Soft Ground, Bull. of ERI., vol. 19, 1941.
40. T. Minakami: Observation of Aftershocks of the Tottori Earthquake by Micro-Seismometer, Bull. of ERI., vol. 22, 1944.

41. S. Omote: Comparison of the Vulnerability Rates of the Ground revealed in Tōnankai and Mikawa Earthquakes, *Bull. of ERI.*, vol. 24, 1946.
42. T. Minakami and S. Sakuma: The Earthquake Motions on Various Formations of the Earth's Surface. Observations at Kōchi City, *Bull. of ERI.*, vol. 26, 1948.
43. S. Sakuma: The Earthquake Motions on Various Formations of the Earth's Surface. Observations at Gobō and Kiribe, *Bull. of ERI.*, vol. 26, 1948.
44. S. Omote: The Relation between the Earthquake Damages and the Structure of the Ground in Yokohama, *Bull. of ERI.*, vol. 27, 1949.
45. T. Minakami: Nature of Earthquake Motions on Various Geological Formations, Report of the Special Committee for the Study of the Fukui Earthquake, 1950.
46. S. Omote and S. Miyamura: Relations between the Earthquake Damage and the Structure of Ground in Nagoya City, *Bull. of ERI.*, vol. 29, 1951.
47. F. Kishinoue: Periods of Earth Vibrations of Kōtō-Ku Tokyo, *Bull. of ERI.*, vol. 29, 1951.
48. K. Kanai: Measurement of the Micro Tremor, *Bull. of ERI.*, vol. 32, 1954, vol. 35, 1957, and vol. 39, 1961.
49. K. Kanai and M. Suzuki: Analytical Results of the Acceleration Seismograms Obtained at Tokyo and Yokohama, *Bull. of ERI.*, vol. 32, 1954.
50. S. Omote, S. Komaki and N. Kobayashi: Earthquake Observations in Kawasaki and Tsurumi Area and the Seismic Qualities of the Ground, *Bull. of ERI.*, vol. 34, 1956, and vol. 35, 1957.
51. S. Ōba: Study of the Relation between the Subsoil Conditions and the Distribution of the Damage Percentage of Wooden Dwelling Tōnankai Earthquake of December 7th, 1944, *Bull. of ERI.*, vol. 35, 1957.
52. S. Okamoto and K. Katō: Observation of Vibration of Ground Surface Layer; *Monthly Journal of Institute of Industrial Science Univ. of Tokyo*, vol. 13, No. 4, 1961.
53. K. Kanai: An Experimental Formula for the Spectrum of Strong Earthquake Motions, *Bull. of ERI.*, vol. 39, 1961.
54. K. Kanai: On the Predominant Period of Earthquake Motions, *Bull. of ERI.*, vol. 40, 1962.
55. E. Shima: Modifications of Seismic Waves in Superficial Soil Layers as Verified by Comparative Observations on and beneath the Surface, *Bull. of ERI.*, vol. 40, 1962.
56. K. Kanai: On the Spectrum of Strong Earthquake Motions, *Bull. of ERI.*, vol. 40, 1962.
57. R. K. Kondner: Characteristic Periods of Cohesive Soil-Foundation Systems, *Proc. of III-WCEE.*, 1965.
58. K. Kanai: Comparative Studies of Earthquake Motions on the Ground and Underground, *Bull. of ERI.*, vol. 44, 1966.
59. A. Allam and E. Shima: An Investigation into the of Nature of Microtremors, *Bull. of ERI.*, vol. 45, 1967.
60. I. M. Idriss and H. B. Seed: Seismic Response of Horizontal Soil Layers, *Proc. of ASCE.*, vol. 94, No. SM4, 1968.
61. H. B. Seed and I. M. Idriss: Influence of Soil Conditions on Ground Motions during Earthquakes, *Proc. of ASCE.*, vol. 95, No. SM1, 1969.
62. E. Shima: S Wave Velocities of Subsoil Layers in Tokyo, *Bull. of ERI.*, vol. 46, 1968, and vol. 47, 1969.
63. E. Shima: Vibration Characteristics of Subsoil Layers in Downtown Tokyo during the Earthquakes, *Bull. of ERI.*, vol. 47, 1969.
64. H. Kawasumi, Y. Satō and E. Shima: Ground Response at the Sites in 23 Wards of Tokyo to Vibration, Data of Disaster Prevention Council of Tokyo Metropolis, 1970.
65. N. Nasu: Comparative Studies of Earthquake Motions above Ground and in a Tunnel, *Bull. of ERI.*, vol. 9, 1931.
66. K. Kanai: Observations of the Earthquake Motion at the Different Depths of the Earth, *Bull. of ERI.*, vol. 29, 1951.
67. K. Kanai: Observation Study of Earthquake Motion in the Depth of the Ground, *Bull. of ERI.*, vol. 31, 1953, and vol. 32, 1954.
68. S. Okamoto und T. Mizukoshi: Schwingungen im Untergrund eines Kavernenkrafthauses während eines Erdbebens, *Geologie und Bauwesen*, vol. 24, 1958.
69. K. Kanai, T. Tanaka and S. Yoshizawa: Comparative Studies of Earthquake Motions on the Ground and Underground, *Bull. of ERI.*, vol. 37, 1959.
70. K. Kanai and K. Osada: Seismic Characteristics in Ground of Mountainous Formation, *Bull. of ERI.*, vol. 39, 1961.
71. H. B. Seed, I. M. Idriss and F. W. Kiefer: Characteristics of Rock Motion during Earthquakes, *Earthquake Engineering*, Center Univ. of California Berkeley, Report No. EERC. 68—5, 1968.
72. S. Okamoto and T. Mizukoshi: Earthquake Ground Motions Observed on Rock Foundations *Proc. of IAEA. Panel on Aseismic Design and Testing of Nuclear Facilities (1967)*, 1969.
73. C. Tamura, T. Mizukoshi and T. Ono: Characteristics of Earthquake Motion at the Rocky Ground, *Proc. of IV-WCEE.*, 1969.
74. K. Sezawa: Possibility of the Free Oscillations of the Surface Layer Excited by the Seismic Waves, *Bull. of ERI.*, vol. 8, 1930, and vol. 10, 1932.
75. K. Kanai: Relation between the Nature of Surface Layer and the Amplitude of Earthquake Motions, *Bull. of the ERI.*, vol. 30, 1952, vol. 31, 1953, and vol. 31, 1953.
76. K. Kanai: The Requisite Conditions for the predominant Vibration of Ground, *Bull. of ERI.*, vol. 35, 1957.
77. K. Kanai: Semi-empirical Formula for the Seismic Characteristics the Ground, *Bull. of ERI.*, vol. 35, 1957.
78. N. N. Ambraseys: A note on the Response of an Arbitrary Ground Motion, *Bull. of SSA.*, vol. 49., No. 3, 1959.
79. I. Herrera, E. Rosenblueth and O. Rascón: Earthquake Spectrum Prediction for the Valley of Mexico, *Proc. of III-WCEE.*, 1965.
80. H. Kobayashi and H. Kagami: A Numerical Analysis of the Propagation of Shear Waves in Multi-Layered Ground, *Proc. of II-NSEE.*, 1966.

#### Глава 4

81. T. Terada: On the Nature of Destructive Earthquakes, *Bull. of ERI.*, vol. 8, 1930.
82. K. Kanai and S. Yoshizawa: The Amplitude and the Period of Earthquake Motions, *Bull. of ERI.*, vol. 31, 1939, and vol. 36, 1958.
83. K. Kanai: A Study of Strong Earthquake Motions, *Bull. of ERI.*, vol. 36, 1958.
84. F. Neumann: A Broad Formula for Estimating Earthquake Forces on Oscillations, *Proc. of II-WCEE.*, 1960.
85. H. Kobayashi: Seismic Coefficient off Building Determined by Frequency of Earthquake, *Proc. of I-NSEE.*, 1962.
86. G. W. Housner: Intensity of Earthquake Ground Shaking near the Causative Fault, *Proc. of III-WCEE.*, 1965.
87. D. E. Hudson and W. K. Cloud: An Analysis of Seismoscope Data from the Parkfield Earthquake of June 27, 1966, *Bull. of SSA.*, vol. 57, No. 6, 1967.
88. W. K. Cloud: Intensity Map and Structural Damage, Parkfield California Earthquake of June 27, *Bull. of SSA.*, vol. 57, No. 6, 1967.
89. C. A. Cornell and E. H. Vanmarcke: The Major Influences of Seismic Risk, *Proc. of IV-WCEE.*, 1969.
90. T. Usami and S. Hisamoto: Future Probability of a Coming Earthquake with Intensity V or More in the Tokyo Area, *Bull. of ERI.*, vol. 48, 1970.
91. D. E. Hudson and G. W. Housner: An Analysis of Strong Motion Accelerometer Data from the San Francisco Earthquake of March 22, 1957, *Bull. of SSA.*, vol. 48, No. 3, 1958.
92. W. T. Thomson: Spectral Aspect of Earthquakes, *Bull. of SSA.*, vol. 48, No. 1, 1959.

94. G. N. Bycroft: White Noise Representation of Earthquakes, *Proc. of ASCE.*, vol. 86, No. EM2, 1960.
95. R. W. Clough: Dynamic Effects of Earthquakes, *Proc. of ASCE.*, vol. 86, No. ST4, 1960.
96. H. Kawasumi and E. Shima: On the Standard Strong Earthquake Motion, *Proc. of NSEE.*, 1962.
97. K. Kanai: On the Spectrum of Strong Earthquake Motions, *Bull. of ERI.*, vol. 40, 1962.
98. F. Neumann: Seismic Forces of Engineering Structures, *Proc. of ASCE.*, vol. 88, No. ST2, 1962.
99. H. Tajimi: Basic Theories on Aseismic Design of Structures, Report of the Institute of Industrial Science Univ. of Tokyo, vol. 13, No. 2, 1963.
100. K. Kanai: An Experimental Formula for the Spectrum of Strong Earthquake Motions, *Bull. of ERI.*, vol. 39, 1961, and vol. 41, 1963.
101. D. E. Hudson: The Measurement of Ground Motion of Destructive Earthquakes, *Bull. of SSA.*, vol. 53, No. 2, 1963.
102. L. Zeevaert: Strong Ground Motions Recorded during Earthquakes of May the 11th and 19th, 1962 in Mexico City, *Bull. of SSA.*, vol. 54, No. 1, 1964.
103. G. W. Housner and P. C. Jennings: Generation of Artificial Earthquakes, *Proc. of ASCE.*, vol. 90, No. EM1, 1964.
104. V. A. Jenschke, R. W. Clough and J. Penzien: Characteristics of Ifrond Ground Motions, *Proc. of III-WCEE.*, 1965.
105. A. Schiff and J. L. Bogdanoff: Analysis of Current Methods of Interpreting Strong Motion Accelerograms, *Bull. of SSA.*, vol. 57, No. 5, 1967.
106. M. Amin and A. H. S. Ang: Nonstationary Stochastic Models of Earthquake Motions, *Proc. of ASCE.*, vol. 94, No. EM2, 1968.
107. J. R. Benjamin: Probabilistic Models for Seismic Force Design, *Proc. of ASCE.*, vol. 94, No. ST5, 1968.
108. R. B. Peters: Strong Motion Accelerograph Evaluation, Earthquake Engineering Research Laboratory, California Institute of Technology, 1968.
109. C. D. Trifunac: Investigation of Strong Earthquake Ground Motion, Earthquake Engineering Research Laboratory, California Institute of Technology, 1969.
110. P. C. Jennings, G. W. Housner and N. C., Tsai: Simulated Earthquake Motions for Design Purposes, *Proc. of IV-WCEE.*, 1969.
111. S. Liu and D. P. Jhaveri: Spectral Simulation and Earthquake Site Properties, *Proc. of ASCE.*, vol. 95, No. EM5, 1969.
112. California Institute of Technology: Strong Motion Earthquake Accelerograms Digitized and Plotted Data, Earthquake Engineering Research Laboratory, California Institute of Technology, 1969.
113. K. Kasahara: The Nature of Seismic Origins as Inferred from Seismological and Geodetic Observations, *Bull. of ERI.*, vol. 35, 1957, and vol. 36, 1958.
114. G. W. Housner and M. D. Trifunac: Analysis of accelerograms — Parkfield Earthquake, *Bull. of SSA.*, vol. 57, No. 6, 1967.
115. S. Okamoto: Method of Design of Structures contemplating Seismic Forces, OHM Co. Ltd., 1960.
116. E. Kuribayashi: Damage to Public Civil Structures and Economic Countermeasures for it, 10th Sym. of EE., 1969.
117. G. W. Housner: Characteristics of Strong Motion Earthquakes, *Bull. of SSA.*, vol. 37, No. 1, 1947.
118. T. P. Tung and N. M. Newmark: A Review of Numerical Methods for Dynamic Response of Structures, Civil Engineering Studies, Structural Research Series, No. 69, Univ. of Illinois, 1952.
119. G. W. Housner, R. R. Martel and J. L. Alford: Spectrum Analysis of Strong Motion Earthquakes, *Bull. of SSA.*, vol. 43, No. 2, 1953.
120. G. W. Housner: Limit Design of Structures to Resist Earthquakes, *Proc. of I-WCEE.*, 1956.
121. E. Rosenblueth: Some Applications of Probability Theory in Aseismic Design, *Proc. of I-WCEE.*, 1956.
122. L. Zeevaert and N. M. Newmark: Aseismic Design of Latino Americana Tower in Mexico City, *Proc. of I-WCEE.*, 1956.
123. D. E. Hudson: Response Spectrum Techniques in Engineering Seismology, *Proc. of I-WCEE.*, 1956.
124. N. M. Newmark: A Method of Computation for Structural Dynamics, *Proc. of ASCE.*, No. EM3, vol. 85, 1959.
125. G. W. Housner: Behavior of Structures during Earthquakes, *Proc. of ASCE.*, vol. 85, No. EM4, 1959.
126. D. E. Hudson: A Comparison of Theoretical and Experimental Determinations of Building Response to Earthquakes, *Proc. of II-WCEE.*, 1960.
127. H. Tajimi: A Statistical Method of Determining the Maximum Response of a Building Structure during an Earthquake, *Proc. of II-WCEE.*, 1960.
128. V. V. Bolotin: Statistical Theory of the Aseismic Design of Structures, *Proc. of II-WCEE.*, 1960.
129. G. V. Berg and G. W. Housner: Integrated Velocity and Displacement of Strong Earthquake Ground Motion, *Bull. of SSA.*, vol. 51, No. 2, 1961.
130. G. V. Berg: Response of Multi-Story Structures to Earthquake, *Bull. of SSA.*, vol. 51, No. 2, 1961.
131. J. L. Bogdanoff, J. E. Goldberg and M. C. Bernard: Response of a Simple Structure to a Random Earthquake—Type Disturbance, *Bull. of SSA.*, vol. 51, No. 2, 1961.
132. J. A. Blume, N. M. Newmark and L. H. Corning: Design of Multistory Reinforced Concrete Building, Portland Cement Association, 1961.
133. E. Rosenblueth and J. I. Bustamante: Distribution of Structural Response to Earthquakes, *Proc. of ASCE.*, vol. 88, No. EM3, 1962.
134. T. Hisada, K. Nakagawa and M. Izumi: Response of Tall Buildings Subjected to Strong Motion Earthquakes, *Proc. of I-NSEE.*, 1962.
135. K. Kanai and S. Yoshizawa: Some New Problems of Seismic Vibrations of a Structure, *Bull. of ERI.*, vol. 41, 1963, and vol. 42, 1964.
136. I. Toriumi: Model Test on the Random Shaking Table, *Jishin*, vol. 16, No. 4, 1963.
137. D. E. Hudson: Response Testing of Full Scale Structures, *Proc. of ASCE.*, vol. 90, No. EM3, 1964.
138. I. K. McIvor: Method of Spectral Analysis of Seismic Data, *Bull. of SSA.*, vol. 54, No. 4, 1964.
139. K. Kanai: Transmission Coefficient of Seismic Waves, *Bull. of ERI.*, vol. 43, 1965.
140. K. Kanai: Some New Problems of Seismic Vibrations of a Structure, *Proc. of III-WCEE.*, 1965.
141. K. Kubo: Response of a System of Two Degrees of Freedom, *Proc. of III-WCEE.*, 1965.
142. A. Cherry and A. G. Brady: Determination of Structural Dynamic Properties by Statical Analysis of Random Vibrations, *Proc. of III-WCEE.*, 1965.
143. M. Hakuno and M. Shinozuka: A Comment on Properties of the Structural Velocity Spectra, *Trans. of JSCE.*, No. 139, 1967.
144. P. Ruis and J. Penzien: Probabilistic Study of the Behavior of Structures during Earthquakes, Report No. EERC 69-3, University of California Berkeley, 1969.
145. S. Hayashi, H. Tsuchida and E. Kurata: Acceleration Response Spectra on Various Site Conditions, *Proc. of III-NSEE.*, 1970.
146. E. Kuribayashi, T. Iwasaki and K. Tsuji: Factors having influence on Response Spectrum, 11th, Symp. of EE., 1971.
147. S. Okamoto and K. Seimiya: On the Seismometer with the Starter, *Proc 5th Japan National Congress for Applied Mechanics*, 1955.

## Глава 5

117. G. W. Housner: Characteristics of Strong Motion Earthquakes, *Bull. of SSA.*, vol. 37, No. 1, 1947.
118. T. P. Tung and N. M. Newmark: A Review of Numerical Methods for Dynamic Response of Structures, Civil Engineering Studies, Structural Research Series, No. 69, Univ. of Illinois, 1952.
119. G. W. Housner, R. R. Martel and J. L. Alford: Spectrum Analysis of Strong Motion Earthquakes, *Bull. of SSA.*, vol. 43, No. 2, 1953.

148. M. J. Murphy and G. N. Bycroft: The Response of a Non-Linear Oscillation to an Earthquake, *Bull. of SSA.*, vol. 46, No. 1, 1956.
149. N. Andō: Nonlinear Vibrations of Building Structures., *Proc. of II-WCEE.*, 1960.
150. J. Penzien: Elasto-Plastic Response of Idealized Multi-Story Structures Subjected to a Strong Motion Earthquake, *Proc. of II-WCEE.*, 1960.
151. A. S. Veletsos and N. M. Newmark: Effect of Inelastic Behavior on the Response of Simple System to Earthquake Motions, *Proc. of II-WCEE.*, 1960.
152. G. V. Berg and S. S. Thomaides: Energy Consumption by Structures in Strong-Motion Earthquakes, *Proc. of II-WCEE.*, 1960.
153. G. V. Berg and D. A. Da Deppo: Dynamic Analysis of Elasto-Plastic, Structure, *Proc. of ASCE.*, vol. 86, No. EM2, 1960.
154. T. Hisada, K. Nakagawa and M. Izumi: Earthquake Response of Structures having Various Restoring Force Characteristics, *Proc. of I-NSEE.*, 1962.
155. K. Muto, H. Umemura, Y. Osawa and A. Shibata: A Study of the Earthquake Response of an Actual Building by the Analog Computer, 'SERAC', *Proc. of I-NSEE.*, 1962.
156. H. Tajimi: An Approximate Method of Determining the Optimum Lateral Strength of Structures for Aseismic Design, *Proc. of I-NSEE.*, 1962.
157. S.S. Thomaides: Earthquake Response of Systems with Bilinear Hysteresis, *Proc. of ASCE.*, vol. 90, No. ST4, 1964.
158. J. E. Goldberg, J. L. Bogdanoff and D. R. Sharpe: The Response of Simple of Nonlinear Systems to a Random Disturbance of the Earthquake Type. *Bull. of SSA.*, vol. 54, No. 1, 1964.
159. A. S. Veletsos, N. M. Newmark and C. V. Chelapati: Deformation Spectra for Elastic and Elasto-Plastic Systems Subjected to Ground Shock and Earthquake Motions, *Proc. of III-WCEE.*, 1965.
160. T. Hisada, K. Nakagawa and M. Izumi: Earthquake Response of Idealized Twenty Story Buildings Having Various Elasto-Plastic Properties, *Proc. of III-WCEE.*, 1965.
161. P. C. Jennings: Response of Yielding Structures to Statistically Generated Ground Motion, *Proc. of III-WCEE.*, 1965.
162. D. E. Hudson: Equivalent Viscous Friction for Hysteretic Systems with Earthquake-Like Excitation, *Proc.*, of III-WCEE., 1965.
163. R. W. Clough, K. L. Benuska and E. L. Wilson: Inelastic Earthquake Response of Tall Buildings, *Proc. of III-WCEE.*, 1965.
164. M. Shinozuka and Y. Satō: On the Numerical Simulation of Nonstationary Random Processes, Technical Report No. 31, Department of Civil Engineering and Engineering Mechanics, Columbia Univ., 1966.
165. P. C. Jennings: Equivalent Viscous Damping for Yielding Structures, *Proc. of ASCE.*, vol. 94, No. EM1, 1968.
166. N. C. Nigam and G. W. Housner: Elastic and Inelastic Response of Framed Structures during Earthquakes, *Proc. of IV-WCEE.*, 1969.
167. A. S. Veletsos: Maximum Deformations of Certain Nonlinear Systems, *Proc. of IV-WCEE.*, 1969.
168. J. Penzien and S. Liu: Non-Deterministic Analysis of Nonlinear Structures Subjected to Earthquake Excitations, *Proc. of IV-WCEE.*, 1969.
169. M. Hakuno, M. Shidawara and T. Hara: Dynamic Destructive Test of a Cantilever Beam, Controlled by an Analog Computer, *Trans. of JSCE.*, vol. 171, 1969.
170. H. Gotō and H. Iemura: A Study on the Plastic Deformation on Elasto-Plastic Structures in Strong Earthquakes, *Trans. of JSCE.*, No. 184, 1970.

#### Глава 6

171. Y. Ōtsuka: The Earthquake of Central Taiwan (Formosa) April. 21, 1935 and Earthquake Faults, *Bull. of ERI.*, Supplementary Volume No. 3, 1936.
172. M. L. Williams: The Stresses around a Fault or Crack in Dissimilar Media, *Bull. of SSA.*, vol. 49, No. 2, 1959.

173. A. M. Freudenthal: Safety, Reliability and Structural Design, *Proc. of ASCE.*, vol. 87, No. ST3, 1961.
174. M. Shinozuka: Probability of Structural Failure under Random Loading, *Proc. of ASCE.*, vol. 90, No. EM5, 1964.
175. E. Rosenbluth: Probabilistic Design to Resist Earthquakes, *Proc. of ASCE.*, vol. 90, No. EM5, 1964.
176. A. M. Freudenthal, J. M. Garrelts and M. Shinozuka: The Analysis of Structural Safety, *Proc. of ASCE.*, vol. 92, No. ST1, 1966.
177. M. Shinozuka, H. Itagaki and M. Hakuno: Dynamic, Safety Analysis of Multistory Building, *Proc. of ASCE.*, vol. 94, No. ST1, 1968.
178. T. Matsuda: Active Faults and Big Earthquakes, *Kagaku (Natural Science)*, vol. 39, No. 8, 1969.
179. Japan Port and Harbor Association: Design Manual of Port and Harbor Structures, 1964.
180. Japan Road Association: Design Manual of Substructures of Highway Bridges (Design of Pile Foundations), 1964.
181. International Association for Earthquake Engineering: Earthquake Resistant Regulations, a World, List, 1966.
182. Japan Water Works Association: Aseismic Construction Methods for Water Works Facilities, 1966.
183. Agricultural Land Division, Ministry of Agriculture: Design Standard of Land Improvement Planning, Japanese Society of Irrigation, Drainage and Reclamation Engineering, 1966.
184. Seismology Committee, Structural Engineer Association of California: Recommended Lateral force Requirements, 1966.
185. Japan Road Association: Design Standard of Steel Highway Bridge, 1964.
186. Japan Road Association: Design Manual of Substructures of Highway Bridges (Abutment, Pier and Spread Foundation), 1968.
187. Japan National Railway: Design Standards of Structures, 1969.
188. Japanese National Committee of Large Dams: Design Standard of Dams, 1969.
189. Japan Electric Association: Technical Guidelines for Aseismic Design of Nuclear Power Plant, 1970.
190. Japan Road Association: Design Manual of Substructures of the Highway Bridge (Caisson Foundation), 1970.
191. The Housing Bureau, Ministry of Construction: A Collection of Laws and Regulations of Building Construction, Japan Building Institute, 1970.

#### Глава 7

192. T. Mogami and K. Kubo: The Behavior of Soil during Vibration, *Proc. of III-SMFE.*, 1953.
193. S. Gotō: Propagation of Vibration in Soil and Compaction, *Trans. of JSCE.*, vol. 29, 1955.
194. V. Mencl and J. Kazda: Strength of Sand During Vibration, *Proc. of IV-SMFE.*, 1957.
195. Y. Ōsaki, Y. Koizumi and H. Kishida: Studies on Dynamic Properties of Soil, *Trans. of AIJ.*, No. 75, 1957.
196. S. Omote, S. Komaki and N. Nakajima: Seismic Wave Types in a Sand Layer near a Small Explosion, *Bull. of ERI.*, No. 36, 1958.
197. S. Ōhara: Dynamic Elastic Constant and Coefficient of Dynamic Internal Friction of Sands, *Trans. of JSCE.*, No. 58, 1958.
198. G. W. Housner: The Mechanism of Sand Blower, *Bull. of SSA.*, vol. 48, No. 2, 1958.
199. Y. Ishii, S. Hayashi and H. Arai: Studies on Dynamic Behaviors of Dry Sand during Vibration, *Monthly Reports of Transportation Technical Research Institute*, vol. 8, No. 10, 1958, and vol. 8, No. 11, 1958.
200. Y. Ishii, H. Arai, S. Hayashi and H. Tsuchida: Studies on Dynamic Behaviors of Dry Sand during Vibration, *Monthly Reports of Transportation Technical Research Institute*, vol. 10, No. 11, 1960.

201. H. B. Seed: Soil Strength during Earthquakes, Proc. of II-WCEE., 1960.
202. H. Dereisiewicz: The Effect of Boundaries on Wave Propagation in a Liquid-Filled Porous Solid, Bull. of SSA., vol. 50, No. 4, 1960, and vol. 51, No. 1, 1961.
203. V. A. Florin and P. L. Ivanov: Liquefaction of Saturated Sandy Soils, Proc. of V-SMFE., 1961.
204. H. B. Seed and C. K. Chan: Effect of Duration of Stress Application on Soil Deformation Under Repeated Loading, Proc. of V-SMFE., 1961.
205. Z. Bozant Jr.: Scale Model Tests on the Dynamic Stability of Saturated Sand, Proc. of V-SMFE., 1961.
206. R. Skalak and P. Weidlinger: Attenuation of Stress Waves in Bi-linear Materials, Proc. of ASCE., vol. 87., No. EM3, 1961.
207. W. Heierli: Inelastic Wave Propagation in Soil Columns, Proc. of ASCE., vol. 88, No. SM6, 1962.
208. Y. Ishii and H. Tsuchida: On the vibrational Characteristics of Saturated Sand, Proc. of I-NSEE., 1962.
209. Y. Ishii and H. Arai: Studies on the Behavior of Sand in Vibration (6th Report), Monthly Reports of Transportation Technical Institute, vol. 12, No. 2, 1962.
210. C. M. Duke and D. J. Leeds: Response of Soils, Foundations and Earth Structures to the Chilean Earthquake of 1960, Bull. of SSA., vol. 53, 1963.
211. S. Okamoto and M. Hakuno: Change of Contact Pressure of Sand Particles Subjected to Dynamic Load Tsuchi-to-Kiso, JSSMFE., vol. 12, No. 10, 1964.
212. F. Kawakami and S. Ogawa: Strength and Deformation of Compacted Soil Subjected to Repeated Stress Application, Proc., of VI-SMFE., 1965.
213. R. J. Krizek and R. L. Kondner: Dynamic Response of Cohesive Soil for Earthquake Considerations, Proc. of III-WCEE., 1965.
214. B. O. Hardin: The Nature of Damping in Sands, Proc. of ASCE., vol. 91, No. SMI, 1965.
215. H. B. Seed and C. K. Chan: Clay Strength Under Earthquake Loading Conditions, Proc. of ASCE., vol. 92, No. SM2, 1966.
216. R. W. Sparrow and C. Tory: Behavior of a Soil Mass Under Dynamic Loading, Proc. of ASCE., vol. 92, No. SM3, 1966.
217. H. B. Seed and K. L. Lee: Liquefaction of Saturated Sand During Cyclic Loading, Proc. of ASCE., vol. 92, No. SM6, 1966.
218. C. J. Costantino: Finite Element Approach to Stress Wave Problems, Proc. of ASCE, vol. 93, No. EM2, 1967.
219. K. L. Lee and H. B. Seed: Cyclic Stress Condition Causing Liquefaction of Sand, Proc. of ASCE, vol. 93, No. SM1, 1967.
220. H. B. Seed and I. M. Idriss: Analysis of Soil Liquefaction 'Niigata' Earthquake, Proc. of ASCE., vol. 93, No. SM1, 1967.
221. K. L. Lee and H. B. Seed: Dynamic Strength of Anisotropically Consolidated Sand, Proc. of ASCE, vol. 93, No. SM5, 1967.
222. G. R. Thiers and H. B. Seed: Cyclic Stress Strain Characteristics of Clay, Proc. of ASCE., vol. 94, No. SM2, 1968.
223. W. H. Peacock and H. B. Seed: Sand Liquefaction Under Cyclic Loading Simple Shear, Proc. of ASCE, vol. 94, No. SM3, 1968.
224. W. K. Humphries and H. E. Wahls: Stress History Effects on Dynamic Modulus of Clay, Proc. of ASCE, vol. 94, No. SM2, 1968.
225. Z. Anzō: Slip Surface in Landslide, Jour. of JSCE., vol. 27, No. 1, 1941.
226. M. Kurata: On Stability Numbers at Earthquake Time, Jour. of JSCE., vol. 38, No. 11, 1953.
227. O. K. Fröhlich: Basic Principles of the Computation of the Resistance of Earth Slope to Sliding, Proc. of V-SMFE., 1961.
228. M. Saitō: On the Failure of Embankment Slope, Soil and Foundation, Special Issue, No. 6, 1963.
229. H. B. Seed and R. E. Goodman: Earthquake Stability of Slopes of Cohesionless Soils, Proc. of ASCE., vol. 90, No. SM6, 1964.
230. S. Gotō: Failure Tests of Sand Slope Due to Vibration, Tsuchi-to-Kiso, JSSMFE., vol. 13, No 2, 1965.
231. I. M. Idriss, H. B. Seed and H. Dezfulian: Influence of Geometry and Material Properties on the Seismic Response of Soil Deposits, Proc. of IV-WCEE., 1969.
232. H. Tsuchida, S. Noda and E. Kurata: Vibration Test and Circular Arc Analysis for Full Scale Models of Levee, Report of Port and Harbour Research Institute Ministry of Transport Japan, vol. 9, No. 2, 1970.
233. N. Mononobe: Considerations on the Vertical Earthquake Motion and Some Vibration Problems, Jour. of JSCE., vol. 15, No. 5, 1924.
234. H. Matsuo: Experimental Study on the Distribution of Earth Pressure Acting on a Vertical Wall during Earthquakes, Jour. of JSCE., vol. 27, No. 2, 1941.
235. H. Matsuo and S. Ōhara: Seismic Earth Pressure due to Saturated Soils, Jour. of JSCE., vol. 40, No. 5, 1955.
236. Y. Ishii and H. Arai: Lateral Earth Pressure an Earthquake, Proc. of II-WCEE., 1960.
237. Ōhara: Dynamic Pore Pressure Exerted to a Vertical Wall, Trans. of JSCE., No. 87, 1962.
238. S. Ōhara: Experimental Study of Dynamic Pressure of Water Saturated Sand, Trans. of JSCE., No. 99, 1963.
239. H. Arai: Note on the Earth Pressure in Earthquakes—On the Case of Dry Sand—Report of Port and Harbour Technical Research Institute, Ministry of Transportation Japan, vol. 4, No. 2, 1965.
240. H. Arai, M. Iwabuchi and S. Nakazawa: Vibration Characteristics of Anchored Sheet Pile Walls, Proc. of III-NSEE., 1970.
241. G. G. Meyerhoff: The Bearing Capacity of Foundations under Eccentric and Inclined Loads, Proc., of III-SMFE., 1955.
242. A. R. Jumikis: Rupture Surfaces in Sand under Oblique Loads, Proc. of ASCE., vol. 82, No. SM1, 1956.
243. S. Okamoto: Bearing Capacity of Sandy Soil and Lateral Earth Pressure During Earthquake, Proc. of I-WCEE., 1956.
244. G. G. Meyerhoff: The Ultimate Bearing Capacity of Foundations on Slopes, Proc. of IV-SMFE., 1957.
245. N. N. Maslov: Questions on Seismic Stability of Submerged Sandy Foundations and Structures, Proc. of IV-SMFE., 1957.
246. T. Yamanouchi: A Consideration basing on Experiments on the Decrease of Bearing Capacity of Sand Layer due to Horizontal Vibration, Tsuchi-to-Kiso, JSSMFE., vol. 6, No. 3, 1958.
247. K. Tanimoto: On the Dynamic Bearing Capacity of Soil, Tsuchi-to-Kiso, JSSMFE., vol. 7, No. 5, 1959.
248. T. Shinowara, T. Tateishi and K. Kubo: Bearing Capacity of Soil for Eccentric and Inclined Loads and Lateral Resistance of Single Piles Embedded in Sandy Soil, Proc. of II-WCEE., 1960.
249. R. D. de Cossio: Foundation Failures during the Coatzacoalcos (Mexico) Earthquake of 26 August 1959, Proc. of II-WCEE., 1960.
250. C. M. Duke: Foundations and Earth Structures in Earthquake, Proc. of II-WCEE, 1960.
251. The Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering: Earthquake Resistant Design of Earth Structure and Foundation, Tsuchi-to-Kiso, JSSMFE, vol. 8, No. 6, 1960.
252. M. Ikegami, K. Akasaka and K. Ueda: On the Loading Tests on Piles of Benoto-Type in Amagasaki District of Nagoya-Kobe Expressway, Trans. of JSCE., No. 74, 1961.
253. A. Kezdi: The Effect of Inclined Loads on the Stability of a Foundation, Proc. of V-SMFE., 1961.
254. A. S. Vesić, D. C. Banks and J. M. Woodard: An Experimental Study of Dynamic Bearing Capacity of Footings of Sand, Proc. of IV-SMFE., 1965.
255. R. K. Kondner: Characteristic Periods of Cohesive Soil-Foundation Systems, Proc. of III-WCEE., 1965.

256. Z. Bazant: Stability of Saturated Sand during Earthquake, Proc. of III-WCEE., 1965.
257. F. E. Richart Jr. and R. V. Whitman: Comparison of Footing Vibration Tests with Theory, Proc. of ASCE., vol. 93, No. SM6, 1967.
258. R. V. Whitman and F. E. Richart Jr.: Design Procedures for Dynamically Loaded Foundations, Proc. of ASCE., vol. 93, No. SM6, 1967.
259. S. F. Brown and P. S. Pell: Subgrade Stress and Deformation Under Dynamic Load, Proc. of ASCE., vol. 93, No. SM1, 1967.
260. A. Nakase and M. Kobayashi: Bearing Capacity of Foundation on Cohesive Soil under Eccentric and Inclined Loads, Report of Port and Harbour Research Institute, Ministry of Transport, Japan, vol. 9, No. 2, 1970.
261. W. Weishet: Further Observations of Geologic and Geomorphologic Changes Resulting from the Catastrophic Earthquake of May 1960, in Chile, Bull. of SSA., vol. 53, No. 6, 1963.
262. S. N. Davis and J. Karzulovic: Landslides at Lago Rinihue, Chile, Bull. of SSA, vol. 53, No. 6, 1963.
263. R. F. Scott: Soil Mechanics and Foundation Engineering Aspects of the Alaskan Earthquake of March 27, 1964, Proc. of III-WCEE., 1965.
264. H. Yamahara: A Consideration of Failure of Sandy Ground due to Earthquake, Tsuchi-to-Kiso JSSMFE., vol. 13, No. 2, 1965.
265. Y. Koizumi: Change of Density of Sandlayer due to Niigata Earthquake, Tsuchi-to-Kiso, JSSMFE., vol. 13, No. 2, 1965.
266. T. Watanabe: Effect of Vibroflotation at Niigata Earthquake, Tsuchi-to-Kiso, JSSMFE., vol. 13, No. 2, 1965.
267. H. B. Seed: Landslides during Earthquakes due to Liquefaction, Proc. of ASCE., vol. 94, No. SM5, 1968.
268. H. B. Seed, I. M. Idriss and F. W. Kiefer: Characteristics of Rock Motion during Earthquakes, Proc. of ASCE, vol. 95, No. SM5, 1969.
269. E. Retamal and E. Kansel: Vibratory Compaction of the Soil and Tectonic Subsidence during the 1960 Earthquake in Valdivia, Chile, Proc. of IV-WCEE., 1969.
270. H. Tsuchida: Estimation and Countermeasure to Sand Liquefaction, Lecture at Transportation Technical Research Institute, 1970.

#### Глава 8

271. N. Mononobe: Theory of Earthquake Resistant Civil Structures, Rikōtoshō Co., 1952.
272. Y. Nakagawa: A. Theoretical Study on the Water Pressure in Distributing Pipes during Earthquakes, Jour. of Japan Water Works Association, No. 416, 1969.
273. H. Senda and Y. Nakagawa: Report of the Construction Work of the Nagasawa Filtration Plant, Tokyo Water Works, Jour. of JSCE, vol. 44, No. 12, 1959.
274. N. Nasu: Vibration of a Tank Tower, Bull. of ERI., vol. 29, 1951.
275. T. Sakai: General and Practical Calculation Formulae of the Stress in Hollow Cylindrical Shell due to Forced Vibration, Trans. of JSCE., No. 18, 1953.
276. K. Senda and K. Nakagawa: On the Vibration of an Elevated Water Tank, Technical Reports of the Ōsaka University, vol. 4, No. 117, 1954, vol. 5, No. 170, 1956, and vol. 6, No. 193, 1956.
277. K. Heki: On the Vibration of an Elevated Water Tank, Technology Reports of the Ōsaka University, vol. 1, No. 1, 1957.
278. D. F. Moran: Earthquake Response of Elevated Tanks and Vessels, Proc. of ASCE, vol. 84, No. ST2, 1958.
279. G. W. Housner: The Dynamic Behaviour of Water Tank, Bull. of SSA., vol. 53, No. 2, 1963.
280. G. W. Housner: The Behaviour of Inverted Pendulum Structure during Earthquakes, Bull. of SSA., vol. 53, No. 2, 1963.

#### Глава 9

281. S. Okamoto, K. Kato and M. Hakuno: On the Seismic Force acting on the Structures Underground, Trans. of JSCE., No. 92, 1963.
282. K. Yuasa: Laboratory Experiments on the Underground Flexible Pipe, Trans. of JSCE, N. 99, 1963.
283. D. F. Young and G. M. Murphy: Dynamic Similitude of Underground Structures, Proc. of ASCE., vol. 90, No. EM3, 1964.
284. S. Okamoto and S. Morichi: A New Photoelastic Method of the Dynamic Stress Analysis Monthly Journal of the Institute of Industrial Science, Univ. of Tokyo, vol. 20, No. 9, 1968.
285. S. Okamoto and C. Tamura: Dynamic Model Tests on Pipe Lines in the Soft Layer, Monthly Journal of the Institute of Industrial Science, Univ. of Tokyo, vol. 19, No. 12, 1967.
286. M. Hakuno and Y. Nojiri: Experimental Studies on the Vibration of a Underground Wall due to Explosion, 9th Symp. of EE., 1967.
287. A. Sakurai, T. Takahashi et al.: Aseismic Research on Underground Pipe-Type Cable for Extra-High Voltage, Awaiting the Matsushiro Earthquakes, Technical Report: C: 67002, Technical Laboratory, Central Research Institute of Electric Power Industry, 1968.
288. A. Sakurai and T. Takahashi: Dynamic Stress of Underground Pipe Lines during Earthquake, Proc. of IV-WCEE., 1969.
289. A. Sakurai, T. Takahashi, C. Kurihara and H. Yajima: Dynamic Stresses of Underground Pipe Lines during Earthquakes, Report No. 69087, Technical Laboratory, Central Research Institute of Electric Power Industry, 1970.
290. The Committee of Experts UNESCO.: Koyua Earthquake Dec. 11 1967, Report of the Committee of Experts of UNESCO., 1968.
291. T. R. Kuesel: Earthquake Design Criteria for Subway, Proc. of ASCE, vol. 95, No. ST6, 1969.
292. M. Hamada: The Earthquake Response Analysis of Underwater Tunnels, Proc. of III-NSEE., 1970.
293. K. Mutō, K. Uchida and T. Tsugawa: Earthquake Response Analysis of Underwater Tunnels, Proc. of III-NSEE., 1970.
294. C. Tamura, S. Okamoto, K. Katō and Y. Nakagawa: Earthquake Observation in a Submerged Tunnel, 11th Symp. of EE., 1971.
295. H. Gotō, K. Toki and S. Takada: Vibration Behaviors of Underground Pipeline, 11th Symp. of EE., 1971.

#### Глава 10

296. K. Kubo: Damage to Bridges, Monthly Journal of the Institute of Industrial Science, University of Tokyo, vol. 12, No. 6, 1960.
297. J. Kodera: On the Earthquake Damage to Bridge Foundation and Ground Geology, Tsuchi-to-Kiso, JSSMFE., vol. 12, No. 3~6, 1964.
298. J. Kodera: Effect of Damage to Foundation Ground to Bridges, Tsuchi-to-Kiso, JSSMFE., vol. 12, No. 8, 1964.
299. I. Yoshida: A case to Damage to Reinforced Concrete Pile in Niigata Earthquake, 8th Symp. of EE., 1967.
300. G. A. Ross, H. B. Seed and R. R. Migliaccio: Bridge Foundation Behavior in Alaska Earthquake, Proc. of ASCE., vol. 95, No. SM4, 1969.
301. K. Sezawa and K. Kanai: Decay in the Seismic Vibrations of a Simple or Tall Structure by Dissipation of Their Energy into the Ground, Bull. of ERI., vol. 13, 1935.
302. K. Sezawa and K. Kanai: Improved Theory of Energy Dissipation in Seismic Vibrations of a Structure, Bull. of ERI., vol. 14, 1936.
303. T. Ishiwara: Vibration Characteristics of the Nakatsuno Bridge and one Consideration about the Mechanism of Earthquake Disaster of Bridge, Proc. of JSCE., vol. 35, No. 8, 1949.
304. I. Konishi and M. Hatanaka: Vibration Measurements of the Setagawa Bridge Piers of the National Railway, Proc. of JSCE., vol. 37, No. 3, 1952.



305. H. Gotō: On a Vibration Characteristics of the Bridge Substructure, Proc. of JSCE., vol. 38, No. 4, 1953.
306. H. Gotō: On an Approximate Solution on the Natural Periods of the Super and Substructures of the Bridge, Proc. of JSCE, vol. 38, No. 6, 1953.
307. H. Gotō: Experimental Studies on the Distribution of the Foundation Coefficient in the Ground around Bridge Piers, Proc. of JSCE, vol. 39, No. 6, 1954.
308. H. Gotō: On the Calculation of Natural Period of Bridge Substructure in the Parallel Direction to Bridge Axis, Proc of JSCE, vol. 39, No. 7, 1954.
309. H. Gotō: On the Foundation Coefficient and its Vibration Effects to the Bridge Piers, Proc. of JSCE., vol. 40, No. 1, 1955.
310. H. Gotō: On the Method of Dynamic Earthquake Proof Computation on the Bridge Piers and Well Construction, Trans. of JSCE., No. 24, 1955.
311. G. W. Housner: Interaction of Building and Ground during an Earthquake, Bull. of SSA., vol. 47, No. 3, 1957.
312. T. Takada and K. Tezuka: Vibration Characteristics of Prestressed Concrete Bridge of Dywidag Type, 3rd Symp. of EE., 1959.
313. Y. Satō and R. Yamaguchi: Coupling Effect of Shear Vibration of the Structure with Elastic Foundation and the Maximum Response of Rocking Motion, Bull. of ERI., No. 38, 1960.
314. I. Toriumi, Y. Sato and R. Yamaguchi: Vibrations in Foundation, Structure and in its Vicinity on the Elastic Ground, Proc. of II-WCEE, 1960.
315. R. W. Clough: Effects of Earthquakes on Under Water Structures, Proc. of II-WCEE., 1960.
316. A. Sakurai: Vibration to Column-Type Structure Standing in Water, Doboku Gijyutsu (Civil Engineering), vol. 16, No. 6, 1961.
317. D. L. Lycan and N. M. Newmark: Effect of Structure and Foundation Interaction, Proc. of ASCE. vol. 87, No. EM5, 1961.
318. H. Gotō and T. Nishigashira: Vibration Analysis and Model Tests of Bridge Piers Embedded in an Elastic Foundation, Taking Vibrating Mass of Soil into Consideration, Trans. of JSCE., No. 83, 1962.
319. H. Gotō and K. Toki: Fundamental Studies on Vibration Characteristics and Earthquake Resistance of Under Water Structure, Proc. of I-NSEE., 1962.
320. K. Kubo: Damping and Vibrational Characteristics of Bridge Piers, Proc. of I-NSEE., 1962.
321. T. Takada and N. Narita: A Damage Test of Ajigawa Bridge Pier, Proc. of I-NSEE., 1962.
322. S. Miyazaki, T. Okubo, J. Seki, T. Furuta and S. Yahagi: Earthquake Observation of Structures for Metropolitan Express Highway, 6th Symp. of EE., 1963.
323. A. Sakurai and K. Horii: Vibrational Problems on Under Water Structures, (Field Measurement and Analyses of Flexible Piers of the Ogami Bridge and of the Iwase Bridge). Journal of Technical Laboratory, Central Research Institute of Electric Power Industry, vol. 13, No. 3, 1963.
324. D. K. Laird and R. P. Warren: Groups of Vertical Cylinders Oscillating in Water, Proc. of ASCE, vol. 89, No. EMI, 1963.
325. K. Kubo: Earthquake Response and Damping Coefficient of Structures, 6th Symp. of EE., 1963.
326. R. A. Parmelee, J. Penzien, C. F. Scheffly, H. B. Seed and G. R. Thiers: Seismic Effects on Structures Supported on Piles Extending through Deep Sensitive Clays, SESM 64-2, Institute of Engineering Research, Univ. of California, Berkeley, 1964.
327. J. Penzin and C. F. Scheffly and R. A. Parmelee: Seismic Analysis of Bridges on Long Piles, Proc. of ASCE, vol. 90, No. EM3, 1964.
328. T. Takada, E. Kuribayashi and T. Iwasaki: Vibration Test of Shinkanshika Bridge, 7th Symp. of EE., 1964.
329. H. Gotō and H. Kameda: Studies on Vibration Analysis of Single Pedestal-Type Bridge Piers and their Earthquake Resistance, Trans. of JSCE., No. 109, 1964.
330. S. Kotsubo: Seismic Force Effect on Submerged Bridge Piers with Elliptic Cross Sections, Proc. of III-WCEE., 1965.
331. M. Itō and T. Katayama: Damping of Bridge Structures, Trans. of JSCE., No. 117, 1965.
332. T. Takada, T. Kurihara, T. Kunihiro and C. Tamura: Behavior of the Amakusa No. 4 Bridge due to Horizontal Earthquake Force Perpendicular to Bridge Axis, 8th Symp. of EE., 1965.
333. K. Kubo, T. Mutō and C. Tamura: Dynamic Analysis of the Sakai-gawa Bridge, 8th Symp. of EE., 1965.
334. Public Works Institute: A Study of Vibration Tests of Bridge Substructures, Memorandum of Public Works Institute, Ministry of Construction, No. 152, 1966.
335. H. Gotō and H. Kameda: On Earthquake Response of Bridge Piers on Pile Foundations, Trans. of JSCE., No. 131, 1966.
336. T. Takada, T. Kurihara and T. Kunihiro: Behavior of the Amakusa No. 4 Bridge at the Time of Earthquakes, Concrete Journal, vol. 5, No. 1, 1967.
337. E. Kuribayashi and T. Iwasaki: Observation of Strong Motion Earthquake due to Matsushiro Swarms at Ochiai Bridge, 9th Symp. of EE., 1967.
338. S. Kotsubo and T. Takanishi: Effect of Deformation of Foundation on the Aseismic Properties of Steel Pipe Bridge Pier. Trans. of JSCE., No. 148, 1967.
339. M. Hatanaka: Vibration Behaviors of Bridge Piers of Ground Buttered Steel Piles, 9th Symp. of EE., 1967.
340. S. Kotsubo and K. Hanada: Theoretical and Experimental Consideration on the Horizontal Reaction of the Ground for Dynamic Force, 9th Symp. of EE., 1967.
341. R. J. Scavuzzo: Foundation-Structure Interaction in the Analysis of Wave Motions, Bull. of SSA., vol. 57, No. 4, 1967.
342. R. A. Parmelee: Building Foundation Interaction Effects, Proc. of ASCE., vol. 93, No. EM2, 1967.
343. E. Kuribayashi and T. Iwasaki: Observations and Analysis of Earthquake Response of Highway Bridges, 10th Symp. of EE., 1969.
344. E. Kuribayashi and T. Iwasaki: Observed Earthquake Responses of Bridges, Proc. of IV-WCEE., 1969.
345. K. Kubo: Vibration Test of a Structure Supported by Pile Foundation, Proc. of IV-WCEE., 1969.
346. S. Kotsubo: Earthquake Response Analysis of the Steel Pile Bridge Pier Considering the Nonlinear Properties of the Earthquake, 10th Symp., of EE., 1969.
347. S. Kotsubo: Behaviors of Pile Foundations during Earthquakes, 10th Symp. of EE., 1969.
348. H. Tajimi: Dynamic Analysis of a Structure Embedded in an Elastic Stratum, Proc. of IV-WCEE., 1969.
349. M. Hakuno and Y. Nojiri: An Experiment on Dynamical Properties of a Wall Foundation, Trans. of JSCE., No. 170, 1969.
350. T. Katayama: Effects of the Interaction of the Ground and the Structure on the Earthquake Records, 10th Symp. of EE., 1969.
351. M. Hayashi and S. Hibino: A Consideration of Numerical Analysis of Interaction of the Ground and the Upper Structure, 10th Symp. of EE., 1969.
352. E. W. Wilson: A Method of Analysis for the Evaluation of Foundation-Structure Interaction, Proc. of IV-WCEE., 1969.

353. Y. Yamada and H. Matsumura: Vibration Analysis on the System of Pier and Foundation by Finite Element Methods, Proc. of the Symposium on Matrix Methods of Structural Analysis and Design, Japan Steel Structure Cooperation, 1969.
354. S. Kotsubo, J. Ishida and K. Torino: Propagation of Bending Vibration in the Bridge Girders during Earthquake, 10th Symp. of EE., 1969.
355. A. Bykhovsky, F. V. Bobrov and E. S. Medvedeva: Some Long Span Construction in Earthquake Regions and Choice of the Type of Structure on the Basis of Wave Dynamic Theory, Proc. of IV-WCEE., 1969.
356. M. F. Barstein: Dynamics of Extended-in-Plan Structures in Strong Earthquakes, Proc. of IV-WCEE., 1969.
357. Y. Hayashi and S. Okamoto: Response of a Structure Subjected to Two Inputs, Monthly Journal of the Institute of Industrial Science University of Tokyo, vol. 21, No. 3, 1969.
358. K. Kubo, T. Kurihara and T. Mutō: Some Considerations on the Vibration Test of Tall Bridge Pier, 10th Symp. of EE., 1969.
359. I. Gotō, A. Ishizaki and J. Kōdera: Dynamic Analysis of High Bridge Pier, Tetsudō Doboku (Railway Engineering) vol. 10, No. 10, 1969.
360. S. Kotsubo and J. Harada: Response Analysis of Bridges Subjected to Different Earthquake Wave at Each Support, Trans. of JSCE., No. 175, 1970.
361. I. K. Lee and H. B. Harrison: Structure and Foundation Interaction Theory, Proc. of ASCE., vol. 96, No. ST2, 1970.
362. Y. Uemae: Anti-Seismic Structure with Vibration Damper, 5th Symp. of EE., 1961.
363. S. Kikuchi: Design and Performance Test of Anti-Seismic Oil Damper, Doboku-Gijyutsu (Civil Engineering), vol. 17, No. 3, 1962.
364. J. Kōdera, S. Shiratori and H. Asanuma: Some Problems on the Design of the Washinosu Bridge, PS Concrete, vol. 4, No. 4, 1962.
365. H. Gotō, K. Toki and Y. Yokoyama: Non-Stational Dynamic Water Pressure Applied to a Bridge Pier under Water, 7th Symp. of EE., 1965.
366. T. Takada, T. Ōkubo and E. Kuribayashi: Study on the Earthquake Resistant Design of Bridges (Part 1), Report of Public Works Research Institute, Ministry of Construction, No. 128-1, 1965.
367. S. Kotsubo and J. Harada: Effect of Phase Difference on the Earthquake Response of Duwidag-Type Bridge, 9th Symp. of EE., 1967.
368. T. Ikehara and A. Yokoyama: The Stability of the Well Foundation under the Lateral Force, Proc. of JSCE., vol. 38, No. 12, 1953.
369. H. Gotō: An Advanced Method of a Static Earthquake-Proof Computation on Bridge Piers and Well Constructions, Jour., of JSCE., vol. 41, No. 2, 1956.
370. H. Gotō: On the Additional Coefficient of Vibrations for Earthquake-Proof Computation of Bridge Piers and Well Constructions, Trans. of JSCE., No. 32, 1956.
371. Y. Tahara, T. Takada and M. Fukuoka: Some Experimental Studies on the Earthquake-Proof Design of the Foundation of Bridge Pier in Soft Ground, Proc. of II-WCEE., 1960.
372. H. Gotō, T. Fujimori, H. Yagi and T. Ashimi: Field Tests on the Steel Pile including Batter Piles and Combined Piles, Jour. of JSCE., vol. 45, No. 11, 1960.
373. S. Shiraishi: The Horizontal Reaction on a Pneumatic Caisson, Soils and Foundations, vol. 1, No. 1, 1960.
374. S. Shiraishi: Resistance of Foundation Ground against Overturning Forces, Proc. of II-WCEE., 1960.
375. S. Shiraishi and H. Tanaka: Model Experiment on Stability of Foundations for Bridge Piers, Railway Technical Research Report, No. 253, 1961.
376. H. Gotō and K. Toki: Fundamental Studies on Vibration Characteristics and Aseismic Design, Trans. of JSCE., No. 100, 1963.
377. S. Kotsubo: Seismic Force Applied to Under Water Structure, 6th Symp. of EE., 1963.
378. Y. Matsumoto, I. Sugino and T. Tsuchiya: Lateral Load Test on Pile Group Report, Railway Technical Research Institute, Japanese National Railway, No. 447, 1964.
379. T. Takada, T. Ōkubo and E. Kuribayashi: Studies on Earthquake Resistant Design of Bridges, Report of the Public Works Research Institute, Ministry of Construction, vol. 128, 1966.
380. L. Heyman: Measurement of the Influence of Lateral Earth Pressure on Pile Foundations, Proc. of VI-SMFE., 1965.
381. H. Kishida and G. G. Meyerhof: Bearing Capacity of Pile Groups under Eccentric Loads in Sand, Proc. of VI-SMFE., 1965.
382. M. Węgrzyn: Method of Determining the Lateral Bearing Capacity of Single Piles Based on Test Loading, Proc. of VI-SMFE., 1965.
383. Y. Matsumoto, T. Tsuchiya and I. Sugino: Lateral Load Test on Pile Group, Tsuchi-to-Kiso, JSSMFE., vol. 13, No. 3, 1965, and vol. 13, No. 4, 1965.
384. H. Tsutsumi: Dynamic Bearing Capacity of Pile at Silty Ground, 8th Symp. of EE., 1965.
385. S. Kotsubo and N. Ogata: Earthquake Resistant Design of Pile Foundation at the Soft Ground, 8th Symp. of EE., 1965.
386. H. Gotō and K. Toki: Vibration Characteristics and Aseismic Design of Submerged Bridge Piers, Proc. of III-WCEE., 1965.
387. Y. Ishii and K. Fujita: Field Test on the Lateral Resistance of Large Diameter Steel Pipe Piles and its Application to the Aseismic Design of Pile Bent-Type Pier, of III-WCEE., 1965.
388. High Bridge Pier Sub-Committee: Study of High Bridge Piers, Association for Express Highway Investigation, 1966.
389. S. Kotsubo and G. Aramaki: On the Seismic Stress of Battered Pile Group, 9th, Symp. of EE., 1967.
390. Civil Engineering Laboratory: Experimental Data for Dynamic Reaction Coefficient of Loam Foundation, Technical Institute of the Tokyo Electric Power Co., 1969.
391. K. Kubo and N. Sato: Earthquake Resistance of Structures on Pile Foundation, Monthly Journal of Institute of Industrial Science Univ. of Tokyo, vol. 20, No. 4, 1969.
392. E. Murakami: Comparison of the Theoretical Calculation and the Testing Result of the Vibration of a Two Hinged Arch Bridge, Report of the Public Works Research Institute Ministry of Home Affairs, vol. 69, 1943.
393. M. Numata: On the Stresses, Vibrations and Thermal Deformations of a Two-Hinged Balanced Arch, Jour. of Railway Engineering Research, vol. 9, No. 18, 1952.
394. T. Mizuno and Y. Hikosaka: On the Lateral Load Stresses in Concrete Arch Bridges, Jour. of JSCE., vol. 38, No. 8, 1953.
395. S. Kuranishi: Analysis of Arch Bridge under Certain Lateral Forces, Trans. of JSCE., No. 73, 1961.
396. S. Okamoto and K. Kubo: Measurements of the Damping Coefficient of Suspension Bridges, Monthly Journal of the Institute of Industrial Science Univ. of Tokyo, vol. 9, No. 12, 1957.
397. G. S. Vincent: Golden Gate Bridge Vibration Studies, Proc of ASCE., vol. 84, No. ST6, 1958.
398. K. Kubo: Aseismicity of Suspension Bridge Forced to Vibrate Longitudinally, Proc. of II-WCEE., 1960.
399. K. Kubo: Vibration of Suspension Bridge due to Vertical Ground Motions, Trans. of JSCE., No. 75, 1961.
400. M. Itō: The Lateral Motion of Suspension Bridges, Trans. of JSCE., No. 81, 1962.

401. I. Konishi, Y. Yamada and Y. Takaoka: Earthquake Resistant Design of Large Span Suspension Bridges, Proc. of I-NSEE., 1962.
402. E. Kuribayashi and N. Narita: Vibration Test of the Wakato Suspension Bridge, 6th Symp. of EE., 1963.
403. I. Konishi, Y. Yamada and Y. Takaoka: Earthquake Resistant Design of Long Span Suspension Bridge Towers, Trans. of JSCE., No. 104, 1964.
404. I. Konishi, Y. Yamada and Y. Takaoka: Response of Long Span Suspension Bridges Subjected to Ground Motion due to Earthquakes, Trans. of JSCE., No. 159, 1965.
405. E. Kuribayashi: Study on the Earthquake Resistant Design of Bridges (Part 2), Report of Public Works Research Institute, Ministry of Construction, No. 136-2, 1969.
406. I. Konishi and Y. Yamada: Studies on the Earthquake Resistant Design of Suspension Bridge Tower and Pier System, Proc. of IV-WCEE., 1969.
407. E. Kuribayashi and K. Oyamada: Response Analysis of Suspension Bridge including Substructures, 10th Symp., of EE., 1969.

## ОГЛАВЛЕНИЕ

|   |           |
|---|-----------|
| Предисловие к русскому изданию . . . . .  | 5         |
| Предисловие автора . . . . .  | 6         |
| <b>Глава 1. Землетрясения . . . . .</b>   | <b>9</b>  |
| 1.1. Строение Земли . . . . .   | 9         |
| 1) Состав Земли . . . . .   | 10        |
| 2) Температуры и давления . . . . .   | 10        |
| 3) Скорости распространения сейсмических волн . . . . .   | 10        |
| 4) Строение земной коры . . . . .   | 11        |
| 1.2. История Земли . . . . .  | 13        |
| 1.3. Землетрясения . . . . .  | 13        |
| 1) Гипоцентры . . . . .   | 16        |
| 2) Причины землетрясений . . . . .  | 18        |
| 3) Сейсмические зоны . . . . .  | 19        |
| 1.4. Проявление землетрясений . . . . .   | 19        |
| 1) Общие положения . . . . .  | 19        |
| 2) Сейсмические толчки . . . . .  | 20        |
| 3) Коровые движения . . . . .   | 22        |
| 4) Разломы . . . . .  | 25        |
| 5) Цунами . . . . .   | 25        |
| 1.5. Сейсмические волны . . . . .   | 25        |
| 1) Объемные волны . . . . .   | 26        |
| 2) Поверхностные волны . . . . .  | 28        |
| 3) Зависимости время—расстояние . . . . .   | 28        |
| 1.6. Регистрация сейсмических колебаний . . . . .   | 35        |
| <b>Глава 2. Интенсивность землетрясений . . . . .</b>   | <b>35</b> |
| 2.1. Шкалы сейсмической интенсивности . . . . .   | 35        |
| 1) Шкала сейсмической интенсивности JMA . . . . .   | 36        |
| 2) Модифицированная шкала Меркалли (MM) . . . . .   | 37        |
| 3) Шкала сейсмической интенсивности MSK . . . . .   | 37        |
| 2.2. Сейсмическая интенсивность в инженерных задачах . . . . .  | 37        |
| 1) Интенсивность землетрясений, определяемая величинами ускорений . . . . .   | 40        |
| 2) Интенсивность землетрясений, определяемая величинами скоростей . . . . .   | 42        |
| 2.3. Характеристики землетрясений . . . . .   | 42        |
| 1) Магнитуда . . . . .  | 44        |
| 2) Максимальные перемещения сейсмических колебаний и периоды волн колебаний с максимальными перемещениями . . . . . | 46        |
| 3) Энергия сейсмических колебаний . . . . .   | 46        |
| <b>Глава 3. Влияние грунтовых условий на сейсмические колебания поверхности земли . . . . .</b>                     | <b>47</b> |
| 3.1. Введение . . . . .   | 49        |
| 3.2. Сейсмические колебания аллювиальных грунтов . . . . .  | 49        |
| 1) Частотные характеристики сейсмических колебаний . . . . .  | 49        |

|   |     |
|---|-----|
| 2) Интенсивность сейсмических колебаний аллювиальных грунтов                        | 55  |
| 3) Карты сейсмической интенсивности по типам грунтов                                | 61  |
| 4) Повреждения при землетрясениях на восстановленных землях                         | 62  |
| 5) Сейсмические колебания заглубленных слоев грунта                                 | 64  |
| 3.3. Сейсмические колебания в районах распространения скальных грунтов              | 66  |
| 1) Повреждения при землетрясениях на скальных грунтах                               | 66  |
| 2) Перемещения и ускорения сейсмических колебаний на жестких грунтах                | 66  |
| 3) Форма сейсмических волн  | 67  |
| 4) Сейсмические колебания заглубленного скального основания                         | 70  |
| 3.4. Распространение упругих волн   | 72  |
| 1) Уравнение движения сейсмических волн   | 72  |
| 2) Скорость колебаний частиц грунта и энергия колебаний                             | 73  |
| 3) Отражение волн от поверхности грунта   | 74  |
| 4) Отражение и передача волн колебаний на границах слоев грунта                     | 75  |
| 3.5. Многократное отражение волн колебаний в поверхностном слое                     | 77  |
| 1) Случай однородного поверхностного слоя   | 77  |
| 2) Многократное отражение внутри поверхностного слоя, состоящего из разных пород    | 79  |
| 3) Многократное отражение в поверхностном слое с нелинейными характеристиками       | 81  |
| <b>Глава 4. Расчетные сейсмические колебания</b>                                    | 83  |
| 4.1. Введение   | 83  |
| 4.2. Амплитуды сейсмических колебаний   | 85  |
| 1) Оценка статистическими методами  | 85  |
| 2) Оценка с позиций сейсмотектоники   | 88  |
| 4.3. Форма волн сейсмических колебаний  | 90  |
| 1) Введение   | 90  |
| 2) Модель сейсмической волны  | 90  |
| 3) Корректировка модели сейсмической волны  | 97  |
| 4) Метод Канаи  | 99  |
| 4.4. Сейсмические колебания вблизи эпицентра  | 102 |
| 1) Интенсивность землетрясений  | 102 |
| 2) Повреждения при землетрясениях   | 103 |
| 3) Примеры записей землетрясений  | 104 |
| 4.5. Выбор расчетных землетрясений  | 107 |
| <b>Глава 5. Методы расчета на сейсмические воздействия</b>                          | 109 |
| 5.1. Метод сейсмического коэффициента (коэффициента сейсмической нагрузки)          | 109 |
| 1) Введение   | 109 |
| 2) Коэффициент сейсмической нагрузки  | 111 |
| 3) Коэффициент сейсмической нагрузки для подводных сооружений                       | 112 |
| 4) Приложение метода коэффициента сейсмической нагрузки                             | 112 |
| 5.2. Динамический расчет (упругие системы)  | 118 |
| 1) Введение   | 118 |
| 2) Упругие системы с одной степенью свободы   | 118 |
| 3) Упругие системы с многими степенями свободы                                      | 131 |
| 5.3. Динамический расчет (неупругие системы)  | 139 |
| 1) Идеальные упругопластические системы   | 139 |
| 2) Неидеальные упругопластические системы   | 142 |
| <b>Глава 6. Нормы по проектированию сейсмостойких сооружений</b>                    | 146 |
| 6.1. Введение   | 146 |
| 6.2. Нормативные требования по проектированию сейсмостойких сооружений разных типов | 148 |
| 1) Мосты  | 148 |

|   |     |
|---|-----|
| 2) Системы водоснабжения  | 157 |
| 3) Плотины  | 157 |
| 4) Порты и гавани   | 159 |
| 5) Здания   | 159 |
| 6) Атомные электростанции   | 162 |
| <b>Глава 7. Давление грунта во время землетрясений</b>  | 163 |
| 7.1. Введение   | 163 |
| 7.2. Динамические свойства грунтов  | 166 |
| 1) Состав грунта  | 166 |
| 2) Динамическая прочность грунта  | 169 |
| 7.3. Устойчивость откосов   | 179 |
| 1) Устойчивость откосов в обычных условиях  | 179 |
| 2) Устойчивость откосов во время землетрясений  | 183 |
| 7.4. Давление грунта на подпорные стены   | 186 |
| 1) Теория давления грунта Кулона  | 190 |
| 2) Теория Мононобе — давления грунта при землетрясениях   | 193 |
| 3) Экспериментальные исследования   | 194 |
| 7.5. Несущая способность грунта   | 194 |
| 1) Несущая способность грунта в обычных условиях  | 196 |
| 2) Несущая способность грунта при землетрясениях  | 198 |
| 3) Экспериментальные исследования   | 201 |
| 7.6. Осадка и разрушение грунта   | 201 |
| 1) Осадка грунта  | 201 |
| 2) Разрушение песчаного грунта  | 205 |
| 3) Крупные оползни грунта   | 205 |
| <b>Глава 8. Сейсмостойкость систем водоснабжения</b>  | 208 |
| 8.1. Введение   | 208 |
| 8.2. Подземные трубопроводы   | 209 |
| 1) Влияние глубины заложения и направления подземных трубопроводов на степень их повреждения при землетрясениях | 209 |
| 2) Влияние типа труб и их соединений на степень повреждения при землетрясениях                                  | 211 |
| 3) Нагрузки на заглубленные в грунт трубы при землетрясениях  | 213 |
| 8.3. Резервуары   | 213 |
| 8.4. Акведуки и дюкеры  | 220 |
| 8.5. Водонапорные башни   | 222 |
| <b>Глава 9. Сейсмостойкость подземных сооружений</b>  | 223 |
| 9.1. Введение   | 223 |
| 9.2. Напряжения вокруг подземных выработок при землетрясениях   | 227 |
| 9.3. Измерение колебаний подземных сооружений при землетрясениях  | 230 |
| 9.4. Повреждения подземных сооружений при землетрясениях  | 234 |
| 9.5. Сейсмостойкость подводных тоннелей   | 236 |
| <b>Глава 10. Сейсмостойкость мостов</b>   | 244 |
| 10.1. Повреждения балочных мостов при землетрясениях  | 244 |
| 1) Введение   | 244 |
| 2) Повреждения устоев балочных мостов   | 245 |
| 3) Повреждения опор балочных мостов   | 248 |
| 4) Повреждения фундаментов опор   | 252 |
| 5) Повреждения пролетных строений   | 254 |
| 10.2. Колебания балочных мостов   | 254 |
| 1) Введение   | 254 |
| 2) Дифференциальные уравнения колебаний   | 259 |
| 3) Расчет с применением МКЭ   | 261 |
| 3) Колебания фундаментов (случай I)   | 261 |

|   |     |
|---|-----|
| 5) Колебания фундаментов (случай 2) . . . . .                                     | 269 |
| 6) Инструментальные наблюдения за колебаниями мостов при землетрясениях . . . . . | 274 |
| 10.3. Расчет верхних строений мостов на сейсмические воздействия                  | 279 |
| 1) Введение . . . . .   | 279 |
| 2) Разрезные балочные мосты . . . . .   | 280 |
| 3) Неразрезные балочные мосты . . . . .   | 285 |
| 4) Балочные мосты с высокими опорами . . . . .                                    | 293 |
| 5) Эстакады . . . . .   | 295 |
| 10.4. Расчет фундаментов на сейсмические воздействия                              | 296 |
| 1) Общие положения . . . . .  | 296 |
| 2) Фундаменты мелкого заложения . . . . .   | 297 |
| 3) Кессонные фундаменты . . . . .   | 298 |
| 4) Свайные фундаменты . . . . .   | 302 |
| 10.5. Арочные мосты . . . . .   | 307 |
| 10.6. Висячие мосты . . . . .   | 309 |
| 1) Повреждения висячих мостов при землетрясениях . . . . .                        | 309 |
| 2) Уравнения колебаний висячих мостов . . . . .                                   | 310 |
| 3) Периоды собственных колебаний и параметры затухания . . . . .                  | 313 |
| 4) Вынужденные колебания . . . . .  | 319 |
| Список литературы . . . . .   | 322 |

ШУНЗО ОКАМОТО

# СЕЙСМОСТОЙКОСТЬ ИНЖЕНЕРНЫХ СООРУЖЕНИЙ

Редакция переводных изданий  
Зав. редакцией М. В. Певеалюк  
Редактор В. В. Колбина  
Внешнее оформление художника В. И. Филатова  
Технический редактор Н. В. Высотина  
Корректоры И. В. Медведь, Л. П. Бирюкова

ИБ № 2182

Сдано в набор 28.02.80. Подписано в печать 18.09.80.  
Формат 60×90<sup>1</sup>/<sub>8</sub>. Бумага типогр. № 1. Гарнитура «Литературная». Печать высокая  
Печ. л. 21,5. Усл.-печ. л. 21,5. Уч.-изд. л. 21,59. Тираж 3.000 экз. Изд. № XVIII-7980  
Зак. 1728. Цена 3 р. 50 к.

Стройиздат Москва, Каляевская, 23а  
Московская типография № 4 Союзполиграфпрома  
при Государственном комитете СССР  
по делам издательства, полиграфии и книжной торговли  
129041, Москва, Б. Переяславская ул., д. 46

Т а б л и ц а соотношений между некоторыми единицами физических величин, подлежащих изъятию, и единицами СИ

| Наименование величин   | Единица  |  |               |             | Соотношение единиц                          |  |
|--|--|--|---------------|-------------|---|--|
|  | подлежащая изъятию   |  | СИ            |             |   |  |
|  | наименование   | обозначение                                      | наименование  | обозначение |   |  |
| Сила; нагрузка; вес  | килограмм-сила<br>тонна-сила<br>грамм-сила   | кгс<br>тс<br>гс                                  | }             | } ньютон    | Н   | 1 кгс ≈ 9,8 Н ≈ 10 Н<br>1 тс ≈ 9,8 · 10 <sup>3</sup> Н ≈ 10 кН<br>1 гс ≈ 9,8 · 10 <sup>-3</sup> Н ≈ 10 мН                                    |
| Линейная нагрузка на-<br>Поверхностная нагрузка  | килограмм-сила на метр<br>килограмм-сила на квадратный метр  | кгс/м<br>кгс/м <sup>2</sup>                      |               |             | ньютон на метр<br>ньютон на квадратный метр | Н/м<br>Н/м <sup>2</sup>  |
| Давление   | килограмм-сила на квадратный сантиметр<br>килограмм-сила на квадратный сантиметр<br>килограмм-сила на квадратный сантиметр<br>килограмм-сила на квадратный сантиметр | кгс/см <sup>2</sup><br>мм вод. ст.<br>мм рт. ст. | }             | } паскаль   | Па  | 1 кгс/см <sup>2</sup> ≈ 9,8 · 10 <sup>4</sup> Па ≈ 10 <sup>5</sup> Па ≈ 0,1 МПа<br>1 мм вод. ст. ≈ 9,8 Па ≈ 10 Па<br>1 мм рт. ст. ≈ 133,3 Па |
| Механическое напряжение<br>Модуль продольной упругости<br>Модуль сдвига<br>Модуль объемного сжатия | килограмм-сила на квадратный миллиметр<br>килограмм-сила на квадратный миллиметр   | кгс/мм <sup>2</sup><br>кгс/см <sup>2</sup>       |               |             | паскаль                                     | Па   |
| Момент силы; момент пары сил   | килограмм-сила-метр  | кгс · м  | } ньютон-метр |             | Н · м                                       | 1 кгс · м ≈ 9,8 Н · м ≈ 10 Н · м   |

| Наименование величины  | Единица   |                                     |                        |             | Соотношение единиц   |
|--|---|-------------------------------------|------------------------|-------------|--|
|  | подлежащая изъятию  |                                     | СИ                     |             |  |
|  | наименование  | обозначение                         | наименование           | обозначение |  |
| Работа (энергия)   | килограмм-сила-метр   | кгс·м                               | джоуль                 | Дж          | 1 кгс·м ≈ 9,8 Дж ≈ 10 Дж   |
| Количество теплоты   | калория   | кал<br>ккал                         | джоуль                 | Дж          | 1 кал ≈ 4,2 Дж<br>1 ккал ≈ 4,2 кДж   |
| Мощность   | килограмм-сила-метр в секунду<br>лошадиная сила<br>калория в секунду<br>килокалория в час                       | кгс·м/с<br>л. с.<br>кал/с<br>ккал/ч | } ватт                 | Вт          | 1 кгс·м/с ≈ 9,8 Вт ≈ 10 Вт<br>1 л. с. ≈ 735,5 Вт<br>1 кал/с ≈ 4,2 Вт<br>1 ккал/ч ≈ 1,16 Вт |
| Удельная теплосодержательность                                   | калория на грамм-градус Цельсия<br>килокалория на килограмм-градус Цельсия                                      | кал/(г·°C)<br>ккал/(кг·°C)          |                        |             | джоуль на килограмм-кельвин  |
| Теплопроводность   | калория в секунду на сантиметр-градус Цельсия<br>килокалория в час на метр-градус Цельсия                       | кал/((с·см·°C)<br>ккал/((ч·м·°C)    | } ватт на метр-кельвин | Вт/(м·K)    | 1 кал/((с·см·°C) ≈<br>≈ 420 Вт/(м·K)<br>1 ккал/((ч·м·°C) ≈<br>≈ 1,16 Вт/(м·K)              |
| Коэффициент теплообмена (теплоотдачи); коэффициент теплопередачи | килокалория в час на квадратный метр-градус Цельсия<br>калория в секунду на квадратный сантиметр-градус Цельсия | кал/((с·см²·°C)<br>ккал/((ч·м²·°C)  |                        |             | ватт на квадратный метр-кельвин  |