

А.Н. БИРБРАЕР С.Г. ШУЛЬМАН

ПРОЧНОСТЬ
и НАДЕЖНОСТЬ
конструкций АЭС
при особых
динамических
воздействиях

·ЭНЕРГОАТОМИЗДАТ·

ББК 31.47

Б64

УДК [621.311.25:621.039]:699.82./85

Рецензент д-р техн. наук, проф. А. В. Тананаев
Редактор Г. Б. Казьмина

Бирбраер А. Н., Шульман С. Г.
Б 64 Прочность и надежность конструкций АЭС при
особых динамических воздействиях. — М.: Энер-
гоатомиздат, 1989. — 304 с.: ил.
ISBN 5-283-03797-5

Изложены общие принципы оценки прочности и надежно-
сти сооружений и оборудования атомных станций при особых
динамических воздействиях: землетрясениях, ураганных вет-
рах, смерчах, авиакатастрофах, промышленных взрывах, тех-
нологических авариях и т. п. Дана классификация динамиче-
ских воздействий, приведены примеры расчета прочности и
надежности конструкций АЭС.

Для инженерно-технических и научных работников, зани-
мающихся проектированием сооружений и оборудования АЭС.

2205000000-299
Б 051(01)-89 — 71-89

ББК 31.47

Производственное издание

Бирбраер Адольф Никитич

Шульман Сергей Георгиевич

ПРОЧНОСТЬ И НАДЕЖНОСТЬ КОНСТРУКЦИИ АЭС ПРИ ОСОБЫХ ДИНАМИЧЕСКИХ ВОЗДЕЙСТВИЯХ

Заведующий редакцией *В. В. Климов*

Редактор *В. Л. Лебедев*

Редактор издательства *Г. Б. Казьмина*

Художественный редактор *Б. Н. Тумин*

Технический редактор *Н. П. Собакина*

Корректор *З. Б. Драновская*

ИБ № 2661

Сдано в набор 19.04.89	Подписано в печать 20.09.89	T-16521
Формат 60×88 ¹ / ₁₆	Бумага типографская № 2	Гарнитура литературная
Печать высокая	Усл. печ. л. 18,62	Усл. кр.-отт. 18,62
Тираж 1980 экз.	Заказ 6729	Уч.-изд. л. 19,7 ⁷
		Цена 1р. 30 к.

Энергоатомиздат. 113114 Москва, М-114, Шлюзовая наб., 10

Ордена Октябрьской Революции и ордена Трудового Красного Знамени
МПО «Первая Образцовая типография» Государственного комитета
СССР по печати. 113054, Москва, М-54, Валовая, 28.

ISBN 5-283-03797-5

© Энергоатомиздат. 1989

ПРЕДИСЛОВИЕ

В предлагаемой книге излагаются методы оценки прочности и надежности сооружений и оборудования атомных станций (АС) при особых динамических воздействиях: землетрясениях, авиакатастрофах, ураганных ветрах, промышленных взрывах, технологических авариях и т. п.

Быстрое развитие ядерной энергетики выдвигает ответственную и сложную задачу охраны окружающей среды и обслуживающего персонала АС от неконтролируемых выбросов радиоактивных веществ. В связи с этим приобретает первостепенное значение анализ возможных отклонений от нормальных эксплуатационных режимов на АС и, в первую очередь, тщательное изучение возможного развития различных аварийных ситуаций. Вероятность возникновения таких ситуаций повышается при особых динамических воздействиях на сооружения и оборудование станций.

Особые динамические воздействия характеризуются обычно высокой интенсивностью, малой продолжительностью и весьма малой вероятностью возникновения. В связи с этим изучение поведения сооружений и оборудования станции при таких воздействиях имеет свою специфику. Недостаточная информация о характеристиках воздействия, сложность и высокая стоимость проведения экспериментов на физических моделях и натурных объектах — все эти обстоятельства при оценке прочности и надежности сооружений и оборудования АС выдвигают на первый план методы математического моделирования: разработку моделей воздействий и работы конструкций (в том числе вероятностных моделей), разработку методов и программ расчетов на ЭВМ, проведение вычислительных экспериментов и т. п.

В предлагаемой книге делается попытка проанализировать имеющуюся информацию и осветить, по возможности с единых позиций, основные вопросы оценки прочности и надежности сооружений и оборудования АС при особых динамических воздействиях.

Книга состоит из двух частей. В первой части (гл. 1—8), посвященной моделям воздействий и основам расчета, последовательно излагаются следующие вопросы: методы расчета конструкций на прочность и надежность при динамических нагрузках, вопросы сейсмостойкости АС, обеспечение безопасности

при авиакатастрофах, ветровые и взрывные воздействия, технологические аварии, выбор сочетаний воздействий и нагрузок на сооружения и оборудование станции, оценка опасности волн цунами для прибрежных АС.

Во второй части книги (гл. 9—13) даны примеры расчета строительных конструкций и оборудования АС на особые динамические воздействия. Приводятся примеры расчета реакторного отделения станции на комплекс особых динамических воздействий, построения поэтажных акселерограмм и спектров при сейсмических воздействиях и ударе самолета, примеры оценки надежности оснований, фундаментов, грунтовых и подземных сооружений с учетом сейсмического фактора, примеры расчетов прочности и надежности технологического оборудования (трубопроводов, резервуаров с жидкостью и т. п.) и его опорных конструкций. При этом, наряду с описанием методик и программ расчета на ЭВМ, значительное внимание уделяется различным приближенным способам расчета, позволяющим инженерам-проектировщикам сравнительно простыми средствами получать необходимые качественные и количественные оценки прочности и надежности конструкций на различных стадиях проектирования.

Особенностью книги является параллельное изложение, там где это возможно и целесообразно, традиционных (детерминистических) и весьма перспективных вероятностных методов оценки надежности конструкций.

В разработке ряда разделов принимали участие С. Л. Буторин, Д. В. Монахенко, М. А. Никольский (§ 10.2); В. И. Велитченко (гл. 12); Н. П. Ваучский, И. А. Любимый, С. Н. Хомич (§ 4.2, 9.2); Е. К. Ибрагимбеков, В. Г. Фуртиков (§ 4.3, 4.5); В. Н. Кирчина (§ 4.3, 4.5, 9.1, 9.2); В. С. Пепоян, А. П. Троицкий (§ 10.4); А. Ю. Роleder (§ 4.2, 4.5, 5.3); В. С. Симонов (§ 10.5). Глава 5 написана Д. З. Хуснутдиновым, а гл. 6 — Ю. В. Ржезниковым (обе — при участии А. Н. Бирбраера). При работе над § 1.2 авторы пользовались консультациями О. А. Савинова. Большую работу при подготовке рукописи к печати проделала Л. В. Шалимова. Авторы рады выразить искреннюю благодарность всем участникам работы.

Авторы также признательны рецензенту А. В. Тананаеву за замечания и пожелания, учтенные при окончательной подготовке рукописи к печати.

Список литературы не претендует на полноту и охватывает лишь основные работы, относящиеся к рассматриваемому кругу вопросов.

Книга рассчитана на инженеров и научных работников, занятых в области проектирования и исследования сооружений и оборудования атомных станций, а также преподавателей, студентов и аспирантов соответствующих специальностей.

ВВЕДЕНИЕ

Особые динамические воздействия (ОДВ) на сооружения и оборудование АС обычно подразделяются на следующие три основные группы:

1. Воздействия, связанные с эксплуатацией самой станции. Примером являются нагрузки на строительные конструкции и оборудование при внезапном разрыве главного циркуляционного трубопровода и истечении теплоносителя (так называемая максимальная проектная авария). Другой пример — аварийное падение тяжелого оборудования на перекрытие здания и т. п.

2. Воздействия, связанные с деятельностью человека за пределами АС. Сюда относятся взрывные и сейсмозрывные воздействия, источниками которых могут быть близко расположенные взрывоопасные предприятия, хранилища и транспорт жидкого и газообразного топлива. Следует считаться и с потенциальными авиакатастрофами, в результате которых на здания АС может упасть самолет или его обломки. В последнее время рассматривается также возможность падения на здания АС потерпевшей управление ракеты, космического корабля и т. п.

3. Воздействия, связанные со стихийными явлениями: землетрясениями, ураганами, наводнениями, а для сооружений, расположенных на берегах крупных водоемов (морей, озер, водохранилищ), — воздействия волн значительной амплитуды (ветровых, сейшевых, цунами), что может, в частности, привести к возникновению неблагоприятного гидравлического режима в системе технического водоснабжения АС.

Очевидно, что для разных стран (или различных районов одной и той же страны) вероятность того, что станция может подвергнуться одному или ряду воздействий такого типа, совершенно различна. Однако во многих случаях приходится считаться с возможностью возникновения особых динамических нагрузок самого различного происхождения.

К надежности АС, представляющих собой объекты повышенной социальной опасности, предъявляются исключительно высокие требования. Поэтому при их проектировании принимаются во внимание воздействия весьма редкой повторяемости, отличающиеся, как правило, большой интенсивностью. Их учет существенно влияет на конструктивные решения и материалоемкость элементов АС. С другой стороны, не все эти элементы в

равной степени важны с точки зрения обеспечения ее радиационной и ядерной безопасности. Поэтому во избежание неоправданного удорожания станции ее элементы в зависимости от ответственности подразделяют на группы, дифференцируя предъявляемые к ним требования. Так, согласно отечественным нормам [54] здания и сооружения АС подразделяются на следующие три категории безопасности.

К первой относятся здания, сооружения и конструкции, разрушение или повреждение которых может привести к выходу радиоактивных продуктов в количествах, приводящих к дозовым нагрузкам для персонала и для населения сверх установленных значений при максимальной проектной аварии, или к отказу в работе систем безопасности, обеспечивающих поддержание активной зоны в подкритическом состоянии, аварийный отвод тепла от реактора, локализацию радиоактивных продуктов.

Ко второй категории относятся здания, сооружения и их элементы (не вошедшие в первую категорию), нарушение работы которых в отдельности или в совокупности с другими может привести к перерыву в выработке атомной станцией ее продукции и/или к дозовым нагрузкам сверх допустимых годовых, установленных для нормальной эксплуатации действующими нормативными документами.

К третьей категории относятся все остальные здания, сооружения, конструкции и их элементы, не вошедшие в первую и вторую категорию.

Конструкции зданий и сооружений первой категории рассчитываются с учетом следующих экстремальных природных воздействий с повторяемостью 1 раз в 10 000 лет: максимальное расчетное землетрясение; ураганы и торнадо (смерчи); волны цунами; экстремальные ветровые, снеговые нагрузки и температура наружного воздуха. Помимо того, учитываются воздействия, вызываемые деятельностью человека: максимальная проектная авария, падение на АС самолета, воздушная ударная волна при взрыве твердых веществ или газопаровоздушных смесей на территории станции или за ее пределами.

Конструкции второй категории рассчитываются на менее интенсивные нагрузки (например, на проектное землетрясение с интервалом повторяемости 1 раз в 100 лет, которое имеет интенсивность, не менее чем на 1 балл меньшую, чем максимальное расчетное землетрясение).

Сооружения и конструкции третьей категории проектируются как обычные промышленные объекты.

Те же особые воздействия следует рассматривать согласно рекомендациям Международного агентства по атомной энергии

(МАГАТЭ) * [2, 99—102]. Необходимость их учета в проекте оценивается на основе анализа расположения потенциальных источников опасности и/или частоты возможных опасных событий. Первый способ заключается в установлении для каждого особого воздействия так называемой величины дистанции отбора (ВДО), представляющей собой наибольшее расстояние от АС, в пределах которого данное воздействие может представлять опасность. Если все потенциальные источники воздействия лежат за пределами ВДО, оно может не учитываться в проекте АС.

Другой способ применяется, когда может быть установлена вероятность реализации событий. Величина вероятности, до которой данное событие может не учитываться в проекте АС, называется уровнем отбора по вероятности (УОВ). В некоторых странах достаточно «осторожным» значением УОВ считается 10^{-7} год⁻¹ на один реактор. Другой уровень вероятности, начиная с которого событие обязательно должно учитываться в проекте, называется величиной вероятности, закладываемой в основу проекта (ВВЗП). Обычно она примерно на порядок больше, чем УОВ. Если вероятность реализации лежит между УОВ и ВВЗП, то решение о необходимости учета данного события принимает регулирующий орган на основе оценки общей вероятности последовательности событий, приводящий к значительному выбросу радиоактивного вещества, с учетом всех видов риска, связанного с возможными экстремальными событиями (как внутренними, так и внешними).

Отбор учитываемых в проекте экстремальных событий может осуществляться путем совместного рассмотрения как ВДО, так и УОВ. При использовании подхода по УОВ следует обращать особое внимание на достоверность и полноту исходной статистической информации, на основе которой рассчитывается вероятность реализации события. Следует также учитывать, что при наличии нескольких потенциальных источников экстремальных событий вероятность реализации каждого из них может быть ниже УОВ, но совокупная вероятность для всех событий может превзойти эту величину.

Подробнее порядок оценки опасности каждого из видов экстремальных внешних воздействий рассматривается в соответствующих главах.

Определение напряженно-деформированного состояния сооружений и оборудования АС и оценка их прочности и надеж-

* Помимо этих воздействий МАГАТЭ рекомендует учитывать ряд других: пожар на станции или в ее окрестности, выбросы токсичных и коррозионных сред, запыление, наводнение (например, вследствие прорыва плотины, расположенной выше по течению реки), осадку грунта и др. Поскольку настоящая книга посвящена прежде всего учету механических воздействий на элементы АС, вышеперечисленные воздействия здесь не рассматриваются.

ности при рассматриваемых воздействиях представляет собой весьма специфическую задачу. Недостаточная информация о вероятности и параметрах воздействия, практически полное отсутствие данных о поведении различных сооружений и оборудования АС в таких условиях, сложность и высокая стоимость экспериментов на физических моделях, условность переноса результатов с модели на натуру — все это в данном случае выдвигает на первый план методы математического моделирования, т. е. создание математических моделей явления, разработку методов и программ динамических расчетов сооружений и оборудования АС и проведение вычислительных экспериментов. При этом в зависимости от степени полноты исходной информации (параметры воздействия, деформационные и прочностные характеристики материалов сооружений, оборудования, грунта основания и т. п.), целей исследования, возможностей вычислительных средств и т. п. могут быть использованы самые различные схематизации явления (от простейших расчетных схем и квазистатических моделей отказа до использования общих уравнений динамики сплошных сред и аппарата случайных процессов и полей).

С учетом назначения и характера объектов (сооружений, оборудования и т. п.) к ним могут предъявляться самые различные технические, экономические и другие требования (работоспособность, прочность, герметичность и т. п.), которые определяют масштабы инженерного риска, т. е. требуемый уровень прочности и надежности.

При этом следует иметь в виду, что в настоящее время методы оценки прочности и надежности конструкций на различные особые динамические воздействия разработаны весьма неравномерно — это обстоятельство также в значительной степени определило объем и содержание отдельных разделов книги.

Список условных обозначений

- АС — атомная станция
АСТ — атомная станция теплоснабжения
АТЭЦ — атомная теплоэлектроцентраль
АЭС — атомная электростанция
ВВ — взрывчатое вещество
ВВЗП — величина вероятности события, закладываемого в основу проекта АС
ВВЭР — водо-водяной энергетический реактор
ВДО — величина дистанции отбора
ВУВ — воздушная ударная волна
ГПВС — газопаровоздушная смесь
ГЦК — главный циркуляционный контур
ГЦН — главный циркуляционный насос
ГЦТ — главный циркуляционный трубопровод
ЛСТ — линейно-спектральная теория сейсмостойкости
МГЭ — метод граничных элементов
МИП — метод итерации подпространств
МКП — метод конденсации переменных
МКЭ — метод конечных элементов
МПА — максимальная проектная авария
МРЗ — максимальное расчетное землетрясение
ННУЭ — нарушение нормальных условий эксплуатации АС
НУЭ — нормальные условия эксплуатации АС
ОДВ — особые динамические воздействия на АС
ПА — поэтажная акселерограмма
ПВ — продукты взрыва
ПГ — парогенератор
ПЗ — проектное землетрясение
ПС — поэтажный спектр ответа
РА — расчетная акселерограмма (на грунте)
САОЗ — система аварийного охлаждения активной зоны реактора
УОВ — уровень отбора событий по вероятности
ЯР — ядерный реактор

Модели воздействий и основы расчета

ГЛАВА I

ОСНОВЫ ДИНАМИЧЕСКИХ РАСЧЕТОВ И ОЦЕНКИ НАДЕЖНОСТИ КОНСТРУКЦИЙ

1.1. МЕТОДЫ РАСЧЕТА КОНСТРУКЦИЙ НА ДИНАМИЧЕСКИЕ ВОЗДЕЙСТВИЯ

Расчет конструкций на прочность, устойчивость и т. п. является одним из главных этапов проектирования сооружений и оборудования АС с точки зрения обеспечения их надежности и работоспособности. Для определения напряженно-деформированного состояния конструкций, подвергающихся воздействию нагрузок различного происхождения, используются методы строительной механики, теории упругости и т. п., которые подробно излагаются в соответствующей учебной, научной и справочной литературе.

В настоящее время при динамических расчетах используются самые различные расчетные модели конструкций и схематизации воздействий. Строительные конструкции, трубопроводы и оборудование АС чаще всего схематизируют как линейные динамические системы, описываемые системами обыкновенных дифференциальных уравнений различного порядка и/или линейными уравнениями в частных производных. При высоких порядках систем, а также при воздействиях, плохо поддающихся аналитическому представлению (как, например, колебания грунта при землетрясении), напряженно-деформированное состояние конструкции исследуется численно с использованием современных ЭВМ. Однако для расчета элементов АС нередко удается использовать достаточно простые схематизации, при которых применимы аналитические и полуаналитические методы. Некоторые примеры таких схематизаций сооружений и оборудования будут приведены в последующих главах.

Ниже приведена краткая сводка основных понятий и зависимостей динамики конструкций.

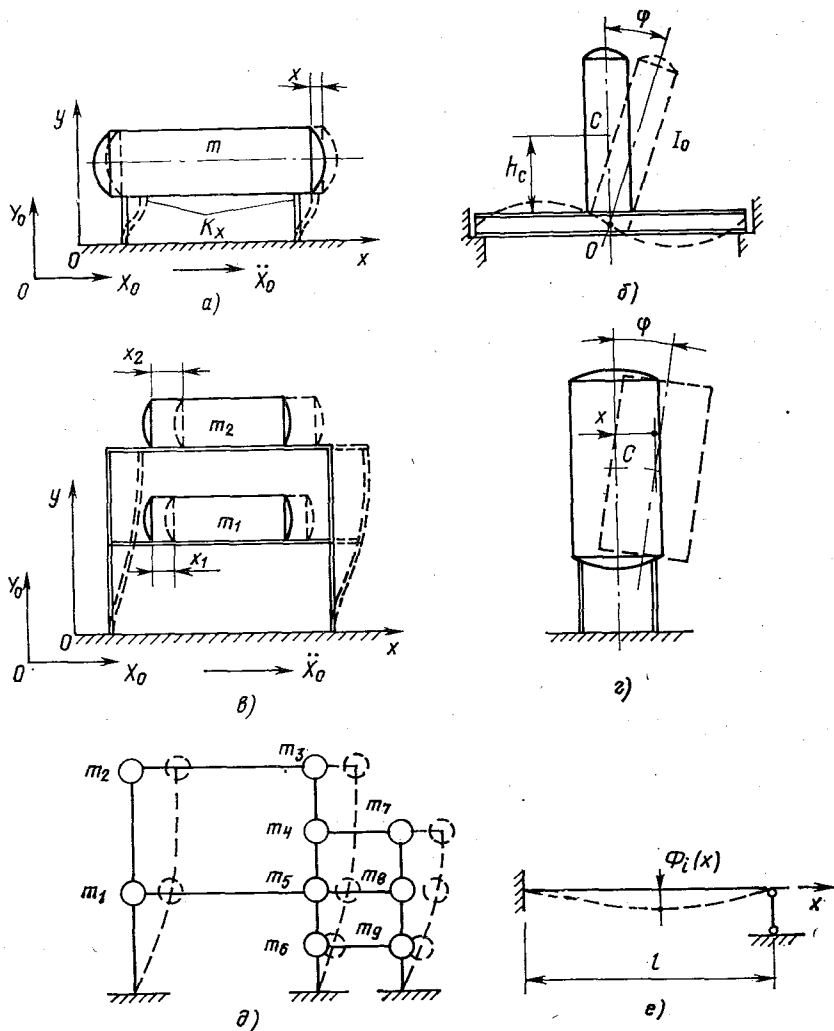


Рис. 1.1. Примеры систем с различным числом степеней свободы:

а, б — с одной степенью свободы («линейный осциллятор»); в, г — с двумя степенями свободы; д, — с n степенями свободы ($n=9$); е — с бесконечным числом степеней свободы (континуальная система — прямолинейный стержень)

Рассмотрим движение массы m на линейно-упругих опорах с суммарной жесткостью k_x (например, теплообменника на рис. 1.1, а). Будем предполагать, что кроме упругой реакции опор на нее действует сила неупругого сопротивления, пропорциональная скорости («вязкое» затухание*, или затухание по

* Кроме термина «затухание» используются термины: «рассеяние энергии», «диссипация энергии», «потери энергии», «демпфирование».

гипотезе Фойгта — Кельвина). Такая система имеет одну степень свободы и называется линейным неконсервативным осциллятором. Будучи выведена из положения равновесия, она совершает затухающие колебания, описываемые дифференциальным уравнением:

$$\ddot{x} + 2\zeta\omega\dot{x} + \omega^2 x = 0, \quad (1.1)$$

где ω — собственная круговая частота системы без затухания, рад/с:

$$\omega = \sqrt{k_x/m}; \quad (1.2)$$

ζ — относительное демпфирование. При $\zeta < 1$ решение уравнения (1.1) имеет вид:

$$x = A \exp(-\zeta\omega t) \sin(\omega_D t + \alpha), \quad (1.3)$$

где $\omega_D = \omega\sqrt{1-\zeta^2}$ — частота с учетом затухания; A и α зависят от начальных условий. При $\zeta = 1$ движение системы перестает быть колебательным (масса аperiodически стремится к положению равновесия) и это значение ζ называется «критическим затуханием». Обычно в строительных конструкциях и оборудовании $\zeta \ll 1$, т. е. составляет малые доли критического затухания. При таких значениях ζ практически $\omega_D \approx \omega$.

Угловые колебания системы с одной степенью свободы (рис. 1.1,б) описываются уравнением, аналогичным (1.1), в котором вместо x фигурирует координата φ , а собственная частота равна:

$$\omega = \sqrt{k_\varphi/I_0}, \quad (1.4)$$

где k_φ — жесткость опорной конструкции при повороте; I_0 — момент инерции тела относительно точки вращения.

Круговая частота ω показывает темп колебаний, который может также измеряться числом циклов в секунду f , Гц, а также продолжительностью цикла или периодом T , с. Эти три величины связаны между собой соотношениями:

$$f = 1/T = \omega/2\pi. \quad (1.5)$$

Кроме относительного демпфирования ζ , также применяются иные характеристики затухания. Наиболее часто используют логарифмический декремент колебаний δ , равный логарифму отношения двух последовательных максимальных отклонений массы осциллятора в одну сторону, и коэффициент поглощения ψ , представляющий собой отношение количества энергии, рассеиваемой за один цикл колебаний, к полному ее количеству перед началом цикла. Три названные характеристики затухания связаны соотношениями:

$$\delta = 0,5 \psi = 2\pi\zeta(1-\zeta^2)^{-1/2}. \quad (1.6)$$

Если на массу действует сила $F(\dot{t})$, то ее перемещения описываются уравнением

$$\ddot{x} + 2\zeta\omega\dot{x} + \omega^2 x = F(t)/m. \quad (1.7)$$

Его общее решение при нулевых начальных условиях можно записать с помощью интеграла Дюамеля:

$$x = \frac{1}{m\omega_D} \int_0^t F(\tau) \exp[-\zeta\omega(t-\tau)] \sin \omega_D(t-\tau) d\tau. \quad (1.8)$$

Решение может быть также найдено каким-либо численным методом (Рунге — Кутта, Ньюмарка, Вильсона и др.), с помощью преобразования Фурье и т. п.

При движении основания с ускорением $\ddot{X}_0(t)$ (кинематическое возмущение) на массу m действует переносная сила инерции $F(t) = -m\ddot{X}_0(t)$. Подставляя ее в (1.7), получаем уравнение, описывающее относительные перемещения массы в системе координат, связанной с основанием (см. рис. 1.1, а):

$$\ddot{x} + 2\zeta\omega\dot{x} + \omega^2 x = -\ddot{X}_0(t). \quad (1.9)$$

Его решение находим, подставляя выражение для $F(t)$ в (1.8):

$$x = -\frac{1}{\omega_D} \int_0^t \ddot{X}_0(\tau) \exp[-\zeta\omega(t-\tau)] \sin \omega_D(t-\tau) d\tau. \quad (1.10)$$

При рассмотрении кинематического возмущения часто требуется определить абсолютное ускорение массы $\ddot{x}_a = \ddot{x} + \ddot{X}_0$. Дифференцируя (1.10), получаем, что при обычных малых значениях ξ

$$\ddot{x}_a \approx -\omega_D^2 x. \quad (1.11)$$

Можно преобразовать уравнение (1.9) к виду:

$$\ddot{x}_a + 2\zeta\omega\dot{x}_a + \omega^2 x_a = -\omega^2 \left(X_0(t) + \frac{2\zeta}{\omega} \dot{X}_0(t) \right), \quad (1.12)$$

откуда непосредственно находится абсолютное ускорение \ddot{x}_a , но возмущение задано сейсмограммой $X_0(t)$ и велограммой $\dot{X}_0(t)$ воздействия. Последнюю можно определить путем численного дифференцирования сейсмограммы. Возникающая при этом погрешность незначительна вследствие малости (при обычных значениях частот и затуханий в строительных конструкциях) коэффициента при $\dot{X}_0(t)$.

Свободные колебания линейной дискретной системы со многими степенями свободы (рис. 1.1, в—д), а также континуальных или комбинированных систем после применения к ним той

или иной процедуры дискретизации описываются системой обыкновенных дифференциальных уравнений:

$$[M]\{\ddot{u}\} + [K]\{u\} = \{0\}, \quad (1.13)$$

где $\{u\}$ — вектор перемещений; $[M]$ и $[K]$ — матрицы масс и жесткостей соответственно. Существуют такие начальные условия, при которых все точки конструкции совершают гармонические колебания*, причем с одинаковой частотой. Очевидно, что тогда в любой момент времени сохраняется одно и то же соотношение между координатами системы. Обозначим через $\{\Phi_i\}$ вектор перемещений, между элементами которого соблюдается это соотношение; он называется i -й собственной формой (или формой свободных колебаний) системы. Соответствующая круговая частота ω_i называется i -й собственной частотой. Общее число собственных форм и частот равно числу степеней свободы системы (т. е. порядку матриц $[M]$ и $[K]$).

Собственные формы и квадраты собственных частот находятся как собственные числа и собственные векторы матрицы

$$[A] = [M]^{-1}[K], \quad (1.14)$$

т. е. ω_i^2 является решением уравнения

$$\det([A] - \omega_i^2[E]) = 0, \quad (1.15)$$

где \det обозначает определитель матрицы в круглых скобках; $[E]$ — единичная матрица. Вектор $\{\Phi_i\}$ является решением линейной однородной системы алгебраических уравнений

$$([A] - \omega_i^2[E])\{\Phi_i\} = \{0\}. \quad (1.16)$$

В некоторых случаях удобнее пользоваться не матрицей жесткостей $[K]$, а обратной ей матрицей податливостей $[\Lambda] = [K]^{-1}$. Если построить матрицу

$$[B] = [\Lambda][M] = [K]^{-1}[M], \quad (1.17)$$

то ее собственные числа представляют собой величины, обратные квадратам собственных частот:

$$\det([B] - \omega_i^{-2}[E]) = 0, \quad (1.18)$$

а собственные векторы, как и выше, являются решениями системы:

$$([B] - \omega_i^{-2}[E])\{\Phi_i\} = \{0\}. \quad (1.19)$$

Собственные формы удовлетворяют условиям ортогональности (верхним индексом T обозначена транспонированная мат-

* При произвольных начальных условиях свободные колебания точек системы не являются гармоническими.

рица):

$$\{\Phi_i\}^T [M] \{\Phi_j\} = \begin{cases} 0 & \text{при } i \neq j; \\ \{\Phi_i\}^T [M] \{\Phi_i\} & \text{при } i = j; \end{cases} \quad (1.20)$$

$$\{\Phi_i\}^T [K] \{\Phi_j\} = \begin{cases} 0 & \text{при } i \neq j; \\ \omega_i^2 \{\Phi_i\}^T [M] \{\Phi_i\} & \text{при } i = j. \end{cases} \quad (1.21)$$

При порядке матрицы выше второго отыскание собственных чисел и векторов сопряжено с трудоемкими вычислениями и проводится на ЭВМ. Для системы с двумя степенями свободы ω_i^2 и $\{\Phi_i\}$ могут быть вычислены без применения ЭВМ по приведенным ниже формулам.

Обозначим элементы матрицы $[A]$ следующим образом:

$$[A] = \begin{bmatrix} a_{11} & a_{12} \\ a_{21} & a_{22} \end{bmatrix}.$$

Тогда

$$\omega_{1,2}^2 = 0,5 (a_{11} + a_{22} \mp \sqrt{(a_{11} - a_{22})^2 + 4a_{21}a_{12}}). \quad (1.22)$$

При использовании матрицы

$$[B] = \begin{bmatrix} b_{11} & b_{12} \\ b_{21} & b_{22} \end{bmatrix}$$

собственные частоты находятся из выражения

$$\omega_{1,2}^{-2} = 0,5 (b_{11} + b_{22} \pm \sqrt{(b_{11} - b_{22})^2 + 4b_{12}b_{21}}). \quad (1.23)$$

Элементы векторов собственных форм $\{\Phi_i\}^T = \{\Phi_{i1}, \Phi_{i2}\}$ ($i=1, 2$) связаны соотношениями:

$$\Phi_{i2} = \frac{\omega_i^2 - a_{11}}{a_{12}} \Phi_{i1} = \frac{a_{21}}{\omega_i^2 - a_{22}} \Phi_{i1}, \quad (1.24)$$

или

$$\Phi_{i2} = \frac{\omega_i^{-2} - b_{11}}{b_{12}} \Phi_{i1} = \frac{b_{21}}{\omega_i^{-2} - b_{22}} \Phi_{i1}. \quad (1.25)$$

Для Φ_{i1} можно принять произвольные значения, например равные единице. При численных расчетах, во избежание ошибок округления, рекомендуется из двух соотношений в правых частях (1.24) и (1.25) использовать то, у которого больше разность в числителе (знаменателе) дроби.

Вынужденные колебания линейной дискретной системы с затуханием по гипотезе Фойгта — Кельвина описываются системой обыкновенных дифференциальных уравнений:

$$[M] \{\ddot{u}\} + [C] \{\dot{u}\} + [K] \{u\} = \{F(t)\}, \quad (1.26)$$

где $[C]$ — матрица диссипации энергии; $\{F(t)\}$ — вектор нагрузки.

В случае кинематического возмущения (например, при сейсмических колебаниях основания сооружения или опорной конструкции оборудования) в качестве нагрузки выступают переносные силы инерции и система уравнений (1.26) записывается в виде

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = -[M]\{I\}\ddot{X}_0(t), \quad (1.27)$$

где $\{u\}$ — вектор относительных перемещений (в системе координат xOy , связанной с основанием, — см. рис. 1.1,б); $\{I\}$ — вектор, компонентами которого являются косинусы углов между направлениями перемещений по координатам и вектором ускорения основания (для угловых координат соответствующий косинус считается равным нулю); $\ddot{X}_0(t)$ — как и выше, ускорение основания.

Если используется модуль неупругого сопротивления Сорокина, то получается частный случай системы уравнений (1.26) и (1.27) при $[C]=[0]$ и матрице $[K]$ с комплексными коэффициентами. В случае нелинейных (нелинейно-упругих, упругопластических и т. п.) расчетных моделей задача также может быть сведена к решению систем типа (1.26) и (1.27), где в общем случае матрицы $[K]$ и $[C]$ (а для геометрически нелинейных систем — и вектор $\{F(t)\}$) зависят от значений компонент вектора $\{u\}$.

Решение систем (1.26) и (1.27) может находиться численно методами прямого интегрирования (для нелинейных систем такой способ является единственно возможным). В случае линейной системы может быть использован другой способ решения — разложение движения по формам собственных колебаний системы (или «модальная суперпозиция»). Продемонстрируем его на примере системы (1.27). Решение отыскивается в виде

$$\{u\} = \sum_{j=1}^n \{\Phi_j\} \psi_j(t), \quad (1.28)$$

где n — число степеней свободы системы; $\psi_j(t)$ — неизвестные пока функции времени, подлежащие определению.

Подставим (1.28) в систему (1.27) и домножим ее слева на вектор $\{\Phi_i\}^T$. Будем предполагать, что для матрицы диссипации $[C]$ выполняется условие, аналогичное (1.20) и (1.21), а именно:

$$\{\Phi_i\}^T [C] \{\Phi_j\} = \begin{cases} 0 & \text{при } i \neq j; \\ 2\zeta_i \omega_i \{\Phi_i\}^T [M] \{\Phi_i\} & \text{при } i = j. \end{cases} \quad (1.29)$$

Тогда в силу (1.20), (1.21) и (1.29) для всех $i \neq j$ уравнения обратятся в нуль и для нахождения $\psi_i(t)$ получим дифференциальное уравнение

$$\ddot{\psi}_i + 2\zeta_i \omega_i \dot{\psi}_i + \omega_i^2 \psi_i = - \frac{\{\Phi_i\}^T [M] \{I\}}{\{\Phi_i\}^T [M] \{\Phi_i\}} \ddot{X}_0(t), \quad (1.30)$$

отличающееся от уравнения колебаний осциллятора (1.9) только множителем перед $\ddot{X}_0(t)$. Обозначим этот множитель через D_i :

$$D_i = \frac{\{\Phi_i\}^T [M] \{I\}}{\{\Phi_i\}^T [M] \{\Phi_i\}} \quad (1.31)$$

и введем новую искомую функцию $\varphi_i(t)$ с помощью соотношения $\psi_i = D_i \varphi_i$. Подставив ее в (1.30), получим для нахождения $\varphi_i(t)$ уравнение, уже полностью аналогичное (1.9); его решение может быть найдено, например, с помощью интеграла (1.10) или каким-либо иным из названных выше методов. Таким образом, окончательное решение системы (1.27) имеет вид

$$\{u\} = \sum_{i=1}^n \{\eta_i\} \varphi_i(t), \quad (1.32)$$

где

$$\{\eta_i\} = D_i \{\Phi_i\}. \quad (1.33)$$

Векторы (1.33) удовлетворяют соотношению

$$\sum_{i=1}^n \{\eta_i\} = \{I\}, \quad (1.34)$$

которое можно получить, приняв векторы $\{\Phi_i\}$ за базис и разложив по ним вектор $\{I\}$.

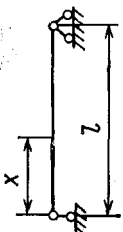
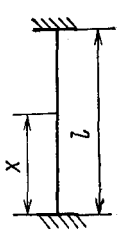
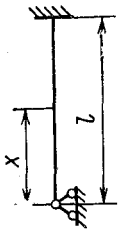
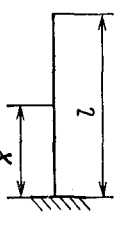
Для определения инерционных нагрузок на конструкцию необходимо знать абсолютные ускорения ее точек. Вектор этих ускорений $\{\ddot{u}_a\} = \{\ddot{u}\} + \{I\} \ddot{X}_0(t)$, откуда с учетом (1.32) и (1.34) получим:

$$\{\ddot{u}_a\} = \sum_{i=1}^n \{\eta_i\} (\ddot{\varphi}_i(t) + \ddot{X}_0(t)) = \sum_{i=1}^n \{\eta_i\} \ddot{\varphi}_{ia}(t), \quad (1.35)$$

где $\ddot{\varphi}_{ia}(t)$ — абсолютные ускорения, отвечающие i -й собственной форме и вычисляемые по формулам (1.10) и (1.11).

Разложение по формам колебаний системы (1.26) выполняется аналогично. При этом в правой части уравнения (1.30) стоит функция $\frac{\{\Phi_i\}^T \{F(t)\}}{\{\Phi_i\}^T [M] \{\Phi_i\}}$, которую можно трактовать как

Таблица 1.1. Динамические ха

Условия закрепления	Собственные формы $\Phi_i(x)$	$\bar{M}_i(x)$
	$\sin \frac{\lambda_i x}{l}$	$-\sin \frac{\lambda_i x}{l}$
	$\sin \frac{\lambda_i x}{l} - \operatorname{sh} \frac{\lambda_i x}{l} +$ $+ A_i \left(\operatorname{ch} \frac{\lambda_i x}{l} - \cos \frac{\lambda_i x}{l} \right)$	$-\sin \frac{\lambda_i x}{l} - \operatorname{sh} \frac{\lambda_i x}{l} +$ $+ A_i \left(\operatorname{ch} \frac{\lambda_i x}{l} + \cos \frac{\lambda_i x}{l} \right)$
	$\sin \frac{\lambda_i x}{l} + A_i \operatorname{sh} \frac{\lambda_i x}{l}$	$-\sin \frac{\lambda_i x}{l} + A_i \operatorname{sh} \frac{\lambda_i x}{l}$
	$\sin \frac{\lambda_i x}{l} - \operatorname{sh} \frac{\lambda_i x}{l} +$ $+ A_i \left(\operatorname{ch} \frac{\lambda_i x}{l} - \cos \frac{\lambda_i x}{l} \right)$	$-\sin \frac{\lambda_i x}{l} - \operatorname{sh} \frac{\lambda_i x}{l} +$ $+ A_i \left(\operatorname{ch} \frac{\lambda_i x}{l} + \cos \frac{\lambda_i x}{l} \right)$

рактеристики однопролетных балок

$\bar{Q}_l(x)$	Номер собственной формы l	λ_l	A_l	D_l
$-\cos \frac{\lambda_l x}{l}$	1	3,142	—	1,2732
	2	6,283	—	0
	3	9,425	—	0,4244
	4	12,566	—	0
	5	15,708	—	0,2546
$-\cos \frac{\lambda_l x}{l} - \operatorname{ch} \frac{\lambda_l x}{l} + A_l \left(\operatorname{sh} \frac{\lambda_l x}{l} - \sin \frac{\lambda_l x}{l} \right)$	1	4,730	1,0178	0,8152
	2	7,853	0,999223	0
	3	10,996	1,0000335	0,3637
	4	14,137	0,9999986	0
	5	17,279	1,0000001	0,2314
$-\cos \frac{\lambda_l x}{l} + A_l \operatorname{ch} \frac{\lambda_l x}{l}$	1	3,927	0,027875	1,2304
	2	7,069	-0,0012041	-0,11697
	3	10,210	0,000520	0,4728
	4	13,352	-0,0000022	-0,0620
	5	16,494	0,0000001	0,2928
$-\cos \frac{\lambda_l x}{l} - \operatorname{ch} \frac{\lambda_l x}{l} + A_l \left(\operatorname{sh} \frac{\lambda_l x}{l} - \sin \frac{\lambda_l x}{l} \right)$	1	1,875	1,3622	0,57485
	2	4,694	0,98187	0,44112
	3	7,855	1,000777	0,25454
	4	10,996	0,999965	0,1819
	5	14,137	1,0000015	0,1415

долю нагрузки, вызывающую колебания по i -й собственной форме.

Линейные континуальные системы (стержни, пластинки, оболочки и т. п.) также имеют собственные частоты и формы, причем в отличие от дискретных систем их количество бесконечно, а собственные формы являются непрерывными функциями координат. В отдельных (простейших) случаях эти частоты и формы могут быть вычислены аналитически.

В частности, при поперечных колебаниях прямых стержней с постоянными по длине массой и жесткостью собственные круговые частоты, рад/с, равны:

$$\omega_i = \frac{\lambda_i^2}{l^2} \sqrt{\frac{EI}{\mu}}, \quad (1.36)$$

где l — длина стержня, м; E — модуль упругости, Па (для стали $E=2,1 \cdot 10^{11}$ Па); I — момент инерции поперечного сечения, м⁴; λ_i — коэффициенты, зависящие от условий закрепления концов стержня и номера собственной формы. Коэффициенты λ_i , а также выражения для собственных форм $\Phi_i(x)$ приведены в табл. 1.1.

Вынужденные колебания линейных континуальных систем при кинематическом возмущении также могут вычисляться методом модальной суперпозиции. Для примера рассмотрим поперечные колебания стержня с погонной массой $\mu(x)$ (рис. 1.1,е). Перемещения его точек $u(x, t)$ находят по формуле, подобной (1.32), а именно:

$$u(x, t) = \sum_{i=1}^{\infty} \eta_i(x) \varphi_i(t), \quad (1.37)$$

где $\varphi_i(t)$ то же, что и в случае дискретной системы;

$$\eta_i(x) = D_i \Phi_i(x); \quad (1.38)$$

$$D_i = \frac{\int_0^l \mu(x) \Phi_i(x) dx}{\int_0^l \mu(x) \Phi_i^2(x) dx}. \quad (1.39)$$

Значения коэффициентов D_i для балок с постоянными по длине массой и жесткостью приведены в табл. 1.1.

Для функций $\eta_i(x)$ справедливо равенство

$$\sum_{i=1}^{\infty} \eta_i(x) = 1, \quad (1.40)$$

выполняющееся для любых точек стержня, кроме опорных. Однако сходимость этого ряда тем хуже, чем ближе точка к опоре.

Абсолютные ускорения точек стержня $\ddot{u}_a(x, t)$ определяются на основании тех же соображений, что и для дискретной системы, и имеют вид:

$$\ddot{u}_a = \sum_{i=1}^{\infty} \eta_i(x) \ddot{\varphi}_{ia}(t). \quad (1.41)$$

Аналогичные соотношения могут быть получены для пластинки при ее поперечных колебаниях [в этом случае собственные формы являются функциями двух координат и интегрирование в (1.39) выполняется по площади пластинки], для оболочек и т. п.

Преимущество метода модальной суперпозиции состоит в том, что вместо интегрирования системы дифференциальных уравнений (для дискретной системы) или дифференциального уравнения в частных производных (для континуальных систем) выполняется значительно более простое интегрирование независимых обыкновенных дифференциальных уравнений. При этом, если воздействие является низкочастотным (например, землетрясение, ветер и т. п.), в суммах (1.32) и (1.37) могут учитываться лишь несколько первых слагаемых, так как по высшим собственным формам колебания не возбуждаются. При высокочастотном возмущении это преимущество не столь явно ввиду сложности определения высших собственных форм, особенно для систем высокого порядка. Поэтому в данном случае часто отдается предпочтение прямым методам интегрирования. Кроме того, разложение связанной системы дифференциальных уравнений (1.26) и (1.27) на совокупность независимых уравнений (1.30) возможно только при матрице диссипации специального вида, удовлетворяющей условию (1.29) (некоторые виды таких матриц приведены в § 1.3). При произвольном виде матрицы $[C]$ уравнения колебаний по различным собственным формам остаются связанными между собой. Естественно, модальная суперпозиция невозможна и для нелинейных систем.

Основные проблемы, возникающие при динамическом расчете сложных конструкций, обычно связаны с выбором расчетных моделей воздействий и конструкций, способами дискретизации исходных уравнений и континуальных и комбинированных систем (т. е. переходом к системе уравнений типа (1.26) и (1.27)), методами их интегрирования и т. п. Выбору расчетных моделей динамических воздействий, детерминистических и вероятностных, посвящена значительная часть гл. 3—8, различные расчетные модели сооружений и оборудования АС обсуждаются во второй части книги, а также в [14, 32, 34, 39, 49, 60, 88]; способы учета податливости основания и потери энер-

гии в системе кратко излагаются (с соответствующими литературными ссылками) в § 1.2 и 1.3.

Как известно, решение задач динамики для сложных расчетных схем возможно лишь численными методами (конечных разностей, конечных элементов, граничных элементов, различных их сочетаний и т. п.), на основе которых осуществляется упомянутая выше дискретизация исходных континуальных систем. Одним из наиболее распространенных и эффективных из них в настоящее время является метод конечных элементов (МКЭ), реализованный в многочисленных вычислительных программах. Эти вопросы подробно освещены в специальной литературе [3, 9, 35, 88].

1.2. УЧЕТ ПОДАТЛИВОСТИ ОСНОВАНИЯ СООРУЖЕНИЯ

Проблема динамического взаимодействия сооружения с основанием — одна из основных в динамике и сейсмостойкости сооружений. Цель ее изучения — уточнение расчетной схемы сооружения (и параметров таких воздействий, как сейсмические, сейсмовзрывные и т. п.). Известно, что от характеристик основания (упругих, инерционных, демпфирующих) существенно зависят динамические характеристики самого сооружения и, следовательно, его реакция на динамические воздействия. В общем случае такая постановка задачи требует совместного рассмотрения уравнений колебаний сооружения и массива основания. В настоящее время имеется значительная литература, где в связи с различными задачами динамики и сейсмостойкости в рамках самых различных расчетных моделей рассматривались задачи такого типа, многие из них — в связи с вопросами расчета АС [31, 34, 35, 50, 59, 85, 88].

Очевидно, что схема учета влияния основания будет зависеть от постановки задачи. Так, при решении задачи в квазистатической постановке (сейсмические, ветровые и тому подобные воздействия) податливость основания учитывается при статическом расчете сооружения на инерционные (и другие) нагрузки. При расчете в рамках линейно-спектральной теории сейсмостойкости (см. § 2.2) учет влияния основания необходим при определении частот и форм собственных колебаний сооружения (а также параметров затухания) — на этапе определения инерционных нагрузок и далее при статическом расчете — на этапе определения усилий. В этом случае при определении частот и форм собственных колебаний часто учитывается только упругая податливость основания (соответствующим видоизменением матрицы податливости сооружения), а инерционное и демпфирующее влияние основания во внимание не принимается. Аналогичным образом часто поступают и при решении других динамических задач (расчеты на задан-

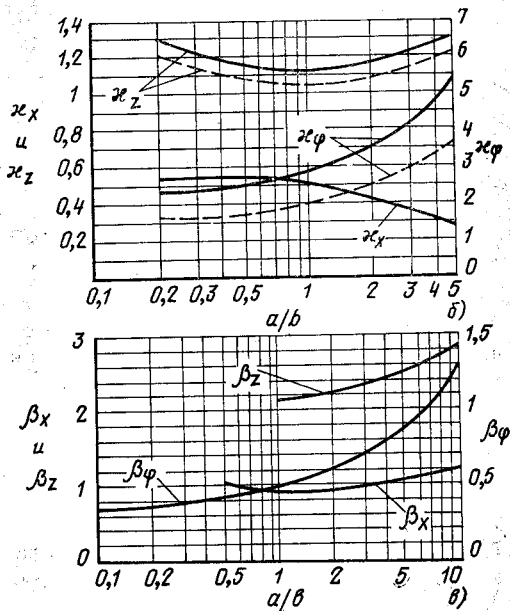
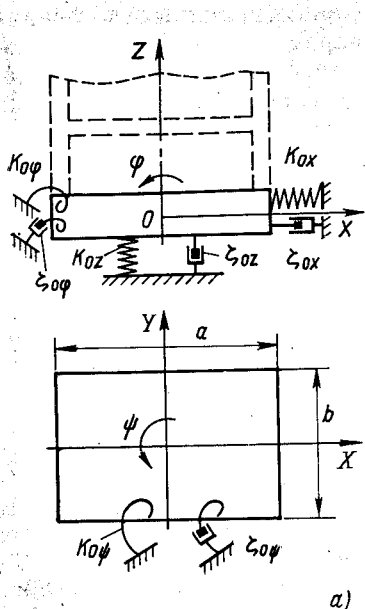


Рис. 1.2. К учету взаимодействия сооружения с основанием:

a — жесткости и демпферы, моделирующие влияние основания; b — коэффициенты для определения жесткости основания по формулам (1.43) (сплошная линия — жесткий штамп, пунктир — гибкий штамп); β — коэффициенты для определения жесткости основания по формулам табл. 1.2

ные акселерограммы и сейсмограммы, локальную импульсную нагрузку и т. п.).

Влияние податливости основания зависит от соотношения жесткостей сооружения и основания, а также от характера нагрузки. Так, при сейсмическом воздействии (кинематическом возмущении) это влияние мало для относительно гибких (например, каркасных) зданий на жестких грунтах и в этом случае основание можно полагать недеформируемым (см. расчетные схемы на рис. 11.1,б и 11.2). Для жестких и массивных сооружений (например, реакторных корпусов АС) влияние податливости основания на их сейсмические колебания может оказаться существенным даже в случае скальных грунтов. Иначе она сказывается на высокочастотных колебаниях здания АС, возбуждаемых, например, ударом самолета: ее влияние важно лишь для частей здания, близких к фундаментной плите, и мало отражается на колебаниях верхних отметок.

Ниже приводятся основные практические способы учета податливости основания, применяемые для дискретных расчетных схем. Жесткость основания учитывается путем введе-

ния совокупности упругих связей, присоединенных к фундаментальной плите и соответствующих перемещениям: K_{0x} — горизонтальному поступательному; K_{0z} — вертикальному поступательному; $K_{0\varphi}$ — повороту (качанию) вокруг горизонтальной оси OY ; $K_{0\psi}$ — повороту вокруг вертикальной оси OZ (рис. 1.2). Для естественных (скальных или мягких) оснований эти коэффициенты часто представляют в виде

$$K_{0x} = C_x F; K_{0z} = C_z F; K_{0\varphi} = C_\varphi I_y; K_{0\psi} = C_\psi I_z, \quad (1.42)$$

где F — площадь подошвы фундаментной плиты; I_y, I_z — моменты ее инерции относительно соответствующих осей; $C_x, C_z, C_\varphi, C_\psi$ — коэффициенты, зависящие от вида грунта и размеров основания. Для однородного скального основания [17, 22, 85]

$$\left. \begin{aligned} C_x &= \kappa_z \frac{E}{(1 - \kappa_x \nu)(1 + \nu)} \frac{1}{\sqrt{F}}; & C_z &= \kappa_z \frac{E}{(1 - \nu^2)} \frac{1}{\sqrt{F}}; \\ C_\varphi &= \kappa_\varphi \frac{E}{(1 - \nu^2)} \frac{1}{\sqrt{F}}; & C_\psi &\approx 1,5 C_x, \end{aligned} \right\} \quad (1.43)$$

где E, ν — модуль упругости и коэффициент Пуассона грунта; $\kappa_x, \kappa_z, \kappa_\varphi$ — коэффициенты, приведенные на рис. 1.2, б. Коэффициенты κ_z и κ_φ даны для двух случаев (когда фундаментная плита рассматривается как жесткий и как гибкий штамп на упругом полупространстве).

При решении динамических задач величины E и ν определяются в виде

$$E = \rho \frac{3\delta^2 - 4}{\delta^2 - 1}; \quad \nu = \frac{\delta^2 - 2}{2(\delta^2 - 1)}; \quad \delta = \frac{v_p}{v_s}, \quad (1.44)$$

где v_p, v_s — скорости продольных и поперечных волн в грунте соответственно; ρ — плотность.

Предлагались и иные выражения для определения коэффициентов жесткости основания (см. [23, 25, 34, 119, 126] и др.). Например, в табл. 1.2 приведены формулы, часто используемые в зарубежной проектной практике [119, 126]. Названные зависимости дают достаточно близкие значения для K_{0x} и K_{0z} , но несколько хуже согласуются для $K_{0\varphi}$ и $K_{0\psi}$. В этой связи следует, однако, заметить, что деформационные характеристики грунта (E и ν) обычно известны весьма приближенно (ввиду неоднородности основания, невозможности точного определения при полевых исследованиях скоростей распространения в нем волн и т. д.). В результате разница в значе-

* Жесткость $K_{0\varphi}$, найденная согласно (1.42) и (1.43), примерно равна жесткости по табл. 1.2, умноженной на $\sqrt{a/b}$. Таким образом, при $a/b=1$ они совпадают, при $a/b < 1$ первая из них меньше, а при $a/b > 1$ больше, чем вторая.

Таблица 1.2. Коэффициенты жесткости основания [119, 126]

Коэффициент жесткости	Круглый фундамент	Прямоугольный фундамент
K_{0x}	$\frac{32(1-\nu)Gr}{7-8\nu}$	$2(1+\nu)G\beta_x\sqrt{ab}$
K_{0z}	$\frac{4Gr}{1-\nu}$	$G\beta_z\frac{\sqrt{ab}}{1-\nu}$
$K_{0\varphi}$	$\frac{8Gr^3}{3(1-\nu)}$	$G\beta_\varphi\frac{a^2b}{1-\nu}$
$K_{0\psi}$	$\frac{16Gr^3}{3}$	Как для круглого фундамента с эквивалентным радиусом $r_э = \sqrt[4]{16ab(a^2+b^2)/6\pi}$

Обозначения: r — радиус круглой фундаментной плиты; a, b — размеры прямоугольной плиты (рис. 1.2, а); $G = E/2(1+\nu)$ — модуль сдвига грунта; $\beta_z, \beta_x, \beta_\varphi$ — коэффициенты, определяемые по рис. 1.2, в.

ниях коэффициентов жесткости основания за счет разброса E и ν часто оказывается больше, чем за счет использования для их вычисления тех или иных выражений.

Эксперименты показывают, что для оснований, сложенных нескальными грунтами, приведенные формулы дают заниженные значения жесткостей [85]. В этом случае лучшие результаты можно получить с помощью полуэмпирических формул О. А. Савинова [22, 85]:

$$\begin{aligned}
 C_z &= C_0 \left[1 + \frac{2(a+b)}{\Delta F} \right] \sqrt{\frac{p}{p_0}}; \\
 C_\varphi &= C_0 \left[1 + \frac{2(a+3b)}{\Delta F} \right] \sqrt{\frac{p}{p_0}}; \\
 C_x &\approx 0,7C_z; \quad C_\psi \approx C_z,
 \end{aligned} \tag{1.45}$$

где C_0 — постоянная упругости основания, не зависящая от размеров фундамента (табл. 1.3); p — удельное статическое давление, передаваемое им на основание; p_0 — то же под опытным штампом при определении C_0 (значения в табл. 1.3 получены при $p_0 = 20$ кПа); a, b — размеры сторон фундамента, м (рис. 1.2, а); Δ — параметр, который в практических расчетах можно принимать равным 1 м^{-1} .

Следует учитывать, что формулы (1.45) предназначены главным образом для расчетов фундаментов машин с динамическими нагрузками и установлены на основе эксперимен-

Таблица 1.3. Классификация грунтов как оснований фундаментов

Категория	Характеристика оснований	Наименование грунтов	C_0 , кПа (при $p_0=20$ кПа)
I	Нежесткие	Глины и суглинки текучепластичные ($B>0,75$), супеси текучие ($B>1$)	60
II	Малой жесткости	Глины и суглинки мягкопластичные ($0,5<B\leq 0,75$)	80
		Супеси пластичные ($0,5<B\leq 1$)	100
		Пески пылеватые водонасыщенные, рыхлые ($\epsilon>0,8$)	120
III	Средней жесткости	Глины и суглинки тугопластичные ($0,25<B\leq 0,5$)	200
		Супеси пластичные ($0<B\leq 0,5$)	160
		Пески пылеватые средней плотности и плотные ($\epsilon\leq 0,8$)	140
		Пески мелкие, средней крупности и крупные, независимо от влажности и плотности	180
IV	Жесткие	Глины и суглинки твердые ($B<0$)	300
		Супеси твердые ($B<0$)	220
		Крупнообломочные грунты	260

тов со штампами небольших размеров и при относительно небольших величинах давления p . С ростом этих параметров зависимость жесткости от их значений меняется: при площади фундамента, превосходящей 200 м^2 , в формулах (1.45) следует принимать $F=200 \text{ м}^2$; при $p\geq 60$ кПа и использовании данных табл. 1.3 следует считать $p=60$ кПа. Имеются сведения об удовлетворительных результатах применения этих формул при расчетах колебаний массивных портовых сооружений с площадью основания до 5000 м^2 . При большей площади основания, а также при давлении на основание больше 200 кПа требуется их дополнительная экспериментальная проверка.

Коэффициенты жесткости свайных фундаментов определяются с помощью приведенных в нормах [92] соотношений между нагрузками на сваю и ее перемещениями на уровне подошвы ростверка. Выражения для этих коэффициентов имеются в [83, 86]. При этом следует учитывать, что в [83] они даны применительно к фундаментам машин с динамическими (высокочастотными) нагрузками, при которых жесткость свайного фундамента выше, чем при низкочастотных (например, сейсмических) нагрузках. Это обстоятельство учтено в [83] путем повышения в 1,6 раза по сравнению с нормами [92] так называемого коэффициента деформации α_d , характеризующего жесткость сваи и грунта. При использовании формул из [83] для свайных фундаментов зданий, подвергающихся низкочастотным динамическим нагрузкам, такое повышение α_d

производить не следует, т. е. надо принимать этот коэффициент по нормам [92]. Более того, как показывают эксперименты [86], в некоторых случаях даже уменьшенные таким образом коэффициенты жесткости оказываются завышенными. В связи с этим в работе [86] рекомендуется при сейсмическом воздействии производить расчеты здания, принимая наиболее неблагоприятное значение жесткости свайного фундамента из всего возможного диапазона ее изменения. Например, в случае низкого ростверка в качестве нижней границы этого диапазона можно принять жесткость фундамента такой же площади на естественном основании (т. е. без учета свай), а верхнюю границу — соответствующей максимальному значению α_d (по нормам [92]). В целом следует заключить, что проблема динамической жесткости свайных фундаментов пока исследована недостаточно.

1.3. УЧЕТ ПОТЕРЬ ЭНЕРГИИ В СИСТЕМЕ СООРУЖЕНИЕ — ОСНОВАНИЕ

Величина и способ задания потерь (диссипации) энергии в принятой расчетной модели сооружения (т. е. вид матрицы $[C]$ в (1.27)), существенно влияют на напряженно-деформированное состояние сооружения, характер его вынужденных колебаний при сейсмическом воздействии, ударе самолета и т. п. Учет этого фактора до сих пор связан со значительным элементом неопределенности, обусловленной прежде всего ограниченностью экспериментальных данных о рассеянии энергии в строительных конструкциях и основаниях сооружений при динамических воздействиях различной интенсивности и спектрального состава.

Потери энергии в разных частях системы сооружение — основание могут быть существенно различными. В самом сооружении они связаны с внутренним трением в материале, трением в сочленениях и стыках («конструкционное демпфирование») и т. п. При возрастании напряжений и появлении в конструкции повреждений (трещин в бетоне, неупругих деформаций в арматуре и металлоконструкциях и т. п.) эти потери возрастают. Их величину трудно оценить расчетным путем, поэтому часто вводят коэффициенты диссипации энергии по каждой из собственных форм, совокупно учитывающие все виды затухания и устанавливаемые на основе натурных наблюдений. В табл. 1.4 в качестве примера даны значения затуханий, используемые при проектировании АС в США [114]. Уровень ПЗ соответствует усилиям (напряжениям), составляющим примерно 67%, а уровень МРЗ — примерно 90% предельной прочности конструкций. Следует отметить, что в экспериментах при таких напряжениях наблюдалось большее рассея-

Таблица 1.4 Значения затухания в конструкциях и оборудовании АЭС [114]

Тип сооружения или оборудования	Затухание, % критического	
	Проектное землетрясение*1	Максимальное расчетное землетрясение*2
Системы трубопроводов большого диаметра*3 ($D_y \geq 100$ мм) и оборудование	2	3
Системы трубопроводов малого диаметра*4 ($D_y < 100$ мм)	1	2
Стальные конструкции:		
сварные	2	4
на болтах или клепаные	4	7
Бетонные конструкции:		
предварительно напряженные	2	5
армированные	4	7

*1 Если при землетрясении напряжения существенно ниже предела пластичности, затухание должно быть уменьшено.

*2 При напряжениях, превосходящих предел пластичности, затухание может быть увеличено.

*3 Учтено как затухание в материале, так и конструкционное демпфирование. Если трубопровод состоит из одного или двух участков (т. е. имеет малое конструкционное демпфирование), следует принимать затухание, как для трубопровода малого диаметра.

*4 Предполагается, что конструкционное демпфирование мало.

ние энергии, т. е. приведенные в табл. 1.4 величины являются осторожной нижней оценкой диссипации [126].

При сейсмических колебаниях жестких сооружений на относительно податливых основаниях большую роль играет отток энергии в основание вследствие распространения в нем упругих волн, отраженных от сооружения. В расчетной схеме последнего эти потери можно учесть путем присоединения к фундаментной плите системы эквивалентных демпферов (рис. 1.2,а), дающих следующие значения относительной диссипации [119]:

$$\left. \begin{aligned} \zeta_{0x} &= \frac{0,288}{\sqrt{B_x}}; & \zeta_{0z} &= \frac{0,425}{\sqrt{B_z}}; \\ \zeta_{0\varphi} &= \frac{0,15}{(1+B_\varphi)\sqrt{B_\varphi}}; & \zeta_{0\psi} &= \frac{0,5}{1+2B_\psi}, \end{aligned} \right\} \quad (1.46)$$

где $B_x = \frac{(7-8\nu)m}{32(1-\nu)\rho r^3}$; $B_z = \frac{(1-\nu)m}{4\rho r^3}$; $B_\varphi = \frac{3(1-\nu)I_y}{8\rho r^5}$;

$$B_\psi = \frac{I_z}{\rho r^5};$$

m — масса сооружения; остальные обозначения те же, что в (1.42) — (1.44) и в табл. 1.2.

Для прямоугольного в плане фундамента соответствующие коэффициенты демпфирования вычисляются, как для круглого со следующими эквивалентными радиусами r_3 : для ζ_{0x} и ζ_{0z} $r_3 = \sqrt{ab/\pi}$; для $\zeta_{0\varphi}$ $r_3 = \sqrt{a^3b/(3\pi)}$; для $\zeta_{0\psi}$ $r_3 = \sqrt[4]{16ab(a^2 + b^2)/(6\pi)}$. Здесь a и b те же, что в табл. 1.2.

Несколько иные выражения для учета оттока энергии в основание имеются в [23, 25, 34, 35, 119] и др. Все они дают достаточно близкие значения для ζ_{0x} и ζ_{0z} , но хуже согласуются между собой при вычислении $\zeta_{0\varphi}$ и $\zeta_{0\psi}$. Однако эти различия не столь существенны ввиду разброса деформационных характеристик грунта (E и ν), отмечавшегося в § 1.2. Кроме того, при задании величины диссипации в основание следует учитывать следующее важное обстоятельство. Реальное основание никогда не представляет собой упругого однородного полупространства, как обычно принимается при выводе формул типа (1.46). Имеющиеся в нем слоистость, неоднородности, трещиноватость и т. п. могут снижать отток энергии, в связи с чем часто считают, что эти и подобные им формулы дают завышенные значения диссипации. В то же время при расчетах вынужденных колебаний зданий АС (например, с целью определения инерционных нагрузок, передающихся на технологическое оборудование — см. § 2.5 и 11.1) увеличение диссипации в системе сооружение — основание заметно снижает получаемые ускорения строительных конструкций. Поэтому величины затуханий, найденные по таким формулам, часто (в запас) уменьшают. Например, имеются рекомендации (правда, без каких-либо обоснований) уменьшать эти величины вдвое или ограничивать их значением 0,2 и т. п. Данный вопрос может быть решен лишь на основе натурных и крупномасштабных модельных исследований, а до этого при назначении диссипации в основание следует соблюдать определенную осторожность.

Матрица диссипации $[C]$ системы дифференциальных уравнений, описывающих колебания здания, должна учитывать различие потерь в разных частях сооружения и в основании. Пример построения такой матрицы приведен в § 11.1. Отметим, что она не удовлетворяет соотношениям (1.29), и решение соответствующей системы уравнений должно отыскиваться путем прямого интегрирования. Иногда, чтобы сохранить возможность ее интегрирования методом модальной суперпозиции, используют следующий приближенный прием (оправданный в силу существенной неопределенности самих величин затуханий): выполняют с матрицей $[C]$ преобразование (1.29) и в полученной матрице отбрасывают недиагональные члены.

Если расчет выполняется с помощью МКЭ, то эквивалентная диссипация по отдельным собственным формам может быть вычислена с учетом затухания в каждом из конечных элементов по одной из следующих формул [126]:

$$\zeta_i = \frac{\{\Phi_i\}^T [\bar{M}] \{\Phi_i\}}{\{\Phi_i\}^T [M] \{\Phi_i\}},$$

или

$$\zeta_i = \frac{\{\Phi_i\}^T [\bar{K}] \{\Phi_i\}}{\{\Phi_i\}^T [K] \{\Phi_i\}},$$

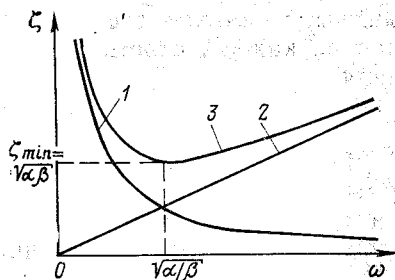
где $\{\Phi_i\}$ — вектор i -й собственной формы; $[M]$, $[K]$ — матрицы масс и жесткостей системы (ансамбля конечных элементов), которые, как известно, формируются через соответствующие матрицы отдельных элементов; $[\bar{M}]$, $[\bar{K}]$ — модифицированные матрицы масс и жесткостей, при формировании которых матрица каждого из элементов умножается на коэффициент диссипации энергии в нем. Если фундаментная плита здания предполагается жестко закрепленной, то может использоваться любое из этих выражений, а если учитывается взаимодействие сооружения с основанием — то второе из них.

При расчете АС на высокочастотные воздействия (удар самолета, воздушная взрывная волна и т. п.) необходимо задавать величину диссипации по высшим собственным формам сооружения. Надежные опытные данные о таком затухании пока отсутствуют, и в этом вопросе приходится основываться лишь на следующих соображениях общего характера. Экспериментально доказано, что в традиционных строительных материалах внутренние потери энергии практически не зависят от скорости деформации (и, следовательно, от частоты колебаний). Конструкционное демпфирование в сооружении с ростом частоты, по-видимому, не увеличивается вследствие малости перемещений по высшим собственным формам. Таким образом, и общие потери энергии в сооружении при его высокочастотных колебаниях скорее всего не больше, чем при низкочастотных. По этой причине часто принимают одинаковые коэффициенты диссипации энергии по всем собственным формам. Что касается оттока энергии в основание, то поскольку он пропорционален скорости фундаментной плиты, которая при колебаниях по высшим формам мала, данный вид потерь на высоких частотах, очевидно, уменьшается.

Остановимся на способах задания требуемой величины затухания в системе дифференциальных уравнений движения. Если ее интегрирование выполняется методом модальной суперпозиции, то найденные описанным выше способом коэффи-

Рис. 1.3. Зависимость затухания от частоты при использовании матрицы пропорционального (релеевого) затухания $[C] = \alpha[M] + \beta[K]$:

1 — при $\alpha \neq 0, \beta = 0$; 2 — при $\alpha = 0, \beta \neq 0$; 3 — при $\alpha \neq 0, \beta \neq 0$



коэффициенты затухания по собственным формам непосредственно подставляются в соответствующие уравнения колебаний [см. (1.9), (1.10)]. Если интегрирование системы выполняется без разложения по формам колебаний, но при этом нужно, чтобы по каждой из последних было обеспечено требуемое затухание, то матрица диссипации $[C]$ должна иметь специальный вид [удовлетворять условию (1.29)]. Простейшей из таких матриц является известная матрица Релея:

$$[C] = \alpha[M] + \beta[K], \quad (1.47)$$

где α и β — константы. В этом случае требуемые величины относительного демпфирования ζ_i и ζ_n могут быть точно получены только при каких-либо двух значениях круговых частот ω_i и ω_n , для чего надо принять:

$$\alpha = \frac{2\omega_i\omega_n(\zeta_i\omega_n - \zeta_n\omega_i)}{\omega_n^2 - \omega_i^2}; \quad \beta = \frac{2(\zeta_n\omega_n - \zeta_i\omega_i)}{\omega_n^2 - \omega_i^2}. \quad (1.48)$$

Затухание при любой другой частоте ω_s равно:

$$\zeta_s = \frac{1}{2} \left(\frac{\alpha}{\omega_s} + \beta\omega_s \right). \quad (1.49)$$

Минимальное затухание достигается при $\omega = \sqrt{\alpha/\beta}$ и равно $\zeta = \sqrt{\alpha\beta}$. Зависимость затухания от частоты при различных значениях α и β показана на рис. 1.3. Пример практического подбора коэффициентов α и β приведен в § 11.1.

Как видно, для построения матрицы (1.47) не требуется определять собственные формы и частоты системы, а достаточно иметь матрицы $[M]$ и $[K]$ и ориентировочно задать интервал частот, в котором необходимо получить примерно требуемые величины затуханий. При этом закон изменения диссипации в зависимости от частоты однозначно задается соотношением (1.49). Существуют другие виды матриц $[C]$, получаемые на основе комбинации матриц $[K]$ и $[M]$ и обеспечивающие иной вид зависимости диссипации от частоты (см., например, [62]). Если собственные формы и частоты системы

известны, то можно точно получить требуемую величину затухания по каждой собственной форме с помощью матрицы диссипации вида:

$$[C] = 2[M][\Phi][\Omega][Z]([M][\Phi])^T,$$

где $[\Phi]$ — матрица, столбцами которой являются собственные формы системы; $[\Omega]$ и $[Z]$ — диагональные матрицы, элементами которых являются соответственно собственные круговые частоты ω_i и требуемые значения ζ_i .

1.4. ОЦЕНКА НАДЕЖНОСТИ КОНСТРУКЦИИ

Как известно, надежность — важнейшая характеристика качества объекта. В понятие надежности (полное определение которого дается в ГОСТ [191]) входит ряд свойств объекта: безотказность, долговечность, ремонтпригодность, сохраняемость, иногда вводится понятие начальной безотказности и т. п. Одним из основных понятий теории надежности является отказ — событие, заключающееся в нарушении работоспособности объекта. В теории надежности отказ трактуется как случайное событие и за один из основных показателей надежности принимается вероятность безотказной работы в пределах срока службы — такая постановка задачи связана с неизбежной существенной неполнотой и недостоверностью исходной информации о параметрах воздействия, деформационных и прочностных характеристиках конструкционных материалов, условностью расчетных моделей и многими другими случайными и неопределенными факторами. Обеспечение безопасности сооружений, машин, конструкций — составная часть теории надежности; под безопасностью понимается надежность объекта по отношению к жизни и здоровью людей, состоянию окружающей среды, т. е. надежность объектов повышенной социальной опасности. В частности, для АС требуется обеспечение радиационной и ядерной безопасности. Для сооружений, конструкций, грунтовых оснований и т. п. условия безотказной работы обычно считают идентичными условиям ненаступления предельных состояний, регламентируемых нормативными документами.

Для оценки надежности сложных инженерных сооружений, конструкций, оборудования и т. п. применяются в основном расчетно-теоретические методы, использующие статистические данные о параметрах воздействий, свойствах материалов, характере отказов и т. п. Таким образом объединение методов расчета сооружений и оснований (т. е. строительной механики, механики грунтов и т. п.) с методами теории вероятностей составляет основу теории надежности таких объектов.

В современной теории надежности сооружений можно ус-

ловно выделить два основных подхода [9—11, 76]. При первом из них (исторически более раннем) используется в основном аппарат случайных величин и их функций, фактор времени в явном виде обычно не учитывается, рассматриваются элементарные модели отказа, что приводит к существенному упрощению вычислений и требует относительно ограниченного объема исходной информации. Практически это обычно сводится к использованию существующей методологии предельных состояний при вероятностной трактовке исходных параметров и результатов расчета [76, 110]. При втором подходе используется более общая постановка задачи с введением фактора времени, что существенно приближает используемые математические модели к реальным условиям работы объекта, но требует более сложного аппарата (используется теория случайных процессов и полей) и большего объема исходной информации [9—11, 16, 21].

Следует заметить, что расчеты сооружений, оснований, оборудования и т. п. на надежность долгое время не имели единого общепринятого содержания: нередко под этим понятием подразумевали (да и сейчас часто подразумевают) обычные расчеты на прочность, устойчивость и т. п. Рассмотрим две основные схемы оценки прочности и надежности конструкций (при действии нагрузок самого разнообразного происхождения).

Традиционная (детерминистическая по форме) схема, положенная в основу нормативных расчетов, базируется на использовании системы коэффициентов, в той или иной мере учитывающих случайные и неопределенные факторы (вариабельность нагрузок, деформационных и прочностных характеристик материала, условность расчетных схем, степень ответственности сооружения и т. п.). При таком подходе общее условие непревышения предельного состояния (по прочности, устойчивости и т. п.) может быть записано, например, в виде [69]:

$$F\left(\gamma_f F_n, \frac{R_o}{\gamma_m}, \gamma_n, \gamma_a, \gamma_d\right) \geq 0, \quad (1.50)$$

где γ_f , γ_m , γ_n , γ_d , γ_a — коэффициенты надежности по нагрузке, материалу, назначению конструкций, условиям работы и точности соответственно; F_n — нагрузка; R_p — прочность материала.

Кроме того, при действии на конструкцию нескольких нагрузок вводятся коэффициенты сочетаний нагрузок (меньшие 1,0), учитывающие уменьшение вероятности одновременного появления нескольких нагрузок.

Альтернативной является схема теории надежности, рассматривающая нагрузки, прочностные характеристики материала и т. п. как случайные величины (процессы, поля) и позво-

ляющая методами теории вероятностей определить надежность сооружения, т. е. вероятность того, что заданные параметры системы (напряжения, смещения и т. п.) не выйдут за некоторые предельные значения (вероятность того, что не наступит предельное состояние). В случае элементарной модели отказа, т. е. когда условие прочности (жесткости, устойчивости и т. п.) формулируется в виде

$$F(R, Q) > 0, \quad (1.51)$$

где R, Q — обобщенные прочность и нагрузка (случайные величины), вероятность отказа определяется выражением

$$V = \int_{-\infty}^0 p_F(x) dx = P_F(x)|_{x=0}, \quad (1.52)$$

где $p_F(x)$, $P_F(x)$ — плотность и интегральный закон распределения F соответственно. Условие (1.51) часто может быть представлено в виде

$$F = R - Q > 0. \quad (1.53)$$

Если при этом в первом приближении считать, что R и Q распределены по нормальному закону, то и F — также нормально распределенная случайная величина. Тогда

$$V = 0,5 - \Phi(\gamma), \quad (1.54)$$

где $\Phi(\gamma)$ — интеграл вероятности; $\gamma = m(F)/\sigma(F)$; $m(F)$, $\sigma(F)$ — математическое ожидание и стандарт F .

В более общем случае R и Q могут представлять собой случайные функции (времени, координат), модели отказа могут быть многомерными, учитывать изменение свойств материала во времени и т. п. [9—11, 76].

Общая схема оценки надежности конструкций при динамических воздействиях, как известно, включает следующие основные этапы [9—11]: 1) определение на основе имеющейся информации вероятностных характеристик воздействия и конструкции; 2) построение математической модели (расчетной схемы) сооружения; 3) решение задачи статистической динамики (статики — при квазистатическом подходе); 4) выбор пространства качества и области допустимых (допредельных) состояний системы; 5) выбор нормативной надежности на основе технических, экономических и прочих требований (при сопоставлении вариантов назначение нормативной надежности не требуется); 6) определение надежности как вероятности пребывания в допустимой области соответствующих элементов из пространства качества.

Применение теории случайных процессов для описания динамических воздействий приводит во многих задачах к до-

вольно громоздким выкладкам. Использование теории выбросов требует значительного объема статистической информации о случайном процессе на «выходе» системы.

Эти обстоятельства заставляют искать приближенные способы описания случайного характера воздействий и оценки надежности конструкций, по возможности более простые с точки зрения практического применения [14, 76]. В принципе здесь, видимо, возможны два основных подхода.

Первый из них основан на том, что во многих случаях расчет сооружений и оборудования на динамические (сейсмические, ветровые, взрывные и т. п.) нагрузки выполняется в рамках статических и квазистатических подходов, т. е. когда динамическая нагрузка заменяется некоторой, в каком-то смысле «эквивалентной», статической нагрузкой путем введения соответствующих «коэффициентов динамичности» и т. п. Такие подходы во многих случаях апробированы практикой проектирования сооружений разных типов и положены в основу нормативных расчетов. При такой методике случайный процесс (воздействие) заменяется случайной величиной («эквивалентная» статическая нагрузка) и задача о выбросах случайной функции сводится к существенно более простой задаче о распределении случайных величин.

Таким образом, оценка надежности строительных конструкций, грунтовых оснований, оборудования и других элементов объекта проводится в рамках существующей методологии предельных состояний при вероятностной трактовке исходных параметров и результатов расчета на уровне случайных величин и их функций.

Другой подход, развитый в работах А. Р. Ржаницына и др. [76] применительно к различным нагрузкам, являющимся случайными функциями времени, основан на следующих соображениях. Многие нагрузки в отдельные короткие интервалы времени резко увеличивают свою интенсивность. Эти пиковые значения нагрузок (перегрузки), определяющие отказ конструкции, и следует вводить в расчет. Поэтому непрерывную случайную нагрузку целесообразно приближенно представить в виде импульсов (перегрузок), обладающих случайной длительностью $\tilde{\Delta}$ и появляющихся через случайные интервалы времени \tilde{t} . Длительность $\tilde{\Delta}$ зависит от интенсивности q нагрузки, вызывающей отказ. Если нагрузка представляет собой непрерывный случайный процесс, пиковой нагрузкой считаются выбросы за некоторый уровень q , от которого зависят распределения случайных интервалов \tilde{t} и длительностей $\tilde{\Delta}$. Вероятность возникновения перегрузки в любой момент времени, очевидно, равна $a = \bar{\Delta}/\bar{t}$, где $\bar{\Delta}$ и \bar{t} — математические ожида-

ния $\tilde{\Delta}$ и \tilde{t} . Если задан срок службы сооружения T , то задача состоит в определении вероятности возникновения перегрузок и вызываемых ими отказов в течение этого срока. Вероятность появления перегрузки хотя бы один раз в течение срока T равна

$$V = 1 - \left(1 - \frac{\tilde{\Delta}}{\tilde{t}}\right)^{T/\tilde{\Delta}}, \quad (1.55)$$

а при малых вероятностях

$$V \approx \frac{T}{\tilde{t}} = \frac{aT}{\Delta} (\tilde{t} \gg T). \quad (1.56)$$

Ключевым вопросом является выбор нормативных значений для показателей надежности и безопасности объектов различного назначения. Это — трудная техническая и социально-экономическая задача, для решения которой в настоящее время предлагаются различные подходы [9—11, 76].

Для объектов с чисто экономической ответственностью предлагались различные оптимизационные подходы, основанные на рассмотрении экономико-математических моделей (см. [76] и др.); нами эти вопросы не затрагиваются.

Для объектов с внеэкономической ответственностью (к которым, в частности, относятся атомные станции) в настоящее время наиболее приемлемыми считаются два подхода [11]: 1) назначение показателей надежности и безопасности на основе уровня, соответствующего статистическим данным для данной отрасли (подотрасли, типов объектов, сооружений и т. п.) с повышением уровня надежности на полпорядка — порядок; 2) назначение показателей надежности и безопасности на основе уровня, существующего в смежных (часто конкурирующих) отраслях.

В результате для наиболее ответственных инженерных сооружений (высоконапорных плотин, высотных зданий и т. п.), аварии которых не связаны с выбросом радиоактивных веществ, предложены значения нормативной надежности порядка 10^{-3} — 10^{-5} год $^{-1}$. Для АС нормативная надежность может быть установлена исходя из рекомендованного МАГАТЭ уровня отбора событий по вероятности или величины вероятности, закладываемой в основу проекта, указанных во введении (10^{-6} — 10^{-7} год $^{-1}$).

СЕЙСМИЧЕСКИЕ ВОЗДЕЙСТВИЯ

2.1. ВВОДНЫЕ ЗАМЕЧАНИЯ

Строительство АС в сейсмически активных районах требует решения весьма ответственной и сложной задачи обеспечения их сейсмостойкости. Методы решения этой проблемы существенно отличаются от традиционных способов, применяемых для обычных промышленных и гражданских объектов. Такое отличие обусловлено двумя обстоятельствами: во-первых, АС является объектом повышенной социальной опасности, к безаварийной работе которого предъявляются более высокие требования, чем к обычным объектам; во-вторых, при проектировании АС необходимо обеспечить сейсмостойкость не только ее сооружений, но и оборудования (т. е. его прочность, а для некоторых систем — работоспособность в условиях землетрясения), что требует решения ряда специфических задач.

Вопросам обеспечения сейсмостойкости АС во многих странах уделяется значительное внимание. В СССР также проделана значительная работа по созданию методов обеспечения сейсмостойкости АС, результатом которой, в частности, явился выпуск нормативных документов [14, 32, 52, 53, 58, 88]. В данной главе из многообразия вопросов, связанных с этой проблемой, кратко изложены следующие: основы теории сейсмостойкости (общие вопросы), основные принципы обеспечения сейсмостойкости АС, методы оценки прочности строительных конструкций, расчет поэтажных акселерограмм и спектров отклика, проверка сейсмостойкости оборудования, методика оценки надежности сооружений и оборудования станции с учетом сейсмического фактора (в рамках квазистатической линейно-спектральной теории).

Примеры расчета строительных конструкций, определения сейсмических нагрузок на оборудование, расчета оборудования и трубопроводов, а также примеры оценки надежности даются во второй части книги (гл. 9—13).

2.2. ОСНОВЫ РАСЧЕТА НА СЕЙСМОСТОЙКОСТЬ

Разработка методов расчета строительных конструкций и оборудования АС на сейсмические воздействия тесно связана с современным состоянием теории сейсмостойкости в целом. Как известно, основная трудность такого расчета заключается в сложности задания возмущающего воздействия. Колебательные движения основания сооружения при сильных землетрясениях носят хаотический, нерегулярный характер и зависят

от большого числа трудно учитываемых факторов (механизма, энергии и глубины очага; эпицентрального расстояния; состава и строения земной коры; местных грунтовых условий и т. д.).

Метод определения сейсмических инерционных нагрузок на конструкцию зависит от соотношения ее собственных частот и преобладающих частот воздействия (акселерограммы землетрясения) *. Наиболее просто эти нагрузки определяются, если все собственные частоты конструкции выше частот воздействия: в этом случае конструкция может рассматриваться как абсолютно жесткое тело и максимальная сейсмическая инерционная сила, приложенная к ней, равна

$$S = mgA, \quad (2.1)$$

где A — максимальное по модулю значение ускорения основания $\ddot{X}_0(t)$ (выраженное в долях g); m — масса конструкции. Распределение сейсмической нагрузки аналогично распределению масс. Такой метод решения носит название «статической теории сейсмостойкости». Она появилась в начале века и господствовала в расчетах сооружений до 1950-х гг. С определенными модификациями она применяется в некоторых странах (например, в Японии) до настоящего времени.

Использование этой теории для упругих конструкций, вынужденными колебаниями которых при землетрясении пренебрегать нельзя, может приводить к существенным погрешностям и нагрузки на них следует определять с помощью динамического расчета. Наибольшее применение находит сейчас вариант динамического метода, именуемый линейно-спектральной теорией сейсмостойкости (ЛСТ), или расчет по спектральным кривым. Его существо заключается в следующем.

Реакция простейшей динамической системы — линейного неконсервативного осциллятора — на сейсмическое возмущение вычисляется по формулам (1.10) и (1.11). Очевидно, что при одной и той же акселерограмме $\ddot{X}_0(t)$, но разных значениях динамических параметров осциллятора (его собственной частоты и коэффициента диссипации энергии) реакция будет различной. Рассчитав колебания осцилляторов с разными значениями этих параметров, можно найти зависимость $W(f, \zeta)$ максимальных величин модулей абсолютных ускорений осцилляторов от их собственных частот f и коэффициентов диссипации ζ , которая называется спектром ускорений. Аналогичным образом может быть построен спектр перемещений, представляющий собой зависимость $X(f, \zeta)$ максимумов мо-

* Акселерограммой называется закон изменения во времени ускорения основания. Закон изменения перемещений называется сейсмограммой, а скоростей — велосигграммой.

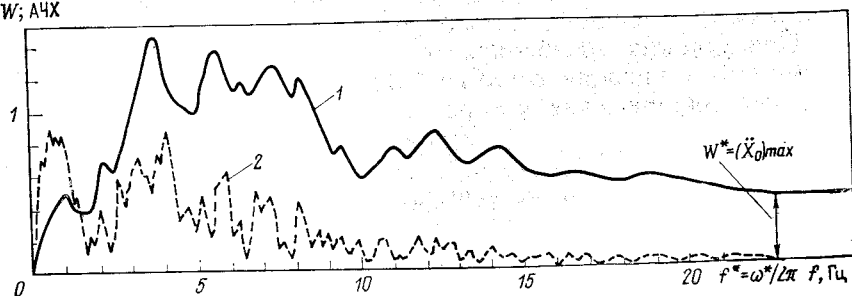


Рис. 2.1. Спектр ответа и спектр Фурье акселерограммы землетрясения:
1 — спектр ответа $W(1/g)$; 2 — АЧХ спектра Фурье (м/с)

дулей относительных перемещений осцилляторов от их собственных частот и коэффициентов диссипации*.

Общий характер спектра ускорений ясен из рис. 2.1, где для сравнения нанесена также амплитудно-частотная характеристика (АЧХ) спектра Фурье той же акселерограммы. Как видно, наибольшие ускорения в спектре ответа достигаются в диапазоне преобладающих частот акселерограммы. Увеличение диссипации энергии приводит к уменьшению ускорений. При частоте $f=0$ ускорения обращаются в нуль. При увеличении частоты выше некоторого значения f^* , которое в дальнейшем будем именовать предельной частотой, ускорения независимо от частоты и затухания становятся равными одному и тому же значению $W^*=A$. Это означает, что при таких частотах относительные ускорения осциллятора пренебрежимо малы и закон изменения ускорений его массы аналогичен акселерограмме землетрясения.

Из формулы (1.11) следует, что спектры ускорений (в долях g) и перемещений связаны зависимостью

$$W = \frac{1}{g} (2\pi f)^2 X. \quad (2.2)$$

Следовательно, при увеличении f значения X стремятся к нулю; при $f=0$ значение X равно максимальному перемещению основания при землетрясении.

Инерционная сейсмическая нагрузка S на осциллятор с массой m , собственной частотой f_j и коэффициентом диссипации ζ_j при поступательных колебаниях равна:

$$S = mgW(f_j, \zeta_j). \quad (2.3)$$

* Если нет необходимости указывать вид спектра, применяется общее наименование «спектр ответа» (или «отклика», «реакции»).

При $f_j \geq f^*$ эта формула эквивалентна (2.1), т. е. мы приходим к статической теории сейсмостойкости.

При угловых колебаниях тела (см. рис. 1.1,б) с массой m и моментом инерции относительно оси вращения I_0 горизонтальные сейсмические ускорения распределены по длине согласно закону $w(z) = \frac{1}{\rho_0^2} h_c z W(f_j, \xi_j)$, где $\rho_0^2 = I_0/m$ — квадрат радиуса инерции; h_c — высота центра тяжести. Инерционная сейсмическая нагрузка распределена по закону $s(z) = g\mu(z)w(z)$, где $\mu(z)$ — погонная масса тела. Ее равнодействующая имеет вид:

$$S = \frac{1}{\rho_0^2} h_c^2 mg W(f_j, \xi_j) \quad (2.4)$$

и приложена в точке с координатой $z_c = \rho_0^2/h_c$.

Для дискретных систем со многими степенями свободы и континуальных систем определение инерционных сейсмических нагрузок по ЛСТ основано на разложениях (1.35) и (1.41). Так, для дискретной системы максимальное значение i -го слагаемого в сумме (1.35) равно $\{\eta_i\} W(f_i, \xi_i)$, где f_i и ξ_i — i -я собственная частота и затухание колебаний по этой собственной форме. Тогда вектор максимальных значений инерционных сейсмических нагрузок, отвечающих этой собственной форме,

$$\{S_i\} = g[M] \{\eta_i\} W(f_i, \xi_i), \quad (2.5)$$

где $[M]$ — матрица масс системы.

В случае континуальной расчетной схемы коэффициенты η_i , а следовательно, и инерционные сейсмические нагрузки являются непрерывными функциями координат. В частности, для стержня нагрузка по i -й собственной форме

$$s(x) = g\mu(x)\eta_i(x) W(f_i, \xi_i), \quad (2.6)$$

где $\mu(x)$ — погонная масса; функция $\eta_i(x)$ вычисляется согласно формуле (1.38).

Рассматривая сейсмическую инерционную нагрузку по каждой из собственных форм как статическую, можно (в силу линейности системы) определить соответствующее ей распределение максимальных внутренних усилий N_i в конструкции (или напряжений, перемещений и т. д.). Однако их значения для разных собственных форм достигаются в различные моменты времени, которые не могут быть определены в рамках ЛСТ. Поэтому суммарные (расчетные) сейсмические усилия определяют с помощью эмпирических формул, установленных на основе сопоставления расчета по ЛСТ и динамического расчета на акселерограмму. Наиболее часто применяется форму-

ла (предусмотренная также отечественными нормами [93]):

$$N_{sk} = \sqrt{\sum_{i=1}^r N_{ik}^2} \quad (2.7)$$

где N_{sk} — расчетное усилие для k -й точки конструкции; N_{ik} — усилие в той же точке, отвечающее i -й собственной форме. Вследствие низкочастотного характера сейсмических колебаний усилия, отвечающие высокочастотным собственным формам конструкции, обычно малы, и часто их отбрасывают, принимая, что число r слагаемых в сумме (2.7) меньше общего числа собственных форм конструкции n .

Более точная оценка вклада высших собственных форм может быть выполнена с помощью предложенного Ш. Г. Напетваридзе приема [65], который основан на равенстве (1.34) и описанном выше характере спектра ускорений. Допустим, что начиная с m -й собственной частоты выполняется условие $f_m \geq f^*$. Как было отмечено, законы колебаний по таким собственным формам совпадают с законом колебаний основания и, следовательно, максимальные ускорения по ним равны W^* и достигаются в один и тот же момент времени. Поэтому соответствующие им усилия должны суммироваться алгебраически. Введем обозначение:

$$\{\eta^*\} = \{I\} - \sum_{i=1}^{m-1} \{\eta_i\}. \quad (2.8)$$

Тогда суммарная сейсмическая нагрузка по высшим формам

$$\{S^*\} = g[M] \{\eta^*\} W^*.$$

Аналогичным образом может быть вычислена нагрузка по высшим собственным формам в случае континуальной расчетной схемы, например, стержня. Введем, пользуясь соотношением (1.40), функцию

$$\eta^*(x) = 1 - \sum_{i=1}^{m-1} \eta_i(x).$$

Тогда эта нагрузка равна:

$$s^*(x) = g\mu(x) \eta^*(x) W^*. \quad (2.9)$$

Вычислив распределение максимальных усилий N^* при действии сил $\{S^*\}$ или $s^*(x)$, найдем расчетное усилие в k -й точке конструкции по формуле

$$N_{sk} = \sqrt{\sum_{i=1}^{m-1} N_{ik}^2 + (N^*)^2}. \quad (2.10)$$

Если все собственные частоты выше f^* , формула (2.10) эквивалентна формуле (2.1) статической теории сейсмостойкости.

При определении внутренних усилий в конструкции в описанной выше последовательности [т. е. сначала по отдельным собственным формам, а затем — суммарного по формулам (2.7) или (2.10)] ее статический расчет необходимо выполнить столько раз, сколько учитывается собственных форм. Иногда с целью уменьшения трудоемкости вычислений суммируют по формулам (2.7) или (2.10) не усилия, а инерционные сейсмические нагрузки $\{S_i\}$, а затем проводят статический расчет конструкции один раз — на полученную суммарную нагрузку. Очевидно, что при этом не учитывается знакопеременность нагрузок $\{S_i\}$, поэтому такой порядок расчета должен приводить к завышению внутренних усилий. Погрешность может оказаться достаточно малой, если основной вклад в сейсмическую нагрузку дает какая-либо одна из собственных форм, а остальные дают малые добавки к ней. В этом случае распределение знаков нагрузок надо принимать таким же, как по основной собственной форме.

ЛСТ широко применяется для расчетов АС. Ее преимуществом является прежде всего то, что спектр ответа может быть построен путем наложения и/или вероятностной обработки спектров, полученных по многим акселерограммам. Тогда он будет отражать опыт многих землетрясений и может корректироваться и уточняться по мере получения новых записей сильных движений грунта. При расчете оборудования спектр ответа может быть построен также и с учетом вариации или неточности параметров системы сооружение — основание. Определенным преимуществом является также то, что нагрузка по ЛСТ получается как квазистатическая (т. е. ее величина и распределение по сооружению зависят от его динамических параметров, но в расчете прочности она фигурирует как статическая). Это создает удобство при учете ее сочетаний с прочими (обычно также статическими) нагрузками. Наконец, преимуществом является возможность учета во многих случаях ограниченного числа низших собственных форм конструкции (хотя для сложных систем даже их нахождение может оказаться достаточно трудоемким).

Главным и принципиальным недостатком ЛСТ является невозможность проведения с ее помощью расчета нелинейных систем [и даже линейных систем с матрицами диссипации произвольного вида, не удовлетворяющих условию (1.29)]. Таким образом, с ее помощью не могут быть строго учтены особенности работы сооружений и оборудования АС при сильных землетрясениях (взаимодействие с основанием, особенно мягким; нелинейные деформативность, связи, демпфирование и т. п.). Некоторые полуэмпирические способы учета подоб-

ных факторов в расчетах сооружений и оборудования путем корректировки сейсмических нагрузок и прочностных характеристик материалов рассмотрены в § 2.4 и 2.6. Альтернативой этим способам является либо линеаризация системы на основе тех или иных соображений (введение эквивалентных линейно-упругих характеристик, учет неупругих деформаций путем повышения коэффициентов линейной диссипации и т. д.), либо непосредственный динамический расчет нелинейной модели конструкции при воздействии, заданном акселерограммой землетрясения. Последний способ рекомендован нормами [93] для особо ответственных сооружений (см. также ведомственный руководящий технический материал [56]). Следует, однако, отметить, что выполнению таких расчетов на сегодняшний день препятствует недостаточная изученность поведения многих материалов и конструкций за пределами упругости (особенно при динамическом нагружении), а также большая трудоемкость расчета, который может выполняться лишь на ЭВМ высокой производительности и с большим объемом памяти. Поэтому методика таких расчетов для сложных конструкций, какими являются сооружения и оборудование АС, пока находится в стадии разработки.

2.3. ОБЩИЕ ПРИНЦИПЫ ОБЕСПЕЧЕНИЯ СЕЙСМОСТОЙКОСТИ АС

Как уже отмечалось в § 2.1, методы обеспечения сейсмостойкости АС существенно отличаются от традиционных, применяемых для обычных промышленных и гражданских объектов. В то же время различные элементы станции в разной мере связаны с обеспечением радиационной и ядерной безопасности и, во избежание неоправданного удорожания, требования к их сейсмостойкости должны быть дифференцированы. С этой целью производится разбивка сооружений и оборудования АС на категории сейсмостойкости, которые проверяются на воздействие землетрясений с различной вероятностью реализации и оценка сейсмостойкости которых осуществляется с использованием различных критериев отказа.

Согласно сложившейся международной практике, зафиксированной в рекомендациях МАГАТЭ [99, 101], проектирование АС выполняется исходя из двух уровней сейсмической опасности, именуемых у нас в стране проектным землетрясением (ПЗ) и максимальным расчетным землетрясением (МРЗ)*. Уровень ПЗ представляет собой максимальные колебания грунта, которые, как можно ожидать, хоть однажды

* В рекомендациях МАГАТЭ [99, 101] эти уровни обозначены соответственно S_1 и S_2 .

будут иметь место за срок эксплуатации станции. По отечественным нормам в качестве ПЗ принимается землетрясение с повторяемостью 1 раз в 100 лет. Уровень МРЗ — это землетрясение максимальной интенсивности, вообще возможной в зоне площадки АС (в СССР — землетрясение с повторяемостью 1 раз в 10 000 лет). Интенсивность МРЗ обычно на один-два балла выше, чем ПЗ.

Все сооружения и системы станции подразделяются на три основные категории сейсмостойкости. К I категории относят здания, оборудование и их элементы, выход из строя которых может привести к выделению в окружающую среду радиоактивности в количествах, представляющих угрозу здоровью и безопасности населения. Сюда включают саму ядерную паропроизводящую установку (реактор и первый контур его охлаждения); системы, необходимые для поддержания активной зоны реактора в подкритическом состоянии, для аварийного отвода тепла от реактора, для локализации продуктов аварии; хранилища отработанного топлива, высокоактивных отходов и системы транспортировки этих продуктов и т. д. К этой же категории относятся здания и сооружения, где эти системы располагаются: реакторное отделение, спецкорпус, хранилища, насосная станция водоснабжения ответственных потребителей, дизель-генераторная, обеспечивающая бесперебойное электроснабжение АС при потере внешних источников питания и т. д.

Во II категорию обычно входят элементы станции, связанные с небольшими количествами радиоактивности (лаборатории, спецпрачечные и т. п.). Иногда выдвигается требование, чтобы станция продолжала выдавать продукцию (электроэнергию, тепло) после прохождения ПЗ. Тогда необходимые для этого системы и сооружения (т. е. практически все части станции, не вошедшие в I категорию) также должны быть отнесены ко II категории.

В III категорию входят все части АС, не включенные в первые две категории.

Различные части одной системы могут быть отнесены к разным категориям сейсмостойкости, если предусмотрены специальные устройства по их разделению (отсекая, регулирующая арматура и т. п.), которые при этом относятся к более высокой категории. С другой стороны, если при выходе из строя каких-либо элементов АС может произойти отказ других элементов, относящихся к более высокой категории, первые также должны быть отнесены к этой более высокой категории.

Сейсмостойкой является АС, на которой обеспечивается безопасность при сейсмическом воздействии интенсивностью до МРЗ включительно и, если требуется, выдача электроэнергии.

гии и тепла при землетрясении до ПЗ включительно. При этом элементы I категории должны сохранять полную работоспособность при землетрясениях интенсивностью до ПЗ включительно. При более интенсивных землетрясениях, включая МРЗ, они должны выполнять свои функции по обеспечению безопасности АС. Системы II категории должны сохранять работоспособность при землетрясениях до ПЗ включительно; требование к их сейсмостойкости при более сильных землетрясениях не выдвигается. Проектирование элементов III категории ведется в соответствии с нормами, принятыми для неядерных объектов.

Критерий сейсмостойкости должен конкретизироваться в соответствии с функциями, выполняемыми тем или иным элементом АС. С этой целью разбивка на категории иногда дополнительно дифференцируется. Например, в США оборудование I категории разделяется на «активное», которое должно работать во время землетрясения (насосы, задвижки и т. п.), и «пассивное», к которому предъявляется только требование целостности, герметичности и т. п. Дополнительная разбивка на категории может диктоваться также характером нагрузок, рассматриваемых в сочетании с сейсмическими*. Так, в нашей стране II категория подразделяется на подкатегории IIa, куда входят элементы, расположенные в герметичной зоне реакторного отделения, т. е. подвергающиеся действию максимальной проектной аварии, и IIб, элементы которой находятся вне этой зоны.

В качестве исходной сейсмологической информации для проектирования АС должны быть заданы интенсивности ПЗ и МРЗ, а также характеристики колебаний грунта (на свободной поверхности и на уровне подошвы фундаментов основных сооружений), представленные в виде спектра ответа и акселерограмм. Объем этой информации существенно больший, чем для неядерных объектов, и для ее получения требуется проведение обширных сейсмологических исследований, объем и требования к которым изложены в рекомендациях МАГАТЭ [101]. Их подробное рассмотрение выходит за рамки настоящей работы, поэтому укажем только, что назначение расчетных спектров ответа и акселерограмм взаимосвязано, причем имеются различные способы их задания, при которых в качестве исходной характеристики служат либо акселерограммы, либо спектр [88]. При этом они должны быть совместимыми в том смысле, чтобы огибающая спектров ответа, построенных по акселерограммам, была близка к расчетному спектру ответа во всем диапазоне частот, представляющем интерес. Несоблюдение этого требования создает противоречия при опре-

* Вопрос о сочетаниях нагрузок подробнее рассмотрен в гл. 7.

делении нагрузок на строительные конструкции и оборудование АЭС.

Наряду с горизонтальными компонентами сейсмических колебаний в расчетах АС должны использоваться вертикальные. Эти компоненты и их спектр реакции получают аналогичными методами. Иногда их задают путем масштабирования горизонтальных компонент с коэффициентом от $1/2$ до $2/3$.

2.4. ПРОВЕРКА ПРОЧНОСТИ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Общие принципы компоновки и конструирования зданий, выработанные на основе опыта многих землетрясений, включают, в частности, следующие положения [2, 62, 93, 100].

Для предотвращения возникновения угловых колебаний здания в горизонтальной плоскости его форма в плане должна быть по возможности простой, лучше всего симметричной, причем центры тяжести и жесткости этажей, а также центры тяжести сооружения и жесткости основания должны лежать как можно ближе к оси симметрии. Для уменьшения раскачки здания в вертикальной плоскости следует стремиться к возможно более низкому положению его центра тяжести.

Форма здания в вертикальной плоскости также должна быть по возможности простой и однородной, без пристроек, выступающих частей и т. п. Если их нельзя избежать, надо обращать особое внимание на прочность их соединения с основным зданием. Относительные колебания частей здания могут также возникать вследствие неблагоприятных грунтовых условий или неудачной конструкции фундамента (например, если под разными его участками располагаются грунты, существенно различающиеся по своим свойствам, или если одна часть фундамента опирается непосредственно на грунт, а другая — на сваи и т. п.).

При необходимости ограничить взаимные перемещения разных зданий (например, если они связаны трубопроводами и пр.) их лучше всего располагать на общей фундаментной плите. При этом во избежание их соударений при землетрясении между ними предусматриваются антисейсмические швы, ширина которых определяется в соответствии с нормами [93]. В этой работе, а также в другой цитированной выше литературе можно найти дополнительные рекомендации по компоновке сооружений, конструированию их узлов, выбору и назначению расчетных характеристик материалов и т. п.

При проверке прочности строительных конструкций АС прилагаемые к ним сейсмические инерционные нагрузки чаще всего определяют по линейно-спектральной теории сейсмостойкости. В нашей стране проектирование сооружений АС в

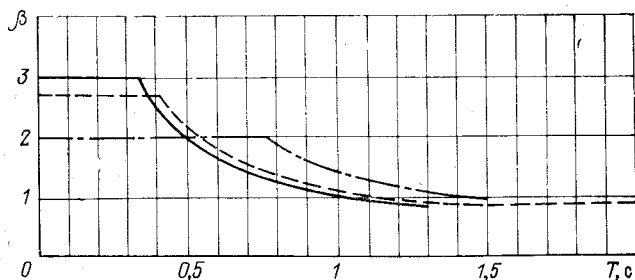


Рис. 2.2. Коэффициент динамичности β по нормам [53, 93]

целом осуществляется по общестроительным нормам [93], однако расчетные сейсмические нагрузки принимаются большими, чем для неядерных объектов при аналогичной балльности землетрясения [53, 58].

Инерционная сейсмическая нагрузка S_{ik} , приложенная в k -й точке конструкции и отвечающая ее колебаниям по i -й собственной форме, вычисляется по формуле

$$S_{ik} = Q_k A \beta_i \eta_{ik} K_2 K_\psi K_\Sigma, \quad (2.11)$$

где Q_k — вес здания или сооружения, отнесенный к k -й точке; A — расчетное сейсмическое ускорение основания; β_i — коэффициент динамичности, зависящий от периода T_i колебаний по i -й форме; η_{ik} — k -й элемент вектора $\{\eta_i\}$ [см. соотношение (1.33)]; K_2 , K_ψ , K_Σ — нормативные коэффициенты, корректирующие нагрузку в зависимости от конструкции здания, диссипации энергии и категории сейсмостойкости.

Коэффициент динамичности β представляет собой спектр ускорений, соответствующий максимальному значению ускорения основания, равному единице.

Нормы [93] задают три различные формы кривых β в зависимости от грунтовых условий площадки строительства (рис. 2.2). Эти кривые имеют следующие важные отличия от спектра, приведенного на рис. 2.1.

Во-первых, при $T=0$ (для абсолютно жесткого тела) $\beta \neq 1$, т. е. значение β отлично от максимального значения акселерограммы. Поэтому при расчете по этим спектрам невозможен предельный переход от линейно-спектральной теории сейсмостойкости к статической (§ 2.2).

Во-вторых, при увеличении периода T значения β не стремятся к нулю, а приняты (в запас) равными 0,8. Наконец, эти спектры не зависят от затухания: оно учитывается умножением сейсмической нагрузки на коэффициент K_ψ , приближенно

отражающий различия в диссипативных свойствах сооружений.

Ускорение A назначается в зависимости от балльности МРЗ для I категории сейсмостойкости ($A_{\text{МРЗ}}$) и ПЗ для II категории сейсмостойкости ($A_{\text{ПЗ}}$).

Величина A равна медианному (т. е. имеющему 50%-ную обеспеченность) значению ускорения при землетрясении соответствующей балльности [51]. Поскольку интенсивность МРЗ не менее чем на 1 балл выше интенсивности ПЗ, более ответственные сооружения рассчитываются и на более высокие нагрузки.

Дополнительная корректировка последних осуществляется с помощью коэффициента $K_{\text{э}}$, учитывающего особые условия эксплуатации АЭС. Для сооружений I категории он равен 0,625 для обеих горизонтальных компонент и 0,313 для вертикальной компоненты, причем расчет выполняется при одновременном приложении всех трех составляющих сейсмического воздействия. Иначе говоря, сооружения этой категории рассчитываются на ускорение $0,938 A_{\text{МРЗ}}$, приложенное под углом около 20° к горизонтальной плоскости.

Для строительных конструкций II категории сейсмостойкости, предназначенных для хранения радиоактивных продуктов и сред, принимается $K_{\text{э}}=0,5$, а для остальных $K_{\text{э}}=0,3$; при этом их прочность проверяется при независимом воздействии каждой из компонент.

Снижение расчетной нагрузки позволяет уменьшить стоимость сооружений. В то же время это означает, что при землетрясении они могут получить некоторые повреждения. Однако опыт эксплуатации в сейсмических районах сооружений, рассчитанных по нормам [93] *, показывает, что эти повреждения остаются в допустимых пределах.

Такой расчет, выполняемый с использованием условной (линейно-упругой) схемы на условную же (сниженную) нагрузку, по существу представляет собой полуэмпирический способ учета неупругого поведения конструкций при анализе их сейсмостойкости в рамках линейно-спектральной теории. Он основан на результатах макросейсмических обследований последствий землетрясений и отражает опыт сейсмостойкого строительства, но, с другой стороны, позволяет в какой-то степени прогнозировать неупругое поведение лишь таких конструкций, прототипы которых действительно подвергались сейсмическому воздействию. Такой способ учета повреждаемости конструкций (т. е. путем снижения расчетной нагрузки при сохранении неизменных прочностных характеристик ма-

* Для неядерных объектов соответствующий коэффициент обычно принимают равным 0,25.

териалов*) сложился традиционно, но не является оптимальным. Для этой цели целесообразнее было бы выполнять расчет на реальную нагрузку, но для конструкций, работающих за пределом упругости, устанавливать фиктивные (повышенные) прочностные характеристики материалов (как это делается при проверке сейсмостойкости технологического оборудования, см. § 7.2). Это, во-первых, позволило бы более гибко регулировать степень повреждаемости различных конструкций в пределах одного здания, что нельзя сделать при используемом сейчас способе. Например, для герметичной части реакторного отделения, где неупругие деформации недопустимы, можно было бы принимать прочностные характеристики без повышения; для других частей этого же здания, где герметичность не требуется, характеристики можно повышать, причем и здесь повышающий коэффициент может приниматься дифференцированно в зависимости от допускаемой степени повреждений. Во-вторых, при используемом сейчас подходе расчетные сейсмические нагрузки на высокочастотное технологическое оборудование АС оказываются разными в зависимости от того, найдены ли они путем включения оборудования в общую расчетную схему здания или с помощью так называемых поэтажных акселерограмм и спектров ответа (см. § 2.5), которые строятся с использованием полномасштабных акселерограмм сейсмического воздействия. Предлагаемый способ расчета ликвидировал бы это несоответствие.

Согласно нормам [93] расчетные значения усилий в строительных конструкциях определяются по формуле (2.7) с учетом не менее трех форм, если период колебаний по первой из них $T_1 \leq 0,4$ с, и с учетом только первой формы, если $T_1 > 0,4$ с. Необходимо отметить, что эта рекомендация относится к приведенной в нормах [93] простейшей расчетной схеме здания в виде консольного стержня с сосредоточенными массами (см. также рис. 11.1,2), причем при достаточно равномерном распределении масс и жесткостей конструкций и при сейсмической нагрузке, действующей в рассматриваемой плоскости колебаний. Однако для сооружений АС нередко используются значительно более сложные схемы (пространственные, с существенно различными динамическими параметрами различных частей и т. п.). При этом может оказаться, что низшие собственные формы не дают существенного вклада в сейсмическую инерционную нагрузку. Поэтому необходимое число учитываемых форм колебаний правильнее контролировать

* Прочностные характеристики материалов при сейсмическом воздействии корректируются весьма незначительно, главным образом, с целью учета его динамического характера и редкой повторяемости (см. § 7.2).

с помощью равенства (1.34): их число достаточно, если это равенство удовлетворительно выполняется для всех степеней свободы конструкции (см. пример в § 9.1).

Иногда сооружения АС (например, машинный зал типа показанного на рис. 11.2) оказываются весьма низкочастотными, поэтому действующие на них сейсмические нагрузки достаточно малы. При этом следует учитывать, что в таком сооружении следует ожидать относительных перемещений, близких к перемещениям основания при землетрясениях, достигающим десятков сантиметров [см. соотношение (2.2)]. Поэтому прочность и устойчивость его конструкций обязательно должна проверяться «по деформированной схеме», т. е. с учетом усилий, создаваемых основными нагрузками при перемещениях, вызванных инерционными сейсмическими силами.

При расчетах сейсмостойкости сооружений (в том числе зданий АС) наиболее существенным моментом является выбор расчетной схемы сооружения и его основания. В настоящее время для этой цели чаще всего (а при расчете по линейно-спектральной теории — обязательно) используются линейные модели, поскольку расчет по нелинейным моделям (нелинейно-упругим, упруго пластическим и т. п.), хотя и позволяет лучше описать поведение и учесть ресурсы прочности материалов и конструкций, сопряжен с чрезмерными вычислительными трудностями.

К расчетной схеме здания предъявляются противоречивые требования: с одной стороны, для адекватного описания распределения усилий в конструкции схема должна быть достаточно подробной; с другой стороны, желательно ее упрощение для уменьшения трудоемкости динамического расчета, которая быстро возрастает с увеличением порядка системы. Эту сложность можно обойти, если учесть, что сейсмические колебания грунта, будучи относительно низкочастотными, вызывают реакцию сооружения главным образом по низшим собственным формам, которые можно с удовлетворительной точностью определить с помощью более простой расчетной схемы в виде системы упруго связанных между собой сосредоточенных масс, располагающейся на винклеровском основании (примеры таких схем приведены в гл. 11). Сейсмические инерционные силы, приложенные к массам, определяют по формуле (2.11). Обычно по ним находят и внутренние усилия в конструкции. Однако решение можно несколько уточнить следующим образом. Произведение сомножителей в правой части формулы (2.11), кроме Q_h , представляет собой ускорение данной точки сооружения. Построив во всех точках векторы ускорений, найденных по упрощенной схеме, и соединив их концы, получим эпюру распределения ускорений, отвечаю-

щих колебаниям сооружения по данной собственной форме. Дальнейший расчет выполняется в соответствии с обычной процедурой линейно-спектральной теории сейсмостойкости, но по более детальной, например конечно-элементной, схеме, в которой принято более точное распределение масс; умножая массы на найденные ускорения, получаем распределение сейсмических инерционных нагрузок, по ним — внутренние усилия в конструкции и, наконец, суммарные сейсмические усилия по формуле (2.7) или (2.10).

При расположении нескольких сооружений на единой фундаментной плите их расчет должен проводиться также по единой расчетной схеме. Для отдельно стоящих, но близко расположенных зданий следует считаться с возможностью взаимной передачи колебаний через грунт. Методы решения подобной задачи можно найти в [22].

Важное значение (особенно для массивных и жестких сооружений на нескальных грунтах) имеет учет податливости основания. Этот вопрос подробно обсуждался в § 1.2.

В последнее время рассматриваются различные варианты подземного размещения АС [43], поэтому следует кратко коснуться вопросов сейсмостойкости подземных сооружений [26, 65, 73, 103].

Поле сейсмических волн, определяющее напряженно-деформированное состояние подземных сооружений и окружающего грунтового массива, зависит от многих трудно учитываемых факторов: формы волнового фронта, спектрального состава воздействия, свойств грунтовой среды, соотношения длины волны и размеров сооружения и т. п. Расчеты подземных сооружений, как и наземных, в принципе могут выполняться в рамках различных теорий сейсмостойкости, однако их применение к подземным сооружениям имеет некоторые особенности. Прежде всего, напряженно-деформированное состояние подземного сооружения определяется не только сейсмическими инерционными нагрузками от его масс, но и сейсмонапряженным состоянием окружающего грунтового массива вследствие распространения в нем волн напряжений (так называемое неинерционное горное давление). В [65] приводятся соображения о возможности раздельного учета инерционных и неинерционных сейсмических нагрузок и отмечается, что прочность подземных сооружений в значительно большей степени определяется последними, чем первыми.

Инерционные нагрузки находятся по известным формулам статической или линейно-спектральной теории. Для определения сейсмонапряженного состояния подземных сооружений и грунтового массива от неинерционных нагрузок (волн напряжений) в практике проектирования используется специальная расчетная методика, позволяющая в рамках квазистатическо-

го подхода учесть основные характеристики особенности воздействия и объекта. Сущность ее сводится к следующему. Сейсмические напряжения при прохождении плоских гармонических продольных волн (схематизация воздействия) определяются формулами [65]

$$p = \alpha \sigma_r, \quad \sigma_r = \pm \frac{T_0}{2\pi} \rho W C_p, \quad (2.12)$$

где W — расчетное ускорение; ρ — плотность грунта; T_0 — преобладающий период сейсмических колебаний; C_p — скорость продольных волн (для поперечных волн формулы аналогичны). Безразмерный коэффициент α определяется из решения соответствующей статической задачи теории упругости. Методы решения таких статических задач в настоящее время разработаны достаточно подробно [65, 103]. Очевидно, что для очень длинных волн (т. е. при частоте колебаний, стремящейся к нулю) решения по формулам типа (2.12) и на основе динамической теории упругости должны давать идентичные результаты, однако в общем случае вопрос о границах применимости описанного квазистатического подхода остается в значительной степени открытым.

Существующие методы расчета подземных сооружений на заданные акселерограммы могут быть условно подразделены на две основные группы, в основу которых положены разные схематизации сооружений и их взаимодействия с грунтовой средой. В первом случае влияние окружающей сооружение грунтовой среды учитывается при помощи системы эквивалентных пружин и демпферов, жесткость и вязкость которых описывается экспериментально апробированными для различных грунтов коэффициентами. Одно из таких направлений, так называемая сейсמודинамическая теория сложных систем подземных сооружений, подробно разработана применительно к расчету подземных трубопроводов, туннелей, станций метрополитена и т. п. [26, 73].

Другой путь определения сейсмонапряженного состояния подземных сооружений и грунтовых массивов при задании воздействия акселерограммой связан с использованием представлений и методов волновой динамики, когда грунтовая среда рассматривается в рамках механики сплошных сред (упругих, вязкоупругих, упругопластических и т. п.), а сооружение — в рамках различных континуальных и дискретных моделей.

2.5. РАСЧЕТ ПОЭТАЖНЫХ АКСЕЛЕРОГРАММ И СПЕКТРОВ ОТВЕТА

Помимо проверки прочности строительных конструкций должен быть выполнен анализ сейсмостойкости оборудования * АС, для чего необходимо определить действующие на него инерционные сейсмические нагрузки. Большая часть оборудования устанавливается не непосредственно на грунте, а внутри зданий, которые, будучи упругими системами, трансформируют сейсмические колебания основания. Поэтому для его расчета невозможно непосредственно использовать ту же исходную сейсмологическую информацию (акселерограммы или спектр ускорений основания), что и для расчета самого здания. В принципе можно было бы все единицы оборудования включить как динамические системы в общую расчетную схему здания, после чего определить нагрузки на них, например, по линейно-спектральной теории сейсмостойкости. Однако при большом количестве и разнообразии устанавливаемого на АС оборудования такая схема оказалась бы исключительно громоздкой и вряд ли поддающейся расчету.

Сейчас обычно применяется другой способ: раздельное рассмотрение сейсмических колебаний здания и оборудования с использованием так называемых поэтажных акселерограмм (ПА) и поэтажных спектров ускорений (ПС), т. е. акселерограмм и спектров, рассчитанных для точек крепления оборудования.

Определение ПА и ПС осуществляется в два этапа: сначала рассчитывают вынужденные колебания сооружения при сейсмическом воздействии, заданном расчетной акселерограммой на грунте (РА), и определяют законы изменения абсолютных ускорений требуемых точек конструкции, т. е. ПА; затем, принимая ПА в качестве возмущающего воздействия, рассчитывают вынужденные колебания линейных неконсервативных осцилляторов и находят зависимость модулей их максимальных абсолютных ускорений от их собственных частот и коэффициентов диссипации, т. е. ПС.

При расчете ПА оборудование обычно учитывают просто как массу, дополнительную к массе строительных конструкций, тем самым исключая из рассмотрения обратное влияние колебаний оборудования на колебания здания. Такой способ не приводит к заметному искажению ПА, если либо все собственные частоты оборудования достаточно высоки (выше 30—40 Гц), либо его масса мала по сравнению с массой стро-

* Под «оборудованием» ниже понимаются все системы, необходимые для безаварийной эксплуатации АС: технологическое оборудование и трубопроводы, электротехническое оборудование, контрольно-измерительная аппаратура и средства автоматики и пр.

ительных конструкций. Если эти условия не выполняются, оборудование предпочтительно включить в расчетную схему здания как динамическую систему (это относится к такому тяжелому и ответственному оборудованию, как реактор, парогенераторы и т. п.).

Из сказанного следует, что для расчета ПА и ПС необходимо располагать данными о сооружении (размеры, конструкция, распределение масс и жесткостей), характеристиками основания и набором РА, отвечающих ПЗ и МРЗ.

Опыт расчетов ПА и ПС показывает, что результаты чувствительны к изменению параметров расчетной схемы системы сооружение—основание. В то же время многие из этих параметров могут быть определены лишь приближенно, с большим разбросом. Поэтому в процессе расчета ПА и ПС параметры расчетной схемы варьируют с целью отыскания наиболее неблагоприятных значений. Если известны их вероятностные характеристики, может быть определена также вероятность реализации различных значений ПС.

Обычно для полного описания сейсмологической обстановки на площадке строительства АС задается не одна РА, а ансамбль акселерограмм с различным спектральным составом и максимальными значениями ускорений. Известно, что динамическая реакция системы зависит как от амплитуды возмущения, так и от близости его преобладающих частот к собственной частоте конструкции. Таким образом, при расчете ПА и ПС каждая из РА может оказаться наиболее опасной в своем диапазоне частот, и исключать какие-либо акселерограммы из ансамбля можно только после анализа их влияния на ПА и ПС.

Примеры определения ПА и ПС с учетом разброса параметров расчетной модели сооружения и разнообразия исходных акселерограмм приведены в § 11.2. Учет этих факторов требует многократного повторения расчета при вариации исходных данных, поэтому желательно по возможности уменьшить трудоемкость расчета каждого из вариантов. На первом этапе—при определении ПА—это достигается выбором наиболее простой расчетной схемы здания, обеспечивающей требуемую точность результатов, и использованием оптимального метода интегрирования полученной системы уравнений. Наиболее простая и часто используемая расчетная схема сооружения, которая и рассматривается ниже,—это линейно-упругая многомассовая (дискретная) система на основании винклеровского типа. К такой схеме приводятся также континуальные или комбинированные модели после выполнения той или иной процедуры дискретизации. Достаточно точной можно считать схему, с помощью которой достоверно определяются собственные формы и частоты в диапазоне до $(1,5-2)f^*$ (см.

рис. 2.1). Выполнение этого требования можно проверить, постепенно усложняя схему до стабилизации собственных частот и форм в указанном диапазоне. Дальнейших упрощений можно добиться путем учета симметрии здания, так как в этом случае его колебания по ортогональным осям независимы друг от друга и могут рассматриваться раздельно. Наконец, можно пренебречь некоторыми несущественными степенями свободы (например, при рассмотрении стержневых систем с сосредоточенными массами иногда не учитывают взаимные перемещения последних за счет растяжения-сжатия стержней; при малой асимметрии здания пренебрегают взаимосвязью его колебаний в поперечных направлениях, поворотными колебаниями в плане и т. п.).

Сейсмические колебания дискретных систем описываются системами обыкновенных дифференциальных уравнений, методы интегрирования которых изложены в § 1.1. Там, в частности, отмечалось, что при произвольном виде матрицы диссипации, а также при учете нелинейности конструкции интегрирование системы дифференциальных уравнений должно выполняться каким-либо прямым методом (Рунге — Кутта, Ньюмарка, Вильсона и др.). При матрицах диссипации специального вида, удовлетворяющих условию (1.29), интегрирование может быть выполнено методом модальной суперпозиции. Существо данного метода изложено в § 1.1, поэтому здесь отметим только некоторые особенности формул при рассмотрении сейсмических колебаний здания с одновременным учетом нескольких компонент землетрясения.

Система уравнений движения в этом случае отличается от системы (1.27) несколько более общим видом правой части, а именно:

$$[M] \{\ddot{u}\} + [C] \{\dot{u}\} + [K] \{u\} = -[M] (\{I_x\} \ddot{X}_0(t) + \{I_y\} \ddot{Y}_0(t) + \{I_z\} \ddot{Z}_0(t)), \quad (2.13)$$

где, как и в (1.27), $\{u\}$ — вектор перемещений; $[M]$, $[C]$, $[K]$ — матрицы масс, диссипации и жесткостей соответственно; $\{I_x\}$, $\{I_y\}$ и $\{I_z\}$ — векторы, определяемые аналогично вектору $\{I\}$ в (1.27); $\ddot{X}_0(t)$, $\ddot{Y}_0(t)$ и $\ddot{Z}_0(t)$ — компоненты ПА [если какая-либо из них не учитывается, то соответствующий член из (2.13) исключается].

Вектор абсолютных ускорений $\{\ddot{u}_a\}$, т. е. ПА, выражается аналогично (1.35)

$$\{\ddot{u}_a\} = \sum_{i=1}^n (\{ \eta_{ix} \} \ddot{\varphi}_{ia}^{(x)} + \{ \eta_{iy} \} \ddot{\varphi}_{ia}^{(y)} + \{ \eta_{iz} \} \ddot{\varphi}_{ia}^{(z)}), \quad (2.14)$$

где векторы $\{\eta_{ix}\}$, $\{\eta_{iy}\}$ и $\{\eta_{iz}\}$ вычисляются согласно (1.33); $\ddot{\varphi}_{ia}^{(x)}$, $\ddot{\varphi}_{ia}^{(y)}$ и $\ddot{\varphi}_{ia}^{(z)}$ — абсолютные ускорения, отвечающие колебаниям конструкции по i -й собственной форме, при возмущении, задаваемом соответствующей компонентой РА; n — число степеней свободы системы.

Как отмечалось в § 2.2, вследствие относительно низкочастотного характера сейсмического воздействия слагаемые в (2.14), отвечающие колебаниям сооружения по высшим собственным формам, малы и могут не учитываться, что и составляет главное преимущество метода модальной суперпозиции. Более точно вклад высших собственных форм можно определить на основе тех же соображений, что и при выводе формулы (2.10): если обозначить через f^* наивысшую из предельных частот для спектров W_x , W_y и W_z , построенных по компонентам РА \ddot{X}_0 , \ddot{Y}_0 и \ddot{Z}_0 соответственно, то равенство (2.14) можно записать в виде

$$\ddot{u}_a = \sum_{i=1}^{m-1} (\{\eta_{ix}\} \ddot{\varphi}_{ia}^{(x)} + \{\eta_{iy}\} \ddot{\varphi}_{ia}^{(y)} + \{\eta_{iz}\} \ddot{\varphi}_{ia}^{(z)}) + \{\eta_{ix}^*\} \ddot{X}_0(t) + \{\eta_{iy}^*\} \ddot{Y}_0(t) + \{\eta_{iz}^*\} \ddot{Z}_0(t),$$

где $\{\eta_{ix}^*\}$, $\{\eta_{iy}^*\}$ и $\{\eta_{iz}^*\}$ вычисляются аналогично (2.8). Таким образом, для расчета ПА достаточно определить только $m-1$ низшую собственную форму конструкции.

Матрицы $[M]$ и $[K]$ получают из исходной континуальной или комбинированной расчетной схемы (т. е. схемы, описывающей конструкцию как систему плит, оболочек, стержней с возможным включением сосредоточенных масс) путем применения к ней той или иной процедуры дискретизации [вариационных и разностных методов, метода конечных элементов (МКЭ) и т. п.]. Однако часто упрощенная расчетная схема может быть выбрана непосредственно, исходя из «механических» или «инженерных» соображений. Соответствующие матрицы $[M]$ и $[K]$ выводятся обычными методами динамики. Некоторые примеры таких схем приведены в § 11.2.

Важное значение при расчете ПА и ПС имеет правильный учет диссипации энергии в системе сооружение — основание: ее увеличение приводит к уменьшению ускорений конструкции. Методы учета затухания в строительных конструкциях и рекомендуемые его величины приведены в § 1.3. Поэтому здесь только отметим, что эти величины затуханий необходимо обеспечить прежде всего по низшим собственным формам [ориентировочно — с частотой до $(1,5 \div 2)f^*$], которые дают основной вклад в ускорения конструкции. За пределами указанного диапазона величина затухания сказывается на результатах расчета в меньшей степени.

Полученные ПА могут непосредственно использоваться для проверки сейсмостойкости оборудования АС. Иногда эту проверку требуется осуществлять с помощью не ПА, а поэтажных сейсмограмм (например, в случае оборудования, закрепленного в нескольких точках, которые могут иметь значительные взаимные перемещения). Методы их расчета аналогичны рассмотренным выше.

Для наиболее полного учета всей исходной сейсмологической информации, возможных вариаций и неточностей параметров расчетной модели сооружения и основания следует, вообще говоря, выполнить проверку сейсмостойкости оборудования с использованием всех ПА (или сейсмограмм), отвечающих различным вариантам РА и расчетных схем здания. Общее количество таких ПА может оказаться достаточно большим. Определенными преимуществами с этой точки зрения обладает расчет по ЛСТ, т. е. с помощью ПС.

С вычислительной точки зрения построение последних сводится к интегрированию дифференциального уравнения (1.9) или (1.12), в правой части которого стоит соответствующий закон колебаний этажа, при различных значениях собственной частоты ω_k (или f_k) и затухания ξ_j . Диапазон изменения f_k обычно принимается равным от 0,2—0,5 до 30—35 Гц. Для гибких (низкочастотных) зданий верхний предел часто может быть снижен: его следует принять равным предельной частоте f^* , которую можно найти путем пробных расчетов. Диапазон относительных затуханий ξ_j назначается в соответствии с величинами затуханий в оборудовании (см. § 1.3) и обычно составляет от 0—0,005 до 0,07—0,10. Спектры строят для нескольких значений ξ_j из этого диапазона, а при других величинах затухания принимают ускорения по интерполяции.

Спектр ускорений в диапазоне низких частот f_k представляет собой пикообразную кривую, которая «сглаживается» по мере возрастания частоты. Поэтому значения f_k , при которых вычисляются ускорения, должны быть выбраны так, чтобы не пропустить максимумов. Американские нормы рекомендуют задавать 75 значений f_k , приведенных в табл. 2.1. Число значений f_k можно уменьшить, если учесть, что пики ПС прихо-

Таблица 2.1. Шаг измерения частоты осциллятора f_k при расчете ПС [116]

Диапазон частот f_k , Гц	0,2— 3,0	3,0— 3,6	3,6— 5,0	5,0— 8,0	8,0— 15,0	15,0— 18,0	18,0— 22,0	22,0— 34,0
Шаг изменения частоты Δf_k , Гц	0,10	0,15	0,20	0,25	0,50	1,0	2,0	3,0

дятся на собственные частоты здания и преобладающие частоты в фурье-спектре акселерограммы. Именно эти частоты, а также по одной-две точки между ними и следует включать в расчет.

При варьировании параметров расчетной схемы здания меняются ПС. Для учета этого обстоятельства их можно нанести на один график и построить огибающую. Вариации динамических параметров сооружения, не охватываемые рассмотренными вариантами расчета, обычно учитывают, сдвигая пики ПС параллельно оси абсцисс в пределах $\pm 10\%$ соответствующей частоты, так что на них образуются «полки». Затем огибающие сглаживают, убирая мелкие особенности ПС. Полученная таким образом кривая и принимается за расчетный ПС, отвечающий данной компоненте РА и затуханию ξ_j (см. рис. 11.3,2). Очевидно, что он обеспечивает наибольшие из возможных значений ускорений, так как не принимает во внимание, во-первых, различную вероятность реализации варьируемых параметров здания, а во-вторых то, что при этом варьировании с ростом ускорений спектра в одних диапазонах частот они могут уменьшаться в других. Поэтому возможны иные (вероятностные) методы обработки ПС (см. § 2.7).

На рассматриваемых отметках здания в общем случае задается по три компоненты ПС (две горизонтальные и вертикальная). Если здание симметрично, то каждая из них соответствует своей компоненте РА. В противном случае ПА и ПС должны рассчитываться при одновременном действии всех трех компонент РА. Однако иногда для упрощения выполняют независимый расчет для каждой из этих компонент, получая по три соответствующие ей компоненты ПС. В этом случае, как и при вариации параметров модели сооружения, возникает вопрос о способе назначения расчетного ПС. Можно для каждой из его компонент построить огибающую вариантов, отвечающих различным компонентам РА. Очевидно, что такой ПС даст ускорения с запасом, так как при воздействии разных компонент РА максимумы ускорений осциллятора достигаются не одновременно. Для учета этого иногда поступают, как при выполнении расчета по ЛСТ, т. е. строят результирующий спектр (в данном направлении) как квадратный корень из суммы квадратов ПС, соответствующих всем компонентам РА [т. е. подобно (2.7)].

Наконец, аналогичная проблема имеет место в связи с учетом различных акселерограмм из ансамбля РА. Наиболее правильно независимо рассчитывать оборудование с использованием ПА или ПС, отвечающих каждой из РА. Однако часто с целью уменьшения объема расчетов строят единый ПС с учетом ансамбля. Если в качестве расчетного принята огибающая отдельных ПС, то сейсмические нагрузки на оборудова-

ние получают с запасом. Возможно сложение отдельных ПС с учетом вероятностей реализации разных РА. В частности, если эта вероятность для всех РА одинакова (т. е. все они имеют один и тот же интервал повторяемости), то такую же вероятность реализации имеют ускорения спектра, ординаты которого являются средним арифметическим соответствующих ординат отдельных ПС.

2.6. ОБЕСПЕЧЕНИЕ СЕЙСМОСТОЙКОСТИ ОБОРУДОВАНИЯ И ТРУБОПРОВОДОВ

Состав оборудования и трубопроводов, подлежащих проверке на сейсмостойкость, зависит от того, должна ли АС выдавать продукцию (электроэнергию, тепло) после ПЗ (см. § 2.8). Если такая задача не ставится, то проверяется сейсмостойкость только оборудования и трубопроводов I и II категорий, связанных с обеспечением радиационной и ядерной безопасности. В противном случае во II категорию включается все оборудование, необходимое для получения и выдачи продукции АС.

Критерий сейсмостойкости может конкретизироваться в зависимости от функций, выполняемых тем или иным элементом АС. Например, в США оборудование I категории разделяется на активное, которое должно работать во время землетрясения (насосы, задвижки и т. п.), и пассивное, к которому предъявляется только требование целостности, герметичности и т. п. (в нашей стране с целью подчеркнуть это различие иногда используют термины «сейсмостойкость» и «сейсмопрочность»). Можно еще более дифференцировать требования, например поставить условие не работоспособности в процессе землетрясения, а возобновления работы по его окончании, возможно после ревизии и незначительного ремонта. Иногда требование сейсмостойкости сводится только к обеспечению прочности креплений к строительным конструкциям (например, для ответственного оборудования, падение которого может привести к выводу из строя более ответственных частей АС).

Проверка сейсмостойкости оборудования и трубопроводов осуществляется с использованием расчетных, экспериментальных и смешанных (расчетно-экспериментальных) методов. Задачами проверки является подтверждение их прочности и работоспособности, выбор конструкции и мест их креплений к строительным конструкциям, определение усилий, передающихся при землетрясении от них на сооружение.

Расчетным путем чаще всего проверяют прочность оборудования и трубопроводов и определяют нагрузки от них на строительные конструкции. Методы их расчета и используемые схематизации зависят от стадии проектирования АС и цели расчета [14, 32, 40, 52, 53, 56, 88].

На предварительных стадиях проектирования можно выполнить оценочные расчеты по статической методике, приведенной в [32, 56]. При этом, однако, следует учитывать, что использование статической теории сейсмостойкости для расчета низкочастотных конструкций может приводить к серьезным погрешностям (см. § 2.2), которые еще более усугубляются при определении ускорений на отметках здания по спектру ответа для подошвы (как это рекомендуется в [32, 56]), так как при этом не учитывается влияние динамических характеристик здания на его сейсмические колебания. Поэтому результаты таких расчетов следует рассматривать как сугубо ориентировочные.

Наиболее широко применяется при расчетах оборудования и трубопроводов ЛСТ, формулы которой приведены в § 2.2. Сложность используемых при этом схематизаций оборудования зависит от цели расчета. Так, при необходимости определить напряженно-деформированное состояние элементов оборудования, особенно низкочастотного, его схематизация должна быть достаточно детальной (например, корпуса рассматривают как оболочки; крышки и фланцы — как пластинки; учитывают относительные колебания внутрикорпусных устройств и трубных пучков, влияние жидкости, заполняющей аппарат, и т. п.). Некоторые примеры таких схематизаций даны в [52].

Отметим, что задача оценки прочности оборудования при землетрясении обычно решается на стадии его разработки, а не при его компоновке в процессе проектирования АС. Поэтому подробное рассмотрение этой задачи выходит за рамки настоящей книги. Более просто во многих случаях могут быть определены нагрузки, передающиеся при землетрясении от оборудования на строительные конструкции и опорные элементы. Обычно при таких расчетах удовлетворительная точность результатов может быть получена при использовании упрощенных расчетных схем оборудования (часто пренебрегают податливостью корпусов и внутрикорпусных устройств; массу заполняющей жидкости просто добавляют к массе аппарата и т. д.). Примеры подобных расчетов приведены в § 11.4. Прочность трубопроводов при сейсмическом воздействии также чаще всего определяется с использованием ЛСТ. Этот вопрос рассматривается в гл. 12.

Наиболее полную информацию о колебаниях и напряженно-деформированном состоянии оборудования и трубопроводов можно получить, выполнив их динамический расчет при воздействии, заданном законами движения точек крепления к строительным конструкциям (акселерограммами или сейсмограммами). Он позволяет учесть многие факторы, принципиально неучитываемые при расчете по ЛСТ: нелинейности системы (нелинейные упругость и диссипацию энергии, наличие люф-

тов, односторонних связей и т. п.); развитие в конструкции пластических деформаций; взаимные перемещения точек крепления оборудования или трубопровода и т. п. Как правило, динамический расчет позволяет вскрыть дополнительные ресурсы несущей способности конструкции, но его трудоемкость и сложность интерпретации результатов значительно больше, чем при расчете по ЛСТ. По этой причине выполнение динамического расчета оправдано, по-видимому, главным образом для нелинейных систем, где он принципиально необходим. Для линейных (или линеаризованных) систем такой расчет вряд ли целесообразен, поскольку небольшое уточнение результатов, получаемое по сравнению с расчетом по ЛСТ, не окупает значительного повышения трудоемкости расчета и затрат машинного времени (особенно с учетом заведомой неопределенности законов сейсмического воздействия).

Методы экспериментальной проверки сейсмостойкости конструкций, в частности оборудования и трубопроводов АС, описаны в [32, 45].

2.7. ОЦЕНКА НАДЕЖНОСТИ СООРУЖЕНИЙ И ОБОРУДОВАНИЯ ПРИ СЕЙСМИЧЕСКОМ ВОЗДЕЙСТВИИ

Описанные выше различные (статические, квазистатические и динамические) подходы к оценке сейсмонапряженного состояния сооружений и оборудования определяют и возможные пути оценки их надежности с учетом сейсмического фактора.

В рамках квазистатической (спектральной) методики, положенной в основу нормативных расчетов, можно принять, что сейсмические инерционные нагрузки, определяемые формулами типа (2.5), (2.6) или (2.11), являются случайными величинами, и далее вести расчет сооружения (в общем случае — со случайными параметрами) на случайные статические нагрузки с использованием в качестве критериев надежности соответствующих условий предельных состояний.

При расчетах в рамках динамической теории (т. е. на семейство акселерограмм) в литературе [9—11, 16, 21, 50, 55, 65, 87] для оценки надежности обычно предлагается использовать хорошо разработанный аппарат статистической динамики линейных динамических систем (корреляционная теория случайных процессов, теория выбросов и т. п.). Однако, как уже отмечалось, при сильных землетрясениях строительные конструкции претерпевают значительные неупругие деформации, что в известной степени снижает практическую значимость расчета линейных моделей сооружений на акселерограммы сильных землетрясений и соответствующих оценок надежности. Нелинейные расчетные модели сооружений (и со-

ответствующие критерии отказа) в значительной степени находятся в стадии разработки и апробации; реализация методов статистической динамики нелинейных систем связана с определенными вычислительными трудностями. Поэтому в настоящее время с практической точки зрения представляется целесообразным разработка приближенных методов оценки надежности сооружений и оборудования АС с учетом сейсмического фактора в рамках линейно-спектральной теории [5, 7, 48].

Значение сейсмической инерционной нагрузки, определяемой по формуле (2.11), можно рассматривать как случайную величину из-за неизбежного разброса A , β_i , η_{ik} и др., связанного с неточностью задания интенсивности и повторяемости воздействия, неточностью определения характеристик материалов сооружения и его основания, условностью расчетной схемы и т. п.

В общем случае (произвольные законы распределения заданных случайных величин, нелинейные соотношения при их преобразованиях и т. п.) задача может быть решена методом статистических испытаний (Монте-Карло). Если в первом приближении принять (что часто делается) распределение случайных величин нормальным или логнормальным и использовать на всех этапах решения линеаризованные относительно случайных величин соотношения, то методика оценки надежности приобретает достаточно элементарный вид.

Будем полагать, что K_Σ , K_Φ , K_2 и Q_k в формуле (2.11) являются детерминированными величинами, а ускорение (в пределах данного балла), деформационные и прочностные характеристики материалов распределены по нормальному закону. Кроме того, примем, что коэффициенты динамичности $\beta_i = \beta(T_i)$ являются неслучайной (регламентированной нормами [93]) функцией случайных периодов T_i (или частот f_i). Естественно, возможны и иные предположения относительно входящих в (2.11) величин.

В (2.11) целесообразно отдельно рассматривать случайные сомножители, зависящие от параметров сооружения ($\beta_i \eta_{ik}$) и от воздействия (A).

Численные эксперименты, выполненные для ряда расчетных схем сооружений (многомассовых систем на винклеровском основании), показывают, что при вариации в достаточно широких пределах параметров этих схем (модулей упругости материалов, жесткости основания и т. п.) зависимости собственных частот от этих параметров близки к линейным и могут быть линеаризованы, т. е. представлены в виде: $f_i = \{a_i\}^T \{\lambda_s\} + b_i$, где $\{\lambda_s\}$ — вектор, составленный из параметров λ_s ; $\{a_i\}$, b_i — вектор коэффициентов и коэффициент.

Таким образом, если параметры λ_s распределены по нормальному закону с математическими ожиданиями $m(\lambda_s)$ и корреляционной матрицей $[K_{\lambda_s}]$, то и каждая из частот f_i распределена нормально с математическим ожиданием $m(f_i) = \{a_i\}^T \{m(\lambda_s)\} + b_i$ и дисперсией $D(f_i) = \{a_i\}^T [K_{\lambda_s}] \{a_i\}$.

Коэффициент корреляции между i -й и j -й собственными частотами имеет вид: $K_{f_i f_j} = \{a_i\}^T [K_{\lambda_s}] \{a_j\}$.

Численные эксперименты показывают также, что зависимости произведений $\beta_i \eta_{ik}$ от частот f_i также обладают лишь слабой нелинейностью и могут быть линеаризованы:

$$\beta_i \eta_{ik} = \{c_i\} f_i + \{d_i\}, \quad (2.15)$$

где $\{c_i\}$, $\{d_i\}$ — векторы коэффициентов. Усилия в сооружении определяются линейной комбинацией S_{ik} , т. е. соотношением

$$N_i = \{h_N\}^T \{S_i\}, \quad (2.16)$$

где $\{h_N\}$ — вектор соответствующих коэффициентов. Отсюда с учетом (2.15) и (2.16) получаем: $N_i = K_3 K_2 K_\Phi \Delta N_i^*$, где $N_i^* = \{h_N\}^T [Q] (\{c_i\} f_i + \{d_i\})$.

Обозначим по аналогии с (2.7) $N^* = \left(\sum_{i=1}^r (N_i^*)^2 \right)^{1/2}$. Разложив

это выражение в ряд Тейлора около математических ожиданий $m(N_i^*)$ и сохранив только линейные члены, получим приближенную формулу:

$$N^* = \sum_{i=1}^r \frac{m(N_i^*)}{m(N^*)} \{h_N\}^T [Q] (\{c_i\} f_i + \{d_i\}),$$

$$\text{где } m(N_i^*) = \{h_N\}^T [Q] (\{c_i\} m(f_i) + \{d_i\}); \quad m(N^*) = (\{m(N_i^*)\}^T \{m(N_i^*)\})^{1/2}.$$

Тогда для дисперсии N^* получим:

$$D(N^*) = \frac{\{m(N_i^*)\}^T [\kappa_N] [K_f] [\kappa_N] \{m(N_i^*)\}}{(m(N^*))^2},$$

где $[\kappa_N]$ — диагональная матрица порядка $r \times r$ с элементами: $(\kappa_N)_{ii} = \{h_N\}^T [Q] \{c_i\}$; $[K_f]$ — корреляционная матрица собственных частот.

Если вычисляется другое усилие M (от тех же нагрузок S_{ik}), то коэффициент корреляции между N^* и M^* определяется по формуле

$$K_{NM}^* = \frac{\{m(N_i^*)\}^T [\kappa_N] [K_f] [\kappa_N] \{m(N_i^*)\}}{m(N^*) m(M^*)},$$

где все сомножители для M вычисляются так же, как для N .

Разложив $N = K_{\Sigma} K_2 K_{\Phi} A N^*$ в ряд в окрестности точки ($m(A)$, $m(N^*)$) и сохраняя (с учетом существенно различной изменчивости рассматриваемых случайных величин) только линейные члены, получим:

$$N = K_{\Sigma} K_2 K_{\Phi} (m(N^*) (A - m(A)) + m(A) N^*) + \dots,$$

т. е. в первом приближении величина N распределена по нормальному закону с математическим ожиданием и дисперсией:

$$m(N) = K_{\Sigma} K_2 K_{\Phi} m(A) m(N^*);$$

$$D(N) = (K_{\Sigma} K_2 K_{\Phi})^2 ((m(N^*))^2 D(A) + (m(A))^2 D(N^*)),$$

где $m(A)$ и $D(A)$ могут быть определены, в частности, по интегральной кривой распределения, приведенной в [51].

Если вероятность появления землетрясения с интенсивностью I_k баллов и повторяемостью один раз в τ_k лет подчинена закону Пуассона [87], то при сроке службы сооружения τ_0 лет вероятность того, что оно подвергнется такому землетрясению:

$$P(I_k) = \frac{\tau_k}{\tau_0} \exp\left(-\frac{\tau_k}{\tau_0}\right), \quad (2.17)$$

и вероятность возникновения усилия N определяется по формуле полной вероятности:

$$P(N) = \sum_k P(I_k) P(N_k/I_k), \quad (2.18)$$

где N_k — усилие, соответствующее интенсивности I_k . При учете различных направлений воздействия (характеризуемых углами α_j) получим:

$$P(N) = \sum_j P(\alpha_j) P(N_{\alpha_j}/\alpha_j), \quad (2.19)$$

где $P(\alpha_j)$ — вероятность направления α_j ; N_{α_j} — соответствующее усилие.

Вероятность отказа определяется по формулам (1.51) — (1.54).

Решение задачи усложняется лишь несущественно и в общем случае, когда не делается никаких предварительных допущений о характере распределения величины ускорения A , т. е. когда может быть использовано любое (в том числе эмпирическое) распределение.

Действительно, проводя все рассуждения и выкладки при заданном значении A , получаем выражения для вероятности отказа в виде

$$V'_A = 0,5 - \Phi(m_F^{(A)}/\sigma_F^{(A)}),$$

где $m_F(A)$ и $\sigma_F(A)$ — математическое ожидание и стандарт случайной величины F в формулах (1.51) или (1.53) при рассматриваемом значении A . Повторив эту процедуру для различных значений A , получим функцию $V'(A)$, представляющую собой условную вероятность отказа. Наконец, зная плотность вероятности $p^{(j)}_A(A)$ распределения ускорений A при землетрясениях интенсивностью I_j баллов, полную вероятность отказа при таком землетрясении можно найти по формуле

$$V'_j = \int_{-\infty}^{\infty} V'(A) p^{(j)}_A(A) dA. \quad (2.20)$$

Тогда вероятность отказа с учетом всех возможных землетрясений вычисляется по формуле полной вероятности:

$$V = \sum_j P_j V'_j, \quad (2.21)$$

где P_j — вероятность землетрясения интенсивностью I_j .

Оценки надежности оборудования (и его опорных конструкций) при статических и сейсмических воздействиях также можно получить в рамках квазистатического подхода, т. е. при расчетах по поэтажным спектрам [7]. Вектор сейсмических инерционных нагрузок $\{S_i\}$, соответствующих i -й собственной форме оборудования, вычисляется по формуле (2.5). Его можно рассматривать как случайный в силу неизбежного разброса величин W , $\{\eta_i\}$ и пр., связанного с вариацией интенсивности, повторяемости и спектрального состава землетрясений, неточностью определения характеристик сооружения и оборудования, условностью расчетных схем и режимов работы и т. п.

В качестве первого приближения примем следующую систему основных допущений: повторяемость землетрясений подчинена закону Пуассона; величина пикового ускорения (в пределах данного балла) распределена по нормальному закону; при построении ПА используются линейно-упругие расчетные модели сооружений. Тогда в силу последнего допущения

$$W(f_i, \lambda_1, \dots, \lambda_k) = AW^*(f_i, \lambda_1, \dots, \lambda_k), \quad (2.22)$$

где A — пиковое значение ускорения грунта; W^* — спектр при $A=1$; λ_s — параметры расчетной модели (жесткость основания, характеристики затухания и т. д.), рассматриваемые как случайные величины.

Далее, можно принять, что величины $W^*(f_i, \lambda_1, \dots, \lambda_k)$ для каждой частоты f_i , вычисленные по акселерограммам различного спектрального состава и длительности при вариациях λ_s , распределены по нормальному закону. Другой подход

состоит в допущении того, что по нормальному закону распределены параметры λ_s .

В последнем случае функцию $W^*(f_i, \lambda_1, \dots, \lambda_k)$ можно линеаризовать по параметрам λ_s при фиксированном значении f_i .

$$W^*_i = W^*(f_i, \lambda_1, \dots, \lambda_k) = \{a(f_i)\} \{\lambda\} + b(f_i), \quad (2.23)$$

где $\{a(f_i)\}$, $b(f_i)$ — соответствующие коэффициенты.

Тогда W^*_i также будут распределены по нормальному закону с математическим ожиданием и дисперсией:

$$m(W^*_i) = \{a(f_i)\}^T \{m(\lambda)\} + b(f_i);$$

$$D(W^*_i) = \{a(f_i)\}^T [K_\lambda] \{a(f_i)\},$$

где $\{m(\lambda)\} = \{m(\lambda_1), \dots, m(\lambda_k)\}$; $[K_\lambda]$ — корреляционная матрица параметров λ_s .

Коэффициент корреляции между W^*_i и W^*_j

$$K(W^*_i W^*_j) = \{a(f_i)\}^T [K_\lambda] \{a(f_j)\}.$$

В частном случае, когда параметры λ_s не коррелированы,

$$D(W^*_i) = \sum_{s=1}^k a_s^2(f_i) D(\lambda_s);$$

$$K(W^*_i W^*_j) = \sum_{s=1}^k a_s(f_i) a_s(f_j) D(\lambda_s).$$

Из (2.22) в линейном приближении получим

$$W = A m(W^*) + W^* m(A) - m(A) m(W^*) + \dots,$$

т. е. величины W_i также будут распределены по нормальному закону с математическим ожиданием и дисперсией:

$$m(W_i) = m(A) m(W^*_i);$$

$$D(W_i) = m^2(W^*_i) D(A) + m^2(A) D(W^*_i).$$

Коэффициент корреляции между W_i и W_j равен

$$K(W_i W_j) = m(W^*_i) m(W^*_j) D(A) + m^2(A) K(W^*_i W^*_j).$$

Усилия (напряжения) в элементах оборудования N_i , соответствующие сейсмическим нагрузкам по i -й форме, определяются линейной комбинацией компонент $\{S_i\}$, т. е.

$$N_i = \{h_i\}^T \{S_i\} = W_i g \{h_i\}^T [M] \{\eta_i\} = W_i C_i,$$

где $C_i = g \{h_i\}^T [M] \{\eta_i\}$; $\{h_i\}$ — соответствующие коэффициенты.

Вероятностные характеристики усилий и вероятность отказа оборудования определяются так же, как для сооружений. Примеры оценки надежности даются в гл. 10, 12 и 13.

ТОРНАДО И УРАГАНЫ

3.1. ОБЩАЯ ХАРАКТЕРИСТИКА И РАСЧЕТНАЯ
ИНТЕНСИВНОСТЬ ТОРНАДО

Согласно принятой в [102] классификации различают «экстремальные метеорологические переменные» и «экстремальные метеорологические явления». К первым относятся наибольшие возможные значения таких параметров, как скорость ветра, количество атмосферных осадков, высота снежного покрова, температура наружного воздуха, получаемые путем регулярных замеров на метеорологических станциях. Ко вторым — особенно интенсивные явления, прежде всего ураганы и торнадо, максимальные параметры которых ввиду их редкости могут и не быть зафиксированы на многих метеорологических станциях.

В этой главе будут рассмотрены принципы учета экстремальных метеорологических явлений, причем главное внимание будет уделено торнадо, поскольку методы расчета на это воздействие в отечественных нормах отсутствуют. Учет экстремальных метеорологических переменных (если не считать их более высоких, чем обычно, значений) с точки зрения обеспечения прочности и безопасности АС не представляет каких-либо особенностей, а потому здесь не затрагивается.

Торнадо* [47, 89] представляет собой стремительно вращающийся столб воздуха, образующийся чаще всего во время сильной грозы и наблюдающийся как воронкообразный вихрь, опускающийся к земле от нижней границы облаков. При своем движении он иногда соприкасается с землей не непрерывно, а периодически (через несколько километров пути) приподымается, а затем вновь опускается до земли («скачущее торнадо»). Скорость ветра в нем может достигать чрезвычайно больших значений, и потому из всех метеорологических явлений оно обладает наибольшей энергией и разрушительной способностью.

В разных странах и частях света (в США, Австралии, Западной Европе, Индии, Японии) торнадо возникают с различной частотой. Их размеры и интенсивность в разных местах неодинаковы. Так, например, в США диаметр вихря обычно составляет порядка 300 м, скорость его перемещения относительно земли от 30 до 100 км/ч, длина траектории примерно 15 км, максимальная зафиксированная тангенциальная скорость около 350 км/ч, хотя не исключено, что она может быть

* Термин «торнадо» принят в [102] как синоним термина «смерч».

и выше. В Японии торнадо (местное название — татсумаки) обычно меньше: диаметр около 50 м, скорость поступательного движения 40—50 км/ч, средняя длина траектории около 3 км, максимальная тангенциальная скорость около 200 км/ч.

На территории СССР [97] смерчи наблюдались в европейской части (на востоке Белоруссии, в Прибалтике, на Украине, в Молдавии, в центральных областях), на Урале. Наиболее часто они возникают на Черном море вблизи Кавказского побережья, что связано с вторжением холодного воздуха при температуре воды 20°C и выше. По последним данным в европейской части СССР ежегодно фиксируется 8—10 случаев возникновения смерчей. Действительное их число, по-видимому, значительно больше, однако из-за малых размеров они не всегда отмечаются метеорологическими станциями (расстояние между которыми составляет 70—80 км). Возможно, по этой же причине меньшее число смерчей зарегистрировано в иных, менее плотно заселенных регионах.

В нашей стране смерчи возникают в теплое время года (с мая по август), чаще всего днем. Они обычно перемещаются с юго-запада на северо-восток. Скорость их движения относительно земли и длина траектории примерно такие же, как в США, но размеры вихря обычно меньше — его диаметр в среднем составляет 160 м. Скорость ветра в вихре чаще всего не превышает 50 м/с, хотя имеются наблюдения, когда в центральных областях РСФСР она достигала 100 м/с, а возможно, и больше.

Сходным с торнадо, но пока недостаточно изученным явлением являются водяные смерчи, которые образуются над водными пространствами, но в отдельных случаях заходят в глубь суши на расстояния до нескольких километров. Эти смерчи обычно меньше по размеру и менее интенсивны, чем торнадо, но иногда также могут обладать разрушительной способностью.

Физическая модель торнадо, которую сейчас обычно применяют для инженерных расчетов, представляет собой вихрь, скорость ветра в котором (рис. 3.1) при удалении от оси сначала возрастает до максимального значения V_{rot} , достигаемого при радиусе $r=R_m$, а затем убывает (V_{rot} является геометрической суммой тангенциальной V_t и радиальной V_r составляющих скорости). Относительно земли вихрь перемещается со скоростью V_{tr} . В его середине давление ниже атмосферного на величину p_a ; скорость падения давления при прохождении торнадо равна dp_a/dt .

Хотя торнадо обладает огромной разрушительной способностью, вероятность его появления в какой-либо конкретной местности настолько мала, что для обычных промышленных и гражданских объектов их учет, как правило, считается эко-

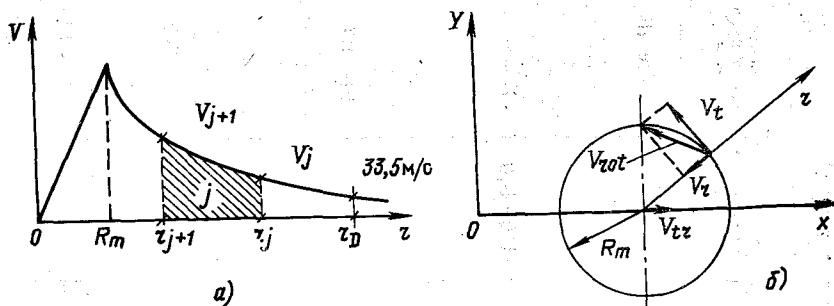


Рис. 3.1. Скорость ветра в вихре торнадо:

а — зависимость скорости от радиуса (заштрихован диапазон, соответствующий j -му классу торнадо); б — компоненты максимальной скорости V_{rot} и скорость движения вихря V_{tr}

номически нецелесообразным. В то же время для АС учет этого явления обязателен [102, 115, 128].

При рассмотрении данного воздействия необходимо принимать во внимание следующие факторы: 1) давление ветра, вызываемое прямым действием воздушного потока на сооружение; 2) давление, связанное с изменением поля атмосферного давления при прохождении торнадо над сооружением; 3) удар летящих предметов, увлекаемых ветром торнадо.

По нормам США [128] (где накоплен наибольший опыт защиты АС от торнадо) при проектировании должна быть обеспечена целостность частей станции, важных для обеспечения безопасности, причем их работоспособность требуется лишь в той степени, в какой это необходимо для указанной цели. Например, защитная оболочка реакторного отделения, строительные конструкции спецкорпуса и т. п. не должны обрушиться и должны гарантировать защиту систем от летящих предметов, но не требуется сохранения плотности защитной оболочки при перепаде давлений, вызываемом прохождением торнадо. Конструкции и системы, не защищенные дополнительными барьерами, должны проектироваться с учетом воздействия торнадо, в том числе удара летящих тел. Не требуется обязательного сохранения работоспособности всех систем I категории сейсмостойкости, поскольку совпадение землетрясения и торнадо является маловероятным. В то же время только физическое разделение дублирующих систем безопасности считается недостаточным с точки зрения защиты от торнадо, в том числе и от летящих предметов (в отличие, например, от случая падения на АС самолета — см. гл. 4 и 9).

Количественная оценка интенсивности торнадо и прогнозирование его параметров осуществляется на основе шкал, разработанных Фуджитой и Пирсоном (табл. 3.1). По классифи-

Таблица 3.1 Шкалы Фуджиты и Пирсона для торнадо [102]

Класс i	Классификация Фуджиты		Классификация Пирсона	
	Ожидаемые повреждения	Диапазон максимальных скоростей ветра V_i , м/с	Диапазон длины пути L_i , км	Диапазон ширины пути W_i , м
0	<i>Слабые повреждения:</i> некоторые повреждения труб и телевизионных антенн; сломаны ветки деревьев; повалены деревья с неглубоко залегающими корнями	Менее 33	Менее 1,6	Менее 16
1	<i>Средние повреждения:</i> сорваны крыши; разбиты окна; перевернуты или перебиты легкие автоприцепы; некоторые деревья вырваны с корнями или унесены; движущиеся автомобили снесены с дороги (32,6 м/с—начало ураганной скорости ветра)	33—49	1,6—5,0	16—50
2	<i>Значительные повреждения:</i> сорваны крыши с каркасов домов (прочные вертикальные стены не разрушаются); разрушены неустойчивые здания в сельских районах; разрушены жилые автоприцепы; крупные деревья вырваны с корнями или унесены; опрокинуты железнодорожные товарные вагоны; подняты в воздух легкие предметы, снесены автомобили с шоссе	50—69	5,1—16,0	51—160
3	<i>Серьезные повреждения:</i> сорваны крыши с каркасов домов и разрушена часть вертикальных стен; некоторые здания в сельской местности полностью разрушены; перевернуты поезда; разорваны конструкции со стальной обложкой типа ангаров или пакгаузов; автомобили отрывались от земли и подбрасывались в воздух; большинство деревьев в лесу вырвано с корнями, унесено или повалено на землю	70—92	16,1—50,9	161—509

Класс i	Классификация Фуджиты		Классификация Пирсона	
	Ожидаемые повреждения	Диапазон максимальных скоростей ветра V_i , м/с	Диапазон длины пути L_i , км	Диапазон ширины пути L_i , м
4	<i>Опустошительные повреждения:</i> каркасы домов повалены на землю целиком, остались лишь груды обломков; стальные конструкции сильно разрушены; кора с деревьев содрана небольшими летящими обломками; автомобили и поезда отброшены на некоторое или значительное расстояние; крупные летящие предметы в воздухе	93—116	51—160	510—1600
5	<i>Потрясающие повреждения:</i> каркасы домов полностью сорваны с фундаментов, железобетонные конструкции сильно повреждены; в воздухе летящие предметы размером с автомобиль; могут возникнуть чрезвычайные явления	117—140	161—507	1601—5070
6—12	<i>Невообразимые разрушения:</i> если случится торнадо с максимальной скоростью ветра, превышающей класс F_6 , то степень и тип повреждений трудно предположить. Ряд летящих предметов, таких как холодильники, водонагреватели, цистерны, автомобили, могут нанести серьезные вторичные повреждения конструкциям	141—до скорости звука		

кации Фуджиты интенсивность торнадо характеризуется наибольшими разрушениями в пределах его следа. Возможные торнадо разбиты на 13 классов F_i ($i=0, 1, \dots, 12$), которые связывают ожидаемые повреждения с возможными максимальными скоростями ветра V_i , рассчитываемыми по формуле $V_i = 6,3(i+2)^{1,5}$, где $i=1, 2, \dots, 5^*$.

Классы Пирсона P_i характеризуют торнадо по ожидаемым длине L_i и ширине W_i пути. Нижний предел $L_i = 1609 \times 10^{0,5(i-1)}$ м, где $i=0, \dots, 5^*$.

Ширина пути, м, определяется как средняя ширина зоны повреждений в направлении, перпендикулярном перемещению (участки, где торнадо отрывалось от земли, не учитываются). Ее нижний предел $W_i = 0,01L_i$.

Определение класса расчетного торнадо на площадке, вызываемых нагрузок и пр. обычно выполняется с использованием следующего закона распределения скорости ветра в вихре:

$$V_r = \begin{cases} \frac{r}{R_m} V_m & \text{при } 0 \leq r < R_m; \\ \frac{R_m}{r} V_m & \text{при } R_m \leq r < \infty, \end{cases} \quad (3.1)$$

где V_m — максимальное значение тангенциальной составляющей скорости ветра. Кроме того, обычно принимают упрощенное (вообще говоря, нестрогое) допущение о том, что суммарная горизонтальная скорость ветра пропорциональна его тангенциальной компоненте:

$$V_{max} = KV_r. \quad (3.3)$$

В рекомендациях [102] предлагается следующая процедура задания расчетного класса торнадо, учитываемого в проекте АС.

1. Выделяется достаточно большой и однородный по метеорологическим и физико-географическим условиям район, включающий площадку АС, для которого зависимость между средней площадью повреждений и скоростью ветра устанавливается в следующем виде: $\log a_i = c \log \bar{V}_i - k$, где a_i — средняя площадь повреждений для класса i по шкале Фуджиты; \bar{V}_i — средняя скорость ветра для этого класса; c, k — константы, получаемые из линейного регрессионного анализа методом наименьших квадратов.

2. Устанавливается зависимость между частотой и интенсивностью торнадо. Для этого внутри района, рассмотренного в п. 1, выбирается ограниченный район площадью A (вклю-

* Торнадо классов F_6 и выше фактически пока не наблюдались и являются гипотетическими.

чающий площадку АС) и для него строится зависимость $\log n_i = c' V_{i+1} + k'$, где V_{i+1} — минимальная скорость ветра для $(i+1)$ -го класса (она же — максимальная для i -го класса) по шкале Фуджиты; n_i — накопленная частота возникновения торнадо со скоростями ветра более V_{i+1} ; c' , k' — константы, получаемые на основе линейного регрессионного анализа по методу наименьших квадратов. На основе этой зависимости определяется повторяемость λ_i (событий в год) для каждого класса торнадо.

3. Устанавливается вероятность того, что скорость ветра превзойдет определенную величину, что осуществляется на основе следующих соображений. Допустим, что произошло торнадо i -го класса, характеризующееся определенной максимальной скоростью ветра V_{max} . Согласно (3.2) и (3.3) при $r \geq R_m$ скорость ветра обратно пропорциональна радиусу r . Согласно шкале Фуджиты наименьшая скорость, при которой наблюдаются повреждения, составляет $V = 33,5$ м/с. Если обозначить радиус, на котором она достигается, через r_D (см. рис. 3.1,а), то связь между скоростью ветра в вихре и радиусом запишется в виде:

$$Vr = 33,5r_D. \quad (3.4)$$

Скорости ветра в различных частях вихря неодинаковы, поэтому можно выделить диапазоны значений радиуса, в которых скорости соответствуют различным классам торнадо. На рис. 3.1,а заштрихован диапазон для j -го класса с минимальной скоростью V_j и максимальной V_{j+1} . Длина пути для торнадо i -го класса по шкале Пирсона равна L_i , и, следовательно, площадь повреждений при таком торнадо, соответствующих j -му классу, составит $a_{ij} = 2(r_j - r_{j+1})L_i$, а общая площадь повреждений: $a_i = 2r_D L_i$. Отсюда, вычислив с помощью (3.4) r_j и r_{j+1} , найдем (для $i \leq j$):

$$a_{ij} = \frac{33,5a_i(V_{j+1} - V_j)}{V_j V_{j+1}}.$$

Наибольшие повреждения произойдут на расстояниях от оси торнадо до радиуса r_i , соответствующего наименьшей скорости для i -го класса, т. е.

$$a_{ii} = \frac{33,5a_i}{V_i}. \quad (3.5)$$

Вероятность того, что в районе площадью A в течение года реализуется скорость ветра, соответствующая j -му классу торнадо,

$$P(V_j \leq V \leq V_{j+1}) = \frac{1}{A} \sum_{i=j}^n \lambda_i a_{ij}.$$

Таблица 3.2. Характеристики торнадо по нормам США [89]

Район	Максимальная скорость ветра, км/ч	Скорость вращения, км/ч	Скорость поступательного движения, км/ч	Радиус, соответствующий максимальной скорости вращения воздушного потока, м	Общая величина падения давления, кПа	Скорость падения давления, кПа/с
I	580	467	113	45,7	20,7	13,8
II	483	386	96,5	45,7	15,5	8,3
III	386	306	80,5	45,7	10,4	4,1

где λ_i — повторяемость, вычисленная в п. 2; n — наивысший класс торнадо, возможный в данном районе.

4. С помощью (3.5) находится вероятность того, что в районе A в течение года произойдет торнадо с интенсивностью не ниже k -го класса, т. е. что скорость ветра окажется не ниже V_k :

$$P(V_k < V) = \sum_{j=k}^n P(V_j \leq V \leq V_{j+1}). \quad (3.6)$$

Отсюда, задавшись значением минимальной вероятности торнадо, учитываемого в проекте АС, можно найти расчетную максимальную скорость ветра V_{max} .

Подобный прием (с некоторыми упрощениями) был использован, например, при составлении норм США [115, 128]. Считалось, что вероятность прохождения в течение года через определенный участок местности торнадо с максимальной скоростью V_{max} равна: $P(S, V_{max}) = P(V_{max})P(S)$, где $P(V_{max})$ определяется согласно (3.6), а $P(S) = \bar{n}\bar{a}/A$, где \bar{n} — среднее число появлений торнадо в течение года; \bar{a} — средняя площадь повреждений от одного торнадо; A — то же, что в п. 2. Далее расчетное торнадо назначалось, исходя из допускаемой вероятности превышения максимальной скорости ветра 10^{-7} , т. е. из соотношения $P(V_{max})P(S) = 10^{-7}$.

На основе такого анализа вся территория США разбита на три района, в каждом из которых задано торнадо соответствующего типа с характеристиками, приведенными в табл. 3.2.

3.2. НАГРУЗКИ ПРИ ТОРНАДО

Ниже рассмотрены методы определения нагрузок на строительные конструкции и системы АС, обусловленных тремя основными факторами, перечисленными в § 3.1.

1. Ветровое давление. Обычные методы определения ветрового давления, использованные в [95], не могут быть применены в случае торнадо, поскольку в нем распределение

скорости ветра является трехмерным. Однако иногда пренебрегают изменением этой скорости (а следовательно, и ветрового давления) по высоте. В частности, на такой основе разработана методика, предназначенная для расчетов на торнадо АС в США [89]. В соответствии с ней ветровое давление представляется в виде:

$$p_w = q_F C_p + q_m C_{pi}, \quad (3.7)$$

где q_F и q_m — соответственно основное внешнее и внутреннее давление; C_p — коэффициент внешнего давления, зависящий от формы здания и расположения рассматриваемой поверхности относительно направления ветра; C_{pi} — коэффициент внутреннего давления, зависящий от проницаемости стены (отношения площади открытых проемов S_0 к общей площади стены S). Коэффициенты C_p и C_{pi} приведены в строительных нормах США; подобные им коэффициенты имеются и в отечественных нормах [95]. Очевидно, что для зданий без проемов, какими часто являются сооружения АС, второй член в (3.7) равен нулю.

Внешнее и внутреннее давления вычисляются по формулам:

$$q_F = \frac{1}{2} \rho V_{max}^2 C_S^F; \quad q_m = \frac{1}{2} \rho V_{max}^2 C_S^M,$$

где ρ — плотность воздуха ($\rho = 1,225$ кг/м³); V_{max} — максимальная скорость ветра в торнадо; C_S^F и C_S^M — коэффициенты приведения, определяемые следующим образом.

Коэффициент C_S^F определяется по графику на рис. 3.2 в зависимости от отношения L/R_m , где L — горизонтальный размер площади, с которой собирается нагрузка на рассматриваемый элемент конструкции, в плоскости, перпендикулярной направлению скорости ветра (если ветровая нагрузка распределена на несколько элементов конструкции, например, посредством горизонтальной диафрагмы, то L — горизонтальный размер суммарной площади сбора нагрузки на эти элементы в той же плоскости).

Коэффициент C_S^M для сооружений, проемы в которых примерно одинаковы по размеру и достаточно равномерно распределены по периметру, также определяется по графику на рис. 3.2; в качестве L используется горизонтальный размер в плоскости, перпендикулярной ветру. В

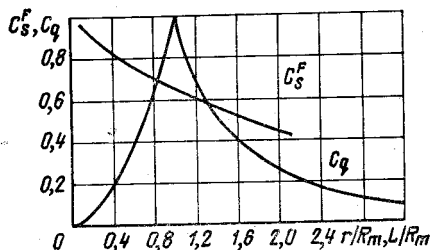


Рис. 3.2. Коэффициенты C_S^F и C_q для расчета ветрового давления при торнадо

противном случае план сооружения, вычерченный в безразмерных единицах L/R_m в таком же масштабе, как ось абсцисс на рис. 3.2, накладывается на этот график так, чтобы рассматриваемая поверхность совпадала с осью абсцисс, а левый край сооружения находился в точке с координатой

$$\left(\frac{r_1}{R_m}\right) = \frac{1}{2} \left(-\frac{L}{R_m} + \sqrt{\left(\frac{L}{R_m}\right)^2 + 4} \right).$$

Для каждого открытого проема площадью A_{0i} , по графику находится соответствующее значение C_{qi} , после чего определяется коэффициент

$$C_S^M = \frac{\sum_{i=1}^N A_{0i} C_{qi}}{\sum_{i=1}^N A_{0i}},$$

где N — общее число проемов.

Существует более точная методика определения ветрового давления, учитывающая трехмерный характер распределения скорости ветра в вихре [129]. Ее изложение применительно к круглым в плане зданиям имеется в [24], а пример расчета по ней дан в гл. 9.

2. Падение атмосферного давления можно найти с помощью уравнения циклострофического ветра:

$$dp_a/dr = \rho V_m^2/r,$$

интегрируя которое с учетом (3.1) и (3.2), получаем:

$$p_a(r) = \begin{cases} \frac{\rho V_m^2}{2} \left(2 - \frac{r^2}{R_m^2} \right) & \text{при } 0 \leq r \leq R_m; \end{cases} \quad (3.8)$$

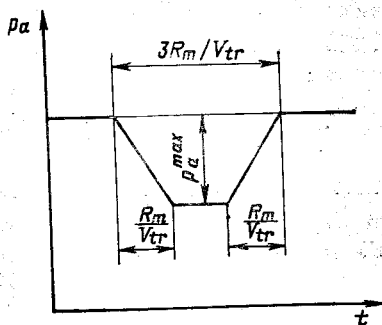
$$p_a(r) = \begin{cases} \frac{\rho V_m^2}{2} \frac{R_m^2}{r^2} & \text{при } R_m \leq r < \infty, \end{cases} \quad (3.9)$$

В закрытых сооружениях, какими обычно бывают корпуса АС, давление внутри здания при прохождении торнадо не изменяется. Поэтому для них максимальная величина падения давления достигается при $r=0$ и равна $p_a^{max} = \rho V_m^2$. Напротив, в полностью открытых сооружениях внутреннее и внешнее давления уравниваются практически мгновенно и дополнительные нагрузки на строительные конструкции от падения давления равны нулю.

Наконец, в случае частично открытого сооружения дополнительное давление на конструкции зависит от скорости течения воздуха через помещения здания. Соответствующая методика расчета приведена в [89].

Рис. 3.3. Приближенный закон падения атмосферного давления при прохождении вихря торнадо (обозначения соответствуют рис. 3.1)

Изменение давления во времени можно найти, полагая в (3.8) и (3.9) $r = V_{tr}t$. Можно также использовать упрощенную зависимость $p_a(t)$, приведенную в [89], и показанную на рис. 3.3.



3. Летящие предметы. В качестве объектов, которые при торнадо могут сыграть роль потенциальных «снарядов», обычно рассматриваются различные плохообтекаемые тела (деревянные брусья, стальные стержни и трубы, автомобили и т. п.). Аэродинамика таких тел пока разработана недостаточно хорошо, особенно для случая неуправляемого полета в воздушном потоке. Неопределенными являются также динамические и аэродинамические характеристики предметов, начальные условия задачи (положение и скорости тел при их захвате вихрем) и т. п. Хотя эксперименты с такими телами в аэродинамической трубе, а также расчеты их полета по упрощенным методикам [89] выполнялись, получаемые при этом данные следует рассматривать как сугубо ориентировочные.

В рекомендациях МАГАТЭ [102] предлагается рассматривать по крайней мере три типа летящих тел, а именно: массивные тела, обладающие большой кинетической энергией и вызывающие при соударении с конструкцией ее общую деформацию; большие жесткие тела, приводящие к локальному пробиванию защитных конструкций; небольшие жесткие предметы, которые могут проникнуть внутрь через отверстия в этих конструкциях. В качестве таких тел в [102] предлагается рассмотреть автомобиль с массой 1800 кг; 200-мм бронебойный артиллерийский снаряд массой 125 кг; сплошную стальную сферу диаметром 2,5 см. Скорость в момент удара составляет 35% максимальной горизонтальной скорости ветра. Несколько иной набор летящих тел приведен в [89] (табл. 3.3). Их скорости определялись путем расчета.

Проверка прочности строительных конструкций при ударе летящих тел осуществляется методами, изложенными в гл. 4 и 6. При этом такие предметы, как автомобиль и деревянные брусья, обычно рассматривают как «мягкие» (легкодеформируемые), а остальные предметы — как «жесткие» летящие тела.

Сочетание нагрузок при торнадо. Обозначим через W_T нагрузку на строительные конструкции при совмест-

Т а б л и ц а 3.3. Характеристики и максимальные горизонтальные скорости летящих тел при торнадо [89]

Летающий предмет	Размеры, м	Масса, кг	Максимальная скорость, м/с, при торнадо в районах (по табл. 3.2)		
			I	II	III
Деревянные брусья	0,1×0,3×3,7	45—60	83	70	58
Шестидюймовая труба	Ø0,168, L=4,6	130	52	42	10
Автомобиль	5×2×1,3	1810	59	52	41
Однодюймовые массивные стальные стержни	Ø0,0254, L=0,92	3,7	51	40	8
13,5-дюймовые опоры	Ø0,343, L=10,7	440—580	55	48	26
12-дюймовая труба	Ø0,32, L=4,6	340	47	28	7

ном действии ветрового давления (с максимальным значением нагрузки W_{Tq}), падении атмосферного давления (с максимумом W_{Tp}) и при ударе летящих тел (с максимумом W_{Tm}). Как показано в [89], значения W_{Tq} и W_{Tm} достигаются в той части вихря, где скорость ветра максимальна, т. е. при $r=R_m$. При этом нагрузка от падения давления составляет $0,5W_{Tp}$, а максимума она достигает в центре вихря. На основе этого анализа в [89] предложены следующие расчетные комбинации нагрузок при торнадо:

$$W_T = W_{Tp}; \quad (3.10)$$

$$W_T = W_{Tm}; \quad (3.11)$$

$$W_T = W_{Tq} + W_{Tm} + 0,5W_{Tp}. \quad (3.12)$$

Первая из них соответствует центру торнадо; вторая — случаю удара предмета, выброшенного с большой скоростью в ту часть вихря, где нагрузками от ветрового давления и падения атмосферного давления можно пренебречь; третья — нагрузке при $r=R_m$. Последнее сочетание, по-видимому, дает нагрузку с определенным запасом, так как вероятность удара с наибольшей силой, причем именно в уязвимое место конструкции, одновременного с максимальной нагрузкой от ветра и разрежения, весьма мала [89]. Однако методика более точной вероятностной оценки нагрузок при торнадо пока отсутствует.

3.3. УРАГАНЫ

Между 5 и 20° широты могут возникать атмосферные возмущения, именуемые тропическими циклонами, обладающие огромной энергией*, получаемой за счет скрытой теплоты, вы-

* Установлено, что тепловая энергия конденсации, выделенная ураганом за 1 ч, может оказаться эквивалентной электрической энергии, используемой в США в течение недели [89].

деляющейся при конденсации водяного пара. Тропические циклоны, скорость приземного ветра в которых превышает примерно 120 км/ч, принято называть ураганами [47]. Они возникают над океанами и, следовательно, опасны для АС, возводимых в прибрежных районах и на островах.

Для нахождения распределения вероятности экстремальных ветров при ураганах может быть использована методика, сходная с применяемой для этой цели в случае торнадо [89]. Анализ осуществляется в два этапа.

На первом этапе на основе статистической информации определяется повторяемость λ , год⁻¹, ураганов в достаточно обширной области, окружающей интересующую площадку (скажем, по 350 км от площадки в каждую сторону вдоль побережья и в сторону моря). В результате находят вероятность $P(H)$ хотя бы одного урагана за требуемый срок τ , для чего можно воспользоваться геометрическим распределением: $P(H) = 1 - (1 - \lambda)^{\tau}$, либо распределением Пуассона: $P(H) = 1 - \exp(-\lambda\tau)$.

На втором этапе оценивают распределения вероятностей метеорологических данных при урагане в зависимости от положения точки вдоль побережья и ее расстояния от берега, задаются достаточно обоснованной моделью, описывающей максимальные скорости ветров, и методом Монте-Карло находят условное распределение вероятностей скорости ветра при урагане $P(V/H)$.

Распределение вероятностей экстремальных ветров за рассматриваемый срок определяется по формуле полной вероятности $P(V) = P(V/H)P(H)$. Отсюда, задавшись допустимой вероятностью превышения скорости ветра за срок службы АС, можно найти расчетную скорость ветра.

С точки зрения обеспечения безопасности АС необходимо учитывать, во-первых, непосредственное воздействие ветра на сооружения (его скорость в приземном слое может достигать 250 км/ч) и, во-вторых, массивный нагон воды, известный под названием «штормовая бора», совместно с затоплением местности сильными ливнями. Величина нагона при урагане тем больше, чем больше радиус, на котором скорость ветра достигает максимума, и зависит от направления и скорости движения урагана, топографии морского дна, направления береговой линии. Защита АС от затопления должна обеспечиваться должным выбором отметки ее расположения или конструктивными мерами.

Методы расчета сооружений АС на ветровые нагрузки при урагане не содержат каких-либо принципиальных качественных отличий от используемых при ветрах меньшей интенсивности [22, 84, 95], хотя количественно нагрузки являются значительно большими. Так, например, при проектировании од-

ной из АС для района Карибского бассейна были приняты следующие величины скоростного напора ветра w_0 (которому пропорциональны статическая и динамическая составляющие ветровой нагрузки): для сооружений I категории — 3,44 кПа; для сооружений II и III категорий — 1,75 кПа; для открытых установок — 1,15 кПа. Для сравнения укажем, что согласно строительным нормам [95] максимальное нормативное значение ветрового давления w_0 для территории СССР составляет 0,85 кПа.

ГЛАВА 4

ОБЕСПЕЧЕНИЕ БЕЗОПАСНОСТИ АТОМНЫХ СТАНЦИЙ ПРИ АВИАКАТАСТРОФАХ

4.1. СОСТОЯНИЕ ВОПРОСА И ПОСТАНОВКА ЗАДАЧИ

Многие АС, особенно в густонаселенных промышленно развитых странах, располагаются в непосредственной близости от аэродромов или воздушных трасс с интенсивным движением самолетов. Поэтому необходимо считаться с возможностью и последствиями падения на сооружения АС терпящего бедствие самолета или его обломков. Учет этого воздействия предусматривается как отечественными нормами [54, 57], так и рекомендациями МАГАТЭ [99, 101]. При этом необходимо отметить, что в комплексе особых динамических воздействий (сейсмические, взрывные, ветровые и др.), рассматриваемых при расчетах сооружений и оборудования АС, процесс соударения летящего тела с сооружением пока является, по-видимому, наименее изученным.

При ударе самолета в здание АС возникают чрезвычайно большие нагрузки, для восприятия которых может потребоваться значительное усиление строительных конструкций и оборудования станции, приводящее к ее заметному удорожанию. В то же время вероятность реализации этого воздействия весьма мала. В связи с этим согласно [54, 57] учет падения самолета обязателен только в проектах атомных станций теплоснабжения (АСТ), располагающихся в непосредственной близости от населенных пунктов и поэтому обладающих особо высокой ответственностью. При проектировании ядерных объектов иного назначения — атомных электростанций (АЭС), атомных теплоэлектроцентралей (АТЭЦ) и др. — учет этого воздействия проводится по специальному требованию. Решение о необходимости такого учета, а также тип и параметры (скорость, масса) падающего самолета должны приниматься на основе рассмотрения воздушной обстановки в районе АС.

Статистика авиакатастроф показывает, что чаще всего они происходят при взлете или посадке самолета, т. е. вблизи аэропортов. Значительно реже случаются авиакатастрофы при полете по трассе (причем, большинство аварий в этом случае связано с потерей ориентации из-за плохой видимости, приводящей к столкновению с горами или другими препятствиями). Вероятность же падения гражданского самолета вдалеке от аэропортов и трасс движения ничтожно мала.

Анализ воздушной обстановки в районе АС может быть выполнен в соответствии с рекомендациями МАГАТЭ [101]. Используется подход как по ВДО, так и по УОВ.

При подходе по ВДО считается, что потенциальная опасность авиакатастрофы должна приниматься во внимание, если имеет место одно из следующих обстоятельств: 1) в пределах 4 км от станции располагаются границы воздушных трасс или маршрутов захода самолетов на посадку; 2) имеются любые аэропорты в пределах 10 км от площадки, или в пределах 16 км аэропорты с числом операций (взлетов и посадок) больше $500d^2$ в год, или за пределами 16 км с числом операций больше $1000d^2$ в год (где d — расстояние в километрах от площадки); 3) в пределах 30 км от площадки имеются военные объекты или воздушное пространство, используемые в качестве полигонов для практического бомбометания, что может представлять опасность для АС.

При подходе по УОВ необходимо определить вероятность P_0 , год⁻¹, падения самолета на некоторую стандартную площадь F_0 . Эта вероятность может быть принята равной $P_0 = P_1 + P_2 + P_3$, где P_1 , P_2 , P_3 — соответственно вероятности падения самолета на АС вследствие общего воздушного движения по всей стране, взлетно-посадочных операций в аэропортах и воздушного движения в пределах основных воздушных коридоров и других специфических мест с высокой вероятностью аварий. В некоторых странах при оценке вероятностей P_2 и P_3 рассматривается район радиусом 15 км от площадки. При оценке вероятности P_1 обычно используются статистические данные, касающиеся всей страны или других стран.

Зная P_0 , можно найти вероятность падения самолета на АС $P = P_0 F_{\Sigma} / F_0$, где F_{Σ} — эффективная площадь, представляющая собой проекцию площади элементов установки, важных с точки зрения обеспечения безопасности, на плоскость, перпендикулярную траектории движения самолета. Полученная величина P сопоставляется с величиной УОВ или величиной вероятности, закладываемой в основу проекта (ВВЗП), как описано во введении.

В ряде стран Западной Европы (например, ФРГ) статистика авиакатастроф показывает, что в любой точке террито-

рии вероятность падения самолета составляет $P_0=10^{-6}$ год⁻¹ на площадь $F_0=10^4$ м². Эффективная площадь АС равна $F_{\Sigma}=10^4 \div 4 \cdot 10^4$ м² (при угле наклона траектории к горизонту 10°—45°). Поскольку в этих странах ВВЗП принята равной 10^{-6} год⁻¹, было решено учитывать падение самолета в проектах всех АС.

Относительно высокая вероятность падения самолета в этих странах, по-видимому, объясняется как большим интенсивностью воздушного движения, так и небольшими размерами их территории. В США, территория которых значительно больше, близкая к указанной выше вероятность падения самолета P_0 получена лишь в непосредственной близости от аэродромов (до 8 км); причем для малых самолетов (массой до 5,7 т). Для больших гражданских самолетов и на остальной части территории вероятность P_0 меньше указанной.

При проектировании АС в разных странах учитываются неодинаковые самолеты. Так, в ФРГ предполагается падение высокоскоростного военного самолета с массой $m_c=20$ т и скоростью $v_0=215$ м/с. Примерно такие же характеристики самолета ($m_c=20$ т, $v_0=200$ м/с) предусмотрены советскими нормами [54]. В Швейцарии и Бельгии рассматривается падение коммерческого самолета с большей массой, но меньшей скоростью ($m_c=90 \div 100$ т, $v_0=85 \div 100$ м/с). Во Франции падение такого самолета учитывается только при расположении АС вблизи аэропорта, а в остальных случаях она рассчитывается на удар легкого (спортивного) самолета. В Швеции также учитывается легкий самолет ($m_c=5,7$ т, $v_0=45 \div 130$ м/с).

Из изложенного следует, что исключить необходимость учета падения самолета в проекте АС можно, во-первых, путем надлежащего выбора расположения площадки строительства или изменения трасс воздушного движения, с тем чтобы все потенциальные источники этого воздействия оказались за пределами ВДО. Если этого добиться нельзя, опасность падения самолета может быть уменьшена с помощью конструктивных мероприятий. Например, часто используемым приемом является рассредоточение дублирующих систем, важных для безопасности АС, чтобы они не могли быть одновременно выведены из строя падающим самолетом; можно уменьшить эффективную площадь F_{Σ} , расположив эти системы так, чтобы они были защищены неотчетственными элементами АС или какими-либо природными объектами и т. п.

При учете падения самолета в проекте АС проблема обеспечения прочности и надежности ее строительных конструкций и оборудования включает следующие аспекты: 1) изучение динамического взаимодействия летящего тела (самолета) с сооружением и определение расчетной нагрузки на строи-

тельные конструкции; 2) расчет защитных конструкций на местную прочность («пробивание») с целью недопущения падения обломков самолета и конструкций, жидкого топлива, огня и т. п. в герметичную зону; 3) исследование напряженно-деформированного состояния сооружения в целом и его общей устойчивости; 4) расчет колебаний строительных конструкций и динамических нагрузок, передающихся на оборудование и трубопроводы АС; 5) проверка прочности и работоспособности оборудования АС в рамках различных вероятностных моделей воздействия и работы конструкции; 6) анализ безопасности АС в случае возгорания или взрыва авиационного топлива. Все перечисленные вопросы, кроме последнего (не связанного с определением механической прочности или колебаний конструкций), подробнее рассмотрены в последующих параграфах данной главы.

При обеспечении безопасности с точки зрения воздействий, вызываемых топливом, необходимо учитывать следующие факторы [99, 101]: 1) горение топлива на открытом воздухе, вызывающее повреждение внешних элементов АС, важных с точки зрения безопасности; 2) взрыв части или всего топлива вне зданий АС; 3) проникновение продуктов горения в системы вентиляции или подачи воздуха, приводящее к воздействию на персонал или инициированию неправильного функционирования АС (например, замыкание в электрических системах или отказ аварийных дизель-генераторов); 4) проникновение топлива в здание через технологические отверстия или через проломы, образовавшиеся в результате катастрофы, или (в виде паров и аэрозолей) через приточные воздушные трубы, что может привести к пожарам и взрывам внутри здания или нежелательным побочным эффектам.

Защита станции от этих воздействий должна осуществляться с помощью штатных систем пожаротушения и конструктивными мерами (разделением систем, соответствующим размещением воздухозаборов и т. п.).

4.2. РАСЧЕТНЫЕ ДИНАМИЧЕСКИЕ НАГРУЗКИ НА СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ

Для анализа прочности строительных конструкций и колебаний зданий АС при авиакатастрофе необходимо прежде всего определить действующие на них динамические нагрузки. Обычно различают нагрузки от удара в здание фюзеляжа самолета, представляющего собой легкодеформируемую («мягкую») конструкцию, и от удара твердого обломка или детали.

Общий характер нагрузки при ударе «мягкого» летящего тела виден из рис. 4.1, где изображена экспериментально зарегистрированная сила при стрельбе по жесткой мишени спе-

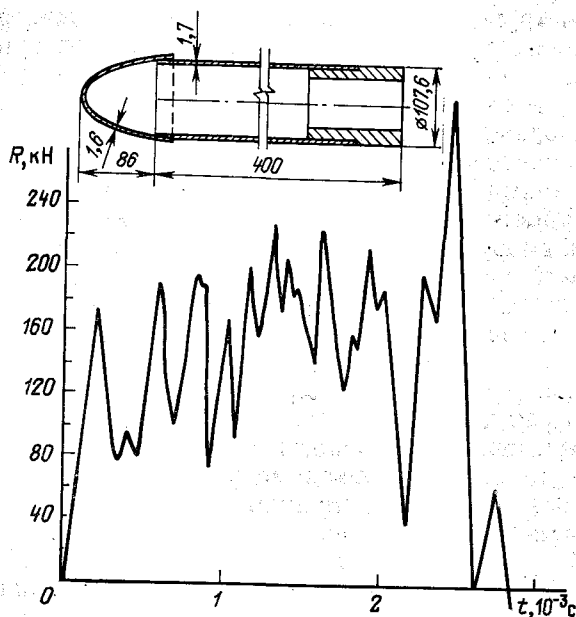


Рис. 4.1. Экспериментальные нагрузки на преграду при ударе «мягкого» снаряда [109]

циальными легкодеформируемыми снарядами в виде тонкостенных оболочек вращения [109]. Хотя массы и жесткости этих снарядов плавно изменялись по их длине, нагрузки при ударе в мишень получались «пикообразными». Их можно представить в виде: $R(t) = \bar{R}(t) + \Delta R(t)$, где $\bar{R}(t)$ — среднее значение («плавная» функция); $\Delta R(t)$ — вибрационная составляющая, число пиков которой примерно равнялось числу «складок», образовавшихся при сплющивании снаряда.

Нагрузку наиболее просто рассчитать при схематизации самолета в виде жесткопластического стержня с распределенными по длине массой $\mu(x)$ и предельной нагрузкой разрушения фюзеляжа $P_\Phi(x)$ (рис. 4.2). При ударе по нормали в абсолютно жесткую преграду происходит постепенное смятие фюзеляжа. Обозначим длину смятой части, отсчитываемую от носа самолета, через $x_c(t)$ (рис. 4.2, з). В произвольный момент времени фюзеляж можно разделить на две области: примыкающую к преграде разрушенную часть 1, скорость которой $\dot{x}_1 = 0$, и неразрушенную часть 2, движущуюся со скоростью $\dot{x}_2(t) \equiv \dot{x}_c(t)$. Масса области 1:

$$m_1(t) = \int_0^{x_c} \mu(x_c) dx_c = \int_0^t \mu(x_c(t)) \dot{x}_c(t) dt, \quad (4.1)$$

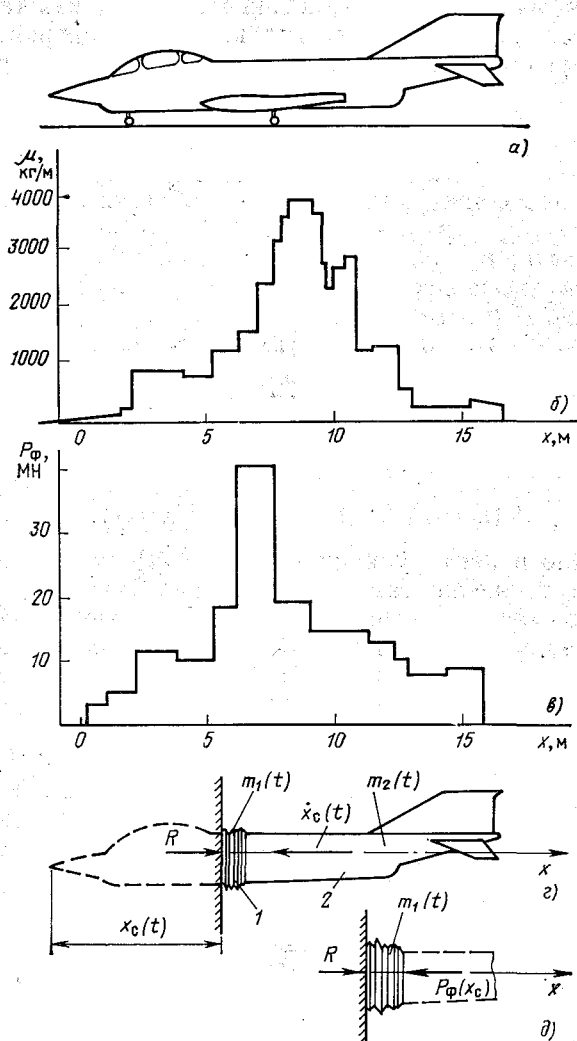


Рис. 4.2. К определению нагрузок на недеформируемую преграду при ударе самолета:

а — общий вид самолета «Фантом»; **б** — распределение масс $\mu(x)$; **в** — распределение предельной прочности фюзеляжа $P_\phi(x)$; **г** — смятие фюзеляжа о преграду; **д** — силы, действующие на смятую часть фюзеляжа

а области 2:

$$m_2(t) = m_c - m_1(t), \quad (4.2)$$

где m_c — общая масса самолета.

При поступательном движении самолета каждая из этих областей может рассматриваться как точка переменной массы, дифференциальное уравнение движения которой имеет вид:

$$\frac{d\mathbf{Q}_i}{dt} = \mathbf{F}_i^e + \mathbf{u} \frac{dm_i}{dt}, \quad (4.3)$$

где \mathbf{Q}_i — количество движения i -й области ($i=1, 2$); \mathbf{F}_i^e — главный вектор приложенных к ней внешних сил; $m_i(t)$ — масса области; \mathbf{u} — абсолютная скорость присоединяющихся к ней (или отделяющихся) частиц в момент, предшествующий присоединению (отделению).

В частности, для области 1 имеем (см. рис. 4.2, ∂): $Q_{1x} = 0$; $F_{1x} = R - P_\Phi(x)$; $u_x = -\dot{x}_c$; $\frac{dm_1}{dt} = \dot{x}_c \mu(x_c)$. Подставляя эти значения в (4.3), получаем следующее выражение для нагрузки (впервые приведенное Риерой [124]):

$$R(t) = P_\Phi(x_c(t)) + \dot{x}_c^2(t) \mu(x_c(t)). \quad (4.4)$$

Входящие в него функции $x_c(t)$ и $\dot{x}_c(t)$ можно определить, рассмотрев движение самолета в целом. Эта система имеет постоянную массу, поэтому второе слагаемое в правой части (4.3) обращается в нуль; количество движения $Q_x = m_1 \dot{x}_1 + m_2 \dot{x}_2 = m_2 \dot{x}_c$; главный вектор внешних сил $F_x^e = R$. Подстановка в (4.3) с учетом (4.4) приводит к уравнению:

$$\ddot{x}_c = -P_\Phi(x_c) / m_2(x_c). \quad (4.5)$$

В момент времени $t=0$ (соударение самолета с конструкцией) $x_c(0)=0$; скорость $\dot{x}_c(0)=-V_0$. Интегрируя (4.5) с этими начальными условиями, получаем для нахождения $x(t)$ зависимость:

$$t = \int_0^{x_c} \frac{dx_c}{\sqrt{V_0^2 - 2F(x_c)}}, \quad (4.6)$$

где

$$F(x_c) = \int_0^{x_c} \frac{P_\Phi(x_c)}{m_2(x_c)} dx_c.$$

Скорость равна:

$$\dot{x}_c(t) = \sqrt{V_0^2 - 2F(x_c)}. \quad (4.7)$$

При плавном изменении функций $\mu(x_c)$ и $P_\Phi(x_c)$ нагрузка, рассчитанная по формулам (4.4) — (4.7), также плавно изменяется во времени. При этом, как показывает сопоставление с

экспериментами [109], она близка к среднему значению $\bar{R}(t)$. В случае скачкообразного изменения $\mu(x_c)$ и $P_\Phi(x_c)$ (см., например, рис. 4.2, б, в) к плавной составляющей нагрузки добавляется более высокочастотная «накладка» (см. рис. 4.4, 4.7). В то же время с помощью формул (4.4)—(4.7) не может быть найдена вибрационная составляющая $\Delta R(t)$, наличие которой объясняется факторами, не учитываемыми использованной простейшей схематизацией самолета: потерей устойчивости элементов фюзеляжа, разрушением и отделением от самолета [в области (2)] его частей (двигателей, крыльев и т. п.), колебаниями неразрушенной части фюзеляжа и т. п. Предлагалось принимать $\Delta R(t)$ в виде нестационарного случайного процесса с нулевым средним значением [130]. Использовались также более сложные модели самолета, позволяющие определить как «плавную», так и вибрационную компоненту нагрузки — от одномассовой упруго-вязкопластической системы до весьма сложных пространственных схем, учитывающих геометрическую и физическую нелинейности и процесс разрушения самолета [49, 117, 118].

Следует, однако, заметить, что нагрузка при ударе самолета зависит от многих случайных и неопределенных факторов (тип падающего самолета, его конструкционные особенности, масса и скорость в момент удара, угол соударения с конструкцией и пр.). Поэтому чрезмерное усложнение расчетов с целью уточнения нагрузки (особенно ее вибрационной составляющей) при какой-то одной реализации этих условий вряд ли целесообразно. Отметим также, что в проектной практике вибрационная составляющая обычно не учитывается (см. рис. 4.3—4.6), где изображены нагрузки при ударе самолетов разных типов* [54, 101].

У самолетов одного и того же типа скорость падения v_0 , а также масса m_c , зависящая от загрузки, количества топлива, вооружения и т. п., могут оказаться различными. Так, например, при авиакатастрофах с самолетами «Фантом» на территории ФРГ их масса составляла от 12 до 22 т, а скорость от 90 до 240 м/с [129]. Зависимость нагрузки на строительные конструкции при ударе самолета этого типа от его скорости и массы видна из рис. 4.7 [при расчете этих нагрузок по формулам (4.4)—(4.7) распределение масс по длине $\mu(x_c)$ принималось пропорциональным изображенному на рис. 4.2, б, а сила $P_\Phi(x_c)$ согласно рис. 4.2, в]. Как видно, при больших скоростях соударения (рис. 4.7, а, б) законы изменения нагру-

* Характерно, что при определении нагрузки, показанной на рис. 4.4, были найдены как «плавная», так и вибрационная компонента, однако в качестве расчетной нагрузки (используемой при проектировании АС в ФРГ) принято изображенное здесь сглаженное среднее значение [118].

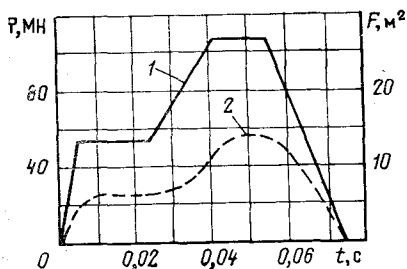


Рис. 4.3. Нагрузка на строительные конструкции и площадь пятна удара при ударе самолета с массой 20 т и скоростью 200 м/с [54]:

1 — нагрузка; 2 — площадь пятна удара

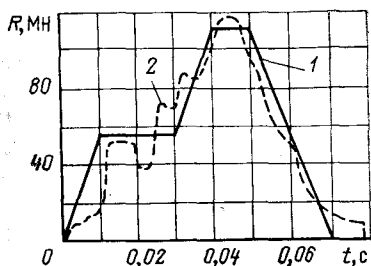


Рис. 4.4. Нагрузка на строительные конструкции при ударе истребителя «Фантом» с массой 20 т и скоростью 215 м/с [101]:

1 — расчетная нагрузка; 2 — нагрузка согласно (4.4)–(4.7)

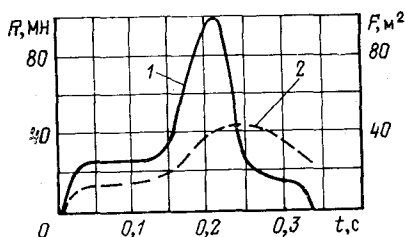


Рис. 4.5. Нагрузка на строительные конструкции и площадь пятна удара при ударе коммерческого самолета «Боинг-707-320» с массой 90 т и скоростью 100 м/с [101]:

1 — нагрузка; 2 — площадь пятна удара

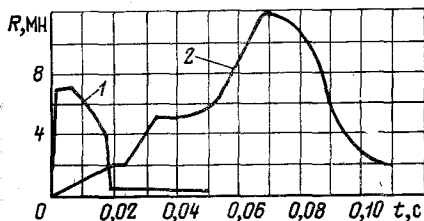


Рис. 4.6. Нагрузка на строительные конструкции при ударе легких самолетов [101]:

1 — «Сессна» (скорость 210–360 км/ч); 2 — «Лепар Джет 23» (скорость 360 км/ч)

зок, отвечающие различным массам, почти подобны. Если известен этот закон $R(t, v_0, \bar{m}_c)$ при скорости v_0 и массе \bar{m}_c , то при той же скорости, но другой массе m_c он с удовлетворительной для практических целей точностью может быть вычислен по эмпирической формуле:

$$R(t, v_0, m_c) = R(t, v_0, \bar{m}_c) \left(1 + \frac{3,28 \cdot 10^{-6} v_0^4 (m_c - \bar{m}_c)}{R_{\max}(v_0, \bar{m}_c)} \right), \quad (4.8)$$

где скорость v_0 задается в м/с, массы m_c и \bar{m}_c — в кг; $R_{\max}(v_0, \bar{m}_c)$ — максимальное значение нагрузки, Н, при скорости v_0 и массе \bar{m}_c .

При меньших скоростях соударений с конструкцией (рис. 4.7, в, г) такое подобие законов изменения нагрузки уже не имеет места, т. е. ее значение в любой момент времени не может быть пересчитано по формуле (4.8), однако для макси-

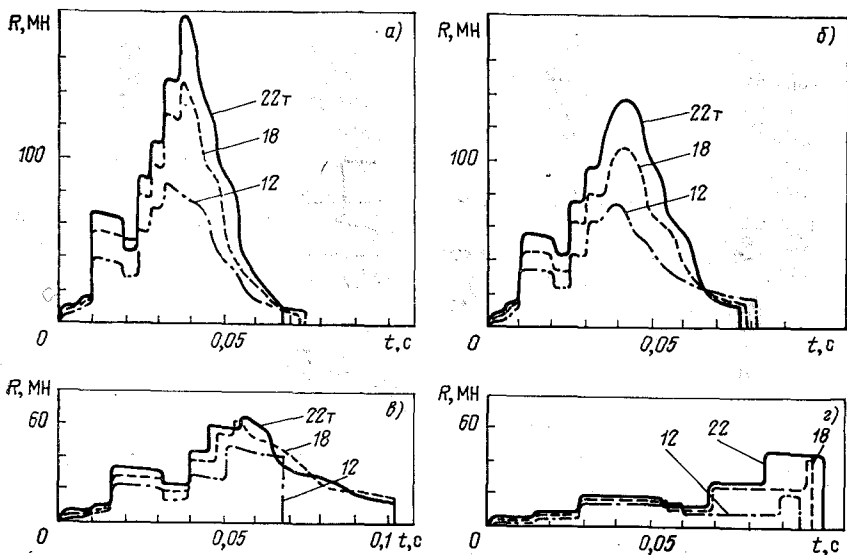


Рис. 4.7. Зависимость нагрузки на строительные конструкции при ударе истребителя «Фантом» от скорости и массы самолета:

а — при скорости 240 м/с; б — при скорости 215 м/с; в — при скорости 150 м/с; г — при скорости 90 м/с

мальных величин нагрузки это соотношение продолжает удовлетворительно выполняться.

Рассмотренные нагрузки соответствуют удару самолета о недеформируемую преграду. Такое допущение оправдано для очень жестких и/или массивных конструкций (например, железобетонной защитной оболочки АС). Однако в случае удара в легкую и податливую конструкцию ее перемещения пренебрегать нельзя.

Рассмотрим задачу о совместном движении самолета и строительной конструкции. В целях простоты изложения схематизируем последнюю как систему с одной степенью свободы*, имеющую эквивалентную массу m_k и восстанавливающую силу $R_k(x_k)$, где x_k — перемещение конструкции (рис. 4.8, а). В случае линейно-упругой конструкции $R_k = kx_k$, где k — эквивалентная жесткость. Для самолета воспользуемся той же схематизацией, что при выводе формулы (рис. 4.4). Как и прежде, в процессе смятия фюзеляжа его можно подразделить на две области: разрушенную 1 и неразрушенную 2. Их массы выражаются формулами (4.1) и (4.2), где x_c — перемещение фюзеляжа по отношению к конструкции. Масса m_1

* Такую схематизацию можно выполнить, например, с помощью метода Бубнова — Галеркина (см. § 4.3).

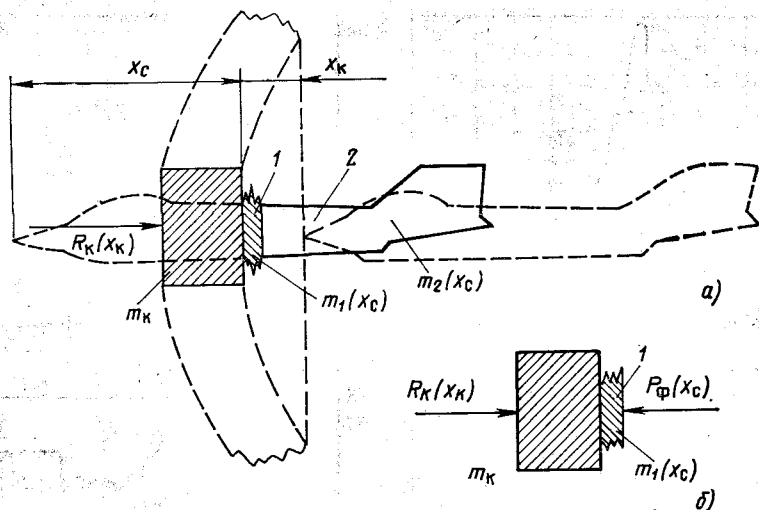


Рис. 4.8. К определению нагрузок на строительные конструкции при ударе самолета в деформируемую преграду:

а — смятие фюзеляжа и деформация преграды; б — силы, действующие на смятую часть фюзеляжа и преграду

движется со скоростью конструкции, т. е. $\dot{x}_1 = \dot{x}_k$, а масса m_2 — со скоростью $\dot{x}_2 = \dot{x}_k + \dot{x}_c$.

Рассмотрим систему, включающую массы конструкции и области 1 (рис. 4.8, б). Ее количество движения $Q_x = (m_k + m_1)\dot{x}_k$; главный вектор внешних сил $F_x^e = P_\phi(x_c) - R_k(x_k)$; абсолютная скорость присоединяющихся к ней частиц $u_x = \dot{x}_k + \dot{x}_c$. Подставляя эти выражения в (4.3), находим

$$(m_k + m_1)\ddot{x}_k = P_\phi(x_c) + \dot{x}_c^2 \mu(x_c) - R_k(x_k). \quad (4.9a)$$

Для вывода второго уравнения относительно x_k и x_c рассмотрим систему постоянної массы, включающую конструкцию и весь самолет (рис. 4.8, а). Количество движения системы $Q_x = (m_k + m_1)\dot{x}_k + m_2(\dot{x}_k + \dot{x}_c) = (m_k + m_c)\dot{x}_k + m_2\dot{x}_c$; главный вектор внешних сил $F_x^e = -R_k(x_k)$. Подставляя эти выражения в (4.3) (где для рассматриваемой механической системы второе слагаемое в правой части должно быть отброшено), получаем:

$$(m_k + m_c)\ddot{x}_k + m_2\ddot{x}_c = \dot{x}_c^2 \mu(x_c) - R_k(x_k). \quad (4.9б)$$

Интегрирование системы уравнений (4.9a) и (4.9б) с начальными условиями: $x_k(0)x_c(0)=0$; $\dot{x}_k(0)=0$; $\dot{x}_c(0)=V_0$ позволяет вычислить перемещения самолета и конструкции, а следовательно, определить колебания и оценить прочность конструкции.

Нагрузка, действующая на конструкцию, равна $R(t) = m_k \ddot{x}_k + R_k(x_k)$. С помощью уравнения (4.9а) ее можно представить в виде: $R(t) = P_\Phi(x_c) + \dot{x}_c^2 \mu(x_c) - m_1 \ddot{x}_k$. Эта формула отличается от (4.4) последним слагаемым в правой части и, как и следует ожидать, совпадает с (4.4) в случае абсолютно жесткой конструкции (при $\ddot{x}_k \equiv 0$). Для конструкции, ускорение которой остается положительным в течение всего процесса нагружения, сила $R(t)$ окажется меньше, чем для жесткой преграды.

Пользуясь формулой (4.9а), можно преобразовать выражение для нагрузки к несколько иному виду, а именно:

$$R(t) = \left(1 - \frac{m_1}{m_k + m_1}\right) (P_\Phi(x_c) + \dot{x}_c^2 \mu(x_c)) - \frac{m_1}{m_k + m_1} R_k(x_k),$$

откуда видно, что при увеличении массы преграды m_k величина нагрузки на нее также стремится к величине нагрузки на абсолютно жесткую преграду.

Из приведенных выражений ясно, что при рассмотрении податливой конструкции задача уже не может быть разделена на две независимые части (а именно определение нагрузки, а затем проверка прочности или расчет колебаний сооружения при ее действии), как это делается в случае неподвижной преграды.

Имеются другие решения задачи о совместном движении самолета и конструкции, в которых использовались иные схематизации, в частности [33, 108].

В качестве твердого обломка (узла) самолета, учитываемого при проектировании АС, чаще всего принимается оторвавшийся авиационный двигатель. При его ударе получается нагрузка меньшей продолжительности и величины, чем от фюзеляжа, но приложенная на меньшей площади, что представляет опасность с точки зрения пробивания конструкции. На рис. 4.9 показан закон изменения нагрузки при ударе турбины двигателя истребителя «Фантом» массой 1750 кг, падающей со скоростью 100 м/с (площадь пятна удара 1,5 м²) [117]. Можно также пользоваться сглаженным законом $R(t) = 8 \cdot 10^7 \sin 125\pi t$, МН, при $0 \leq t \leq 0,004$ с, приведенным в [101].

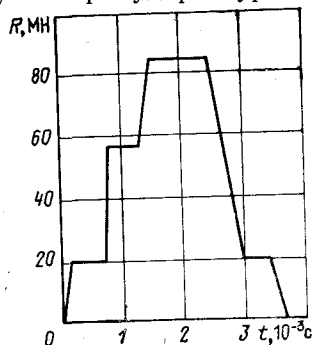


Рис. 4.9. Нагрузка на строительные конструкции при ударе двигателя истребителя «Фантом» [117]

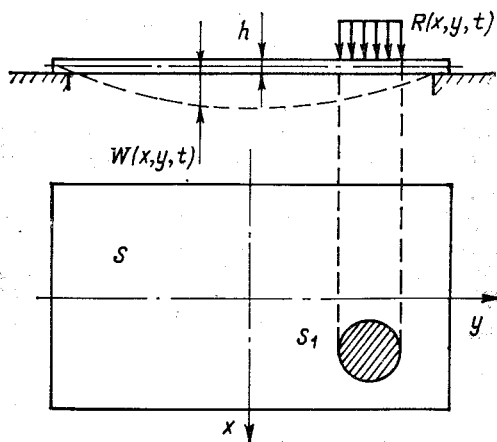
4.3. МЕСТНАЯ ПРОЧНОСТЬ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Целесообразность отдельного рассмотрения местной (или «локальной») прочности конструкции, в которую пришелся удар самолета, и общей прочности сооружения АС определяется существенно различным уровнем напряжений вблизи и вдали от пятна удара. Поэтому при решении этих задач используются различные (с точки зрения описания процесса деформирования и механизма разрушения, требуемого объема исходной деформации, вычислительного аппарата и т. п.) расчетные модели и методы. В данном параграфе будут описаны способы проверки локальной прочности конструкций при ударе всего самолета и его обломков.

Эти расчеты выполняются с использованием нагрузок, рассмотренных в § 4.2. По нормам многих стран нагрузки считают приложенными по нормали к строительной конструкции. По нормам [54] нагрузка может иметь любой наклон к горизонтальной плоскости в пределах углов от 10° до 45° . Поэтому она может оказаться приложенной и по нормали к конструкции или под достаточно малым углом к нормали (например, при расчете вертикальных ограждающих конструкций, полусферического купола защитной оболочки и т. п.).

Расчет при ударе всего самолета. Эта проблема представляется наиболее сложной и ответственной, поскольку усилия под пятном удара могут достигать значительных величин. Именно на основе такого расчета чаще всего задаются толщина и армирование защитной конструкции (см. § 9.2).

Методика проверки локальной прочности конструкции зависит от используемых моделей деформирования и условий



Р и с. 4.10. К определению динамических перемещений плиты при ударе самолета

предельного состояния. Наиболее просто задача решается, если конструкция работает в пределах упругих деформаций: в этом случае можно использовать хорошо разработанные методы динамического расчета линейно-упругих систем, как аналитические, так и численные, реализованные в соответствующих вычислительных программах. С достаточной для практических целей точностью усилия могут быть найдены с помощью квазистатического расчета, т. е. путем проверки прочности на максимальное значение нагрузки, умноженное на коэффициент динамичности k_d , зависящий от динамических характеристик конструкции. Простейший способ определения последних — сведение конструкции к колебательной системе с одной степенью свободы, что можно сделать, например, пользуясь методом Бубнова — Галеркина.

Проиллюстрируем соответствующую процедуру на примере поперечных колебаний плиты, схематизированной как прямоугольная пластинка (рис. 4.10). Дифференциальное уравнение движения пластинки имеет вид:

$$D\Delta\Delta w + m \frac{\partial^2 w}{\partial t^2} = R(x, y, t), \quad (4.10)$$

где $w(x, y, t)$ — прогиб; $\Delta = \left(\frac{\partial^2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2}{\partial y^2} \right)$ — оператор Лапласа;

$D = Eh^3/12(1-\nu^2)$ — цилиндрическая жесткость; E , ν — модуль упругости и коэффициент Пуассона материала конструкции; h — толщина пластинки; m — масса единицы ее площади; $R(x, y, t)$ — нагрузка от удара самолета.

Примем следующие два допущения. Во-первых, будем считать, что положение и конфигурация пятна удара не меняются во времени. Тогда нагрузка может быть представлена в виде: $R(x, y, t) = R_{\max} f_1(t) f_2(x, y)$, где R_{\max} — максимальное значение нагрузки; $f_1(t)$ — нормированный к единице закон ее изменения во времени*; $f_2(x, y)$ — закон распределения нагрузки по пластинке:

$$f_1(x, y) = \begin{cases} \frac{1}{S_1} & \text{при } x, y \in S_1; \\ 0 & \text{при } x, y \notin S_1, \end{cases} \quad (4.11)$$

где S_1 — пятно удара (рис. 4.10).

Во-вторых, будем предполагать, что прогиб пластинки в любой момент времени пропорционален прогибу при статическом приложении максимальной нагрузки:

$$w(x, y, t) = R_{\max} w_{\text{ст}}(x, y) T(t), \quad (4.12)$$

* Например, для нагрузки, приведенной на рис. 4.3, $R_{\max} = 105$ МН, а функция $f_1(t)$ получается путем деления значений этого графика на 105 МН.

где $w_{\text{ст}}(x, y)$ — статический прогиб, удовлетворяющий соотношению

$$D\Delta\Delta w_{\text{ст}}(x, y) = f_2(x, y); \quad (4.13)$$

$T(t)$ — зависящий от времени коэффициент пропорциональности, определение которого и составляет нашу задачу.

В силу приближенности выражения (4.12) при его подстановке в уравнение (4.10) последнее не будет удовлетворено точно. Невязка (разность левой и правой частей) составит:

$$L(x, y, t) = R_{\text{max}}[D\Delta\Delta w_{\text{ст}}(x, y)T(t) + m w_{\text{ст}}(x, y)\ddot{T}(t) - f_1(t)f_2(x, y)].$$

Следуя методу Бубнова — Галеркина, потребуем, чтобы в любой момент времени функция $L(x, y, t)$ удовлетворяла условию:

$$\iint_{(S)} L(x, y, t) w_{\text{ст}}(x, y) dx dy = 0,$$

где интегрирование выполняется по площади пластинки S . Отсюда с учетом (4.13) для нахождения $T(t)$ получаем дифференциальное уравнение, аналогичное уравнению движения линейного осциллятора:

$$\ddot{T} + \omega^2 T = \omega^2 f_1(t), \quad (4.14)$$

где ω — эквивалентная частота:

$$\omega^2 = \frac{\iint_{(S)} w_{\text{ст}}(x, y) f_2(x, y) dx dy}{m \iint_S w_{\text{ст}}^2(x, y) dx dy},$$

Отметим, что эта частота зависит от места приложения нагрузки, т. е. отличается от собственной частоты конструкции. Вследствие соотношения (4.11) интеграл в числителе фактически вычисляется только по площади пятна удара S_1 . В простейшем случае, когда нагрузка считается сосредоточенной в одной точке*, числитель равен статическому прогибу под этой силой.

Изложенный выше вывод не учитывает рассеяния энергии в системе, что можно сделать, добавив соответствующий член в уравнение (4.14), т. е. записав его в виде:

$$\ddot{T} + 2\zeta\omega\dot{T} + \omega^2 T = \omega^2 f_1(t), \quad (4.15)$$

где ζ — коэффициент относительной диссипации, который

* Такое допущение можно принять, например, если площадь пластинки S много больше площади пятна удара S_1 , а нагрузка приложена достаточно далеко от краев.

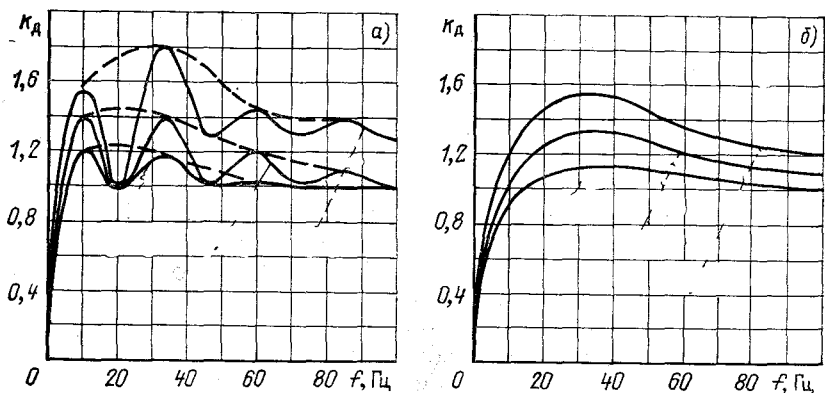


Рис. 4.11. Коэффициенты динамичности при расчете конструкций на удар самолета для разных значений коэффициента относительной диссипации ζ : *а* — при законе изменения нагрузки, показанном на рис. 4.3; *б* — то же для рис. 4.7 (верхние кривые для $\zeta=0$; средние $\zeta=0,1$; нижние $\zeta=0,2$)

обычно можно принимать не меньше, чем при максимальном расчетном землетрясении (см. § 1.3). Методы интегрирования подобных дифференциальных уравнений изложены в § 1.1.

Аналогичным образом к динамической системе с одной степенью свободы могут быть сведены балки, оболочки и другие упругие конструкции.

Ввиду линейности задачи внутренние усилия в конструкции в любой момент времени равны статическим усилиям, умноженным на соответствующее значение функции $T(t)$. Таким образом, при квазистатическом расчете коэффициент динамичности k_d равен максимальному значению этой функции. На рис. 4.11, *а* сплошными линиями показана зависимость k_d от эквивалентной частоты и диссипации энергии в конструкции при нагрузке, задаваемой нормами [54] (см. рис. 4.3). Волнообразный характер этих кривых объясняется конкретными особенностями принятого закона нагружения (скоростями возрастания и убывания нагрузки, продолжительностями интервалов ее постоянства и т. д.). При небольших изменениях этого закона места пиков и впадин на кривых k_d сместятся. Поэтому, имея в виду некоторую условность нагрузки, целесообразно выполнять расчет конструкций по сглаженным огибающим, показанным на рис. 4.11, *а* пунктиром. При назначении расчетной величины диссипации энергии следует принимать во внимание чрезвычайно высокий уровень напряжений в конструкциях, раскрытие трещин в бетоне и т. п. Поэтому можно считать, что даже при работе арматуры в упругой стадии диссипация энергии при ударе самолета не меньше, чем при максимальном расчетном землетрясении (см. табл. 1.3).

На рис. 4.11,б изображены сглаженные огибающие кривых k_d , вычисленных при нагрузках от удара самолетов «Фантом» с различными скоростями v_0 и массами m_c (см. рис. 4.7). Отметим, что при $v_0 > 200$ м/с по этим графикам получаются значения k_d с некоторым запасом. Максимальные величины нагрузок в зависимости от v_0 и m_c можно определить по рис. 4.7 или рассчитать по формуле (4.8).

Проверка прочности конструкций при квазистатическом подходе осуществляется обычным порядком [91], а именно рассматривается прочность конструкций по нормальным сечениям (при действии изгибающих моментов), наклонным сечениям (при действии перерезывающих сил) и на продавливание. При выполнении последней проверки согласно нормам [91] принимается во внимание работа только поперечной арматуры. Имеется более точный метод расчета на продавливание, где учитывается влияние как продольной, так и поперечной арматуры [49]. Сопоставление с экспериментом получаемой по этому методу величины предельной нагрузки, вызывающей продавливание, показало ее удовлетворительную точность, причем эта нагрузка оказывается примерно вдвое больше, чем по нормам [91].

При ударе в здание АС большого или высокоскоростного самолета (см. рис. 4.3—4.5) усилия под пятном удара настолько велики, что во избежание завышения сечения конструкции необходимо учитывать все ресурсы ее несущей способности, для чего обычно допускают раскрытие трещин и пластические деформации в арматуре [54], т. е. задача должна решаться в нелинейной постановке.

Малые нелинейности (уменьшение жесткости конструкции вследствие раскрытия трещин, небольшие неупругие деформации в бетоне и арматуре) можно приближенно учесть в рамках квазистатического расчета (который, строго говоря, предназначен для упругих систем), соответствующим образом снизив статическую жесткость при определении прогиба $w_{ст}$ (x, y) и повысив коэффициент диссипации в системе.

Более точную оценку прочности можно получить путем непосредственного динамического расчета конструкции с учетом нелинейных факторов. Один из методов такого расчета, впервые предложенный А. А. Гвоздевым и широко применяемый при расчетах балок, плит, пологих оболочек, основан на использовании приближенных схем деформирования с образованием пластических шарниров [6, 15, 23, 63, 71, 75, 91, 98]. Он пригоден для конструкций, армированных сталями с площадкой текучести, и с процентом армирования не выше критического (т. е. таким, при котором предельная прочность бетона в сжатой зоне сечения достигается не ранее, чем предел текучести в арматуре).

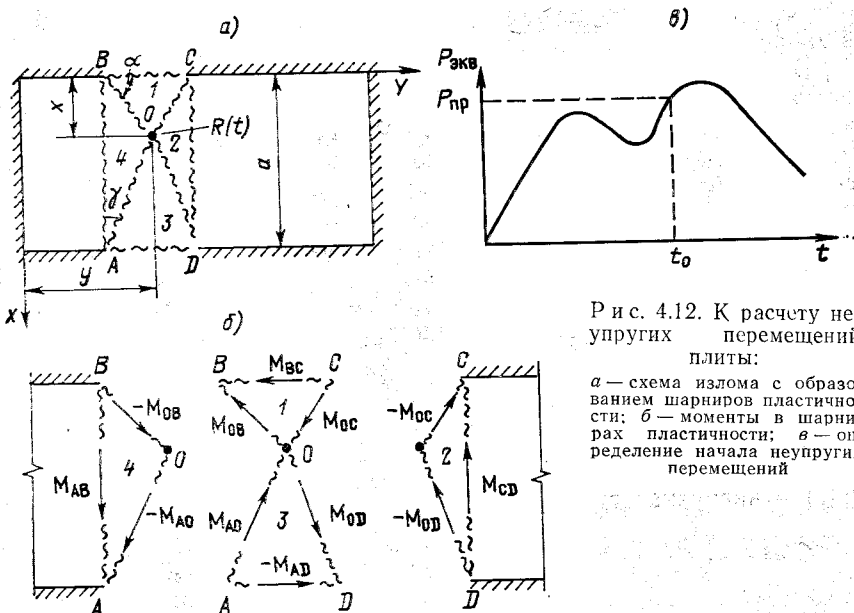


Рис. 4.12. К расчету неупругих перемещений плиты:

а — схема излома с образованием шарниров пластичности; б — моменты в шарнирах пластичности; в — определение начала неупругих перемещений

Предполагается, что при достижении изгибающим моментом в конструкции предельного значения, соответствующего пределу текучести в арматуре, образуется пластический шарнир, в котором при дальнейшей деформации момент сохраняет постоянное значение. При статическом нагружении положение шарниров в конструкции может быть определено по методу предельного равновесия [75], но чаще задается на основе экспериментальных данных. Имеется опыт численного определения положения и процесса развития пластических шарниров в железобетонной защитной оболочке АС при ударе самолета [71] (сила удара предполагалась изменяющейся во времени, но инерцией оболочки пренебрегали, т. е. рассматривалось решение статической задачи, параметрически зависящей от времени).

Иногда при использовании схем с шарнирами пластичности для решения динамических задач поступают так же, как в статике, а именно пренебрегают процессом развития шарнира, считая, что он образуется мгновенно. Кроме того, часто пренебрегают упругими деформациями элементов конструкции после того, как вследствие образования шарниров пластичности она превратилась в изменяемую систему, т. е. считают, что ее перемещения происходят только за счет поворотов в шарнирах. Поскольку критерием отказа конструкции является достижение определенной величины неупругих деформаций, а

оба сделанные допущения приводят к их завышению, они идут в запас прочности.

В качестве примера рассмотрим выполненный в данной постановке расчет неупругих перемещений в защемленной по контуру балочной плите (рис. 4.12). Армирование — равномерное вдоль ее длинной и короткой сторон. Нагрузка считалась сосредоточенной в точке 0 с координатами (x_0, y_0) . Схема излома принята, как при статическом приложении силы [98]: «выломанная» часть разделяется на четыре жестких диска в виде симметричного «конверта», стороны AB и CD которого параллельны короткой стороне плиты (рис. 4.12,а).

Уравнение движения имеет вид:

$$\frac{mS_{\Pi}}{6} \ddot{\omega}_{\Pi} = R(t) - C, \quad (4.16)$$

где m — масса единицы площади плиты; S_{Π} — площадь «выломанного» куска $ABCD$; ω_{Π} — неупругое перемещение точки 0; $R(t)$ — нагрузка от удара самолета;

$$C = \frac{aM_{BC}}{x_0(a-x_0)} + \frac{2M_{CD}}{x_0} \operatorname{tg} \alpha + 2 \left(\frac{M_{OA}}{(a-x_0)\cos \gamma} + \frac{M_{OB}}{x_0 \cos \alpha} \right),$$

здесь a — ширина плиты; углы α и γ показаны на рис. 4.12,а; M_{BC} , M_{CD} , M_{OA} и M_{OB} — предельные моменты, приложенные в соответствующих шарнирах пластичности (на рис. 4.12,б показаны векторы моментов, приложенных к различным частям «конверта»; в силу симметрии моменты, действующие по линиям AB и CD , OB и OC , AO и OD , попарно равны между собой; моменты M_{BC} и M_{AD} также считались равными друг другу).

Начальные условия: в момент времени $t=t_0$, соответствующий началу пластической стадии, неупругое перемещение $\omega_{\Pi}(t_0)=0$. Начальная скорость $\dot{\omega}_{\Pi}(t_0)$ находится из условия равенства количеств движения в конце упругой и в начале пластической стадии и равна:

$$\dot{\omega}_{\Pi}(t_0) = \frac{3\dot{T}(t_0)}{S_{\Pi}} \iint_{(S_{\Pi})} \omega_{ст}(x, y) dx dy,$$

где $T(t_0)$ и $\omega_{ст}(x, y)$ те же, что в (4.12) и (4.15).

Правая часть уравнения (4.16) зависит только от времени, и его интегрирование не представляет сложности. Критерий отказа плиты — превышение углом раскрытия трещины в каком-либо из шарниров пластичности предельного значения, задаваемого нормами [91]. Эти углы находятся из очевидных геометрических соотношений через перемещение точки O , которое обычно принимают равным сумме максимальных значений упругого и неупругого перемещений.

Допущение о мгновенном образовании пластического шарнира является вполне естественным при рассмотрении изгиба балок. В этом случае момент времени t_0 определяется по условию совпадения изгибающего момента с предельным пластическим моментом в сечении. Значительно более условным это допущение является в случае двумерных конструкций (плит, оболочек), где величины изгибающих моментов в разных точках достигают предельного значения неодновременно. Для таких конструкций в запас прочности можно принять, что пластические шарниры образуются, когда предельное значение изгибающего момента достигнуто хотя бы в одной точке. Если в упругой стадии решение получено описанным выше приближенным способом, то для нахождения t_0 можно использовать следующий прием. В любой момент времени конструкция имеет такой же прогиб, как под действием эквивалентной статической силы $P_{\text{экв}} = R_{\text{max}} T(t)$. С другой стороны, методом предельного равновесия можно найти предельную статическую нагрузку $P_{\text{пр}}$, которую выдерживает конструкция с шарнирами пластичности. Тогда момент времени t_0 определяется из условия $P_{\text{экв}} = P_{\text{пр}}$ (рис. 4.12, в).

Как видно, использование схем с шарнирами пластичности позволяет достаточно элементарно рассчитать неупругие перемещения в конструкции. В то же время следует учитывать, что пока имеется много неясностей, требующих введения ряда существенных упрощений и допущений при использовании этого подхода. Например, схемы излома конструкций даже при статическом нагружении экспериментально изучались главным образом для балок, плит, пологих оболочек и практически не изучены, например, для оболочек с большой кривизной; при этом рассматривались лишь частные случаи приложения нагрузки (обычно — сосредоточенная сила, распределенная нагрузка).

Не вполне ясен также вопрос о возможности использования статических схем излома при интенсивных динамических нагрузках, так как развивающиеся в конструкции силы инерции могут влиять на положение шарниров пластичности. При кратковременных нагрузках может оказаться существенным процесс образования шарниров пластичности, продолжительность которого может быть соизмерима со временем действия нагрузки. Наконец, в экспериментах по динамическому нагружению конструкций различного типа наблюдались разные формы их разрушения: в балках — в основном в виде изгиба с образованием шарниров пластичности [110], в пологих оболочках — в виде продавливания [49], в плитах — та или иная из этих форм в зависимости от соотношения продольного и поперечного армирования [123]. Таким образом, данный подход требует дальнейшего экспериментального и теоретического

го изучения и в настоящее время может использоваться главным образом для оценочных расчетов.

Наиболее достоверная оценка прочности железобетонной конструкции может быть получена путем решения задачи в рамках динамики нелинейно-упругих сред. В последние годы было разработано несколько вычислительных программ, реализующих такой подход [4, 108]. Ниже в качестве примера описаны две такие методики.

Программа BLOW-LX (разработана И. А. Любимым и С. А. Хомичем [4]) предназначена для динамического анализа методом конечных элементов железобетонных конструкций в условиях осевой симметрии. Она может быть использована, например, при ударе самолета по нормали в сферическую оболочку. Конструкция рассматривается как двумерная; железобетон представляется как композитная среда, состоящая из бетонного тела и арматуры, которая может быть как стержневой, так и листовой; сцепление бетона и арматуры предполагается полным.

При разбиении бетона и арматуры на конечные элементы их размеры могут быть произвольными, но согласованными между типами элементов. Для аппроксимации бетона используются кольцевые элементы с треугольным поперечным сечением (полученные путем вращения треугольника вокруг оси, расположенной в его плоскости). Стержневая арматура аппроксимируется прямолинейными или кольцевыми стержневыми элементами. В качестве примера на рис. 4.13,а изображена конечно-элементная схема полусферической оболочки, использованная при расчете по данной программе.

При таком подходе конструкция представляется системой с конечным числом степеней свободы, движение которой под действием динамической нагрузки описывается матричным уравнением вида:

$$[M]\{\ddot{r}\} + [C]\{\dot{r}\} + [K]\{r\} + \{H\} = \{R(t)\},$$

где $\{r\}$ — вектор узловых перемещений; $[M]$, $[C]$, $[K]$ — матрицы масс, диссипации и жесткости; $\{H\}$ — вектор пластичности; $\{R(t)\}$ — вектор внешних сил. Уравнения движения численно интегрируются на ЭВМ, в результате чего для узлов определяются функции скоростей и перемещений, а для всех элементов — напряжения и деформации.

Поведение арматуры предполагается упругопластическим с динамическим пределом текучести $R_{д.а.}$, зависящим от локальной скорости нагружения: $R_{д.а.} = R_{ст.а.} k_y(t_m)$, где $R_{ст.а.}$ — нормативное значение статического предела текучести; $k_y(t_m)$ — коэффициент повышения предела текучести за счет скорости деформирования, зависящий от времени t_m , за которое напряжения в арматуре достигают значения $R_{д.а.}$.

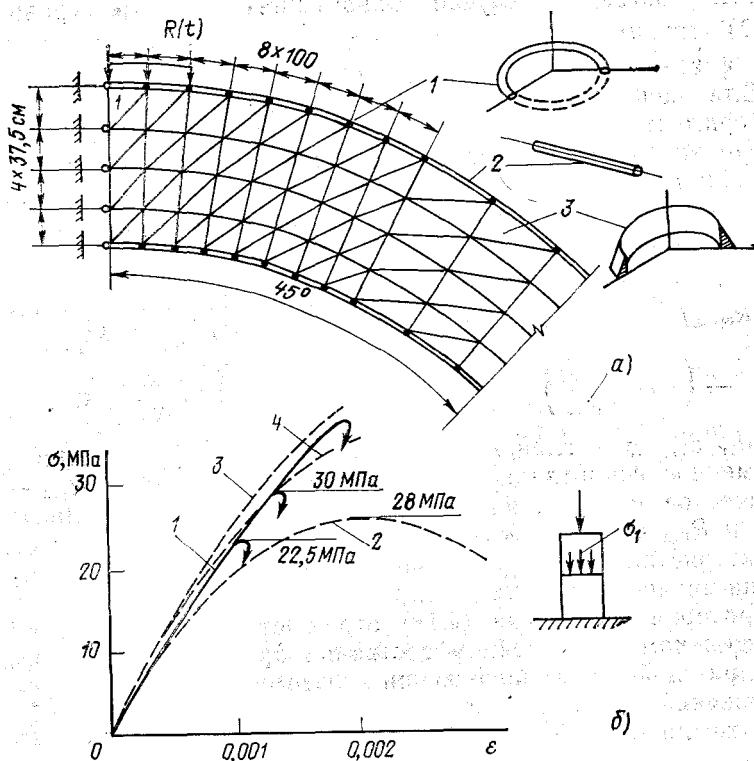


Рис. 4.13. Схематизация полусферической железобетонной оболочки при рас-
чете по программе BLOW-LX:

a — конечно-элементная расчетная схема (1 — кольцевой элемент арматуры; 2 — стержневой элемент арматуры; 3 — кольцевой элемент бетона); *б* — модели поведения бетона при одномерном сжатии (1 — модель, принятая в программе BLOW-LX; 2, 3, 4 — эксперимент [131]: 2 — статическое сжатие; 3, 4 — динамическое нагружение с различными скоростями)

При описании поведения бетона учтен тот известный факт, что при кратковременных динамических нагружениях прочность бетона повышается, а диаграмма деформирования становится близкой к линейно-упругой (рис. 4.13,б), причем существенные пластические деформации в бетоне не развиваются. В соответствии с этим динамическое поведение бетона описано вязкоупругой моделью Фойгта:

$$\{\sigma\} = [D]\{\varepsilon\} + [B]\{\dot{\varepsilon}\}, \quad (4.17)$$

где $\{\sigma\}$, $\{\varepsilon\}$ и $\{\dot{\varepsilon}\}$ — векторы напряжений, деформаций и скоростей деформаций; $[D]$ — матрица упругости; $[B]$ — матрица вязкости, зависящая от интенсивности скоростей деформации.

ний. В одномерном случае призматического сжатия уравнение (4.17) принимает вид: $\sigma = E\varepsilon + \psi(\varepsilon)\varepsilon$, где E — модуль упругости; $\psi(\varepsilon)$ — переменный коэффициент вязкости.

Для оценки возможных разрушений в бетоне используется экспериментально подтвержденный критерий Баландина, согласно которому прочность бетона при сложном напряженном состоянии оценивается по значениям главных напряжений и не зависит от истории нагружения. Несущая способность бетона сохраняется, пока выполнено условие:

$$\left(\frac{\sigma_1}{R_{\text{пр.д}}}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_2}{R_{\text{пр.д}}}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_3}{R_{\text{пр.д}}}\right)^2 - \left(\frac{\sigma_1\sigma_2}{R_{\text{пр.д}}^2} + \frac{\sigma_2\sigma_3}{R_{\text{пр.д}}^2} + \frac{\sigma_1\sigma_3}{R_{\text{пр.д}}^2}\right) - \left(1 - \frac{R_{\text{р.д}}}{R_{\text{пр.д}}}\right)\left(\frac{\sigma_1}{R_{\text{пр.д}}} + \frac{\sigma_2}{R_{\text{пр.д}}} + \frac{\sigma_3}{R_{\text{пр.д}}}\right) - \frac{R_{\text{р.д}}}{R_{\text{пр.д}}} \leq 0, \quad (4.18)$$

где $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ — главные напряжения; $R_{\text{пр.д}}$ — динамическое призматическое сопротивление бетона осевому сжатию; $R_{\text{р.д}}$ — динамическое сопротивление осевому растяжению. Значения $R_{\text{пр.д}}$ и $R_{\text{р.д}}$ больше соответствующих статических прочностных характеристик — этим учитывается влияние скорости нагружения на прочность бетона [91].

Критерий Баландина (4.18) отражает также тот факт, что при сложном напряженном состоянии прочность бетона выше, чем при одноосном нагружении, поэтому значения главных напряжений могут превосходить $R_{\text{пр.д}}$. Согласно данной методике трещины в бетоне образуются, если деформация растяжения превышает предельную растяжимость бетона, для армированного массива, принятую равной $3 \cdot 10^{-4}$. Образование и развитие трещин имеет динамический характер: они образуются, а затем в течение некоторого времени развиваются, изменяя свою конфигурацию. При расчете по данной методике критерием отказа конструкции является разрушение бетона в сжатой зоне или развитие в арматуре неупругих деформаций выше заданных предельных значений.

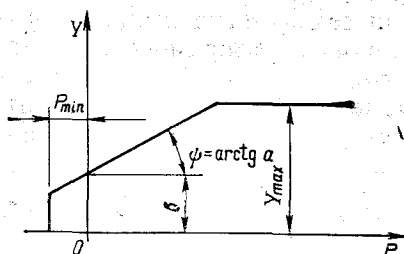


Рис. 4.14. Поверхность текущей модели бетона в упругопластической модели

Пример расчета защитной оболочки АС, выполненного с помощью программы BLOW-LX, приведен в § 9.2.

Используются также иные, чем описано выше, математические модели бетона. Так, согласно одной из них бетон считается идеальным упругопластическим материалом, подчиняющимся условиям пластичности Друккера —

Прагера. Согласно этому условию при достижении касательными октаэдрическими напряжениями значения, равного напряжению текучести, бетон из упругого состояния переходит в состояние идеальной текучести, при котором его деформации растут без увеличения девиаторных напряжений. На рис. 4.14 изображена форма границы, на которой происходит этот переход, построенной в координатах $Y-P$, где Y — интенсивность касательных напряжений:

$$Y = \frac{1}{\sqrt{2}} [(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2]^{1/2},$$

а P — гидростатическое сжатие (давление): $P = \frac{1}{3} (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)$.

Значение P_{min} («предел растрескивания») следует принимать равным $P_{min} = P_{р.д.}$

Наклонный участок границы описывается уравнением $Y = b + Pa$, где a и b — параметры, зависящие от угла внутреннего трения φ и прочности бетона на срез:

$$a = 3 \sqrt{\sin^2 \varphi / (3 + \sin^2 \varphi)};$$

$$b = c \sqrt{3 [1 - 4 \sin^2 \varphi / (3 + \sin^2 \varphi)]}.$$

Согласно нормам [91] $c = 0,25 R_{пр}$. Величина φ определяется экспериментально как угол наклона огибающей кругов Мора (в качестве ориентировочного значения можно принимать $\varphi \approx 30^\circ$).

Горизонтальный участок границы соответствует значению $Y_{max} = \tau_{max} b / c$, где τ_{max} — величина касательных напряжений при разрушении в условиях одноосной деформации: $\tau_{max} = \frac{1}{2} (\sigma_1 - \sigma_2)$.

Как известно, при такой деформации главные напряжения связаны соотношениями $\sigma_1 = \sigma_2 = \gamma \sigma_3 / (1 - \gamma)$, где γ — коэффициент Пуассона. Подставив их в критерий Баландина (4.18), получим квадратное уравнение относительно напряжения σ_1 , найдя которое, можно вычислить Y_{max} .

Предельное состояние бетона задается величиной не напряжения, а деформации: несущая способность считается исчерпанной, если деформация сжатия достигает 0,35%. Следует отметить, что такая модель бетона чувствительна к точности задания положения границы $Y-P$: относительно небольшое уменьшение предельных напряжений, при которых происходит переход в пластическую стадию, может привести к резкому увеличению деформаций, что в сочетании с критерием отказа по величине предельной деформации потребует увеличения толщины сечения железобетонной конструкции. В целом опи-

санная модель бетона, по-видимому, в меньшей мере отражает реальное поведение этого материала при динамическом нагружении, чем использованная в программе BLOW-LX.

Расчет при ударе частей самолета. Как отмечалось в § 1.2, в качестве падающей на АС части самолета обычно рассматривают оторвавшийся двигатель. Расчет конструкции при его ударе в принципе может быть выполнен на основе описанных выше методик с использованием закона изменения нагрузки, приведенного в § 4.2.

Часто проверка прочности при таком воздействии осуществляется с помощью эмпирических формул. Например, для определения необходимой толщины защитной оболочки при ударе двигателем истребителя «Фантом», параметры которого указаны в предыдущем параграфе, предложены формулы:

$$\begin{aligned} S_n &= 1183R^{-0,5} + 1038R^{-0,18} \exp(-0,82R^{0,18}); \\ S_p &= 1250R^{-0,5} + 1673R^{-0,18} \exp(-0,82R^{0,18}), \end{aligned} \quad (4.19)$$

где S_n — толщина оболочки, необходимая для предотвращения сквозного пробивания, см; S_p — толщина, при которой не происходит растрескивания бетона с внутренней стороны и разлетаения его кусков, см; R — кубиковая прочность бетона на 28-й день, кгс/см².

В гл. 6 приведены иные эмпирические формулы, которые в принципе могут быть использованы для подобных расчетов. Следует, однако, учитывать, что большинство из них получено из экспериментов, в которых удар о железобетонную преграду осуществлялся малодеформируемыми телами круглого поперечного сечения. При экстраполяции на иные условия (сильнодеформируемое тело, неправильная форма сечения и т. п.) они могут давать значительные погрешности.

4.4. КОЛЕБАНИЯ, ОБЩАЯ ПРОЧНОСТЬ И УСТОЙЧИВОСТЬ СООРУЖЕНИЯ. ПРОВЕРКА РАБОТОСПОСОБНОСТИ ОБОРУДОВАНИЯ

Для определения усилий в строительных конструкциях, удаленных от места удара, а также нагрузок, передающихся на основание здания и на технологическое оборудование, должен быть выполнен расчет колебаний сооружения. Поскольку усилия быстро убывают по мере удаления от места удара, данная задача может решаться в линейной постановке.

Удар самолета, будучи весьма кратковременным, возбуждает колебания сооружения по высшим собственным формам. Поэтому для расчета требуется использовать более детальную расчетную схему, чем при низкочастотном (например, сейсмическом) воздействии. Примеры таких схематизаций и обсуж-

дение методов расчета колебаний приводятся в § 11.2, а найденные усилия — в § 9.2. Расчеты показывают, что толщина и армирование защитной конструкции, выбранные из условия обеспечения локальной прочности, достаточны и по условию общей прочности сооружения.

Для сооружений (особенно относительно легких), располагающихся на податливом основании или свайном фундаменте, должна быть выполнена проверка общей устойчивости при ударе самолета. Необходимые для этого значения перемещений в принципе можно найти в процессе глобального расчета. Однако, поскольку опрокидывание сооружения связано с его колебаниями по низшим собственным формам, для этой цели можно использовать более простые расчетные схемы, позволяющие надежно определить несколько первых собственных форм (подобные схемам, используемым для сейсмических расчетов, см. § 11.1).

В простейшем случае очень жесткого сооружения на податливом основании его можно рассматривать как упруго-опертое твердое тело. Движение здания описывается системой дифференциальных уравнений вида (1.26). Методы интегрирования таких систем рассмотрены в § 1.1. В частности, когда решение ищется с помощью разложения (1.28) по собственным формам колебаний $\{\Phi_i\}$, функция $\psi_i(t)$, описывающая движение по i -й собственной форме, удовлетворяет уравнению:

$$\ddot{\psi}_i + 2\zeta_i \dot{\psi}_i + \omega_i^2 \psi_i = D_i R(t),$$

где ω_i и ζ_i — i -е собственная частота и коэффициент диссипации энергии;

$$D_i = \frac{\{\Phi_i\}^T \{I\}}{\{\Phi_i\}^T [M] \{\Phi_i\}},$$

где M — матрица масс системы; $\{I\}$ — вектор, элементы которого, соответствующие перемещениям точки удара, равны косинусам углов между этими перемещениями и направлением удара, а остальные элементы равны нулю. Пример оценки устойчивости здания при ударе самолета приведен в § 9.2.

При колебаниях здания АС на установленное в нем технологическое оборудование передаются динамические нагрузки, в связи с чем возникает необходимость проверки его прочности и работоспособности. Исходные данные для вычисления этих нагрузок определяют в том же порядке, что и при сейсмическом воздействии: сначала находят законы изменения ускорения точек закрепления оборудования (поэтажные акселерограммы или ПА), а по ним поэтажные спектры ответа (ПС). ПА находят из глобального расчета колебаний здания. Следует подчеркнуть, что эти колебания имеют иной характер, чем при сейсмическом воздействии: они являются более

высокочастотными и быстрозатухающими. Пример такого расчета, приведенный в § 9.2, показывает, что при нагрузке, изображенной на рис. 4.3, преобладающая частота для ПА составляет около 27 Гц, а при сейсмических колебаниях 3—5 Гц; продолжительность колебаний при ударе самолета 0,3—0,5 с. Это различие объясняется тем, что землетрясение вызывает колебания здания по низшим собственным формам, а удар самолета — по высшим.

Расчеты ПС показывают, что высота пика спектра и (в меньшей мере) частота, которой он соответствует, зависят от положения точки удара. При этом максимальные ускорения ПС смещены в область более высоких частот, чем при сейсмическом воздействии, и могут превосходить значения, получаемые на этих частотах при восьмибалльном землетрясении.

Вычисление динамических напряжений в оборудовании может осуществляться так же, как и при землетрясении: либо путем расчета вынужденных колебаний с использованием ПА, либо по линейно-спектральной теории, т. е. с помощью ПС. В силу отмеченного различия в характере сейсмических и «самолетных» колебаний учет обоих этих воздействий посредством расчета оборудования с помощью ПС (примеры таких расчетов даны в § 9.3) создает определенные сложности при проектировании оборудования, так как повышение его жесткости с целью уменьшения сейсмических нагрузок приводит к увеличению нагрузок при ударе самолета. Однако в силу существенного различия в продолжительности и спектральном составе сейсмических и «самолетных» колебаний здания квазистатический расчет с применением ПС не дает правильного представления об относительной опасности этих двух воздействий, так как для них должны использоваться разные прочностные характеристики материалов и критерии отказа конструкции. Как известно, при увеличении скорости нагружения возрастает предел текучести стали, что позволяет при расчете на удар самолета повышать (примерно на 30%) допускаемые напряжения [1]. Кроме того, учитывая кратковременность и высокочастотный характер колебаний при ударе самолета, во многих случаях можно допускать развитие в оборудовании пластических деформаций, которые сопровождаются значительным рассеянием энергии и приводят к уменьшению расчетных усилий. Очевидно, что в этом случае (ввиду нелинейности системы) расчет должен выполняться не с помощью ПС, а на вынужденные колебания с учетом нелинейных факторов, т. е. с помощью ПА. Можно условно выполнить расчет в линейной постановке, введя в системе повышенное затухание и условный предел упругости стали, больший действительного.

Учет названных факторов может позволить избежать необходимости дополнительно усиливать оборудование, рассчитанное на сейсмическое воздействие, для восприятия им нагрузок от удара самолета.

4.5. ОЦЕНКА НАДЕЖНОСТИ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ И ОБОРУДОВАНИЯ ПРИ ПАДЕНИИ САМОЛЕТА

Как уже отмечалось, вероятность падения самолета на АС весьма мала, а нагрузки при этом воздействии содержат значительный элемент неопределенности, связанный со случайностью параметров самолета (типа, массы, скорости и т. п.), угла и места соударения его с сооружением, деформационных и прочностных характеристик материалов и т. п. В настоящее время проверку прочности строительных конструкций и работоспособности оборудования АС выполняют в предположении, что воздействие обязательно реализуется за срок службы станции, причем самым неблагоприятным с точки зрения ее безопасности образом (например, прочность конструкций проверяется на удар по нормали в самую уязвимую точку; работоспособность оборудования — при наибольших значениях ПА и ПС и т. д.). Такой способ учета удара самолета обычно приводит к весьма тяжелым проектным решениям, хотя вероятность реализации именно такого нагружения ничтожно мала. Эти особенности задачи могут быть в той или иной мере учтены при использовании вероятностных методов расчета. Вероятностные характеристики воздействия (средняя частота падений самолетов, параметры распределения углов удара и т. п.) должны устанавливаться путем анализа воздушной обстановки и статистики авиапроисшествий в окрестности конкретной АС. В первом приближении вероятность падения самолета можно определить на основе приведенных в § 4.1 данных для территории Западной Европы и США, т. е. принять, что средняя частота падений самолетов $\nu = 10^{-6}$ год⁻¹ на площадь $F_0 = 10^4$ м². Учитывая высокую интенсивность воздушного движения в этих районах мира, можно предполагать, что частота падений самолетов на территории СССР не выше указанной.

Будем считать, что распределение падений во времени и по площади подчинено закону Пуассона (обычно применяемому для описания вероятности реализации редких событий [13]). Тогда вероятность падения самолета на площадь F за срок службы АС τ равна:

$$P = \frac{\nu \tau F}{F_0} \exp\left(-\frac{\nu \tau F}{F_0}\right) \approx \tau F \cdot 10^{-10}. \quad (4.20)$$

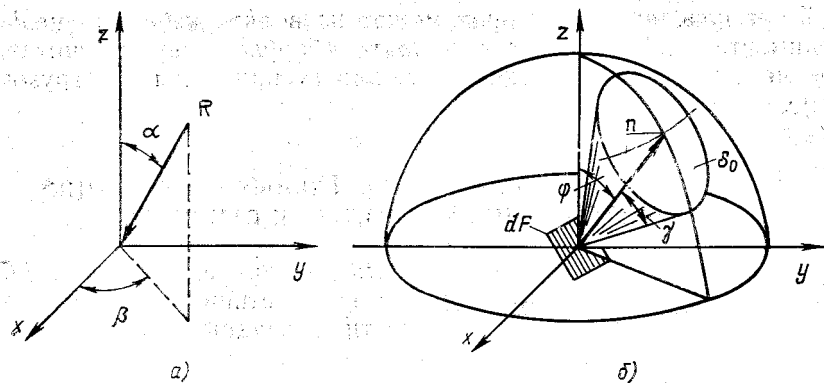


Рис. 4.15. К определению вероятности удара самолета в наклонную площадку:

а — задание положения вектора нагрузки в пространстве; *б* — телесный угол S_0 , ограниченный конусом с углом при вершине γ

Направление в пространстве вектора нагрузки от удара R будем задавать его углом с вертикалью α и углом β между его горизонтальной проекцией и осью OX (рис. 4.15, *а*). При отсутствии иной информации можно считать, что приближение самолета к АС с любой стороны равновероятно, т. е. угол β равномерно распределен на интервале $(0; 2\pi)$ с плотностью вероятности $p_1(\beta) = 1/2\pi$. Плотность вероятности угла α установлена на основе анализа протоколов авиапроисшествий в различных районах мира * [108] и равна

$$p_2(\alpha) = 0,072 \exp(2,2\alpha). \quad (4.21)$$

Совместную плотность вероятности $p(\alpha, \beta)$ найдем, исходя из того, что вероятность dP приложения вектора R в пределах «пирамиды» $(\alpha, \alpha + d\alpha, \beta, \beta + d\beta)$ пропорциональна соответствующему телесному углу, равному $dS = \sin \alpha d\alpha d\beta$, т. е. $dP = C p_1(\beta) p_2(\alpha) dS = C \frac{0,072}{2\pi} \exp(2,2\alpha) \sin \alpha d\alpha d\beta$.

Коэффициент пропорциональности находится из условия

нормировки
$$\int_{\beta=0}^{2\pi} \int_{\alpha=0}^{\frac{\pi}{2}} dP = 1.$$

Окончательно получаем:

$$p(\alpha, \beta) = 1,315 \cdot 10^{-2} \exp(2,2\alpha) \sin \alpha. \quad (4.22)$$

* Всего рассмотрено 233 протокола за период с 1964 по 1983 г.; выражение (4.21) получено обработкой данных 70 из этих случаев, для которых оказалось возможным определить угол падения самолета.

Пользуясь найденной плотностью вероятности $p(\alpha, \beta)$, можно оценить вероятность пробивания строительных конструкций. Эта задача может решаться в разных постановках, отличающихся моделями предельных состояний конструкции и учетом случайности тех или иных факторов. Простейшим является следующий подход.

Прочность конструкции обычно зависит прежде всего от нормальной составляющей нагрузки. Если выполнен нормативный расчет прочности при динамической нагрузке с некоторым максимальным значением N и законом изменения, подобным нагрузке при ударе самолета, приложенной по нормали к конструкции в какой-либо точке, то отказ конструкции при попадании самолета в эту точку произойдет, если нормальная составляющая силы удара окажется больше N . Пусть максимальное значение нагрузки при ударе самолета R_{max} . Тогда условие отказа имеет вид: $R_{max} \cos \gamma \geq N$, где γ — предельный угол наклона нагрузки к нормали, до которого возможен отказ: $\gamma = \arccos(N/R_{max})$.

Пусть $dP_\varphi(\tilde{\gamma} \leq \gamma)$ — вероятность того, что на площадке dF , наклоненной под углом φ к горизонтальной плоскости, приложена нагрузка под углом $\tilde{\gamma} \leq \gamma$ к нормали. Эта вероятность равна

$$dP_\varphi(\tilde{\gamma} \leq \gamma) = \tau dF \cdot 10^{-10} f(\varphi, \gamma), \quad (4.23)$$

где $f(\varphi, \gamma) = \iint_{(S_0)} p(\alpha, \beta) d\alpha d\beta$.

Интеграл вычисляется по площади S_0 телесного угла, ограниченного конусом с углом в вершине γ (см. рис. 4.15,б); при этом та часть угла S_0 , которая оказывается ниже горизонтальной плоскости XOY , исключается из рассмотрения. Значения функции $f(\varphi, \gamma)$ приближенно вычисляются по формуле $f(\varphi, \gamma) = \gamma(\gamma^2 a(\varphi) + \gamma b(\varphi) + c(\varphi))$, где $a(\varphi)$, $b(\varphi)$, $c(\varphi)$ — функции, графики которых изображены на рис. 4.16,а.

Если предельный угол γ одинаков для всей конструкции, то можно вычислить суммарную вероятность отказа при попадании в любую ее точку. Обозначим $P(D_i)$ вероятность отказа i -й конструкции, а γ_i — предельный угол для нее. Тогда эта вероятность может быть вычислена по приближенной формуле:

$$P(D_i) \equiv P(\tilde{\gamma}_i < \gamma_i) = \gamma_i (A_i \gamma_i^2 + B_i \gamma_i + C_i) F_i \tau \cdot 10^{-10}, \quad (4.24)$$

где F_i — площадь i -й конструкции, m^2 ; A_i , B_i , C_i — коэффициенты, зависящие от ее формы и положения в пространстве:

для горизонтальной плоскости $A_r = a(0) = 0,5$; $B_r = b(0) = -0,48$; $C_r = c(0) = 0,16$;

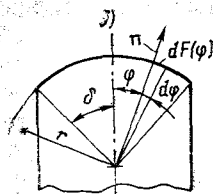
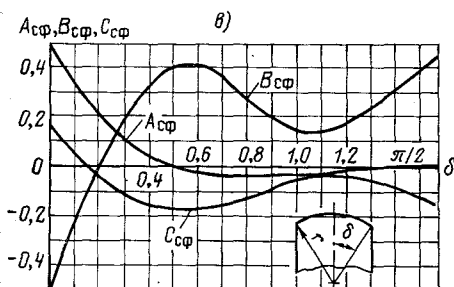
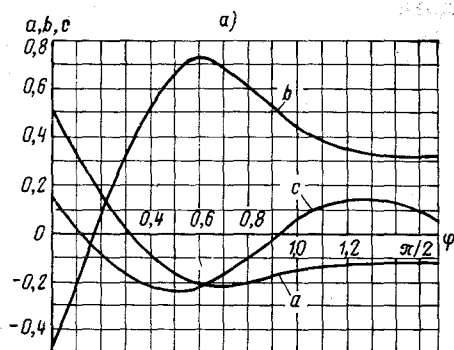


Рис. 4.16. К определению вероятности удара самолета в пределах заданного угла с нормалью к конструкции:

a — коэффициенты в (4.23) для вычисления вероятности удара в наклонную площадку; b — схема к определению вероятности удара в сферический сегмент; c — коэффициенты в (4.24) для вычисления вероятности удара в сферический сегмент

для вертикальной плоскости и цилиндра с вертикальной образующей $A_v = a(\pi/2) = -0,11$; $B_v = b(\pi/2) = 0,33$; $C_v = c(\pi/2) = 0,07$.

Для сферического сегмента радиусом r , ограниченного конусом с вертикальной осью и углом при вершине δ (рис. 4.16,б), вероятность $P(D_i)$ вычисляется следующим образом. Площадь полосы на поверхности сферы, нормаль к которой n наклонена под углом φ к вертикали, равна $dF(\varphi) = 2\pi r^2 \sin \varphi d\varphi$. Подставляя это выражение в (4.23) и интегрируя в пределах $0 \leq \varphi \leq \delta$, после несложных преобразований получаем, что вероятность отказа в этом случае также вычисляется по формуле (4.24), где $F_i = F_{сф}$ — площадь поверхности сферы, вырезанная конусом с углом δ при вершине, а коэффициенты $A_i = A_{сф}(\delta)$, $B_i = B_{сф}(\delta)$ и $C_i = C_{сф}(\delta)$ зависят от δ и равны:

$$A_{сф}(\delta) = \frac{1}{1 - \cos \delta} \int_0^{\delta} a(\varphi) \sin \varphi d\varphi;$$

$B_{сф}(\delta)$ и $C_{сф}(\delta)$ вычисляются по аналогичным формулам, где вместо $a(\varphi)$ фигурируют соответственно $b(\varphi)$ и $c(\varphi)$. Зависимости $A_{сф}(\delta)$, $B_{сф}(\delta)$ и $C_{сф}(\delta)$ показаны на рис. 4.16,в.

Как отмечалось в § 4.3, разрушение конструкции типа «пробивание» происходит в непосредственной близости от пятна удара, т. е. отказы отдельных конструкций можно считать независимыми событиями. Тогда вероятность отказа всего сооружения $P(D)$ равна сумме вероятностей отказов конструкций:

$$P(D) = \sum_i P(D_i). \quad (4.25)$$

Эта вероятность не должна превосходить допускаемой величины $[P]$:

$$P(D) \leq [P]. \quad (4.26)$$

Если принять одинаковые значения предельного угла γ для всех частей сооружения, то с учетом (4.24) — (4.26) получим:

$$\tau \cdot 10^{-10} \sum_i F_i \gamma (A_i \gamma^2 + B_i \gamma + C_i) \leq [P].$$

Таким образом, наибольшее значение угла γ , при котором выполняется условие надежности (4.26), определяется как корень уравнения:

$$\gamma^3 \sum_i F_i A_i + \gamma^2 \sum_i F_i B_i + \gamma \sum_i F_i C_i - \frac{[P]}{\tau \cdot 10^{-10}} = 0.$$

С уменьшением площади поверхности здания угол γ возрастает, т. е. нормальная компонента силы удара убывает. При $\gamma = \pi/2$ она обращается в нуль; это означает, что при такой площади поверхности проверку конструкций на пробивание можно не проводить.

Значение $[P]$ должно выбираться в зависимости от ответственности объекта, его стоимости и т. п. «Осторожной» величиной является значение $[P] = \tau \cdot 10^{-7}$, равное УОВ. При такой допускаемой вероятности отказа угол γ находится из уравнения

$$\gamma^3 \sum_i F_i A_i + \gamma^2 \sum_i F_i B_i + \gamma \sum_i F_i C_i - 1000 = 0. \quad (4.27)$$

В качестве примера определим угол γ , который можно принять для расчета на пробивание оболочки главного корпуса АС, изображенного на рис. 4.17. Она состоит из полусферического купола площадью $F_{сф} = 3610 \text{ м}^2$ и цилиндрической части площадью $F_{ц} = 5050 \text{ м}^2$. Защитным влиянием обстройки (между отметками 10,50 и 44,00) пренебрегаем. Коэффициенты в уравнении (4.27) для сферической части определяем по графикам на рис. 4.16, в при $\delta = \frac{\pi}{2}$; они равны: $A_{сф} = 0,13$; $B_{сф} = 0,45$; $C_{сф} = 0,01$. Для цилиндра коэффициенты приведе-

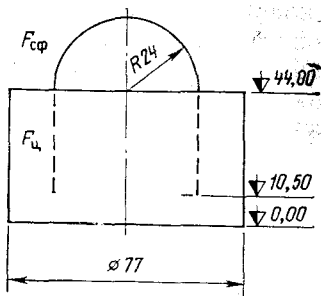


Рис. 4.17. Реакторное отделение АС

ны выше. Подстановка значений в (4.27) приводит к уравнению:

$$-1025\gamma^3 + 3290\gamma^2 + 390\gamma - 1000 = 0,$$

откуда находим $\gamma = 0,54$ рад $= 31^\circ$. Нормальная составляющая нагрузки $R_n = R_{max} \cos \gamma = 0,86 R_{max}$, т. е. на 14% меньше максимальной силы удара.

Конструкции разного типа (например, плиты и оболочки) имеют разную несущую способность. Поэтому задание для них одинакового угла γ не позволяет выбрать их оптимальные толщину и армирование. До некото-

рой степени этот фактор можно учесть, пользуясь независимостью отказов разных конструкций. Для этого, сохраняя неизменной общую вероятность отказа всего сооружения, можно увеличивать эту вероятность для одних (менее прочных) конструкций, компенсируя это ее уменьшением для других.

Например, предположим, что в силу конструктивных особенностей рассмотренной выше оболочки часть цилиндра с площадью $F'_{ц} = 1250 \text{ м}^2$ может выдержать удар только под углом к нормали не менее 45° . Подставляя в (4.24) значения $F'_{ц}$ и $\gamma = 0,785$ рад ($= 45^\circ$), находим вероятность отказа этой части оболочки: $P' = 2,56 \cdot 10^{-8}$. Тогда для остальных частей здания допускаемая вероятность отказа должна быть принята равной $[P''] = [P] - P' = (10^{-7} - 2,56 \cdot 10^{-8}) \tau = 7,44 \cdot 10^{-8}$. Угол γ для этих частей вычисляется по формуле (4.26), куда следует подставлять $F''_{ц} = F_{ц} - F'_{ц} = 3800 \text{ м}^2$. Этот угол равен $\gamma = 0,50$ рад $= 29^\circ$, т. е. меньше, чем был в первом примере.

Если некоторые конструкции здания заслонены другими его частями, сооружениями или природными объектами, так что удар в них возможен под ограниченными углами или невозможен вообще, это также можно учесть, повысив допускаемые вероятности отказа для других элементов здания.

Часто приходится решать задачу, обратную по отношению к рассмотренной выше, а именно: не проектировать конструкцию, исходя из заданного угла приложения нагрузки, а определять вероятность отказа имеющейся конструкции. Продемонстрируем на примере горизонтальной прямоугольной плиты «иерархию» подходов к решению этой задачи. Каждый из них точнее, чем предыдущие, учитывает случайный характер воздействия и прочности конструкции и дает меньшее значение вероятности ее отказа, но требует более трудоемких вычислений. Согласно нормам [91, 96] отказ конструкции может произойти в результате разрушения по нормальному или наклонному сечению или в виде продавливания, причем эти события

рассматриваются как независимые. Тогда критерий отказа имеет вид:

$$M_{\max}^{(x,y)} \geq [M^{(x,y)}] \cup Q_{\max}^{(x,y)} \geq [Q^{(x,y)}] \cup N \geq [N], \quad (4.28)$$

где $M_{\max}^{(x,y)}$, $Q_{\max}^{(x,y)}$ — максимальные усилия в сечениях, параллельных осям OX и OY , при приложении нагрузки в различные точки конструкции (максимум берется по всем сечениям и всем точкам приложения нагрузки); N — расчетная сила продавливания; $[M^{(x,y)}]$, $[Q^{(x,y)}]$, $[N]$ — допускаемые значения усилий, определенные по нормам [96]. Будем считать, что при выполнении соответствующего из неравенств (4.28) вероятность данного вида отказа (P_M , P_Q или P_N) равна единице, а в противном случае — нулю. Вероятность отказа плиты (i -й конструкции) с учетом всех возможных видов разрушения равна:

$$P(D_i/\gamma) = 1 - (1 - P_M)(1 - P_Q)(1 - P_N).$$

Левые части неравенств (4.28) зависят от угла приложения нагрузки $\tilde{\gamma}$ и для каждого из видов отказа можно найти предельное значение этого угла, до которого возможен отказ:

$$\cos \gamma^{(M)} = \frac{[M^{(x,y)}]}{M_{\max}^{x,y}}; \quad \cos \gamma^{(Q)} = \frac{[Q^{(x,y)}]}{Q_{\max}^{(x,y)}}; \quad (4.29)$$

$$\cos \gamma^{(N)} = \frac{[N]}{N}.$$

Очевидно, что

$$P(D_i/\gamma) = \begin{cases} 1 & \text{при } \tilde{\gamma} \leq \gamma; \\ 0 & \text{при } \tilde{\gamma} > \gamma, \end{cases}$$

где $\gamma = \max(\gamma^{(M)}, \gamma^{(Q)}, \gamma^{(N)})$. Следовательно, вероятность отказа определяется по формуле (4.24) при подстановке в нее этого значения γ .

Более точную оценку вероятности отказа можно получить, если считать случайным не только угол падения, но и место соударения самолета с конструкцией. При такой постановке задачи критерий отказа (4.28) относится к каждой конкретной (j -й) точке удара (под которой понимается точка приложения равнодействующей нагрузки с координатами x_j , y_j). Соответственно этому усилия $M_{\max}^{(x,y)}$, $Q_{\max}^{(x,y)}$, N также определяются при приложении нагрузки в эту точку, и ей же соответствуют предельные углы $\gamma_j^{(M)}$, $\gamma_j^{(Q)}$, $\gamma_j^{(N)}$ и их максимум γ_j . По величине γ_j с помощью формулы (4.23) определяется условная вероятность отказа

$$dP(D_i/x_j, y_j) = P(D_i/x_j, y_j) dx dy$$

(для рассматриваемой горизонтальной плиты в этой формуле, очевидно, следует принимать $\varphi=0$).

Повторив эту процедуру для различных точек удара, можно найти зависимость вероятности отказа от координат этой точки $P(D_i/x, y)$. Полная вероятность отказа плиты равна:

$$P(D_i) = \iint_{(F)} P(D_i/x, y) dx dy, \quad (4.30)$$

где F — площадь конструкции.

Дальнейшее уточнение оценки надежности достигается путем учета вероятностного разброса прочностных характеристик материалов — динамической призмной прочности бетона $R_{пр}^D$ и расчетного динамического сопротивления арматуры R_a^D . Будем считать, что они распределены по нормальному закону с математическими ожиданиями и дисперсиями, определяемыми по данным строительных норм и правил. Общий порядок такого расчета является следующим.

Допускаемые значения величин в неравенствах (4.28) зависят от $R_{пр}^D$ и R_a^D :

$$\begin{aligned} [M^{(x,y)}] &= \psi_M(R_{пр}^D, R_a^D), \quad [Q^{(x,y)}] = \psi_Q(R_{пр}^D, R_a^D); \\ [N] &= \psi_N(R_{пр}^D, R_a^D), \end{aligned} \quad (4.31)$$

где ψ_M , ψ_Q и ψ_N — функции, задаваемые нормами [96]. Система неравенств (4.28) ограничивает на плоскости ($R_{пр}^D, R_a^D$) «область обеспечения прочности» H , в которой должны лежать прочностные характеристики для сохранения работоспособности конструкции. Поскольку левые части неравенств зависят от x_j, y_j и $\tilde{\gamma}$, положение области H также зависит от этих случайных величин. Таким образом, в данном случае

$$P(D_i/x_j, y_j, \tilde{\gamma}) = 1 - P(R_{пр}^D, R_a^D \subset H).$$

Вычислив эту вероятность при различных $0 \leq \tilde{\gamma} \leq \pi/2$, найдем полную вероятность отказа при ударе в j -ю точку по формуле

$$P(D_i/x_j, y_j) = \int_0^{\frac{\pi}{2}} P(D_i/x_j, y_j, \gamma) p(\gamma) d\gamma.$$

Для горизонтальной плиты $\gamma=\alpha$ (см. рис. 4.15), а $p(\gamma) \equiv p(\alpha) = 2\pi p(\alpha, \beta)$, где $p(\alpha, \beta)$ выражается формулой (4.22). Полная вероятность отказа за срок службы τ находится по формуле, аналогичной (4.30):

$$P(D_i) = \tau \cdot 10^{-10} \iint_{(F)} P(D_i/x, y) dx dy.$$

Все предыдущие оценки надежности выполнялись в предположении упругой работы конструкции. Однако по условиям работы АС при ударе самолета допускается развитие неупругих деформаций [54], что является существенным резервом повышения несущей способности конструкций. В этом случае критерий отказа конструкции принимает вид $w_y + w_n > [w]$, где w_y и w_n — упругое и неупругое перемещения соответственно; $[w]$ — допускаемое перемещение. Вероятность отказа равна:

$$P(D_i/x_j, y_j, \tilde{\gamma}) = P(w_y + w_n > [w]).$$

В качестве численного примера приведем оценку вероятности отказа защемленной по контуру плиты с размерами в плане $42 \times 14,2$ м (бетон класса В25, арматура класса АIII). Плита является частью покрытия здания с размерами в плане 42×50 м и высотой 26 м. При расчете на наихудший случай приложения нагрузки — по нормали в центр плиты — ее толщина должна быть принята равной 2,5 м, а коэффициенты армирования для пролетных сечений — 0,0051, для опорных — 0,0064.

Для оценки надежности плиты следует прежде всего установить допускаемую вероятность ее отказа $[P_i]$. Будем исходить из допускаемой вероятности отказа всего здания $[P] = \tau \cdot 10^{-7}$. Допускаемая вероятность отказа отдельной (i -й) его конструкции $[P_i]$ должна быть меньше этого значения, причем, как отмечено выше, в силу независимости отказов разных конструкций при пробивании общая допускаемая вероятность отказа здания может быть распределена между ними по-разному. Примем величину $[P_i]$ пропорциональной отношению вероятности попадания самолета в данную конструкцию к полной вероятности его удара в сооружение:

$$[P_i] = \tau \cdot 10^{-7} \frac{n_i F_i}{\sum_k n_k F_k}, \quad (4.32)$$

где F_i — площадь i -й конструкции; n_i — коэффициент, зависящий от ее формы и положения в пространстве:

$$n_i = \frac{\pi}{2} \left(A_i \left(\frac{\pi}{2} \right)^2 + B_i \left(\frac{\pi}{2} \right) + C_i \right),$$

здесь A_i, B_i, C_i те же, что в формуле (4.24); в частности, для горизонтальной плоскости $n_i = 1$, а для вертикальной $n_i = 0,5$. Суммирование в знаменателе (4.32) ведется по всем конструкциям здания. Подставляя в это выражение размеры сооружения и рассматриваемой плиты, получаем для нее допускаемую вероятность отказа:

$$[P_i] = 0,13 \cdot 10^{-7}. \quad (4.33)$$

При учете случайности только угла приложения нагрузки помощью формул (4.29) были получены следующие предельные значения углов: $\gamma^{(M)}=0,85$; $\gamma^{(Q)}=0,72$; $\gamma^{(N)}=0,85$ (отметим, что они соответствуют разным точкам приложения нагрузки). Следовательно, $\gamma=\max(\gamma^{(M)}, \gamma^{(Q)}, \gamma^{(N)})=0,85$. Вероятность отказа плиты $P(D_i)=0,57 \cdot 10^{-8}$. Таким образом уже при таком простейшем подходе вероятность отказа оказывается меньше допускаемой, т. е. можно уменьшить толщину и армирование плиты.

При дополнительном учете случайности точки удара вероятности отказов, полученные при попадании в соответствующую точку, показаны на рис. 4.18,а (где ввиду симметрии изображена четверть плиты). Полная вероятность отказа при этой постановке задачи равна $P(D_i)=0,32 \cdot 10^{-8}$, т. е. еще на 45% меньше, чем без учета случайности точки удара.

Наконец, определим вероятность отказа плиты с учетом случайного характера прочностных характеристик материалов, которые считались распределенными по нормальному закону со следующими параметрами: для бетона математическое ожидание $m_b=30$ МПа, стандарт $\sigma_b=4,05$ МПа; для арматуры $m_a=478,5$ МПа, $\sigma_a=47,86$ МПа. Пример построения «области обеспечения прочности» H для одной из совокупностей случайных параметров приведен на рис. 4.18,б [при ее построении в качестве первого приближения функции ψ_M , ψ_Q и ψ_N , фигурирующие в формуле (4.31), были линеаризованы в окрестности математических ожиданий m_a и m_b , т. е. представлены в виде:

$$\psi_M \approx a_M R_a^d + b_M R_{пр}^d; \psi_Q \approx a_Q R_a^d + b_Q R_{пр}^d + C_Q; \psi_N \approx a_N R_a^d + b_N R_{пр}^d + C_N].$$

Полученная вероятность отказа равна $P(D_i)=0,3 \cdot 10^{-8}$, т. е. вдвое ниже, чем без учета разброса прочности материалов. Для того, чтобы обеспечить вероятность отказа не выше значения (4.33), согласно расчету, выполненному в данной постановке, достаточно принять толщину плиты равной 175 см (при сохранении указанных выше коэффициентов армирования) вместо 2,5 м при расчете по наихудшему варианту приложения нагрузки. При определении отказа плиты с учетом неупругих деформаций ее толщина может быть дополнительно уменьшена.

Как отмечалось выше, при защите АС от падения самолета кроме обеспечения прочности строительных конструкций необходимо также гарантировать работоспособность технологического оборудования, подвергающегося динамическим нагрузкам от вибраций здания вследствие удара. Для их определения должен выполняться расчет вынужденных колебаний сооружения. Поскольку место и угол удара являются случайными, эти нагрузки также являются случайными величинами,

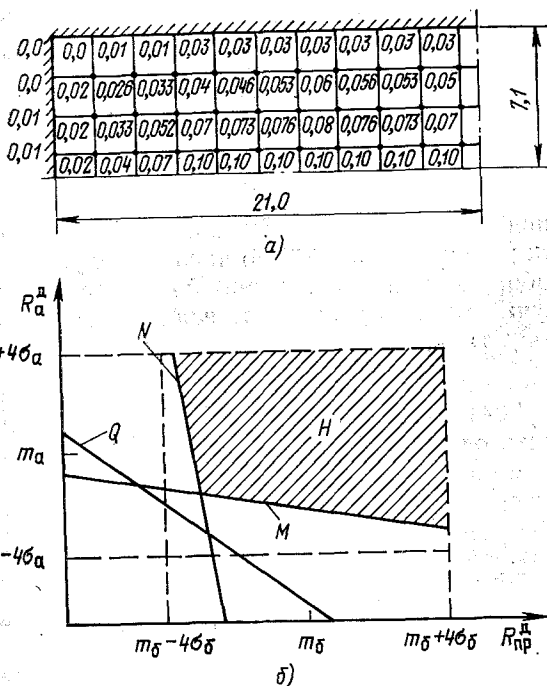


Рис. 4.18. К определению вероятности отказа железобетонной плиты:
а — вероятности отказа при ударе самолета в различные точки конструкции; б — пример построения области сохранения работоспособности H

т. е. могут задаваться с различной обеспеченностью (вероятностью неперевышения). При проверке конкретной единицы оборудования обеспеченность расчетной нагрузки должна выбираться исходя из его ответственности, продолжительности работы в различных режимах и т. п. Этот выбор может быть произведен на основе следующих соображений.

Вероятность отказа j -й единицы оборудования $P(D_j)$ определяется по формуле

$$P(D_j) = P(SH_j)P(D_j/SH_j), \quad (4.34)$$

где $P(SH_j)$ — вероятность приложения динамической нагрузки; $P(D_j/SH_j)$ — условная вероятность отказа при этой нагрузке. При этом должно выполняться требование

$$P(D_j) \leq [P_j], \quad (4.35)$$

где $[P_j]$ — допускаемая вероятность отказа.

Сомножитель $P(SH_j)$ в (4.34) равен вероятности падения самолета на АС во время работы оборудования, вычисляемой

по формуле (4.24) при $\gamma = \pi/2$:

$$P(SH_j) = \frac{\tau\theta_j \cdot 10^{-10}}{8760} \left(\left(\frac{\pi}{2} \right)^3 \sum_i F_i A_i + \left(\frac{\pi}{2} \right)^2 \sum_i F_i B_i + \left(\frac{\pi}{2} \right) \sum_i F_i C_i \right), \quad (4.36)$$

где θ_j — число часов работы данной единицы оборудования в течение года; 8760 — общее число часов в году.

Пусть оборудование рассчитано на некоторую нагрузку Q_p . В этом случае отказ произойдет, если к нему приложена нагрузка $Q > Q_p$, т. е.

$$P(D_j | SH_j) = P(Q > Q_p). \quad (4.37)$$

С учетом (4.34) — (4.37) получаем условие, которому должна удовлетворять величина расчетной нагрузки:

$$P(Q > Q_p) \leq \frac{8760 \cdot 10^{10} [P_j]}{\tau\theta_j \Sigma}, \quad (4.38)$$

где

$$\Sigma = \left(\frac{\pi}{2} \right)^3 \sum_i F_i A_i + \left(\frac{\pi}{2} \right)^2 \sum_i F_i B_i + \left(\frac{\pi}{2} \right) \sum_i F_i C_i.$$

В случае, если правая часть неравенства больше или равна единице, условие (4.35) выполняется автоматически. Это означает, что в силу кратковременности работы данной единицы оборудования, его малой ответственности (т. е. большой допускаемой вероятности отказа $[P_j]$) или небольших размеров сооружения, где оно установлено, его проверку на нагрузку при ударе самолета можно не проводить.

В качестве примера определим требуемую обеспеченность нагрузки на оборудование, установленное в здании (см. рис. 4.17), при допускаемой вероятности его отказа $[P_j] = \tau\theta_j \cdot 10^{-10}$. Значение $\Sigma = 10\,412 \text{ м}^2$ (при его подсчете следует учитывать площади всех поверхностей, включая обстройку). Расчеты дают: $P(Q > Q_p) = 0,84$, т. е. обеспеченность нагрузки $1 - P(Q > Q_p) = 0,16$.

При выводе формулы (4.38) предполагалось, что оборудование постоянно работает в одном режиме. В противном случае для каждого режима можно определить свою обеспеченность нагрузки, соответствующим образом распределив между режимами общую допускаемую вероятность отказа. При этом, как и выше, можно увеличивать вероятность отказа при одних режимах, компенсируя это за счет других. В частности, при некоторых режимах (например, тяжелых, но кратковременных) можно принимать обеспеченность равной нулю, т. е. проверку на удар не проводить.

Предположим, например, что рассмотренное выше оборудование работает 10% времени в тяжелом режиме 1, а 90% времени — в легком режиме 2. Примем для режима 1 вероятность $P(Q_1 > Q_p) = 1$ (т. е. проверку на удар проводить не будем) и найдем вероятность отказа при этом режиме из соотношения (4.38):

$$1 = \frac{8760 \cdot 10^{10} [P_{j1}]}{\tau \theta_{j1} \Sigma},$$

где $\theta_{j1} = 0,1 \theta_j$ — время работы в этом режиме. Подставляя найденное выше значение Σ , получаем $[P_{j1}] = 0,12 \cdot 10^{-10} \tau \theta_j$. Допускаемая вероятность отказа при втором режиме должна равняться $[P_{j2}] = [P_j] - [P_{j1}] = 0,88 \cdot 10^{-10} \tau \theta_j$. Подставляя ее в (4.38) и учитывая, что $\theta_{j2} = 0,9 \theta_j$, получаем для этого режима $P(Q_2 > Q_p) = 0,82$; обеспеченность нагрузки $1 - P(Q_2 > Q_p) = 0,18$, т. е. выше, чем в предыдущем примере.

Как и в случае строительных конструкций, расчетные нагрузки на оборудование можно снизить, если учесть экранирование части здания другими объектами. Нагрузку, обладающую требуемой обеспеченностью, можно вычислить, например, с использованием ПС, построенных с такой же обеспеченностью. Последние получают путем статистической обработки ПС, соответствующих различным точкам и углам удара самолета в здание АС, значениям его скорости, массы и прочим случайным факторам.

ГЛАВА 5

ВОЗДЕЙСТВИЯ ПРИ ПРОМЫШЛЕННЫХ ВЗРЫВАХ

5.1. ОБЩИЕ ПРИНЦИПЫ УЧЕТА ВЗРЫВНОЙ ОПАСНОСТИ ДЛЯ АС

Взрывом называется процесс быстрого выделения энергии, вызванный внезапным изменением состояния вещества (например, в результате быстропотекающей химической реакции) или его параметров (при разрушении паровых котлов, баллонов со сжатым газом и т. п.) [23]. Наибольшую опасность для АС представляют взрывы первого вида, так как они могут достигать большой мощности и действовать на большом расстоянии. Именно они и рассматриваются в данной главе.

Необходимость учета воздействия взрывов на АС может возникнуть, если в ее окрестности имеются потенциальные источники взрывной опасности. Их обычно разделяют на стационарные (различного рода взрывоопасные производства, места хранения взрывчатых веществ, трубопроводы для пере-

качки взрывоопасных сред — нефти, газа и т. п.) и подвижные (все виды сухопутного и водного транспорта, перевозящего взрывоопасные вещества; сюда же можно отнести взрыв топливных баков летательного аппарата, упавшего вблизи АС).

Взрыв порождает целый комплекс воздействий, каждое из которых может в той или иной мере представлять опасность для станции. Это механические воздействия (воздушная взрывная волна, удары разлетающихся обломков, сейсмическое воздействие, т. е. сотрясение грунта), опасные с точки зрения повреждений строительных конструкций и систем АС, отказов или ложных срабатываний оборудования; выделение тепла, вызывающего пожары; образование пыли, дыма, едких и токсичных газов, которые, попав внутрь станции, могут привести к поражению персонала или препятствовать его нормальной работе. Эти факторы по-разному проявляются при взрывах твердых взрывчатых веществ (ВВ) и газопаровоздушных смесей (ГПВС), образующихся, например, при случайных утечках сжиженных природных газов, ацетиленов, водорода и т. п. Поэтому влияние на АС взрывов ВВ и ГПВС рассматривают отдельно.

Решение о необходимости учета взрыва в проекте конкретной АС и его расчетных параметрах должно приниматься на основе анализа потенциальных источников взрывов. При этом, как и в случае других особых воздействий, анализ целесообразно вести поэтапно с последовательным увеличением уровня детализации [99, 101].

На первых этапах анализ выполняется с целью исключения из рассмотрения всех или части потенциальных источников взрывов. Простейший метод такого исключения — сравнение расстояния до источника с ВДО. В некоторых странах для взрыва принимают ВДО равным от 5 до 10 км. Большее расстояние принимается для облаков ГПВС, так как при устойчивых метеорологических условиях такое облако может дрейфовать в сторону АС, сохраняя концентрацию в пределах воспламеняемости в течение многих минут и даже часов. Это, по-видимому, относится прежде всего к стационарным источникам, поскольку при авариях на транспорте взрывы или пожары чаще всего наблюдались вблизи места аварии [99].

Источники взрывов, расположенные в пределах ВДО, могут не учитываться, если вероятность взрыва в них меньше УОВ. По решению регулирующих органов могут также не приниматься во внимание взрывы, вероятность которых больше УОВ, но меньше ВВЗП, которая может быть принята примерно на порядок большей, чем УОВ. Необходимо еще раз подчеркнуть, что при использовании вероятностных критериев отбора следует обращать особое внимание на полноту и доста-

верность исходной статистической информации, на основе которой рассчитывается вероятность событий, и в случае сомнений в этой достоверности придерживаться осторожных оценок. Следует также учитывать, что величина УОВ не должна быть превзойдена с учетом всех особых воздействий на АС, а не только какого-либо одного из них.

Для источников взрывов, не исключенных из рассмотрения, должна быть осуществлена более детальная оценка с целью назначения расчетных параметров взрыва, учитываемых в проекте. Однако при этом можно игнорировать некоторые из названных выше факторов на основе сопоставления их опасности с другими особыми воздействиями, на которые рассчитывается АС. Так, если она проектируется с учетом сейсмического воздействия, могут оказаться излишними специальные меры для ее защиты от сейсмовзрывного воздействия (хотя анализ его влияния все же должен быть выполнен, так как колебания грунта при взрыве являются более высокочастотными, чем при землетрясении). Может также оказаться ненужным специальное усиление строительных конструкций для защиты от пробивания разлетающимися обломками, если эти конструкции проектируются с учетом удара летящих предметов при других воздействиях (ураганах, торнадо, падении самолета и его частей). При этом основную сложность представляет определение параметров обломков при взрыве (массы, скорости, конфигурации).

Расчет конструкций на их удар выполняется методами, изложенными в гл. 4 и 6.

Защита АС от проникновения внутрь пыли, дыма, едких, токсичных и взрывоопасных газов осуществляется конструктивными мерами, в частности оснащением вентиляционных систем соответствующими детекторами, выдающими сигнал на закрытие воздухозаборников при превышении определенной концентрации вредных веществ.

Наиболее существенным фактором, определяющим опасность взрыва для АС, является повышение давления воздуха на конструкции, характер которого зависит от типа взрыва. Различают два основных типа — детонационный и дефлаграционный* взрывы, нагрузки на строительные конструкции при которых рассмотрены далее отдельно. В облаках ГПВС возможны также типы взрыва, промежуточные между детонацией и дефлаграцией.

* В [99, 101] для данного взрыва используются также термины «вспышка» и «мгновенное возгорание».

5.2. ВОЗДЕЙСТВИЕ НА СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ ПРИ ДЕТОНАЦИОННЫХ ВЗРЫВАХ

Данный вид взрыва характерен прежде всего для твердых ВВ (тротила, динамита и т. п.), но возможен также в облаках ГПВС (при истечении в атмосферу ацетилена и водорода, а также при образовании смесей кислорода с газообразными углеводородами). При детонации процесс горения распространяется по веществу со сверхзвуковой скоростью и после окончания детонации от границы облака взрыва также со сверхзвуковой скоростью начинает двигаться воздушная ударная волна (ВУВ). В момент прохождения ее фронта через какую-либо точку на местности давление воздуха практически мгновенно повышается на $\Delta p_{\text{ф}}$ сверх атмосферного давления p_0 (рис. 5.1). Затем в течение промежутка времени τ_+ давление уменьшается до величины p_0 («фаза сжатия»), после чего следует «фаза разрежения» τ_- , в которой давление ниже атмосферного.

Нагрузки на сооружение от действия ВУВ определяются с учетом ее взаимодействия с преградой (отражения, обтекания, затекания). Методы определения параметров ВУВ и создаваемых ею нагрузок на сооружения при взрывах твердых ВВ разработаны достаточно подробно и имеются в нормативной и справочной литературе [23, 63, 82, 91]. В некоторых странах опасность взрыва для АС оценивают, сопоставляя давление на фронте ВУВ с ветровым давлением, на которое рассчитаны сооружения. Например, в США все сооружения АС должны выдерживать ветровое давление 7 кПа, создаваемое ураганом или торнадо. Пиковое давление ВУВ не превзойдет этой величины, если источник взрыва находится от здания не ближе чем на расстоянии, м

$$R = 18W^{1/3},$$

где W — тротиловый эквивалент массы взрывающегося материала, кг.

При рассмотрении детонационных взрывов облаков ГПВС иногда также пользуются понятием тритилового эквивалента, считая эти взрывы аналогичными взрыву твердых ВВ. Однако такой подход лишь приближенно верен при больших расстояниях до взрыва и приводит к серьезным погрешностям при близких взрывах, так как в отличие от взрывов твердых ВВ, являющихся точечными, взрыв облака ГПВС является объемным.

При наземном взрыве такое облако можно приближенно представить в виде полусферы, в центре которой инициируется взрыв (рис. 5.2). Радиус полусферы $r_0 = 7,8V^{1/3}$, где V —

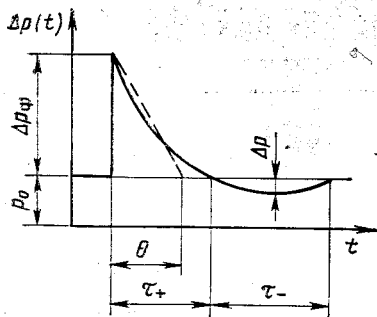


Рис. 5.1. Изменение давления при детонационном взрыве

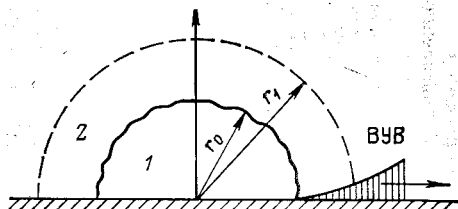


Рис. 5.2. Схема детонационного взрыва ГПВС:

1 — облако ГПВС; 2 — область разлета продуктов взрыва ($r_1 \approx 1,7r_0$)

объем облака, м³:

$$V = \frac{22,4 \cdot 100 \kappa G}{\mu C_{\text{нклд}}}; \quad (5.1)$$

G — масса выделившегося вещества, кг; κ — коэффициент, зависящий от его вида и способа хранения (для газов, хранящихся при нормальном атмосферном давлении, $\kappa=1$; для сжиженных под давлением газов $\kappa=0,5$; для сжиженных путем охлаждения газов $\kappa=0,1$; при растекании легковоспламеняющихся жидкостей $\kappa=0,02 \div 0,07$); μ — молекулярная масса вещества; $C_{\text{нклд}}$ — нижний объемный концентрационный предел детонации, %; при отсутствии данных можно принять $C_{\text{нклд}}$ равным нижнему концентрационному пределу воспламенения $C_{\text{нлв}}$ (значения μ , $C_{\text{нклд}}$, $C_{\text{нлв}}$ и другие характеристики наиболее распространенных ГПВС приведены в табл. 5.1).

Вследствие сверхзвукового распространения детонационной волны облако ГПВС к концу детонации не успевает расширяться и практически сохраняет первоначальный объем.

Удельная объемная теплотворная способность ГПВС q_v , кДж/м³,

$$q_v = q_{v, \text{стх}} C_{\text{нклд}} / C_{\text{стх}}, \quad (5.2)$$

а удельная массовая теплотворная способность q_m , кДж/кг,

$$q_m = q_v / \rho_{\text{стх}}, \quad (5.3)$$

где $q_{v, \text{стх}}$, $C_{\text{стх}}$, $\rho_{\text{стх}}$ — соответственно удельная теплотворная способность, концентрация и плотность стехиометрической* смеси.

* Стехиометрической называется смесь, в которой на каждый моль горючего вещества приходится точно необходимое для окисления количество молей кислорода.

Т а б л и ц а 5.1. Физико-химические характеристики наиболее распространенных газо- и паровоздушных смесей, образующихся при авариях в химической и нефтехимической промышленности

Горючий компонент газовоздушной (ГВС) или паровоздушной смеси (ПВС)	Тип смеси	Химическая фор- мула	Температура кипения, °С	Относительная масса горючего μ	P_{CTX} , кг/м³	C_{CT} , об %	C_{HIM} , об %	Объемные концентра- ционные пределы воспламенения смеси, %		Удельная энергия вырыва стехиомет- рической смеси		Значения пара- метра k для про- дуктов взрыва стехиометриче- ской смеси
								нижний $C_{низ}$	верхний $C_{выс}$	массовая $q_{пл}$ стх, кДж/кг	объемная q_v стх, кДж/м³	
Водород	ГВС	H_2	-252,8	2	0,933	29,59	15	4	75	3425	3195	1,248
Метан	ГВС	CH_4	-161,58	16	1,232	9,45	—	5	15	2763	3404	1,256
Этан	ГВС	C_2H_6	-88,63	30	1,250	5,66	2,87	2,9	15	2797	3496	1,257
Пропан	ГВС	C_3H_8	-42,6	44	1,315	4,03	2,57	2,1	9,5	2801	3676	1,257
Бутан	ГВС	C_4H_{10}	-0,5	58	1,328	3,13	1,98	1,8	9,1	2776	3684	1,270
Пентан	ПВС	C_5H_{12}	36,07	72	1,340	2,56	—	1,4	7,8	2797	3748	1,258
Гексан	ПВС	C_6H_{14}	68,74	86	1,340	2,16	—	1,2	7,5	2797	3748	1,261
Ацетилен	ГВС	C_2H_2	-83,6	26	1,278	7,75	9,7	2,5	81	3387	4329	1,259
Этилен	ГВС	C_2H_4	-103,7	28	1,285	6,54	3,32	3,0	32	3010	3869	1,259
Пропилен	ГВС	C_3H_6	-47,75	42	1,314	4,46	3,55	2,2	10,3	2922	3839	1,259
Бутилен	ГВС	C_4H_8	-6,25	56	1,329	3,38	—	1,6	9,4	2892	3843	1,260
Дивинил	ГВС	C_4H_6	-4,47	54	1,330	3,68	—	2,0	11,5	2962	3967	1,260
Бензол	ПВС	C_6H_6	80,1	78	1,350	2,84	—	1,4	7,1	2937	3966	1,261
Толуол	ПВС	C_7H_8	110,63	92	1,350	2,23	—	1,3	6,7	2843	3838	1,260
Ксилол	ПВС	C_8H_{10}	144,41	106	1,355	1,96	—	1,0	7,0	2830	3834	1,259
Циклогексан	ПВС	C_6H_{12}	80,75	84	1,340	2,28	—	1,2	10,6	2797	3748	1,248
Метанол	ПВС	CH_3O	64,7	32	1,300	12,3	—	6,0	34,7	2843	3696	1,253
Этанол	ПВС	C_2H_5O	78,37	46	1,340	6,54	—	3,6	19,0	2804	3757	1,256
Ацетон	ПВС	C_3H_6O	56,24	42	1,210	4,99	—	2,2	13,0	3112	3766	1,259
Аммиак	ГВС	CH_3	-33,4	17	1,180	19,72	—	15	28	2365	2791	1,248
Оксис углерода	ГВС	CO	-191,5	28	1,280	29,59	—	12,5	74	2930	3750	1,256
Диэтиловый эфир	ПВС	$C_4H_{10}O$	35,6	74	1,36	3,38	—	1,7	49	2840	3862	1,261
Диэтиловый эфир	ПВС	C_2H_5Cl	57,3	99	1,49	6,54	—	—	—	2164	3224	1,265
Винилхлорид	ГВС	C_2H_3Cl	13,9	62,5	1,40	7,75	—	—	—	2483	3980	1,265
Бензин (авиацион- ный)	ПВС	$C_6H_8H_2$	От 53 до 174	93,6	1,35	2,1	1,5	1,2	7,5	2973	3770	—

Параметры детонационной волны, распространяющейся в облаке ГПВС, определяются по следующим формулам.

Абсолютное давление на фронте, кПа,

$$p_{\text{дет}} = 2,586(k-1)q_m, \quad (5.4)$$

где значение k для смеси углеводородов с воздухом (при $q_m \geq 1200$ кДж/м³) может быть вычислено по приближенной формуле:

$$k = \frac{1,3}{1,85 \cdot 10^{-5}(q_m - 1200) + 1}. \quad (5.5)$$

Избыточное давление на фронте

$$\Delta p_{\text{дет}} = p_{\text{дет}} - p_0, \quad (5.6)$$

где p_0 — атмосферное давление (нормальное значение 101,3 кПа).

Скорость движения фронта детонационной волны, м/с,

$$D_d = \sqrt{2000(k^2 - 1)q_m}. \quad (5.7)$$

При аппроксимации фазы сжатия треугольником (см. рис. 5.1) эффективное время θ , с, действия детонационной волны, определенное из условия равенства импульсов, равно:

$$\theta \approx 2,5 \cdot 10^{-2} \frac{r_0}{\sqrt{q_m}} \left(1 + \frac{0,4R}{r_0} \right), \quad (5.8)$$

где R — расстояние до центра облака ГПВС.

На вертикальную конструкцию, расположенную в пределах облака ГПВС (т. е. при $R \leq r_0$), действует давление в отраженной волне:

$$p_{\text{отр}} = 2,54p_{\text{дет}}; \quad (5.9)$$

эффективное время действия отраженной волны, с,

$$\theta \approx 1 \cdot 10^{-2} \frac{r_0}{\sqrt{q_m}} \left(1 + \frac{1,28R}{r_0} \right). \quad (5.10)$$

При достижении детонационной волной поверхности облака ГПВС в окружающем воздухе начинает распространяться ВУВ. Энергия, кДж, перешедшая в нее,

$$E_{\text{ув}} = \eta q_v V, \quad (5.11)$$

где коэффициент η , характеризующий долю энергии взрыва, перешедшую в энергию ВУВ, можно вычислить по приближенной формуле:

$$\eta = 1 - \left(\frac{2p_0}{p_{\text{дет}}} \right)^{\frac{k-1}{k}}. \quad (5.12)$$

Давление Δp_Φ , кПа, на фронте ВУВ определяется в зависимости от приведенного расстояния, м/кДж^{1/3},

$$\bar{R} = \frac{R}{\sqrt[3]{2E_{\text{ВВ}}}} \quad (5.13)$$

(где $R \geq r_0$) и равно, кПа:
при $0,05 < \bar{R} \leq 0,068$

$$\Delta p_\Phi = \frac{1,227 \cdot 10^{-6}}{\bar{R}^{4,68}} + 0,49; \quad (5.14a)$$

при $0,068 < \bar{R} \leq 0,31$

$$\Delta p_\Phi = 4,156 / \bar{R}^{1,7}; \quad (5.14b)$$

при $\bar{R} > 0,31$

$$\Delta p_\Phi = \frac{4,96}{\bar{R}} + \frac{0,974}{\bar{R}^2} + \frac{0,146}{\bar{R}^3}. \quad (5.14b)$$

Скорость движения фронта ВУВ, м/с,

$$D_\Phi = 340 \sqrt{1 + 0,86 \Delta p_\Phi / p_0}. \quad (5.15)$$

Продолжительность фазы сжатия, мс,

$$\tau_+ = \bar{\tau}_+ \sqrt{2E_{\text{ВВ}}}, \quad (5.16)$$

где $\bar{\tau}_+$ — приведенное время фазы сжатия, мс/кДж^{1/3}, равное:
при $0,052 \leq \bar{R} < 0,434$

$$\bar{\tau}_+ = 0,323 \sqrt{\bar{R}}; \quad (5.17a)$$

при $\bar{R} > 0,434$

$$\bar{\tau}_+ = 0,323 \sqrt{\bar{R}} \left(1 - \frac{\bar{R} - 0,434}{6,2} \right)^{3/2}. \quad (5.17b)$$

В качестве примера приведем параметры детонационной волны и ВУВ, рассчитанные по приведенным выше формулам для взрыва 100 кг ацетилена, сжиженного под давлением. Объем облака $V = 444$ м³, его радиус $r_0 = 60$ м. Удельные объемная и массовая теплотворные способности равны соответственно $q_v = 5418$ кДж/м³ и $q_m = 4240$ кДж/кг.

Давление на фронте детонационной волны: абсолютное $p_{\text{дет}} = 2520$ кПа, относительное $\Delta p_{\text{дет}} = 2420$ кПа. Скорость движения этого фронта $D_d = 2085$ м/с. Эффективное время действия в центре взрыва (при $R = 0$) $\theta_0 = 0,023$ с, на расстоянии $R = r_0/2 = 30$ м от центра $\theta_{30} = 0,027$ с. Давление в отраженной волне $p_{\text{отр}} = 6400$ кПа; эффективное время ее действия в центре взрыва $\theta_{\text{отр},0} = 0,009$ с, а на расстоянии 30 м от центра $\theta_{\text{отр},30} = 0,015$ с.

Параметры ВУВ определены на расстоянии $R = 2r_0 = 120$ м от центра взрыва. Энергия, перешедшая в ударную волну,

$E_{ув} = 8,9 \cdot 10^5$ кДж. Приведенное расстояние $\bar{R} = 0,98$ м/кДж^{1/3}. Избыточное давление на фронте ВУВ определяется по формуле (5.14в) и равно: $\Delta p_f = 6,2$ кПа. Скорость движения фронта $D_f = 350$ м/с. Продолжительность фазы сжатия, найденная согласно (5.16) и (5.17б), составляет $\tau_+ = 0,37$ с.

Как видно, давление на фронте детонационной волны в 400 раз больше, чем у ВУВ, а длительность фазы сжатия примерно в 15 раз меньше. Обычные строительные конструкции и оборудование при действии детонационной волны будут разрушены (см. табл. 5.5). Нагрузки на них при действии ВУВ определяются методами, изложенными в [23, 63, 82, 91], и этот вопрос здесь не рассматривается. Вопросы проверки прочности конструкций при взрывных воздействиях кратко изложены в § 5.4.

5.3. ВОЗДЕЙСТВИЕ НА СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ ПРИ ДЕФЛАГРАЦИОННЫХ ВЗРЫВАХ

При дефлаграционных взрывах, наблюдающихся в облаках ГПВС, скорость распространения пламени по веществу меньше звуковой и может изменяться в широких пределах (при взрыве в воздухе она составляет примерно 200 м/с). Характер изменения избыточного давления при таком взрыве иной, чем при детонации: его нарастание происходит медленнее и максимальное давление меньше, но продолжительность действия больше. Такое нагружение ближе к статическому и может оказаться опаснее для строительных конструкций, чем более интенсивная, но кратковременная нагрузка при детонационном взрыве. Это видно, например, из рис. 5.3, где показан используемый при проектировании АЭС в ФРГ закон изменения давления, соответствующий дефлаграции рядом со станцией полусферического облака диаметром около 50 м [101].

Теория сферического дефлаграционного взрыва в открытом пространстве разработана Я. К. Трошиным, В. А. Горевым, Д. З. Хуснутдиновым на основе теории расширения сплошного сферического поршня, предложенной Дж. Тейлором [18, 104, 127]. Физическая картина такого взрыва и расчет изменения во времени избыточного давления при нем более сложны, чем при детонации. В случае наземного взрыва эта картина является следующей.

От места воспламенения в облаке ГПВС начинает распро-

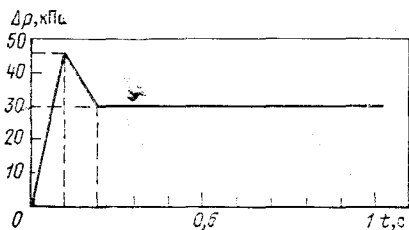


Рис. 5.3. Избыточное отраженное давление при дефлаграционном взрыве [101]

отстраняться полусферический фронт пламени. Каждый едини-
 цный объем смеси, сгорая, расширяется в σ раз ($\sigma=6\div 8$). При
 этом продукты взрыва (ПВ) играют роль сферического порш-
 ня, сжимающего окружающую среду. Впереди фронта пламе-
 ни образуется ВУВ, но в отличие от детонационного взрыва,
 при котором до окончания детонации фронты пламени и ВУВ
 совпадают, при дефлаграции между ними имеется слой сжа-
 того газа, в котором все газодинамические параметры (ско-
 рость потока, плотность, давление и температура) возраста-
 ют в сторону фронта пламени. Интенсивность ВУВ и толщи-
 на этого слоя сильно зависят от скорости распространения
 пламени: с ее возрастанием интенсивность увеличивается, а
 слой становится тоньше.

После окончания горения происходит дополнительное рас-
 ширение сжатых ПВ и с этого же момента от контактной по-
 верхности, разделяющей ПВ и воздух, вперед к фронту ПВ и
 назад к центру взрыва начинает двигаться волна разреже-
 ния со скоростью, превышающей скорость фронта ВУВ. С мо-
 мента догона ею этого фронта ударная волна принимает
 «классический» профиль, показанный на рис. 5.1 (говорят, что
 ВУВ сформировалась). Если обозначить через R_n радиус об-
 лака сгоревших газов в момент окончания горения и до нача-
 ла расширения ПВ, через $R_{\text{дог}}$ — расстояние от центра облака
 в момент догона, через α — безразмерную скорость распрост-
 ранения пламени:

$$\alpha = w/\alpha_0, \quad (5.18)$$

где $\alpha_0=340$ м/с — скорость звука в воздухе; w — скорость
 распространения пламени*, то при $\alpha \geq 0,5$ на расстояниях R
 от центра взрыва, больших R_n , но меньших $R_{\text{дог}}$, профиль
 волны избыточного давления имеет характерный вид, пока-
 занный на рис. 5.4: на ударном фронте оно скачком повыша-
 ется на величину Δp_f , после чего увеличивается до макси-
 мального значения Δp_{max} , соответствующего моменту прихода
 волны разрежения; после этого давление падает, причем ха-
 рактер его уменьшения зависит от положения точки по отно-
 шению к полусфере, ограничивающей объем ПВ (рис. 5.4).

С повышением скорости распространения пламени увеличи-
 вается доля общей энергии, переходящая в энергию ВУВ. При
 $0 < \alpha \leq 0,6$ значение Δp_{max} определяется зависимостью, полу-
 ченной В. А. Горевым:

* Эта скорость зависит от вида и состояния вещества (его концентрации,
 условий турбулизации и т. п.). Анализ данных о промышленных аварийных
 взрывах показывает, что обычно w лежит в пределах от 120 до 250 м/с. Ма-
 ксимальному избыточному давлению 30 кПа, принимаемому при проектиро-
 вании АЭС по нормам [54], соответствует значение $w=155$ м/с ($\alpha=0,453$).

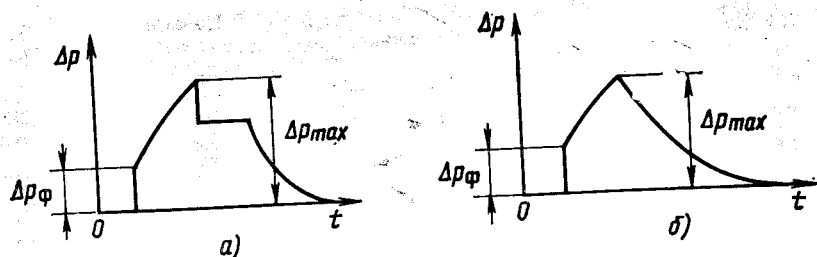


Рис. 5.4. Профили воздушной ударной волны при дефлаграционном взрыве:
а — в пределах объема продуктов взрыва; б — за пределами этого объема

$$\Delta p_{max} = 2,1 p_0 \frac{\alpha^2}{1 + \alpha}, \quad (5.19)$$

где, как и выше, p_0 — атмосферное давление. Из этого соотношения видно, что максимальное избыточное давление не зависит от количества взрывающейся ГПВС. Поэтому понятие тротилового эквивалента при дефлаграционном взрыве не имеет смысла. Однако с увеличением объема взрывающейся смеси замедляется падение избыточного давления с увеличением расстояния и растет длительность действия ВУВ.

Зависимость величины максимального давления от расстояния получена Д. З. Хуснутдиновым аппроксимацией численного решения:

$$\Delta p_m(R^0) = \frac{\Delta p_{max}}{1 + B(R^0 - 1)^C}, \quad (5.20)$$

где R^0 — приведенное (безразмерное) расстояние:

$$R^0 = R/R_H; \quad (5.21)$$

$$R_H = R_{cm} \sqrt[3]{\sigma}, \quad (5.22)$$

где R_{cm} — радиус начального облака ГПВС:

$$R_{cm} = 0,781 \sqrt[3]{\frac{22,1 \cdot 100 G_{\text{ж}}}{\mu C_{\text{нпв}}}}; \quad (5.23)$$

σ — степень расширения:

$$\sigma = 4 + 4C_{\text{нпв}}/C_{\text{стх}} \quad (5.24)$$

(при отсутствии данных можно принимать $\sigma=8$); B и C — коэффициенты, значения которых приведены в табл. 5.2.

Более детальное количественное и качественное изучение дефлаграционного взрыва удобно выполнять с помощью волновой диаграммы (рис. 5.5), которая строится в приведенных координатах — пространственной R^0 и временной t^0 , с/м:

$$t^0 = t/R_H. \quad (5.25)$$

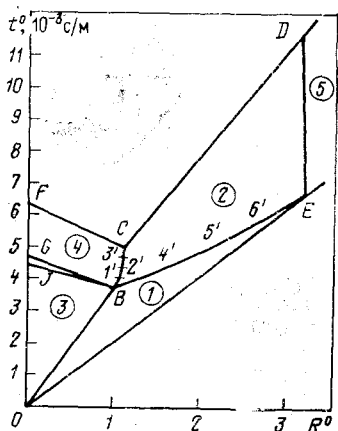


Таблица 5.2 Коэффициенты для вычисления максимального давления при дефлаграции

α	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
B	0,588	0,567	0,687	0,546	0,467
C	1,146	1,146	1,000	1,048	1,140

Точки на диаграмме имеют следующий смысл; B — конец горения; E — точка догона; C — конец расширения ПВ; J, G, F — приход к центру взрыва соответственно головы волны разрежения, распространяющейся в ПВ, хвоста этой волны

и звуковой волны после расширения ПВ; D — приход на расстояние догона звуковой волны по воздуху после расширения.

Линии на диаграмме делят плоскость R^0, t^0 на пять зон (обозначенных на рис. 5.5 цифрами в кружках): 1 — нарастания давления; 2 — спада давления; 3 — постоянного давления в ПВ; 4 — расширения ПВ; 5 — спада давления на фронте ВУВ. Координаты точек диаграммы приведены в табл. 5.3*; отсутствующие в ней координаты равны: $R_B^0 = 1$; $R_G^0 = R_J^0 = R_F^0 = 0$; $R_E^0 = R_D^0$; $t_J^0 \approx t_G^0 = 0,1$. Точки на диаграмме соединяются прямыми линиями, как показано на рис. 5.5, кроме линий BC и BE **. Последние можно построить по промежуточным точкам $1' - 6'$ со следующими координатами:

$$\left. \begin{aligned} R_1^0 &= 0,37 + 0,63R_C^0; & t_1^0 &= 0,75t_B^0 + 0,25t_C^0; \\ R_2^0 &= 0,21 + 0,79R_C^0; & t_2^0 &= 0,5(t_B^0 + t_C^0); \\ R_3^0 &= 0,09 + 0,91R_C^0; & t_3^0 &= 0,25t_B^0 + 0,75t_C^0; \\ R_4^0 &= 0,75R_B^0 + 0,25R_E^0; & t_4^0 &= 0,78t_B^0 + 0,22t_E^0; \\ R_5^0 &= 0,5(R_B^0 + R_E^0); & t_5^0 &= 0,53t_B^0 + 0,47t_E^0; \\ R_6^0 &= 0,25R_B^0 + 0,75R_E^0; & t_6^0 &= 0,27t_B^0 + 0,73t_E^0. \end{aligned} \right\} \quad (5.26)$$

* Эти координаты соответствуют значению $\sigma=8$. При других величинах σ ($6 \leq \sigma \leq 10$) координаты отличаются не более чем на 2—3%.

** При оценочных расчетах линия BE может заменяться прямой. Это приводит к незначительному завышению величины максимального давления ВУВ, т. е. идет в запас прочности конструкций.

Таблица 5.3 Координаты точек волновой диаграммы

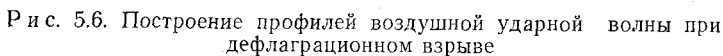
Точка	Координаты	Значения координат при α , равном								
		0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,1	1,2
<i>B</i>	$t_B^0, 10^{-3} \text{ с/м}$	7,4	5,9	4,9	4,2	3,7	3,3	2,9	2,7	2,5
<i>C</i>	R_C^0	1,03	1,05	1,06	1,08	1,10	1,13	1,15	1,18	1,20
	$t_C^0, 10^{-3} \text{ с/м}$	8,2	6,8	6,0	5,4	5,0	4,8	4,5	4,4	4,3
<i>D</i>	R_D^0	95,2	20,2	7,7	4,3	3,2	2,6	2,3	2,0	1,8
	$t_D^0, 10^{-3} \text{ с/м}$	285,2	63,1	25,5	14,9	11,2	9,1	7,9	6,8	6,1
<i>E</i>	$t_E^0, 10^{-3} \text{ с/м}$	280	58,9	21,9	11,7	8,2	6,3	5,1	4,3	3,7
<i>F</i>	$t_F^0, 10^{-3} \text{ с/м}$	9,3	7,8	7,0	6,4	6,0	5,8	5,5	5,4	5,2
<i>G</i>	$t_G^0, 10^{-3} \text{ с/м}$	8,5	6,9	5,9	5,2	4,6	4,2	3,8	3,5	3,3

Пользуясь волновой диаграммой, можно определить профили ВУВ на различных расстояниях от центра взрыва. Для этого выполняется следующее предварительное построение. Линия *ОВ* продолжается до пересечения в точке *М* с горизонталью, проведенной через точку *Е* (рис. 5.6). На отрезке *ЕМ* в выбранном масштабе строится профиль участка нарастания давления в ВУВ: давление на фронте $\Delta p_{\text{ф}}$ и максимальное давление Δp_{max} , зависящее от параметра α , задаются в соответствии с табл. 5.4; в остальных точках давление можно принимать равным:

$$\Delta p_{\text{н}} = (\Delta p_{\text{max}} - \Delta p_{\text{ф}}) \sin \frac{\pi \xi}{2l} + \Delta p_{\text{ф}}. \quad (5.27)$$

Таблица 5.4. Параметры воздушной ударной волны при дефлаграционном взрыве

α	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,1	1,2
$\Delta p_{\text{ф}}, \text{ кПа}$	0,06	2,03	9,52	22,4	39,2	59,3	82,2	107,7	135,8
$\Delta p_{\text{max}}, \text{ кПа}$	24,3	35,5	47,9	65,9	85,3	108,2	132,3	156,3	195,9
$\Delta p_{\text{п}}, \text{ кПа}$	19,9	30,4	40,9	53,7	66,4	81,6	96,8	114,1	131,3
n	1,45	1,51	1,57	1,66	1,74	1,83	1,90	1,96	2,05
k	0,107	0,105	0,090	0,087	0,084	0,082	0,078	0,074	0,071



При $0 \leq R^0 \leq 1$ (рис. 5.6, прямая $a-a$) ВУВ имеет три участка: нарастания давления, постоянного давления и спада давления. Продолжительность первого из них t_n^0 изображается отрезком прямой $a-a$ между точками ее пересечения с линиями OE и OB . На концах этого отрезка перпендикулярно ему откладываются значения Δp_f и Δp_{max} (в том же масштабе, что и в эюре на линии EM). Для построения промежуточных точек проводятся лучи из начала координат до пересечения с линией EM в точках 1, 2 и т. д. Эти лучи обладают

тем свойством, что вдоль каждого из них все газодинамические параметры волны (давление, скорость потока, скорость звука) постоянны со своим значением на каждом луче. Поэтому значение давления в точке пересечения каждого луча с линией $a-a$ такое же, как и в точке его пересечения с линией EM , т. е. изображается отрезками $1-1'$, $2-2'$ и т. д.

После нарастания давления до Δp_{max} оно скачком уменьшается до Δp_n (табл. 5.4) и остается постоянным в течение интервала времени t_{sp}^0 , изображаемого отрезком прямой $a-a$ между точками ее пересечения с OB и OJ . Далее следует участок спада давления продолжительностью t_{sp}^0 . Эпюру давления на этом участке можно приближенно построить по трем точкам: начала и конца участка и в момент времени $t_{sp}^0/3$ после начала спада, когда давление примерно равно $\Delta p_n/6$ (более точный закон изменения давления на этом участке здесь не приводится, так как с точки зрения расчета прочности и надежности конструкций атомных станций он несуществен).

При $1 \leq R^0 \leq R_{0E}^0$ (рис. 5.6, прямая $b-b$) ВУВ состоит из двух участков: нарастания и спада давления. Продолжительность первого из них t_n^0 изображается отрезком прямой $b-b$ между точками ее пересечения с линиями OE и BE . Эпюра избыточного давления на этом участке строится так же, как раньше, с той только разницей, что максимальное давление $\Delta p'_{max} < \Delta p_{max}$ и равно отрезку $3-3'$, соответствующему пересечению луча, проведенного через конец участка t_n^0 , с прямой EM (рис. 5.6). На участке спада t_{sp}^0 давление изменяется по закону:

$$\Delta p_{sp} = \Delta p'_{max} \left(1 - \frac{t^0}{t_{sp}^0} \right)^n, \quad (5.28)$$

где показатель степени n , зависящий от α , приведен в табл. 5.4.

При $R^0 \geq R_{0E}^0$ взрывная волна приобретает «классический» вид (как при детонационном взрыве). Расчет избыточного давления на фронте $\Delta p'_f$ выполняется по формулам § 5.2, где следует полагать

$$\bar{R} = kR^0. \quad (5.29)$$

Коэффициент перехода k зависит от α и приведен в табл. 5.4.

Отметим некоторые характерные особенности ВУВ при дефлаграции. Давление на фронте Δp_f одинаково при всех значениях $0 \leq R^0 \leq R_{0E}^0$ и только при $R^0 \geq R_{0E}^0$ начинает уменьшаться. Точно так же при $0 \leq R^0 \leq 1$ постоянны величины давлений Δp_{max} и Δp_n и с изменением R^0 меняются лишь продолжительности соответствующих участков. Важной особенностью

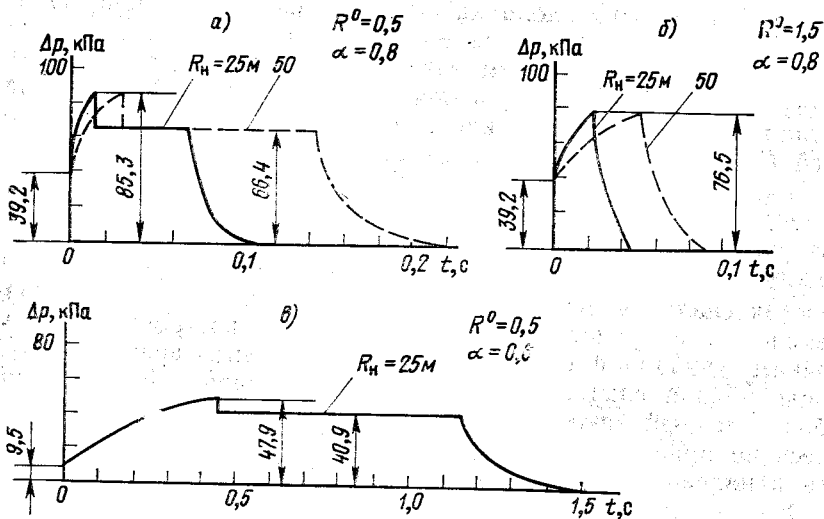


Рис. 5.7. Зависимость профиля ВУВ при дефлаграционном взрыве от параметров R^0 , R_n и α

является также то, что эти давления зависят от приведенного расстояния R^0 , а не от количества взорвавшегося вещества (начального радиуса R_n облака ГПВС). Таким образом, при различных размерах облака R_n , но одинаковых приведенных расстояниях R^0 (не превосходящих R^0_E) эпюры избыточных давлений будут отличаться лишь продолжительностями соответствующих участков, которые могут быть пересчитаны из значений t^0 с помощью формулы (5.26).

Все эти особенности хорошо видны из примеров, приведенных на рис. 5.7, где даны результаты расчетов при различных значениях α , R^0 и R_n .

Рисунок 5.7,а соответствует значениям $\alpha=0,8$ и $R^0=0,5$, а рис. 5.7,б — тому же значению α и $R^0=1,5$. Сплошными линиями нанесены ВУВ при радиусе начального облака ГПВС $R_n=25$ м, а пунктиром — при $R_n=50$ м. Видно, что при увеличении размеров облака все характерные значения давления не изменяются, но увеличивается продолжительность ВУВ.

Рисунок 5.7,в соответствует тому же значению R^0 , что и рис. 5.7,а, но меньшей величине α , а именно: $\alpha=0,6$, $R_n=25$ м. Сравнение кривых на этих рисунках показывает, что с уменьшением скорости пламени уменьшаются и значения избыточного давления, но увеличивается длительность ВУВ.

Определение нагрузок на строительные конструкции в результате отражения и обтекания сооружения при воздействии

дефлаграционной волны значительно сложнее, чем при детонационном взрыве.

При отражении от преграды ВУВ дефлаграционного взрыва отходит от нее с возрастающим во времени избыточным давлением, пока фронт отраженной волны не встретится с максимальным значением давления в падающей волне. После этого давление в отраженной волне начинает резко падать. Поскольку одновременно на преграде начинаются процессы обтекания, это приводит к снижению давления в отраженной волне.

В связи с этими процессами для оценок в практических расчетах можно полагать эффективное значение отраженного давления примерно равным удвоенному значению максимального давления в дефлаграционной волне.

5.4. РАСЧЕТ ПРОЧНОСТИ КОНСТРУКЦИЙ И НАГРУЗОК НА ОБОРУДОВАНИЕ

Проблема учета взрывных воздействий на сооружения содержит целый ряд аспектов, многие из которых (проверка прочности надземных и подземных конструкций, расчет оснований и фундаментов и т. п.) хорошо разработаны и вошли в нормативную и справочную литературу (см., например, [22, 63, 82, 91]), поэтому нет необходимости в их дополнительном рассмотрении. В данном параграфе будут затронуты лишь некоторые вопросы проверки прочности конструкций, прежде всего при дефлаграционных взрывах ГПВС, поскольку в цитированной выше литературе методы расчета ориентированы главным образом на нагрузки при детонационных взрывах твердых ВВ, а также ядерных боеприпасов. Будет также рассмотрен специфический для АС вопрос — определение динамических нагрузок, передающихся на технологическое оборудование.

Наибольшую важность при воздействии ВУВ представляет обеспечение прочности строительных конструкций. На предварительных стадиях проектирования можно пользоваться приведенными в табл. 5.5 ориентировочными сведениями о взрывоустойчивости различных конструктивных элементов, полученными на основе обобщения литературных данных. Под взрывоустойчивостью понимается предельная величина избыточного давления $\Delta p_{пр}$, до которой рассматриваемый элемент сохраняет ремонтпригодность. Степени повреждения конструкций при различных величинах избыточного давления и характер требуемого для их восстановления ремонта приведены в табл. 5.6. Следует отметить, что при экспериментальных исследованиях наиболее точно идентифицируются сильные повреждения, соответствующие избыточному давлению $\Delta p_{пр}$, а в

Таблица 5.5. Взрывоустойчивость оборудования, аппаратов и конструктивных элементов зданий и сооружений

Наименование оборудования, аппаратов, конструктивных элементов зданий и сооружений	Взрывоустойчивость	
	Предельная величина избыточного давления $\Delta p_{пр}$, кПа	Приведенное расстояние $R_{пр}$, м/кДж ^{1/3}
Эстакады:		
для трубопроводов:		
металлические	60	0,208
железобетонные	70	0,190
для электросиловых линий	50	0,232
для кабелей КИП	35	0,286
Градири железобетонные	60	0,208
Дымовые трубы:		
кирпичные и железобетонные	60	0,208
металлические	52	0,226
Мачты, антенны, молниеотводы	35	0,286
Мачты, высоковольтные линии электропередач	35	0,286
Воздушные линии электропередач	50	0,232
Столбы электросети и связи	50	0,232
Емкости для хранения жидкостей:		
цилиндрические	31	0,310
сферические	90	0,164
Трубопроводы:		
подземные	200	0,102
наземные (наружные)	60	0,208
Кабельные каналы в грунте	100	0,154
Воздуховоды	35	0,286
Подъемно-транспортное оборудование	35	0,286
Электродвигатели	170	0,113
Щиты электрические	70	0,190
Понижающие трансформаторы	70	0,190
Автоматика и вычислительная техника	15,4	0,490
Автоматика и оборудование пожаротушения	40	0,264
Остекление с шипками:		
более 1×1 м	3,5	1,6
менее 1×1 м	7,0	0,891
Перегородки и кровля:		
кирпичных зданий	15,4	0,490
железобетонных зданий	17,0	0,458
кровля мягкая	15,4	0,490
Перекрытия:		
промышленных зданий		
кирпичных	28,0	0,330
со стальным и железобетонным каркасом	30,0	0,317
зданий с массивными стенами	42	0,257
Полы	28	0,330
Стены:		
шлакоблочных зданий	22	0,385
деревянных зданий	28	0,330
кирпичных зданий:		
в 1,5 кирпича	25	0,335
в 2 кирпича	45	0,246
в 2,5 кирпича	53	0,224

Наименование оборудования, аппаратов, конструктивных элементов зданий и сооружений	Взрывоустойчивость	
	Предельная величина избыточного давления $\Delta p_{пр}$, кПа	Приведенное расстояние $R_{пр}$, м/кДж ^{1/3}
Фундаменты:		
ленточные жилых домов	400	0,069
с замоноличенным колоннами каркаса	215	0,098
Каркасы зданий:		
железобетонный	53	0,224
стальной	55	0,219
Лестницы	28	0,330
Отделочные и прочие работы	15,4	0,490
Особые строительные конструкции	215	0,098
Внутренние работы:		
сантехнические	28	0,330
электротехнические	15,4	0,490
Теплоизоляция трубопроводов	20	0,410
Механизмы открывания проемов	7,0	0,891
Планировка площадки, покрытия	400	0,069

Таблица 5.6. Степени повреждений конструкций при различных величинах избыточного давления

Избыточное давление Δp_i	$\epsilon = \frac{\Delta p_i}{\Delta p_{пр}}$	Степень повреждения	Ремонт, требуемый для восстановления	Вероятность разрушения
$\Delta p_{пр}$	1	Сильная	Капитальный	0,5
$\Delta p_{ср}$	0,85	Средняя	Средний	0,22
$\Delta p_{сл}$	0,75	Слабая	Мелкий	0,083
$\Delta p_{дсп}$	0,6	Незначительная	Текущий	0,005

определении средних и слабых повреждений имеется значительная доля субъективизма.

Вероятность экономических потерь от взрыва можно определить, пользуясь указанными в табл. 5.6 вероятностями разрушения конструктивных элементов при различных избыточных давлениях. Произведения этих вероятностей на стоимости соответствующих элементов представляют собой условные вероятности потерь в рублях. Ожидаемый ущерб вычисляется по формуле полной вероятности как сумма произведений условных вероятностей на вероятности реализации данных избыточных давлений, зависящих от расположения источников и частоты взрывов, вероятных количеств взрывчатых веществ и т. п.

При воздействии на конструкции детонационного взрыва возможна их работа за пределами упругости ([91], состояние конструкции 1а). Это обусловлено кратковременностью нагрузки, благодаря чему неупругие деформации остаются в допустимых пределах. В отличие от этого при дефлаграционном взрыве время действия избыточного давления может достигать почти секунды, поэтому во избежание разрушения конструкция должна оставаться в упругой стадии ([91], состояние 1б). В этом случае динамические внутренние усилия часто определяют, умножая усилия, получаемые при статическом приложении максимального давления, на коэффициент динамичности k_d . Следует, однако, учитывать, что значения k_d , приведенные, например, в [82, 91], соответствуют законам изменения избыточного давления, характерным для детонационных взрывов, и применение их для расчета на дефлаграционный взрыв может приводить к погрешностям. Более точное значение k_d можно найти, используя следующий приближенный прием (аналогичный описанному в § 4.3). Закон изменения нагрузки (давления) во времени представляется в виде

$$p(t) = pf(t), \quad (5.30)$$

где p — максимальное давление. Динамическое перемещение точки ξ конструкции* ищется в виде

$$w(\xi, t) = pF(\xi)T(t), \quad (5.31)$$

где $F(\xi)$ — перемещение при статическом приложении единичного давления; $T(t)$ — функция динамичности. Выполнив те же преобразования, что в § 4.3, получим для нахождения $T(t)$ дифференциальное уравнение

$$\ddot{T}(t) + \omega^2 T(t) = \omega^2 f(t), \quad (5.32)$$

где ω — эквивалентная круговая частота колебаний конструкции, определяемая соотношением

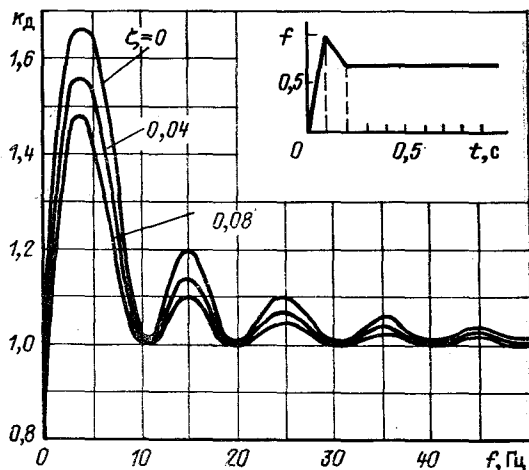
$$\omega^2 = \frac{\int F(\xi) d\xi}{m \int F^2(\xi) d\xi}; \quad (5.33)$$

здесь m — погонная масса конструкции**. Для простейших конструкций (однопролетных балок, пластинок и т. п.) частота ω близка к их первой собственной частоте.

* Число пространственных координат, которыми задается положение точки ξ , зависит от типа рассматриваемой конструкции [например, для стержня $w(\xi, t) \equiv w(x, t)$, для пластинки $w(\xi, t) \equiv w(x, y, t)$ и т. д.].

** Для стержня — масса единицы длины, для пластинки — масса единицы площади и т. д.

Рис. 5.8. Коэффициенты динамичности при законе изменения давления, показанном на рис. 5.3, и различных значениях относительной диссипации ζ в конструкции



Функция $T(t)$, удовлетворяющая уравнению (5.32), задается выражением

$$T(t) = \omega \int_0^t f(\tau) \sin \omega(t - \tau) d\tau. \quad (5.34)$$

Максимальное значение этой функции и представляет собой коэффициент динамичности k_d . Таким образом, вычислив интеграл (5.34), можно определить точное значение этого коэффициента, зависящее от круговой частоты ω , при каждом конкретном законе изменения давления $f(t)$. В качестве примера на рис. 5.8 приведены значения k_d при законе изменения давления, показанном на рис. 5.3 [подчеркнем, что при подстановке в интеграл (5.34) эта функция должна быть масштабирована так, чтобы ее максимум был равен единице].

Как и при других особых воздействиях, при взрыве помимо прочности сооружений АС и их оснований должна быть обеспечена работоспособность технологического оборудования. Для ее проверки необходимо знать ускорения на отметках, где это оборудование установлено, при вынужденных колебаниях здания, вызванных взрывом (ПА и ПС). Они могут возбуждаться колебаниями почвы (сейсмовзрывное воздействие) или действием ВУВ.

Методы определения ПА и ПС при взрыве не имеют принципиальных отличий от применяемых при других динамических воздействиях. Для их расчета интегрируется система уравнений, описывающих движения здания. При сейсмовзрывном воздействии возмущение является кинематическим, как при землетрясении, но отличается более высокочастотным

характером. Поэтому для определения ПА и ПС в этом случае может потребоваться более детальная расчетная схема здания, позволяющая точнее вычислить его реакцию по высшим собственным формам. При воздействии ВУВ возмущение является силовым, как при ударе самолета; законы изменения и величины нагрузок в различных точках должны задаваться с учетом отражения ВУВ и обтекания ею здания. Это воздействие также является высокочастотным, особенно в случае детонационного взрыва (т. е. при «классической» форме ВУВ, изображенной на рис. 5.1).

Пример расчета ПС, выполненного для реакторного отделения одной из АС при дефлаграционном взрыве, давление при котором изменяется согласно рис. 5.3, рассмотрен в § 11.2.

ГЛАВА 6

ВНУТРЕННИЕ ВОЗДЕЙСТВИЯ НА СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ ПРИ АВАРИЯХ НА АС

6.1. ОСНОВНЫЕ ЗАДАЧИ ОПРЕДЕЛЕНИЯ НАГРУЗОК

В различных аварийных ситуациях на АС могут возникать стационарные и динамические воздействия внутри герметичных помещений. Первопричиной этих воздействий является истечение теплоносителя из контуров АС. Интенсивность воздействий зависит от степени разуплотнения, а также от наличия и конструкции защитных устройств и систем, таких как амортизаторы и аварийные ограничители движения трубопроводов и системы снижения давления.

В качестве максимальной проектной аварии (МПА) для реактора с водяным теплоносителем в СССР в настоящее время принят разрыв главного циркуляционного трубопровода (ГЦТ) со свободным двухсторонним истечением среды [57]. Строительные конструкции станции должны быть рассчитаны на все виды нагрузок, действующих при МПА, а также при других авариях с разуплотнением контуров станции, сопровождающихся течами меньших размеров.

В последнее время во всем мире повысился интерес к определению воздействий при так называемых гипотетических (запроектных) авариях, нагрузки от которых могут превышать несущую способность конструкций. К таким авариям относятся, например, разрыв или проплавление топливом корпуса реактора [106]. Имеются тенденции включить в число про-

ектных некоторые из гипотетических аварий. С другой стороны, имеются предложения, в частности в ФРГ, не считать проектной аварией разрыв ГЦТ, так как современные методы обнаружения дефектов металла и расчета скорости распространения трещин позволяют обнаружить трещину или утечку теплоносителя раньше, чем произойдет разрыв (концепция «течь раньше разрыва»).

Протекание МПА можно представить следующим образом. После разрыва трубопровода в месте, которое должно быть определено заранее на основании анализа напряженного состояния металла и статистики повреждения трубопроводов, в герметичные помещения вытекает вскипающая вода. Часть ее в помещении превращается в пар и смешивается с воздухом, что приводит к росту температуры и давления в помещениях и появлению перепадов давления на внутренних стенах и перекрытиях герметичной зоны.

Рост давления может ограничиваться действием различных систем, конденсирующих пар (барботажные и спринклерные устройства, поверхностные конденсаторы, струйные эжекционные охладители). Под действием реактивной силы трубопровод приходит в движение, которому препятствуют амортизаторы и ограничители, передающие нагрузки на закладные детали в строительных конструкциях. Вытекающие из разрыва пароводяные струи могут создавать локальные повышения давления и температуры на преградах.

Как при МПА, так и при других авариях с разуплотнением контуров могут возникать летящие предметы, разгоняемые струями теплоносителя. Потенциальными летящими предметами являются различные крышки, закрепляемые болтами, гильзы термопар и другие элементы, которые освобождаются после разрушения болтов или сварных соединений. Летящим предметом может стать плеть незакрепленного трубопровода, которая после первичного разрыва под действием реактивной силы отклоняется настолько, что происходит ее обрыв в другом месте. Возможно также увлечение струей, вытекающей из разрыва, частей тепловой изоляции, покрывающей трубопровод.

Таким образом, к основным задачам определения воздействий при МПА и других авариях с разуплотнением контуров АС относятся: 1) определение наиболее вероятных мест разрыва трубопроводов и характера этих разрывов; 2) определение максимального давления в герметичных помещениях и перепадов давления между ними, а также температур, которые могут сказываться на несущей способности строительных конструкций; 3) определение реактивной силы, действующей на трубопровод при его разрыве; 4) расчеты движения трубопровода после разрыва с оценкой его воздействий на ограни-

чители перемещения; 5) определение скоростей летящих предметов, разгоняемых струями.

Хотя исследованиям, направленным на решение этих задач, начиная с 1960-х гг. уделяется большое внимание за рубежом и в СССР (см., например [46, 70, 77—79, 111, 122]), методы расчета воздействий в большинстве случаев имеют невысокую точность. Это связано со сложностью механических и теплофизических процессов, а также с неопределенностью условий развития аварийных ситуаций, что не позволяет строить математические модели без многих упрощающих допущений. Как правило, такие допущения должны обеспечивать консервативные оценки, т. е. определение нагрузок с погрешностью в сторону завышения. По мере совершенствования методов расчета и проведения экспериментальных исследований эти погрешности должны уменьшаться.

Что касается определения характера и мест разрывов, то до настоящего времени они постулируются, исходя из имеющейся статистики, относящейся к тепловым электростанциям. Учитываются также уровни напряжений и наиболее вероятные места необнаруженных дефектов металла. Считается, что разрывы трубопроводов из аустенитных материалов могут происходить только по кольцевым сварным швам (поперечные разрывы) и по наружным и боковым образующим гибов (продольные разрывы), причем площадь последних может превышать суммарную площадь внутреннего сечения с двух сторон трубопровода.

Ниже приводятся сведения о методах определения основных нагрузок. При этом методы решения задач подробно не описываются, а указываются лишь основные положения и конечные формулы, а также даются ссылки на соответствующие работы. Методы расчета на удар летящих предметов железобетонных экранов, защищающих оборудование и герметичную облицовку, изложены в § 6.6.

6.2. РАСЧЕТЫ ИЗМЕНЕНИЯ ДАВЛЕНИЯ И ТЕМПЕРАТУРЫ В ГЕРМЕТИЧНЫХ ПОМЕЩЕНИЯХ АС ПРИ ИСТЕЧЕНИИ ВОДЯНОГО ТЕПЛОНОСИТЕЛЯ

Расчеты изменения параметров среды в помещениях при натекании в них вскипающей воды или пара (при разрыве паропровода) выполняются, как правило, на ЭВМ. В большинстве программ для этого используются уравнения сохранения энергии и массы в отдельных объемах, на которые условно разделяется герметичная зона [79, 111]. В качестве примера рассмотрим применяемую в СССР программу ВСПЛЕСК. В программе может быть задано произвольное число расчетных объемов (3—10), каждый из которых можно

связать проемом (отверстием, коридором, клапаном и т. п.) с любым другим.

Используются следующие основные допущения: 1) в каждом объеме параметры среды рассматриваются как сосредоточенные; 2) в месте истечения, а также в помещениях и проемах происходит гравитационная и инерционная сепарация мелкодисперсной влаги, превращение ее в крупнодисперсную и осаждение на пол, куда поступает также вода при работе спринклеров; 3) пар, воздух и мелкодисперсная влага в каждый момент времени в каждом объеме находятся в термодинамическом равновесии, а вода, находящаяся на полу, может иметь другую температуру; 4) процесс перетекания среды из одного объема в другой представляет собой дросселирование: истечение через проем происходит без трения и теплообмена между фазами, а затем струя полностью тормозится без восстановления давления; 5) сопротивление движению среды в объемах учитывается уменьшением коэффициентов расхода через проемы; 6) волновые процессы и время транспорта среды в объемах не учитываются.

Для оценок повышения давления (например, на стадии предварительного проектирования станции) вместо проведения расчетов на ЭВМ можно использовать приближенные формулы.

Так, для оценки конечного давления p_M в оболочке полного давления без учета работы спринклеров и теплоотвода к стенкам можно использовать следующую простую формулу, полученную путем аппроксимации результатов систематических расчетов на ЭВМ [79]:

$$\bar{p}_M = 1 + 2,8 (\bar{h} - 0,14) \bar{m}^{0,96} (1 - 0,55 \sqrt{\bar{m} \sigma}), \quad (6.1)$$

где $\bar{p}_M = p_M/p_a$; $\bar{h} = h_0/h''(p_0)$; $\bar{m} = M_T/(\rho_a V)$; p_a, ρ_a — начальные давления и плотность воздуха в оболочке; p_0, h_0 — начальные давления и энтальпия теплоносителя в контуре; $h''(p_0)$ — энтальпия насыщенной воды при давлении p_0 ; V — объем герметичных помещений; σ — доля мелкодисперсной влаги от всей влаги, образующейся из поступающего расхода теплоносителя.

Влияние σ связано с тем, что в процессе роста давления и температуры в помещениях необходимо подводить тепло к ранее поступившей мелкодисперсной влаге.

Для АС с барботажной конденсационной установкой максимальное конечное давление (также без учета теплоотвода к строительным конструкциям и работы спринклеров) определяется по формуле

$$p_{MK} = p_a \frac{T_M}{T_0} \frac{V_1 + V_2}{V_2} + p''(T_0) + \rho g h, \quad (6.2)$$

где V_1 — объем помещений АС до барботера без тупиковых, т. е. имеющих только один проем, объемов; V_2 — объем помещений после барботера;

$$T_M = \frac{T_0 M_2}{M_1 + M_2} + 1,4 \left(1 + \frac{M_2}{M_1 + M_2} \right) \left(T_{60} + \frac{\Delta T_6}{2} \right)$$

— конечная температура в объеме V_2 ; M_1 и M_2 — начальные массы воздуха в объемах V_1 и V_2 соответственно; T_0 , T_{60} — начальные температуры в объеме V_2 и воды в барботере соответственно;

$\Delta T_6 = \frac{r}{M_{6c}} \left[M_{\tau} x - \frac{V_1}{v''(p_{MK})} \right]$ — повышение температуры воды барботера; x — паросодержание при дросселировании теплоносителя от начального состояния до давления

$\frac{p_0 + p_{MK}}{2}$; M_{τ} — масса вытекшего из контура теплоносителя;

r — удельная теплота парообразования воды; v'' — удельный объем насыщенного пара при давлении p_{MK} ; $p''(T_6)$ — давление насыщения при конечной температуре воды в барботере $T_6 = T_{60} + \Delta T_6$; ρ , c — плотность и теплоемкость воды; h — высота гидрозатвора в барботере; g — ускорение свободного падения.

Формула (6.2) содержит в правой части искомое давление p_{MK} (от него зависят x и v''). Поэтому расчет ведется методом последовательных приближений. Он дает завышение конечного давления, так как основан на предположении, что из объема V_1 в объем V_2 выносится весь воздух, а в тупиковые помещения, связанные с V_1 , воздух не поступает. Кроме того, член $p''(T_6)$ учитывает повышение давления за счет установления в объеме V_2 максимально возможного парциального давления пара.

Максимум давления может достигаться не в конце процесса истечения, а в его начале. Это связано с тем, что начальный расход течи весьма велик, а затем он снижается, и при определенных соотношениях объемов помещений и площадей проемов может происходить динамический заброс давления в помещении, куда поступает пар, до максимального значения $p_{Mд}$, превышающего p_{MK} . В случае системы помещений, которые условно делятся на два объема, соединенные проемом с площадью F : V_1 — до проема и V_2 — после него, этот заброс можно оценить по формуле, аппроксимирующей результаты расчетов на ЭВМ [79]

$$\Delta \bar{p}_d = \frac{p_{Mд} - p_{MK12}}{p_{MK1} - p_{MK12}} (1 - A \bar{\tau}^n + 0,01 \bar{\tau}^2), \quad (6.3)$$

где p_{MK1} — максимальное конечное давление, определяемое по формуле (6.1), при истечении только в объем V_1 (т. е. при

$F=0$); p_{MK12} — то же при истечении в суммарный объем $V_1 + V_2$; $p_{мд}$ — максимальное давление динамического заброса;
 $\bar{\tau} = \frac{2F\tau_a}{V_1}$; a — скорость звука в воздухе; τ_t — время, за которое расход теплоносителя, принимаемый линейно зависящим от времени, уменьшается вдвое по сравнению с начальным значением;

$$A = \frac{0,9}{\bar{m}^{0,16}} - 0,3 + \left(\frac{1,1}{\bar{m}^{0,08}} - \frac{0,04}{\bar{m}} - 0,35 \right) \bar{V} + \\ + \left(0,002 + \frac{0,005}{\bar{m}} \right) \bar{V}^{1,95+0,9/\bar{m}};$$

$$n = \lg \left(\bar{V} \left(-\frac{1,4}{\bar{m}^2} + \frac{1,3}{\bar{m}} + 0,33 \right) + 0,037 \bar{m}^{1,5} + 3,5 \right);$$

$$\bar{V} = V_1/V_2; \quad \bar{m} = M_{\tau}/(p_0 V_1).$$

$$\text{Если } \bar{\tau} > \frac{0,13(\bar{m}x_a)^{1,4} + 0,8 - \frac{0,06}{\bar{m}}}{\bar{V} + 0,15} \quad (\text{где } x_a \text{ — паросодержание})$$

после дросселирования от p_0 до p_a), то динамический заброс давления отсутствует. Обычно продолжительность действия динамического заброса давления для реальных АС при МПА составляет несколько секунд, причем максимум достигается через 2—10 с после начала аварии.

Так как в любом месте герметичных помещений, кроме объема за барботером, воздух может отсутствовать, локальную температуру среды при оценке нагрузок на строительные конструкции и их прогрева следует принимать равной температуре насыщения при максимальном давлении в этом месте.

На рис. 6.1 приведен пример изменения давления в помещениях АЭС при МПА, рассчитанный по программе ВСПЛЕСК без учета отвода тепла к строительным конструкциям. Геометрически параметры системы помещений, приведенные на рис. 6.1, имеют следующие значения:

Площади проемов, м²

	2	3	4	5	6	7
2	—	7,7	8,7	0	0	11,0
3	7,7	—	8,7	0	0	0
4	8,7	8,7	—	60	0	0
5	0	0	60	—	2,0	0
6	0	0	0	0	—	0
7	11,0	0	0	0	0	—

Объемы, 10³ м³

2	3	4	5	6	7
6,37	6,37	6,50	6,50	16,80	6,0

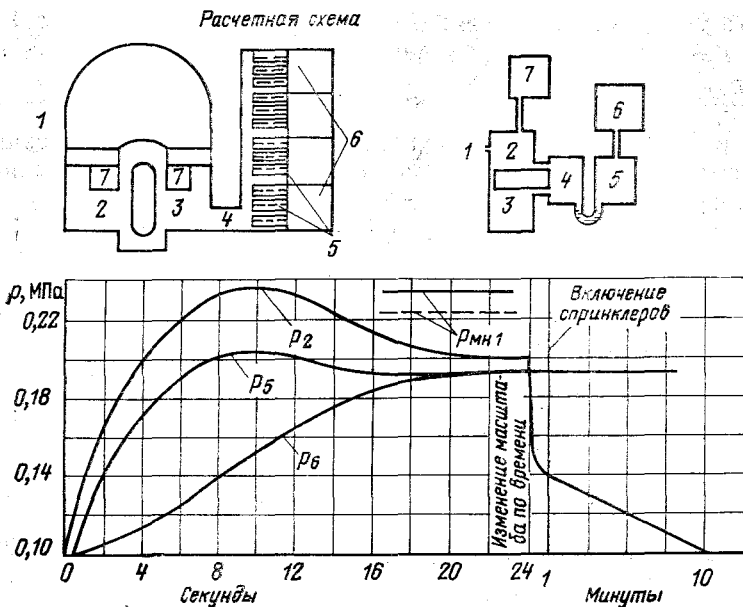


Рис. 6.1. Пример расчета по программе ВСПЛЕСК изменения давления в герметичных помещениях АЭС с оболочкой сниженного давления:

1 — окружающая среда; 2, 3 — половины реакторного помещения; 4 — перепускной канал и воздушное пространство до воды барботера; 5 — пространство над водой барботера; 6 — воздушная ловушка; 7 — тупиковые помещения

АЭС имеет барботажную систему снижения давления. Воздух из реакторного помещения (объемы 2, 3) выносится в воздушные ловушки 6, а пар концентрируется в барботере. К 22-й секунде истечение из контура практически прекращается, а затем, вследствие появления обратного перепада давлений на барботере, из него вытекает большое количество воды, пар в объеме 4 конденсируется и давление резко падает. Дальнейшее снижение обеспечивается работой спринклеров, которые начинают действовать примерно через 100 с. На 10-й минуте давление становится ниже атмосферного. При достижении определенного разрежения спринклерная система отключается, а затем вновь включается, если разрежение уменьшилось. Длительное поддержание разрежения препятствует выходу радиоактивных продуктов в окружающую среду.

Максимальное давление при динамическом забросе не превышает 0,24 МПа. При этом температура в объемах 2—4 может достигать 125 °С, однако через 10 мин она снижается до 100 °С и ниже. По графику могут также быть определены перепады давления между различными помещениями.

В оболочке без барботера максимальное давление, рассчитанное по формуле (6.1), составило бы 0,414 МПа (без учета динамического заброса). В расчете было принято: $M_T = 2,3 \cdot 10^5$ кг; $h_T = 1250$ кДж/кг; $V = 48\,540$ м³; $\rho_0 = 1,30$ кг/м³; $\sigma = 0,2$; $p_{0T} = 14$ МПа; $h''(p_{0T}) = 2638$ кДж/кг; $\bar{h} = 0,474$; $\bar{m} = 3,169$.

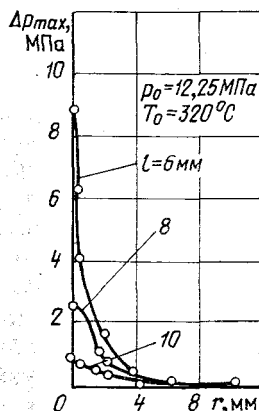
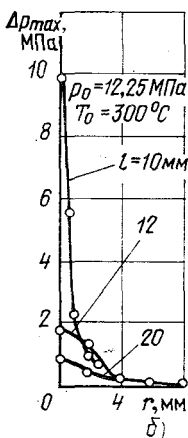
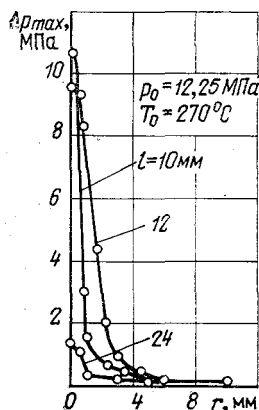
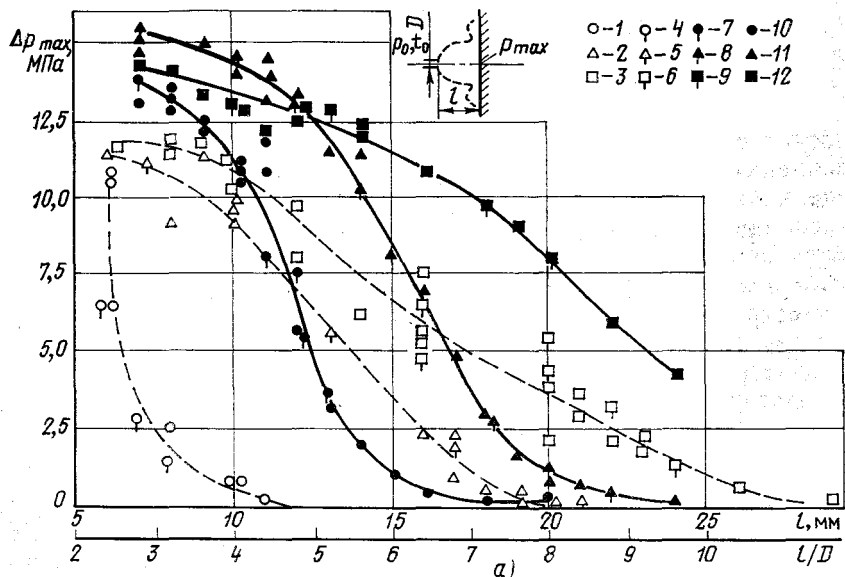


Рис. 6.2. Давление на экране (диске) при натекании струи вскипающей воды: а — в центре экрана; б — вдоль радиуса диска; 1—6— $p_0 = 12,25$ МПа; 7—12— $p_0 = 15,7$ МПа; 2, 5, 8, 11— $t_0 = 300$ °C; 1, 4, 7, 10— $t_0 = 320$ °C; 3, 6, 9, 12— $t_0 = 270$ °C; 1—3, 7—9 — прямой ход; 4—6, 10—12 — обратный ход

На рис. 6.1 приведены уровни конечного давления $p_{\text{МК2}}$ по оценочной формуле (6.2). Сплошная линия соответствует максимальному давлению пара в объеме за барботером $p''(T_6)$, прерывистая — более реалистическому значению $p''\left(T_{60} + \frac{\Delta T_6}{2}\right)$. Оба эти уровня заметно выше конечного давления, полученного в расчете на ЭВМ (0,20 МПа), что объясняется отмеченной выше консервативностью формулы (6.2). В расчете принималось: $V_1 = 19,2 \cdot 10^3 \text{ м}^3$; $V_2 = 23,3 \times 10^3 \text{ м}^3$; $M_T = 2,3 \cdot 10^5 \text{ кг}$; $M_6 = 1,4 \cdot 10^6 \text{ кг}$; $x_{\text{ср}} = 0,35$; $T_{60} = 313 \text{ К}$; $T_{01} = 333 \text{ К}$.

Помимо общего повышения давления в помещениях от поступления в них пара возможны также местные повышения давления на преградах от струи, вытекающей из разрыва. Для оценки местного максимального давления можно использовать экспериментальные данные, приведенные на рис. 6.2 [79]. Они получены измерением давления на экране (диске) при нормальном натекании на него струи вскипающей воды из сопла диаметром 2,5 мм. Уровень полученных давлений в центре экрана следует считать завышенным, так как при размерах, характерных для реальных трубопроводов АС, практически отсутствует влияние термодинамической неравновесности, которая приводит к существенному увеличению давления на преграде при малых абсолютных размерах диаметров отверстий.

Из рис. 6.2 видно, что давление быстро снижается (вследствие перемешивания струи с окружающей средой и других причин) как вдоль радиуса диска, так и с увеличением расстояния от сопла. Дальнобойность струи тем меньше, чем ближе начальное состояние воды к насыщению.

Таким образом, локальное давление на преградах может быть существенным лишь на малых расстояниях, составляющих несколько калибров трубопровода. Для оценки действия радиальной веерной струи, образующейся при поперечном разрыве трубопровода, в качестве характерного размера D на рис. 6.2,а следует принимать расхождение концов трубопровода после разрыва, а если оно превышает внутренний радиус трубопровода, то величину этого радиуса.

Ранее (см., например, [78]) считалось, что значительную нагрузку на строительные конструкции могут создавать ударные волны, образующиеся после разрыва трубопровода в воздухе, вытесняемом быстро расширяющимся объемом пара. Однако позднейшие расчеты показали, что на малых расстояниях от места разрыва нагрузки от ударной волны существенно меньше, чем от струи вскипающей воды, а на больших расстояниях — меньше, чем от общего повышения давления в

помещении. Так как ударная волна проходит до начала действия других нагрузок, ее воздействием можно пренебречь.

6.3. ОПРЕДЕЛЕНИЕ РЕАКТИВНОЙ СИЛЫ ПРИ РАЗРЫВЕ ТРУБОПРОВОДА

В общем случае вектор реактивной силы, действующей на трубопровод при разрыве, без учета трения и местных сопротивлений равен (см., например, [46]):

$$\mathbf{Q} = \int_F (p_K - p_a + \rho_K \omega_K^2) \mathbf{n} dF + \int_V \frac{d}{dt} (\rho \omega) dV + \int_{F_{\text{ст}}} (p_{\text{ст}} - p_a) \mathbf{n}_{\text{ст}} dF_{\text{ст}}. \quad (6.4)$$

Первый член уравнения определяется импульсом потока, выходящего из разрыва, а интеграл берется по площади F сечения разрыва. Второй член определяется изменением во времени количества движения внутри объема V контура. Последний член представляет собой силу давления $p_{\text{ст}}$ струи на стенку за сечением разрыва, а интеграл берется по площади этой стенки; p_K , ρ_K , ω_K — давление, плотность и скорость в сечении разрыва; \mathbf{n} — вектор нормали к этому сечению; p_a — внешнее давление; $p_{\text{ст}}$ — давление на стенке за разрывом; $\mathbf{n}_{\text{ст}}$ — вектор нормали к этой стенке.

Местами приложения реактивной силы являются внутренние поверхности колен трубопровода и сосудов, местные сопротивления и часть поверхности за разрывом, на которой давление выше p_a .

Наибольшее усилие действует на прямолинейный участок трубопровода от места разрыва до ближайшего колена (или сосуда, если между разрывом и сосудом трубопровод прямой). Только на этом участке уравнение (6.4) содержит первый член, дающий наибольший вклад в усилие. Строго говоря, именно он и представляет собой реактивную силу.

При поперечном разрыве усилие направлено вдоль оси трубопровода и равно

$$Q_x = (p_K - p_a + \rho_K \omega_K^2) F + \int_0^l \frac{d}{dt} (\rho \omega) dl + (p_{\text{ст}} - p_a) F_{\text{ст}}, \quad (6.5)$$

где l — длина участка; $F = \pi d^2/4$; $F_{\text{ст}} = \pi (D^2 - d^2)/4$; d — внутренний, а D — наружный диаметр трубопровода.

Нестационарность усилия связана не только со вторым членом уравнения (так называемой «волновой силой»), но и с изменением в процессе расхождения концов разорвавшегося трубопровода величин, входящих в остальные члены. Кроме

того, если в контуре вначале находилась недогретая до насыщения вода, происходит резкое падение давления из-за уменьшения массы воды, пока она не вскипит. Как показывают оценки, для условий МПА и других аварий с большими расходами течи из первого контура АЭС с ВВЭР характерное время расхождения концов трубопровода, время резкого падения давления и время начального волнового процесса могут иметь одинаковый порядок. Поэтому расчет нестационарной реактивной силы по уравнению (6.5) следует, вообще говоря, выполнять совместно с расчетом движения трубопровода. Такие расчеты возможны, например, с использованием программы ГРИВ, описанной в [70]. Программа реализует решение двумерных нестационарных уравнений неразрывности, импульса и энергии для несовершенного газа со сложным уравнением состояния, каким является вскипающая вода.

Качественно характер изменения усилия можно упрощенно представить следующим образом. Сразу после разрыва усилие равно:

$$Q_{\text{хн}} = F(p_0 - p_a) + F_{\text{ст}}(p_{\text{ст}} - p_a), \quad (6.6)$$

где p_0 — давление в контуре, а $p_{\text{ст}}$ можно принять равным критическому давлению при истечении от начальных параметров. Если начальный недогрев до насыщения превышает 10° (при начальных давлениях, обычных для ВВЭР), то $p_{\text{ст}}$ следует принять равным давлению насыщения при начальной температуре в контуре.

Распространение волн разрежения от места разрыва и увеличение площади течи приводят к заметному снижению усилия по сравнению с $Q_{\text{хн}}$. При быстром расхождении концов трубопровода может быть получено двукратное снижение. Когда бегущая по трубопроводу волна разрежения достигнет сосуда (реактора), происходит отражение волны, в результате чего образуется движущая в обратном направлении волна сжатия. После ее прихода к месту разрыва реактивная сила достигает максимума $Q_{\text{хм}}$, а затем постепенно (но не обязательно монотонно) снижается вследствие общего падения давления в контуре и затухания волновых процессов.

Если объем воды в сосуде не ограничен и термодинамической неравновесностью процессов можно пренебречь (что допустимо, учитывая реальные размеры трубопроводов), то первый член уравнения (6.5) представляет собой стационарную реактивную силу при гомогенном равновесном критическом истечении воды от начальных параметров в контуре:

$$Q_{\text{грс}} = (p_{\text{кр}} - p_a + \rho_{\text{кр}} \omega_{\text{кр}}^2) F = \bar{Q}_{\text{грс}} (p_0 - p_a) F, \quad (6.7)$$

где $\bar{Q}_{\text{грс}} = \frac{p_{\text{кр}} - p_a + \rho_{\text{кр}} \omega_{\text{кр}}^2}{p_0 - p_a}$ — коэффициент реактивной силы; ин-

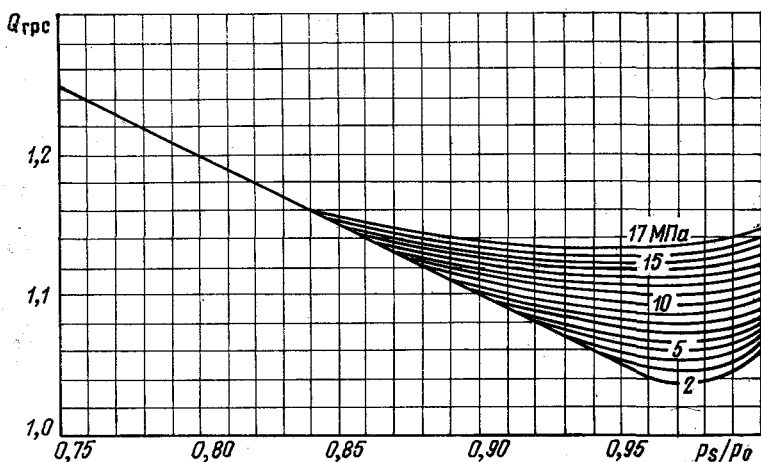


Рис. 6.3. Коэффициент реактивной силы при стационарном гомогенном равновесном истечении

дексом «кр» обозначены параметры критического истечения.

Для определения $\bar{Q}_{грс}$ можно использовать график, приведенный на рис. 6.3. На оси абсцисс отложено отношение давления насыщения p_s , определенного по температуре t_0 в контуре, к давлению торможения p_0 . Начальная прямолинейная часть графика определяется условием $p_{кр} = p_s$ и описывается уравнением:

$$\bar{Q}_{грс} = 2 - \frac{p_s/p_0 - p_a/p_0}{1 - p_a/p_0} \approx 2 - \frac{p_s}{p_0}$$

Учет нестационарности реактивной силы может существенно снизить ее значение по сравнению с $Q_{грс}$, определенным по уравнению (6.7).

Расчет нестационарной реактивной силы может быть осуществлен на ЭВМ, причем, как показывает сравнение с экспериментом [77, 122], приемлемые результаты для максимального усилия $Q_{хм}$ при $1 < l/d < 20$ обеспечивает использование модели термодинамически равновесного гомогенного течения без трения. Наибольшие значения $Q_{хм}$ получаются при внезапном раскрытии сечения разрыва. На уровень $Q_{хм}$ влияют геометрия контура и начальные параметры воды. Чтобы исследовать их влияние, были проведены систематические расчеты по программе ГРИВ.

В качестве безразмерных параметров использовались: относительный объем сосуда $\bar{V} = V_c/F^{3/2}$, относительная длина трубопровода от места разрыва до сосуда $\bar{l} = l/d$, относительное

давление насыщения $\bar{p}_s = p_s(t_0)/p_0$ и начальное давление в МПа, отнесенное к давлению в критической точке $\bar{p}_0 = p_0/22,115$. Трение в расчетах не учитывалось и принималось, что сечение трубопровода открывается мгновенно.

Результаты расчетов аппроксимированы довольно сложными формулами, позволяющими, однако, определять максимальное значение нестационарного усилия без применения ЭВМ:

$$Q_{xм} = \bar{Q}_{гp} F(p_0 - p_a) k_{нс}, \quad (6.8)$$

где

$$k_{нс} = 1 - \exp\left(-\frac{\lg \bar{V}}{A}\right)^B; \quad A = a_0 + a_1 \bar{p}_0 + a_2 \bar{p}_0^2; \quad B = b_0 + b_1 \bar{p}_0 + b_2 \bar{p}_0^2;$$

$$\left. \begin{aligned} a_n &= (k_{1n} \bar{p}_s + k_{2n}) \lg \bar{t}^{\alpha_{1n} \bar{p}_s + \alpha_{2n}} + c_{1n} \bar{p}_s + c_{2n} \\ b_n &= (m_{1n} \bar{p}_s + m_{2n}) \lg \bar{t}^{\beta_{1n} \bar{p}_s + \beta_{2n}} + d_{1n} \bar{p}_s + d_{2n} \end{aligned} \right\} n = 0, 1, 2.$$

Входящие в формулы постоянные коэффициенты приведены ниже:

n	k_{1n}	k_{2n}	c_{1n}	c_{2n}	m_{1n}	m_{2n}	d_{1n}	d_{2n}	α_{1n}	α_{2n}	β_{1n}	β_{2n}
0	-5,23	4,13	0,55	2,70	-1,32	-0,48	-0,20	1,41	-2,84	5,01	-0,96	1,32
1	10,43	-7,32	-10,73	4,79	10,61	-4,81	-15,83	12,34	6,56	1,73	-2,9	2,87
2	-2,91	2,06	11,44	-6,58	-15,21	8,69	18,35	-13,45	4,55	3,93	0,57	0,40

При использовании формул (6.8) следует учитывать, что они позволяют определить только первый член в выражении (6.6). Однако при полном раскрытии трубопровода второй член в этом выражении близок к нулю, так как $p_{ст} \approx p_a$. При умеренных раскрытиях, например в результате удержания трубопровода ограничителем, формулы (6.8) дают завышенный результат.

Если необходима консервативная оценка зависимости нестационарной силы от времени, то можно, пренебрегая ее кратковременным начальным снижением, считать, что она растет линейно от $Q_{хн}$ до $Q_{хм}$ за время $\tau_m = l/a_s$, где $a_s \approx 50$ м/с — скорость звука во вскипевшей воде. Затем Q_x линейно снижается от $Q_{хм}$ до $Q_{xs} = Q_{хм}(p_0 - p_s)$ (т. е. до значения $Q_{хм}$,

определенного при p_0 , равном p_s) за время $\tau_k = \frac{V}{F a_s^2} \times$

$\times \sqrt{\frac{p_0 - p_s}{2\rho_0}} + \frac{l}{a_s}$, а далее остается длительное время постоянной. В формуле для τ_k величина a_s — скорость звука в воде, которую для оценок можно принять равной 1000 м/с.

Так как при поперечном разрыве трубопровода разрыв может отклоняться от плоскости, перпендикулярной оси, помимо продольной силы Q_x также возникает поперечная составляющая Q_y . Принято считать, что трещина может распространяться лишь в пределах околосшовной зоны шириной B . При этом приближенно можно считать $Q_y = BQ_x/d$. Для трубопроводов первого контура ВВЭР $B/d \approx 0,1$.

При разрыве по боковой образующей гiba также возникает поперечная реактивная сила, принимаемая равной сумме осевых сил, которые действовали бы на участки трубопровода при полных мгновенных поперечных разрывах по обе стороны от гiba: $Q_y = Q_{x1} + Q_{x2}$. Если рассматривается разрыв по наружной образующей гiba, то силы Q_{x1} и Q_{x2} складываются векторно, а результирующая сила лежит в плоскости гiba.

В качестве примера на рис. 6.4 приведены результаты оценки реактивной силы при разрыве трубопровода $D_y = 500$ ($d = 496$ мм, $D = 560$ мм) непосредственно под парогенерато-

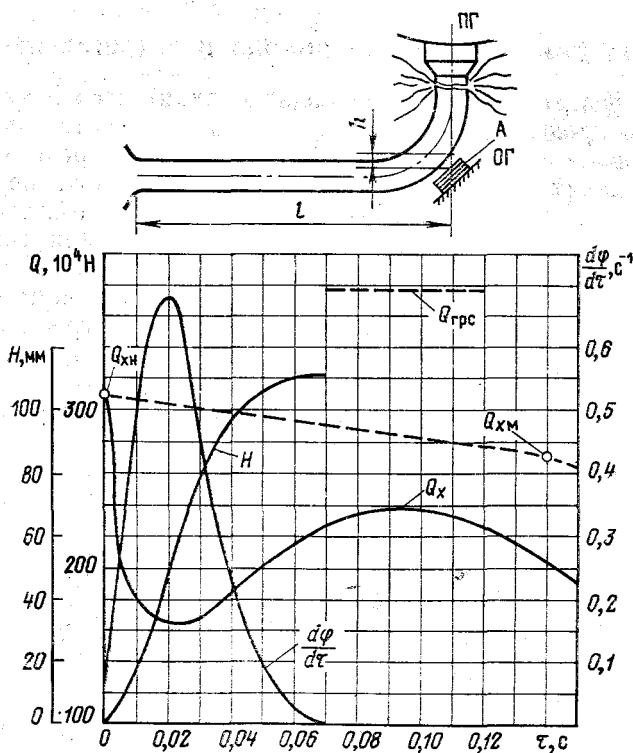


Рис. 6.4. Пример расчета последствий разрыва трубопровода

ром на АЭС с водо-водяным реактором мощностью 440 МВт. Начальные параметры воды принимались равными 14 МПа и 300°C. В момент разрыва возникает усилие, определяемое по формуле (6.6) и равное $Q_{\text{хн}}=3070$ кН. Если бы происходило истечение при сохранении параметров воды в контуре, а расхождение концов трубопровода было полным, то реактивная сила достигала бы значения $Q_{\text{грс}}$, равного согласно формуле (6.7) 3780 кН (его уровень показан пунктиром). Однако если учесть нестационарность истечения и конечность объема контура, то по формуле (6.8) можно получить (даже при полном расхождении концов) более низкое значение максимального усилия $Q_{\text{хм}}=2720$ кН. При этом расстояние от места разрыва до реактора было принято 14 м, объем сосуда (горячей камеры реактора) 61,8 м³. Рекомендованный выше способ аппроксимации зависимости силы от времени показан на рис. 6.4 пунктирной линией. Как будет показано в следующем разделе, расчет истечения совместно с движением трубопровода позволяет получить еще более низкие значения силы.

6.4. РАСЧЕТ ДВИЖЕНИЯ ТРУБОПРОВОДА И ЛЕТАЩИХ ПРЕДМЕТОВ

Зная реактивную силу, найденную одним из способов, описанных в предыдущем параграфе, можно рассчитать движение трубопровода после разрыва. Обычно при поперечном разрыве происходит изгиб трубопровода и его движение можно упрощенно считать вращением в плоскостигиба относительно заделки — места присоединения к массивному или закрепленному оборудованию.

Если принять, что трубопровод является жестким телом, а вся деформация сосредоточена в заделке, то уравнение движения трубопровода имеет вид:

$$J \frac{d^2\varphi}{d\tau^2} = Q_x l_{\text{п}} \pm mgl_{\text{ц}} - M_{\text{с}} - M_{\text{а}}, \quad (6.9)$$

где φ — угол поворота в заделке; τ — время; J — полярный момент инерции участка трубопровода; $l_{\text{п}}$ — плечо силы Q_x , действующей на участок трубопровода за гибом; m — масса движущегося участка; $l_{\text{ц}}$ — плечо силы тяжести mg относительно заделки; $M_{\text{с}}$ — момент сопротивления в заделке; $M_{\text{а}}$ — момент противодействия в амортизаторе. Знак перед вторым членом в правой части зависит от направления момента силы тяжести по отношению к моменту силы Q_x .

Имеющиеся оценки показывают, что учет деформации трубы в процессе движения может привести к небольшому увеличению скорости трубопровода по сравнению с результатом, основанным на расчете движения жесткого тела. Однако отличие от результатов расчета уточненными способами для

энергии, которая должна аккумулироваться в амортизаторе, не превышает 10%. Учитывая это, а также невозможность учета других факторов, имеющих не меньшее значение, можно определять скорость движения упрощенным способом, а затем вносить 10%-ную поправку.

Момент в заделке при малых деформациях можно считать пропорциональным углу поворота, затем рост момента замедляется, а после достижения значения $M_{\text{пш}} = \sigma_{\text{п}} \left(\frac{D+d}{2} \right)^2 \frac{D-d}{2}$

(момента пластического шарнира) сохраняется постоянным ($\sigma_{\text{п}}$ — среднее напряжение при пластической деформации материала).

При очень больших деформациях происходит сплющивание сечения трубопровода около заделки, причем его форма приближается к эллиптической. Опыты, проводившиеся в Японии, показали, что в месте удара о жесткий ограничитель сплющивание трубы может приводить к существенному уменьшению момента сопротивления сечения в этом месте. Однако в настоящее время отсутствуют надежные рекомендации о зависимости момента в заделке от угла поворота. Поэтому для консервативных оценок можно рекомендовать после участка линейного роста $M_{\text{п}}$ от 0 до $M_{\text{пш}}$ при изменении φ от 0 до 0,01 рад далее считать $M_{\text{п}}$ линейно уменьшающимся от $M_{\text{пш}}$ до 0 при росте φ от 0,01 до 0,3 рад.

Момент противодействия ограничителя $M_{\text{а}}$ должен быть задан заранее в зависимости от перемещения трубопровода в этом месте: $M_{\text{а}} = l_{\text{а}} Q_{\text{а}}$, где $l_{\text{а}}$ — плечо силы $Q_{\text{а}}$ в ограничителе относительно заделки. Сила $Q_{\text{а}} = f(\varphi l_{\text{а}})$ задается равной нулю до тех пор, пока трубопровод перемещается в пределах зазора в ограничителе, а затем быстро возрастающей до силы $Q_{\text{ам}}$, характеризующей несущую способность ограничителя. Именно сила $Q_{\text{ам}}$ передается на строительные конструкции. Работоспособность ограничителя, равная $Q_{\text{ам}} l_{\text{а}} (\varphi_{\text{м}} - \varphi_0)$, определяется перемещением $H = l_{\text{а}} (\varphi_{\text{м}} - \varphi_0)$ трубопровода в ограничителе, где $\varphi_{\text{м}}$ — угол поворота трубопровода до остановки, получаемый из решения уравнения (6.9) в момент, когда $d\varphi/dt = 0$, а φ_0 — угол поворота в момент касания ограничителя.

Следует отметить, что поглощение энергии зависит не только от амортизирующей способности ограничителя, но и от податливости стенки трубопровода. Так, финскими исследователями установлено, что для сравнительно тонкостенных паропроводов второго контура АЭС «Ловиза» ограничитель может быть абсолютно жестким, а необходимая диссипация кинетической энергии движущегося трубопровода обеспечивается деформацией стенки трубы.

Для трубопроводов, не имеющих ограничителей перемещения, угол поворота в заделке может стать столь большим, что произойдет потеря устойчивости сечения и вторичный обрыв трубопровода в заделке. Для грубых оценок можно считать, что при повороте в заделке на 90° плетть трубопровода отрывается и превращается в летящий предмет. Скорость движения его центра тяжести определяется при интегрировании уравнения (6.9).

Если реактивная сила имеет составляющую, направленную перпендикулярно плоскости трубопровода, или сам трубопровод имеет пространственную структуру, то помимо изгиба возникает кручение и соответствующие перемещения, которые могут быть рассчитаны по уравнению, аналогичному (6.9).

На рис. 6.4 приведен пример расчета движения трубопровода по уравнению (6.9) совместно с расчетом истечения по программе ГРИВ для того же случая, который рассмотрен в § 6.3. Использовались следующие исходные данные [см. уравнение (6.9) и обозначения к нему]: $m=2,8 \cdot 10^3$ кг; $J=1,5 \times 10^4$ кг·м²; $l_{\text{ц}}=2,9$ м; $M_{\text{пш}}=2,6 \cdot 10^6$ Н·м; $l_{\text{п}}=5$ м; $Q_{\text{ам}}=2100$ кН; начальный зазор h между амортизатором А и трубопроводом. 20 мм. Полученная в расчете зависимость Q_x от времени лежит значительно ниже пунктирной линии, соответствующей консервативной оценке. На рис. 6.4 приведена также угловая скорость движения трубопровода и перемещение его конца H . Видно, что сравнительно небольшая амортизирующая сила 2100 кН позволяет погасить движение трубопровода при полном перемещении его конца, равном всего 110 мм.

Расчет движения летящих предметов, образующихся при разуплотнении контуров АС, например, в результате разрыва болтов или сварных соединений, закрепляющих предмет, рассчитывается по уравнению:

$$d^2x/d\tau^2 = Q_{\text{п}}/m - g \cos \gamma, \quad (6.10)$$

где $Q_{\text{п}}$ — сила, разгоняющая предмет; m — его масса; x — перемещение; γ — угол между вертикалью и осью струи.

Пока предмет не выйдет из отверстия площадью F , в которое он входил до разуплотнения, он движется как поршень и усилие определяется давлением в контуре $Q_{\text{п}}=F(p_0-p_a)$. Затем предмет обтекает как тарельчатый клапан, причем его положение влияет на расход истечения из отверстия. На этом участке для расчета $Q_{\text{п}}$ могут быть использованы силовые характеристики тарельчатых клапанов. Наконец, на достаточном удалении от отверстия предмет разгоняется свободной струей и для нахождения $Q_{\text{п}}$ могут использоваться данные о распределении давления на преграде, подобные приведенным на рис. 6.2.

Предмет разгоняется струей до тех пор, пока его скорость не сравняется со скоростью на оси струи. Кроме того, при большой площади отверстия F происходит падение давления в контуре, что уменьшает дальнобойность струи.

С учетом этих соображений была составлена программа ЛЕП [80], по которой выполнены систематические расчеты движения летящих предметов. Некоторые входящие в алгоритм величины корректировались с использованием экспериментальных данных. В результате аппроксимации результатов расчетов получена формула для максимальной скорости предмета c_m в зависимости от четырех безразмерных параметров:

$$c_m = c_{m0} k_s k_l k_v k_D, \quad (6.11)$$

где

$$c_{m0} = c_0 \left(\frac{18}{p_0} \right)^{0,2} (0,80 + 0,33 \lg \bar{m}) \exp(-1,23 \lg \bar{m} - 0,016 \lg^2 \bar{m});$$

$$k_s = 1 + \Delta p_s [0,065 - 0,003 \Delta p_s + \lg \bar{m} (0,016 + 0,0019 \Delta p_s)];$$

$$k_l = 1 + \bar{l} (0,064 + 0,037 \lg \bar{m} - 0,007 \lg^2 \bar{m});$$

$$k_v = 1 - \frac{\exp(1,58 \lg \bar{m} - 0,265 \lg^2 \bar{m})}{0,025 \bar{V}^{1,32} + 7 \lg \bar{V}};$$

$$k_D = 1 + (\bar{D}^2 - 1) (0,090 + 0,094 \lg \bar{m} - 0,06 \lg^2 \bar{m})$$

при $\bar{D}^2 > 2$ принимается $\bar{D}^2 = 2$; $\bar{m} = \frac{4m}{\pi d^3 \rho_0}$; $\bar{V} = \frac{4V}{\pi d^3}$; $\bar{l} = \frac{l_{\pi}}{d}$;

$\bar{D} = \frac{D}{d}$; m — масса предмета; d — диаметр отверстия, из которого выбрасывается предмет; D — максимальный диаметр предмета; $c_0 = \sqrt{\frac{2(p_0 - p_a) \cdot 10^6}{\rho_0}}$; p_0 ; ρ_0 — начальные давление и плотность воды в контуре; V — объем контура; $\Delta p_s = p_0 - p_s$.

Все давления в формуле выражены в МПа. Формула пригодна для следующих диапазонов параметров: $5 \text{ МПа} < p_0 < 18 \text{ МПа}$; $0 \leq \Delta p_s \leq 10 \text{ МПа}$; $\bar{V} > 5$; $\bar{l} \leq 10$; $0,1 < \bar{m} < 1000$. Если предмет не является телом вращения, то диаметры d и D определяются как эквивалентные из условия равенства соответствующих площадей, например $d = 2\sqrt{F/\pi}$.

В расчетах не учитывался член с ускорением свободного падения в уравнении (6.10), так как его влияние существенно лишь для особо массивных тел, которые обычно не входят в перечень потенциальных летящих предметов.

6.5. РАСЧЕТЫ ВОЗДЕЙСТВИЯ СТРУИ ТЕПЛОНОСИТЕЛЯ

Для определения нагрузок на строительные конструкции, расположенные в зоне действия струй теплоносителя, необходимо решать двух- и трехмерные задачи об истечении вскипающей воды, причем имеющиеся единичные экспериментальные данные не позволяют судить о достоверности подобных решений. Например, не получено даже качественного соответствия экспериментальных данных японских авторов о нестационарном распределении давления на диске при нормальном натекании на него струи и результатов расчетов по разработанной в ФРГ программе *DRIX-2*. При этом сопоставлении варьировалась имеющаяся в программе постоянная, характеризующая неравновесность процесса, однако это не улучшило соответствия.

Более удачным оказалось сравнение результатов расчетов по программе ГРИВ и измерений нестационарного усилия на диске [80]. Как в расчетах, так и в опытах было обнаружено, что при определенных относительных расстояниях от трубопровода до диска и относительных диаметрах диска действующее на него усилие может существенно (в 1,3—1,5 раза) превышать реактивную силу, приложенную к трубопроводу. Это связано с тем, что при некоторых соотношениях геометрических параметров происходит «отражение» струи от диска, т. е. у внешнего диаметра диска поток имеет значительные составляющие скорости, направленные противоположно натекающей струе.

Действующий на диск импульс складывается при этом из осевых составляющих импульсов падающей и отраженной струй. Однако с увеличением размеров преграды действующее на нее усилие приближается к реактивной силе, так как вдали от оси поток становится строго радиальным и отражение отсутствует.

Нормальное натекание струи круглого сечения на преграду может происходить только при значительных отклонениях концов трубопровода после поперечного разрыва, когда струи из каждого конца не взаимодействуют друг с другом. Менее определенными являются случаи струй некруглого сечения (на-

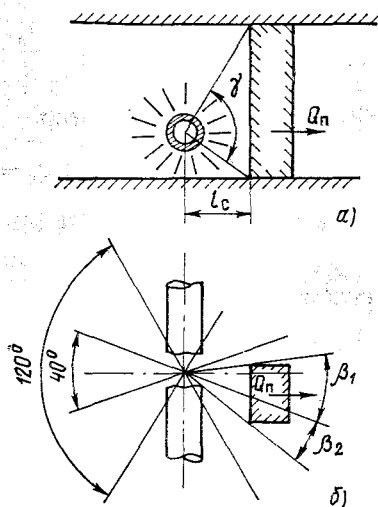


Рис. 6.5. Схема расчета воздействия радиальной всеерной струи

пример, при продольных разрывах), натекание на преграду струи любого сечения под углом, сильно отличающимся от 90° , а также натекание на преграду сложной формы. В подобных случаях приходится ограничиваться грубыми консервативными оценками, заменяя, например, струю произвольного сечения эквивалентной круглой струей с тем же импульсом, а преграду — расположенной нормально к струе стенкой, смещенной к оси эквивалентной струи.

Наиболее важный для практики случай — расчет воздействия радиальной веерной струи, возникающей при поперечном разрыве трубопровода, — был рассмотрен в [29]. Как показывают расчеты и эксперименты, полный радиальный импульс такой струи существенно больше суммы импульсов струй, вытекающих из двух концов. На основании расчетов и отдельных экспериментов предлагается следующая формула для усилия от радиальной веерной струи на преграду произвольной формы: $Q_n = 1,8 \frac{\gamma}{360} k_\beta k_{lp} (Q_{x1} + Q_{x2})$, где Q_{x1} и Q_{x2} — реактивные силы, действующие на концы трубопровода при их полном расхождении; γ — угол в градусах, под которым видна преграда с оси трубопровода (рис. 6.5, а); коэффициент k_{lp} учитывает влияние расхождения l_p концов:

$$k_{lp} = \begin{cases} 4 \frac{l_p}{d} \left(1 - \frac{l_p}{d}\right) & \text{при } \frac{l_p}{d} < 0,5; \\ 1 & \text{при } \frac{l_p}{d} \geq 0,5. \end{cases}$$

Коэффициент k_β учитывает влияние протяженности преграды в направлении оси трубопровода (см. рис. 6.5, б): $k_\beta = \beta_1/40 + \beta_2/120$ (если по этому выражению получается $k_\beta > 1$, то принимается $k_\beta = 1$); β_1 в градусах — часть центральной зоны струи внутри угла 40° , попадающая на преграду; β_2 в градусах — часть периферийной зоны струи внутри угла 120° , но вне угла 40° , попадающая на преграду.

6.6. ЗАЩИТА ОТ ЛЕТАЮЩИХ ТЕЛ

Проверка общей прочности строительных конструкций при повышении давления, температуры и локальном действии паводяных струй осуществляется обычными методами строительной механики, и мы на этом вопросе останавливаться не будем. Результаты подобных расчетов, выполненных для одной из АЭС, приведены в качестве примера в § 9.1.

Особую проблему представляет защита элементов АС, важных с точки зрения безопасности, от образующихся при аварии летящих предметов. Согласно рекомендациям МАГА-

ТЭ [28] степень риска, связанного с этим фактором, может быть сделана приемлемо малой, если достаточно мала каждая из следующих вероятностей или их произведение: P_1 — образования летящего предмета; P_2 — его попадания в элемент АС, важный для безопасности; P_3 — повреждения этого элемента, приводящего к неприемлемым последствиям.

Уменьшение вероятности P_1 обеспечивается выбором методов проектирования оборудования, гарантирующих получение достаточных запасов прочности; проведением регулярных инспекций оборудования; диагностикой его напряженно-деформированного состояния, позволяющей на ранних стадиях зафиксировать начало развития процесса отказа (например, появление пластических деформаций в трубопроводе или резервуаре под давлением); установкой ограничителей скорости вращающихся узлов, разрушение которых может привести к образованию летящих предметов, и т. п.

Вероятность P_2 уменьшают путем физического разделения потенциальных источников летящих предметов и критических мишеней. Для этого на основе анализа возможных расстояний и углов разлета выбирается компоновка оборудования, исключающая удары в уязвимые узлы, или устанавливаются специальные защитные барьеры. Используются также устройства для задержки и отклонения летящих предметов (кожухи на быстровращающихся узлах; ограничители, предотвращающие биение разорвавшегося трубопровода при истечении из него теплоносителя, и т. п.).

Для уменьшения вероятности P_3 физически разделяют дублирующие системы безопасности, с тем чтобы они не могли быть одновременно выведены из строя. Важные для безопасности узлы проектируют, исходя из требования такого протекания процесса отказа, при котором станция все время остается в безопасном состоянии. Предусматривают, чтобы оборудование, выполняющее защитные функции, сохраняло работоспособность в случае повышения влажности, температуры и давления при повреждении трубопроводов или резервуаров. Не допускается выход из строя регулирующих клапанов, фильтров и вентиляционных систем, предотвращающих выброс радиоактивности в окружающую среду.

Рассмотрение вопросов, связанных с методами проектирования и компоновки оборудования, обеспечивающих выполнение изложенных выше требований, не входит в задачи данной книги. Поэтому ниже будут изложены только методы расчета железобетонных защитных конструкций (барьеров) на удар летящих тел [49, 120, 125]. При этом будут рассматриваться только так называемых «жесткие» тела, собственная деформация которых при ударе о преграду относительно мала. Уда-

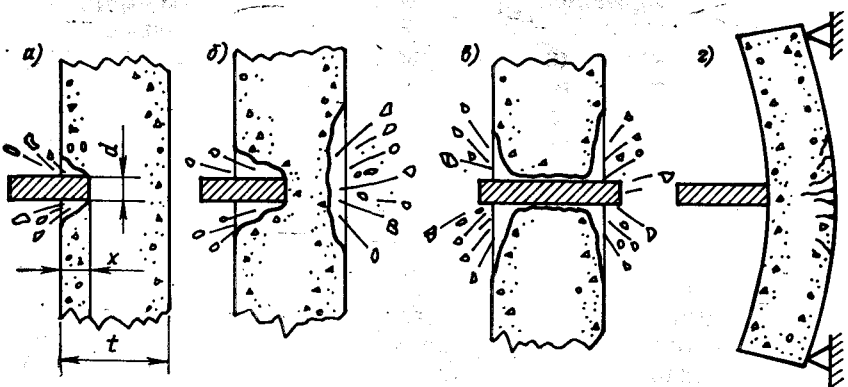


Рис. 6.6. Повреждения бетонной преграды при ударе жесткого тела:
 а — скалывание; б — растрескивание; в — пробивание; г — общая деформация преграды

ры «мягких» (легко деформируемых) тел рассмотрены в гл. 4.

Удар жесткого тела может вызывать локальные повреждения бетонной преграды (рис. 6.6, а — в) и ее общую деформацию или обрушение (рис. 6.6, г). Характер и размеры локальных повреждений зависят от скорости удара. При очень малых значениях скорости тело отскакивает от преграды, не повредив ее. При большей скорости происходит разрушение бетона со стороны удара — скалывание (рис. 6.6, а). При этом по мере роста скорости сначала образуются кратеры, превосходящие по диаметру размер тела, а затем — почти равные ему по диаметру (такой кратер показан на рис. 6.6, а). При этой глубине проникания тела в преграду считаются выполненными условия так называемого пластического удара.

Еще большее возрастание скорости приводит к растрескиванию бетона со стороны, противоположной удару, которое может сопровождаться разлетом образовавшихся кусков (рис. 6.5, б). Зона растрескивания обычно превосходит по размеру кратер с лицевой стороны, но мельче его. При дальнейшем увеличении скорости глубина проникания тела в преграду быстро возрастает. Если отношение толщины преграды t к диаметру тела d меньше пяти, то куски разлетающегося бетона могут оказаться достаточно крупными и иметь значительные скорости.

Наконец, при еще большей скорости происходит пробивание преграды телом, которое после этого может сохранять остаточную скорость (рис. 6.6, в).

Кинетическая энергия тела частично расходуется на его деформацию и на разрушение бетона. Остаток энергии идет

на общую деформацию преграды и ее опорных конструкций (рис. 6.6,з).

Считается, что защитный барьер выполняет свою функцию, если в нем отсутствуют чрезмерные локальные повреждения и не происходит его обрушения. Толщина барьера должна гарантировать отсутствие растрескивания бетона и разлета его обломков, либо, если растрескавшиеся куски удерживаются, например, металлической облицовкой или сеткой, не допускать его сквозное пробивание. Общая прочность достигается путем надлежащего конструирования самого барьера и его опорных частей.

Предложено достаточно много эмпирических формул для оценки величин локальных повреждений, однако большинство из них предназначено для расчета фортификационных сооружений на артиллерийский обстрел и предполагает удар массивного недеформируемого тела с очень большой скоростью. При умеренных скоростях соударения, рассматриваемых в атомной энергетике (до 200 м/с), наилучшие результаты дает формула NDRC* [120, 125], которая получена для жесткого тела цилиндрической формы, ударяющего по нормали в недеформируемую (т. е. массивную и достаточно жесткую) железобетонную преграду с армированием 0,3—1,5% в каждом направлении. Глубина проникания тела в преграду равна:

$$x_{\pi} = \begin{cases} \sqrt[3]{4KNQd \left(\frac{V_0}{1000d}\right)^{1,8}} & \text{при } \frac{x_{\pi}}{d} \leq 2,0; \\ KNQ \left(\frac{V_0}{1000d}\right)^{1,8} + d & \text{при } \frac{x_{\pi}}{d} > 2, \end{cases} \quad (6.12)$$

где x_{π} — глубина проникания, дюйм**; d — диаметр тела, дюйм; Q — масса тела, фунт; V_0 — скорость удара, фут/с; $K = 180/\sqrt{f'_c}$; f'_c — предельная прочность бетона при сжатии, фунт/дюйм²; N — коэффициент, зависящий от формы конца тела:

$$N = \begin{cases} 0,72 — \text{плоский конец;} \\ 0,84 — \text{тупо заточенный конец;} \\ 1,00 — \text{среднеострый (сферический) конец;} \\ 1,14 — \text{очень острый конец.} \end{cases}$$

* NDRC — National Defense Research Committee — Национальный комитет по исследованию вопросов безопасности (США).

** 1 дюйм = 0,0254 м; 1 фунт = 0,454 кг; 1 фут = 0,305 м; 1 фунт/(дюйм)² = 6,9 кПа.

Наименьшая толщина барьера t_s , при которой отсутствует растрескивание бетона, равна:

$$\frac{t_s}{d} = \begin{cases} 2,12 + 1,36 \frac{x_n}{d} & \text{при } 0,65 \leq \frac{x_n}{d} \leq 11,75; \\ 7,91 \left(\frac{x_n}{d} \right) - 5,06 \left(\frac{x_n}{d} \right)^2 & \text{при } \frac{x_n}{d} \leq 0,65. \end{cases} \quad (6.13)$$

Наименьшая толщина барьера t_p , при которой не происходит его пробивание, равна:

$$\frac{t_p}{d} = \begin{cases} 1,32 + 1,24 \frac{x_n}{d} & \text{при } 1,35 \leq \frac{x_n}{d} \leq 13,5; \\ 3,19 \left(\frac{x_n}{d} \right) - 0,718 \left(\frac{x_n}{d} \right)^2 & \text{при } \frac{x_n}{d} \leq 1,35. \end{cases} \quad (6.14)$$

Формулы (6.13) и (6.14) удовлетворительно подтверждают экспериментами при $t/d \geq 3$. Для тяжелых и массивных тел, когда $t/d < 3$, формулы дают завышенные значения t_s и t_d . Лучшие результаты в этом случае получаются при использовании следующих эмпирических формул:

$$t_s = \frac{15,5Q^{0,4}V_0^{0,5}}{d^{0,2}\sqrt{f_c'}} \quad (6.15)$$

при $1,5 \leq \frac{t}{d} \leq 3,0$ и $3000 \leq f_c' \leq 4500$ фунт/дюйм² ($20,7 \leq f_c' \leq 31,1$ МПа);

$$t_p = 0,765 (f_c')^{-3/8} \left(\frac{Q}{d} \right)^{1,2} V_0^{3/4} \quad (6.16)$$

(при плотности бетона 2500 кг/м³ и армировании 0,8—1,5% в каждом направлении). Формулы (6.15) и (6.16) следует использовать только в указанных диапазонах параметров мишени и материала.

Приведенные выше соотношения соответствуют удару сплошного цилиндрического тела, но могут быть применены и в случае торцевого удара трубы с наружным диаметром d_0 и внутренним $d_{вн}$. Глубина ее проникания в преграду x_n вычисляется по формуле (6.12), где $N=0,72$, а $d=d_0$. Толщины преграды t_s и t_p определяются согласно (6.15) и (6.16), куда следует подставлять $d = \sqrt{d_0^2 - d_{вн}^2}$.

Ввиду ограниченности и большого разброса опытных данных, на основе которых получены формулы настоящего параграфа, вычисленные значения t_p и t_s обычно увеличивают в запас на 10—20 %.

Для проверки общей прочности барьера необходимо знать закон изменения силы удара во времени. Его можно определить, исходя из приближенной теории внедрения твердого тела в бетон, использованной при выводе формулы NDRC [125]. Согласно этой теории давление p на торце внедряющегося тела равно:

$$p = \frac{263\,820}{KN} \left(\frac{v(t)}{12\,000d} \right)^{0.2} f(x(t)), \quad (6.17)$$

где

$$f(x(t)) = \begin{cases} \frac{x(t)}{2d} & \text{при } \frac{x(t)}{2} \leq 2; \\ 1 & \text{при } \frac{x(t)}{d} > 2. \end{cases}$$

Здесь $x(t)$ — глубина проникания тела в преграду, дюйм, а $v(t)$ — его скорость, дюйм/с, которые находят, численно интегрируя уравнение движения тела:

$$\frac{Q}{g} \ddot{x} = -pS, \quad (6.18)$$

где S — площадь контакта тела с преградой; начальные условия: при $t=0$ $x=0$; $\dot{x}=V_0$.

Можно принять упрощенный закон изменения силы взаимодействия тела с преградой в виде «прямоугольника», т. е. считать ее постоянной по величине (F) и действующей в течение интервала времени τ . Интегрируя (6.18) с такой правой частью и учитывая, что $x(\tau)=x_n$, находим:

$$F = mV_0^2/2x_n; \quad \tau = 2x_n/V_0. \quad (6.19)$$

Импульс этой силы равен количеству движения тела в момент удара, но при этом величина F оказывается несколько заниженной, а продолжительность действия τ — завышенной по сравнению со значениями, получаемыми с использованием выражения (6.19) [120].

Выше везде предполагалось, что летящее тело само является недеформируемым. Это справедливо, пока давление, найденное по формуле (6.17), меньше предела текучести материала тела, в противном случае происходит смятие его конца. При величине этого смятия, превосходящей $0,4x_n$, податливость тела приводит к уменьшению максимального значения и увеличению продолжительности силы взаимодействия. Одновременно уменьшаются и величины x_n , t_p и t_s .

Подобным же образом сказывается и податливость преграды, которую можно учесть, подставляя во все формулы

эквивалентный вес

$$Q_э = \frac{Q}{1 + Q/Q_{пр}}, \quad (6.20)$$

где $Q_{пр}$ — эквивалентный вес преграды, равный:

$$Q_{пр} = q \int_{(S)} \omega^2(x, y) d\lambda dy; \quad (6.21)$$

q — вес единицы поверхности преграды; $\omega(x, y)$ — ее перемещения при статическом приложении максимальной нагрузки; интегрирование выполняется по площади преграды [120].

Методы проверки общей прочности конструкций при ударных нагрузках подробно рассматривались в гл. 4, и здесь мы на них останавливаться не будем. Отметим только, что при решении этой задачи иногда (в запас) пренебрегают потерями энергии на локальные повреждения преграды и деформацию тела, считая, что его кинетическая энергия полностью расходуется на общую деформацию преграды и ее опор. В этом случае максимальные перемещения в них могут быть найдены из условий баланса энергии. Например, при использовании схемы неупругих деформаций преграды с образованием шарниров пластичности (см. рис. 4.12) максимальные углы поворота в последних легко найти, приравнивая работу пластических моментов кинетической энергии тела. Допускаемые величины этих углов задаются в соответствии с нормами [91].

ГЛАВА 7

СОЧЕТАНИЯ НАГРУЗОК И ВОЗДЕЙСТВИЙ

7.1. ПОСТАНОВКА ЗАДАЧИ

Рассмотренные выше экстремальные динамические воздействия следует учитывать при проектировании сооружений и оборудования АС в сочетаниях с основными и другими особыми нагрузками и воздействиями. Вопрос об обоснованном выборе таких сочетаний и соответствующих им предельных состояний конструкций представляется наиболее сложным. В принципе этот выбор должен выполняться на статистической основе, т. е. с учетом повторяемости особых динамических и других воздействий, на основе анализа разрушений и повреждений конструкций АС и увязываться с общими подходами к оценке вероятности и риска в атомной энергетике. Однако реализация такого подхода на сегодняшний день связана со значительными трудностями из-за недостатка исходной информации как о самих особых воздействиях, так и о

работе конструкций АС, подвергающихся комплексу разнообразных статических, температурных, динамических и других воздействий. Поэтому при выборе сочетаний нагрузок и воздействий для расчета сооружений и оборудования АС обычно исходят не только из опыта проектирования и эксплуатации существующих станций, но и из опыта проектирования других ответственных инженерных сооружений, а иногда и просто из общих соображений (с учетом специфики требований к прочности и надежности конструкций АС). Очевидно, что вероятность одновременного возникновения нескольких нагрузок существенно ниже, чем любой из них в отдельности. Поэтому в нормах вводятся коэффициенты сочетаний нагрузок (меньшие единицы), учитывающие уменьшение вероятности одновременного появления нескольких нагрузок. Применяются различные способы введения этих коэффициентов. В строительных нормах и правилах СССР нагрузки и воздействия делятся на группы — постоянные, длительные, кратковременные и особые, а сочетания этих нагрузок и воздействий — на основные и особые. Устанавливается, какие сочетания следует считать основными, а какие — особыми, и вводится система понижающих коэффициентов. Так, при расчете конструкций на основные сочетания, включающие в себя не менее двух кратковременных нагрузок, значения последних умножают на коэффициент $\psi=0,9$, при расчете на особые сочетания — на коэффициент $\psi=0,8$ и т. д.

Аналогичным образом построены и другие нормативные документы. При этом следует отметить, что используемые системы коэффициентов сочетаний не имеют достаточного теоретического обоснования и не всегда отвечают существу явлений, которые необходимо учитывать при действии нескольких нагрузок различной изменчивости [69, 76]. Считается, что введенные в нормы численные значения коэффициентов сочетаний, полученные на основе инженерного опыта, выбраны достаточно осторожно. Исследование сочетаний нагрузок и разработка методики выбора коэффициентов сочетаний возможны, как уже отмечалось, на основе анализа статистической природы воздействий.

Ниже вопрос о сочетаниях нагрузок и воздействий на строительные конструкции и оборудование АС рассматривается в двух аспектах. Во-первых, кратко описываются и анализируются различные варианты сочетаний, регламентируемые существующими нормами и рекомендациями по проектированию АС (нормы СССР, США, рекомендации МАГАТЭ и т. п.), а также применявшиеся при проектировании некоторых станций. Во-вторых, рассматриваются некоторые, малоизученные в настоящее время проблемы сочетаний и решение их вероятностными методами.

7.2. СОЧЕТАНИЯ НАГРУЗОК И РАСЧЕТНЫЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ МАТЕРИАЛОВ

При проектировании АС в нашей стране особые нагрузки и воздействия, рассмотренные в предыдущих главах, учитываются для строительных конструкций I категории безопасности, а сейсмические нагрузки — для конструкций I и II категорий сейсмостойкости. Они прикладываются в особых сочетаниях, показанных в табл. 7.1 (аналогичные сочетания рекомендуются МАГАТЭ [2]). Как видно, для всех воздействий, кроме ПЗ, эти сочетания включают основные нагрузки (длительные, временные и кратковременные), технологические нагрузки при нормальных условиях эксплуатации (НУЭ) или нарушений нормальных условий эксплуатации (ННУЭ) и одну из особых нагрузок. Сочетание нескольких особых нагрузок не рассматривается, поскольку каждая из них (кроме ПЗ) имеет вероятность реализации 10^{-4} год $^{-1}$ и, следовательно, вероятность совпадения хотя бы двух из них составляет 10^{-8} год $^{-1}$, т. е. ниже уровня отбора событий по вероятности УОВ, равного 10^{-7} год $^{-1}$ (см. Введение). При этом предполагается, что оборудование АС спроектировано с учетом этих нагрузок, так что они не могут явиться причиной его отказа. По этим же соображениям при проверке на МРЗ допускается не рассматривать нагрузки НУЭ, продолжительность действия которых в течение года не превосходит 10^{-3} года. Такой же подход применим, очевидно, и при других особых воздействиях. Наложение двух особых воздействий предполагается только в случае ПЗ, которое учитывается в сочетании с МПА, поскольку вероятность совпадения этих событий составляет 10^{-6} год $^{-1}$, т. е. выше УОВ. Коэффициенты сочетания для основных нагрузок принимаются по общестроительным нормам [95]; технологические и особые нагрузки включаются в сочетания с коэффициентами, равными единице. Следует учитывать, что некоторые из воздействий, фигурирующих в табл. 7.1, в свою очередь предполагают сочетание нескольких нагрузок. Например, при МПА в разные моменты времени имеют место различные комбинации значений температуры, давления и т. д.; при торнадо также возможны различные сочетания ветрового давления, разрежения и нагрузок от ударов летящих тел (см. § 3.2); при взрыве нагрузки на строительные конструкции и фундамент изменяются по мере набегания воздушной ударной волны и т. д.

Пример сочетаний нагрузок, учитывающихся при проектировании одной из АЭС с водо-водяным реактором, приведен в § 9.1.

С выбором сочетаний нагрузок тесно связан вопрос о расчетных прочностных характеристиках материалов. Эти харак-

Таблица 7.1. Сочетания нагрузок и воздействий при расчете строительных конструкций АС (по нормам СССР)

Наименование нагрузок и воздействий	Сочетания нагрузок и воздействий									
	Категория сейсмостойкости			I категория безопасности						
	I	IIa	IIб							
Основные нагрузки (длительные, временные, кратковременные)	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
Технологические нагрузки и воздействия	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
Особые нагрузки и воздействия: максимальная проектная авария	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
землетрясения:										
МРЗ	+									
ПЗ		+								
падение самолета										
взрыв										
ураган (экстремальный ветер)										
торнадо										
наводнение, цунами, сейши										
экстремальные снеговые нагрузки										
экстремальная температура воздуха										

теристики при проверке сейсмостойкости конструкций АС, как и при выполнении аналогичных расчетов для неядерных объектов, умножаются на коэффициент $m_{кр}$ [93], который зависит от типа и материала конструкции, а также интервала повторяемости землетрясения. В большинстве случаев его учет приводит к повышению расчетных сопротивлений материалов.

При расчете конструкций на удар самолета по отечественным нормам не допускается выкол бетона с внутренней стороны конструкции против места удара, но разрешается работа железобетона за пределами упругости, не ограничивается ширина раскрытия трещин и не предъявляется требований к сохранению герметичности облицовок по внутренним поверхностям конструкций (при гарантии отсутствия неконтролируемых протечек радиоактивных жидкостей и газов). Аналогичное предельное состояние конструкций допускается нормами [91] при воздействии взрыва («предельное состояние 2а»). Оно же, по-видимому, может быть принято и при других интенсивных, но кратковременных нагрузках (удар летящих тел при ураганах, торнадо, максимальной аварии, вылете лопаток турбины, аварийном падении транспортируемого груза и т. п.). При всех этих нагрузках прочностные характеристики принимаются по нормам [91], где они выше, чем при статическом нагружении, что отражает известный факт повышения прочности бетона и арматуры с увеличением скорости деформации.

С точки зрения дополнительных динамических нагрузок на технологическое оборудование и трубопроводы наиболее важным из особых динамических воздействий на АС является землетрясение*. Оценка их сейсмостойкости осуществляется по допускаемым напряжениям, перемещениям, критериям циклической прочности и (только для оборудования) устойчивости. Рассматриваемые сочетания нагрузок установлены нормами [52]: для I категории НУЭ+ПЗ и НУЭ+МРЗ, для II категории НУЭ+ПЗ; после землетрясения должна сохраняться прочность и герметичность. Оценка прочности проводится путем сопоставления различных групп категорий напряжений, найденных с учетом сейсмических нагрузок (мембранных, суммы мембранных и изгибных, температурных напряжений и т. д.), с соответствующими допускаемыми напряжениями. Последние повышены по сравнению с расчетом при НУЭ, так что для мембранных напряжений они близки к пределу текучести, а при изгибных напряжениях даже несколько выше его. Необходимость совместного учета сейсмических нагрузок с НУЭ и МПа предоставляется нормами [52] на усмотрение организации, проектирующей АС. В проектной практике для

* Здесь не рассматриваются нагрузки при МПа, учет которых подробно регламентирован нормами [52].

оборудования и трубопроводов I категории сейсмостойкости рассматриваются сочетания нагрузок ННУЭ+МРЗ, ННУЭ+ПЗ; для II категории ННУЭ+ПЗ. При этом допускаемые напряжения принимаются такими же, как при названных выше сочетаниях нагрузок с МРЗ и ПЗ. Сочетание нагрузок МРЗ+МПА для оборудования не рассматривается по той же причине, что и для строительных конструкций.

При проверке оборудования на устойчивость при землетрясении напряжения в нем должны составлять не более 70% критической величины, при которой происходит потеря устойчивости, или, если эта критическая величина выше предела текучести, быть не выше предела текучести.

Для оборудования и трубопроводов выполняется проверка циклической прочности с учетом нагрузок НУЭ и всех землетрясений с интенсивностями от 4 баллов до ПЗ, ожидаемых за срок службы. При отсутствии точных данных о характеристиках землетрясений допускается выполнить эту проверку, принимая за амплитуду нагрузок максимальные нагрузки при НУЭ+ПЗ, а число циклов равным 50.

Допускаемые перемещения оборудования (прогибы, сдвиги, смещения и т. п.) устанавливаются, исходя из требований его эксплуатации.

Важной характеристикой конструкции является рассеяние в ней энергии: его увеличение приводит к снижению расчетных нагрузок (см. § 2.5). Нормы [52] рекомендуют при расчетах сейсмостойкости оборудования принимать коэффициент относительного демпфирования для трубопроводов и оборудования равным 2%. В проектной практике других стран используются и более высокие коэффициенты демпфирования (см. § 1.3, табл. 1.4).

Достаточно большие нагрузки на оборудование могут возникать при ударе в здание АС самолета. Как отмечалось в гл. 4, от сейсмических нагрузок их отличает более высокая частота колебаний (20—25 Гц) и кратковременность (0,3—0,5 с). Исходя из изложенных выше вероятностных соображений, их следует рассматривать в сочетании с нагрузками НУЭ и ННУЭ. Более высокая по сравнению с землетрясением скорость деформации приводит к повышению прочностных характеристик материалов, что можно учесть соответствующим увеличением допускаемых напряжений (в практике проектирования они повышались на величину до 35%). Кроме того, поскольку с возрастанием напряжений увеличивается рассеяние энергии в конструкции, коэффициенты диссипации при этом воздействии следует принимать не ниже приведенных в табл. 1.4 для случая МРЗ. Заметим, что характеру этого воздействия более соответствует не расчет оборудования по спектрам ответа (т. е. по линейно-упругой схеме), а непо-

средственное определение вынужденных колебаний при задании воздействия с помощью ПА и с допущением неупругих деформаций материалов (эти деформации, по-видимому, не могут оказаться чрезмерно большими ввиду высокочастотного характера возмущения и малого числа циклов нагружения).

7.3. ВЕРОЯТНОСТНЫЕ МЕТОДЫ

Как уже отмечалось, проблема сочетания нагрузок представляет собой один из наименее изученных разделов теории надежности конструкций. Здесь нужно отметить две основные группы задач.

Первая связана с вероятностным обоснованием нормативных расчетов, т. е. выбором того или иного расчетного сочетания многопараметрических нагрузок и воздействий. Как известно [11], задача определения расчетных детерминированных нагрузок, эквивалентных с заданной обеспеченностью многопараметрическим случайным нагрузкам, в общем случае не имеет однозначного решения и для устранения неопределенности необходимо вводить дополнительные условия. В качестве таких условий могут быть, в частности, введены различные критерии оптимальности, дающие возможность из множества сочетаний нагрузок выбрать единственное расчетное сочетание. Другой путь устранения неопределенности — выбор ведущего параметра воздействий, который в наибольшей степени определяет реакцию сооружения. Расчетное значение такого ведущего параметра, соответствующее заданной обеспеченности, можно найти однозначно, а расчетные значения остальных параметров находятся из принципа максимального правдоподобия. При таком подходе расчетное сочетание нагрузки — это такое сочетание, в котором ведущий параметр обладает заданной обеспеченностью, а остальные равны наиболее вероятным значениям при найденном значении ведущего параметра. Различные подходы к решению задач такого типа приводятся в [11, 69, 76].

Другая группа задач связана с методами суммирования случайных нагрузок, оценкой риска одновременного осуществления двух (или большего числа) редких воздействий и т. п. [11, 76].

Задача решается сравнительно просто в случае, когда нагрузки представляют собой постоянные во времени случайные величины, т. е. постоянные нагрузки (собственная масса конструкций, масса постоянного оборудования и т. п.), которые обладают относительно небольшой изменчивостью и обычно считаются распределенными по нормальным законам. Если нагрузки распределены по одному и тому же закону, то будут суммироваться математические ожидания, дисперсии и момен-

ты любого порядка. Изменчивость (определяемая отношением стандарта к математическому ожиданию) суммарной нагрузки q при этом снижается, так как (для корреляционно не связанных нагрузок)

$$A_q = \frac{\sigma(q)}{m(q)} = \left(\sum_{i=1}^n A_{q_i}^2 \alpha_i^2 \right)^{1/2}, \quad (7.1)$$

где $\alpha_i = m(q_i) / \sum_{i=1}^n m(q_i)$.

Изменчивость суммарной нагрузки уменьшается по мере увеличения числа независимых слагаемых одного знака. Например, при равных нагрузках $m(q_1) = m(q_2) = \dots = m(q_n)$; $A_{q_1} = A_{q_2} = \dots = A_{q_n}$ получим:

$$A_q = A_{q_1} / \sqrt{n}.$$

В случае, когда усилие в конструкционном элементе выражается линейной функцией нагрузок q_i , т. е. $N = \sum_{i=1}^n \beta_i q_i$, изменчивость усилия определяется формулой

$$A_N = \left(\sum_{i=1}^n A_{q_i}^2 C_i^2 \right)^{1/2}, \quad \text{где } C_i = \frac{\beta_i m(q_i)}{\sum_{i=1}^n \beta_i m(q_i)}.$$

Если коэффициенты β_i имеют разные знаки, то изменчивость усилия N может быть сколь угодно велика.

Как отмечается в [76], использование формулы (7.1) вместо обычно применяемых в нормативных расчетах дает в некоторых случаях заметную экономию материала.

Если нагрузки являются случайными функциями времени, то их комбинации также будут случайными функциями времени (процессами). Например, если $N(t) = a q_1(t) + b q_2(t)$, то математическое ожидание и корреляционная функция даются соответственно выражениями

$$m\{N(t)\} = am\{q_1(t)\} + bm\{q_2(t)\};$$

$$K_N(t_1, t_2) = a^2 K_{q_1}(t_1, t_2) + b^2 K_{q_2}(t_1, t_2) + ab [K_{q_1 q_2}(t_1, t_2) + K_{q_2 q_1}(t_1, t_2)].$$

При отсутствии корреляционной связи между нагрузками

$$K_N(t_1, t_2) = a^2 K_{q_1}(t_1, t_2) + b^2 K_{q_2}(t_1, t_2).$$

Далее можно применить обычную методику определения вероятности выбросов функции $N(t)$ за некоторый детермини-

рованный или случайный уровень, так как это делается для одной нагрузки [11, 69, 76]. Однако такой путь решения задачи довольно сложен, так как корреляционные функции многих нагрузок изучены недостаточно, а определение вероятности выбросов требует громоздких вычислений. В связи с этим может использоваться приближенный подход, когда нагрузки рассматриваются как случайные последовательности событий — перегрузок q_i с длительностью Δ_i и случайными интервалами между перегрузками t_i [76].

В частном случае двух перегрузок (длительность которых для простоты принимается детерминированной) вероятность их совместного появления (которое считается опасным для сооружения) $a = a_1 a_2 = \frac{\Delta_1 \Delta_2}{t_1 t_2}$, где a_1, a_2 — вероятность появления перегрузок q_1 и q_2 соответственно.

Математическое ожидание длительности совместного действия q_1 и q_2 и средний период его повторяемости будут равны:

$$m(\Delta) = \frac{\Delta_1 \Delta_2}{\Delta_1 + \Delta_2}; \quad t = \frac{m(\Delta)}{a} = \frac{m(t_1)m(t_2)}{\Delta_1 + \Delta_2}.$$

Вероятность совпадения двух перегрузок хотя бы один раз за срок службы сооружения T :

$$V = \frac{aT}{m(\Delta)} \frac{\Delta_1 \Delta_2}{\theta_1 \theta_2},$$

где θ_1, θ_2 — интервалы между q_1 и q_2 соответственно. Аналогично решается задача и в случае, когда длительность каждой нагрузки является случайной величиной с заданной функцией распределения. В [76] рассмотрены и некоторые другие задачи о суммировании случайных нагрузок.

Особое значение при оценке прочности и надежности конструкций АС при экстремальных динамических воздействиях имеет вопрос о вероятности одновременного возникновения двух (или нескольких) редких событий [11]. Очевидно, что для редких событий эта вероятность — величина более высокого порядка малости, чем вероятность одного события. Простую оценку можно получить для двух редких событий, подчиняющихся закону Пуассона.

Рассмотрим два независимых события с интенсивностями λ_1 и λ_2 (интенсивность — величина, обратная периоду повторяемости) и продолжительностями событий τ_1 и τ_2 . Вероятность осуществления за срок службы сооружения t_0 хотя бы одному событию из каждого потока равна: $P\{E_1, E_2 \in \tau_0\} = 1 - \exp[-(\lambda_1 + \lambda_2)t_0]$.

Отсюда по формуле полной вероятности при $\lambda_1 \tau_0 \ll 1$ и $\lambda_2 \tau_0 \ll 1$ получим выражение: $P\{E_1 \cap E_2; \tau_0\} \approx \frac{2(\tau_1 + \tau_2)}{\tau_0} \{1 - \exp[-(\lambda_1 + \lambda_2)\tau_0]\}$, которое обычно представляют в виде: $P\{E_1 \cap E_2; \tau_0\} \approx 2(\lambda_1 + \lambda_2)(\tau_1 + \tau_2)$.

Таким образом, риск одновременного возникновения (пересечения) двух редких и кратковременных событий практически не зависит от срока службы τ_0 и составляет по сравнению с риском осуществления каждого из событий величину порядка $(\tau_1 + \tau_2)/\tau_0 \ll 1$. Поэтому в нормативных документах обычно не рассматриваются сочетания, включающие независимые экстремальные воздействия.

В [11, 69, 76] приводятся и другие примеры задач по статистическому обоснованию коэффициентов сочетаний.

ГЛАВА 8

ВОЗДЕЙСТВИЕ ВОЛН ТИПА ЦУНАМИ

8.1. ПОСТАНОВКА ЗАДАЧИ

При проектировании АС, располагающихся на берегах крупных водоемов (морей, озер, водохранилищ), необходимо уметь оценивать возможность возникновения поверхностных волн значительной амплитуды различного происхождения (типа цунами, сейшевых) и степень их опасности для сооружений станции. Возникновение таких волн может привести к затоплению территории станции, разрушению и повреждению отдельных сооружений и, что весьма существенно, нарушению нормальной работы системы технического водоснабжения вследствие значительных колебаний уровня воды в водоеме, подводящих каналах и т. п.

Обычно под волнами цунами понимаются длиннопериодные (с периодом 2—200 мин) колебания поверхности водоема, вызванные внезапными смещениями участка дна (вследствие, например, сейсмического толчка) или оползне-обвальными явлениями в районе водохранилища (сейсмического или иного происхождения) и распространяющиеся на значительные расстояния с относительно малым убыванием амплитуды. Характерную высоту волны цунами принято считать равной 30 м, хотя были зарегистрированы и более высокие волны. Выделяют следующие основные этапы жизни волны цунами сейсмического происхождения: 1) возникновение при землетрясении; 2) распространение по глубоководной части водоема; 3) распространение в прибрежной зоне и набегание на берег. Раз-

личным аспектам этих явлений посвящена значительная литература (см., например, [38, 42, 87], там же имеется обширная библиография), хотя в целом вопросы образования, распространения и взаимодействия волн цунами с берегом и сооружениями остаются недостаточно изученными. Для рассматриваемых здесь целей наибольший интерес представляет третий этап, непосредственно связанный с воздействием волны на сооружения станции и колебаниями уровня воды у водозабора.

Для решения задач такого типа используются методы математического и физического моделирования, натурные данные, различные аналогии и т. п. Теоретически волны цунами обычно рассматриваются как потенциальное течение тяжелой идеальной несжимаемой жидкости, вызванное кратковременным импульсом или включением начального возвышения на дне бассейна (этап возникновения) или на свободной поверхности (при рассмотрении этапа распространения).

Задача сводится к решению уравнения Лапласа

$$\Delta\Phi=0 \quad (8.1)$$

для потенциала скоростей $\Phi(x, y, z, t)$ при соответствующих начальных и в общем случае нелинейных граничных условиях.

В самом общем случае условия на свободной поверхности жидкости имеют вид:

$$\frac{\partial\Phi}{\partial x} \frac{\partial\xi}{\partial x} + \frac{\partial\Phi}{\partial y} \frac{\partial\xi}{\partial y} - \frac{\partial\Phi}{\partial z} + \frac{\partial\xi}{\partial t} = 0; \quad (8.2)$$

$$g\xi + \frac{\partial\Phi}{\partial t} + \frac{1}{2} \left[\left(\frac{\partial\Phi}{\partial x} \right)^2 + \left(\frac{\partial\Phi}{\partial y} \right)^2 + \left(\frac{\partial\Phi}{\partial z} \right)^2 \right] + \frac{p}{\rho} = 0, \quad (8.3)$$

где ξ — отклонение свободной поверхности от положения равновесия; p — давление на поверхности. Решение трехмерной задачи в такой постановке связано со значительными трудностями. Существуют различные варианты ее упрощения; например, принимается, что:

1) амплитуда волны ξ много меньше ее длины λ и глубины h (теория волн малой амплитуды);

2) глубина бассейна много меньше длины волны, $h/\lambda \ll 1$ (теория длинных волн или так называемая теория мелкой воды);

3) амплитуда волны много меньше ее длины и глубины бассейна, а глубина много меньше длины волны, т. е. рассматриваются волны малой амплитуды на мелкой воде.

При часто используемых ограничениях теории волн малой амплитуды условия (8.2) и (8.3) принимают вид:

$$\frac{\partial\xi}{\partial t} = \frac{\partial\Phi}{\partial z}; \quad (8.4)$$

$$g\xi + \frac{\partial\Phi}{\partial t} = 0, \quad (8.5)$$

или в виде одного уравнения:

$$\frac{\partial^2\Phi}{\partial t^2} + g \frac{\partial\Phi}{\partial z} = 0. \quad (8.6)$$

Таким образом, задача сводится к решению уравнений (8.1) с условием $\partial\Phi/\partial z=0$ на дне водоема и условием (8.6) на свободной поверхности.

При рассмотрении волн конечной амплитуды на мелкой воде задача, как известно [38, 42], может быть сведена к решению двумерного нелинейного волнового уравнения относительно отклонения свободной поверхности $\xi(x, y, t)$:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left[(h + \xi) \frac{\partial \xi}{\partial x} \right] + \frac{\partial}{\partial y} \left[(h + \xi) \frac{\partial \xi}{\partial y} \right] = \frac{1}{g} \frac{\partial^2 \xi}{\partial t^2} \quad (8.7)$$

при граничных условиях

$$\xi = \bar{\xi} \quad \text{на } S_1 \quad \text{и} \quad \frac{\partial \xi}{\partial n} = f(t) \quad \text{на } S_2 \quad (8.8)$$

(где S_1, S_2 — части полной границы $S=S_1+S_2$) и соответствующих начальных условиях.

При $\xi \ll h$ уравнение (8.7) принимает вид:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(h \frac{\partial \xi}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(h \frac{\partial \xi}{\partial y} \right) = \frac{1}{g} \frac{\partial^2 \xi}{\partial t^2}. \quad (8.9)$$

В рамках различных упрощенных математических моделей (главным образом, линейных) разными методами, как аналитическими, так и численными, рассмотрено большое число разнообразных задач о возникновении и распространении волн цунами, возбуждении колебаний в бухтах, каналах и т. п. [38, 42]. Для уравнений типа (8.1), (8.7) и т. п. с соответствующими условиями однозначности формулируются и решаются задачи о частотах собственных колебаний водоема, вынужденных гармонических и нестационарных движениях свободной поверхности. При этом аналитическими методами, как обычно, могут быть решены лишь простейшие модельные задачи для схематизированных областей; из численных методов вначале использовался в основном метод конечных разностей (МКР); затем начал широко применяться метод конечных элементов (МКЭ), имеющий определенные преимущества (по сравнению с МКР) при аппроксимации области с переменным шагом и удовлетворении граничных условий; в последнее время используется также метод граничных элементов (МГЭ), позволяющий понизить размерность задачи на единицу. Для изучения колебаний уровня воды в прибрежной зоне с учетом ее мор-

фометрии (уклона дна, особенностей береговой линии т. п.) требуется достаточно мелкая сетка. Поэтому часто выделяется ограниченная площадь акватории, а на границе с глубоководной частью возвышение уровня воды считается заданным, т. е. является граничным условием задачи. Это возвышение может быть найдено из решения задачи для большей площади на более крупной сетке (например, с рассмотрением возникновения волн и распространением ее по глубокой воде) или, как часто делается, по аналогии на основе имеющихся натурных наблюдений и т. п.

Данные натурных наблюдений показывают, что задача о колебаниях уровня воды в прибрежной зоне может рассматриваться как двумерная в рамках теории мелкой воды, однако ограничение амплитуды при рассмотрении волны цунами не всегда приемлемо. Поэтому в общем случае задачу следует формулировать для волн конечной амплитуды на мелкой воде, т. е. следует рассматривать нелинейные волновые уравнения [типа (8.7) и др.] при соответствующих граничных условиях [38, 42].

В рамках теории мелкой воды могут быть также изучены так называемые сейшевые колебания, наблюдающиеся на крупных закрытых водоемах (озерах, водохранилищах). Их причина — внезапный перепад атмосферного давления над различными частями поверхности воды. В результате такого импульсивного воздействия возникают свободные длиннопериодные колебания малой амплитуды. В этом случае вместо (8.9) будем иметь:

$$\begin{aligned} \frac{\partial}{\partial x} \left(h \frac{\partial \xi}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(h \frac{\partial \xi}{\partial y} \right) - \frac{1}{g} \frac{\partial^2 \xi}{\partial t^2} = \\ = - \frac{\partial}{\partial x} \left(h \frac{\partial p_a}{\partial x} \right) - \frac{\partial}{\partial y} \left(h \frac{\partial p_a}{\partial y} \right), \end{aligned} \quad (8.10)$$

где $p_a(x, y, t)$ — атмосферное давление.

При импульсивном воздействии вместо (8.10) можно рассматривать однородное уравнение с соответствующими начальными (ненулевыми) условиями. Возможно рассмотрение задачи и для волн конечной амплитуды — тогда используется уравнение (8.7) с правой частью, аналогичной (8.10).

В случае, когда площадка станции располагается на берегу относительно узкого водоема (например, бухты моря, озера, крупного водохранилища или канала), для оценки колебаний уровня воды, вызываемых волнами различного происхождения (приливы, цунами, сейши), необходимо учитывать резонансные свойства водоема. Для предотвращения возникновения резонансных колебаний, амплитуды которых могут быть весьма значительны, нужно уметь оценивать ожидаемые амплитуды волн в различных местах бухты для разных пери-

одов колебаний. Эта проблема ранее изучалась главным образом в связи с нуждами морского транспорта и по ней имеется значительная литература (см., например [38, 42]). Наиболее просто можно оценить периоды собственных колебаний для закрытых бассейнов. Для этого необходимо рассмотреть задачу о собственных значениях для уравнения Лапласа (8.1) или уравнения теории мелкой воды (8.9) при соответствующих (однородных) граничных условиях. В случае областей водоемов, аппроксимируемых простейшими моделями (прямоугольник, параллелепипед и т. п.), допускающими разделение переменных, для собственных частот (периодов) могут быть получены элементарные аналитические выражения. Для более сложной геометрии используются численные методы (сетки, МКЭ). В реальных условиях задача существенно усложняется из-за некоторой неопределенности в формулировке граничных условий на входе в бухту. При решении задачи о вынужденных колебаниях в резонансной зоне необходимо учитывать рассеяние энергии в системе. Существенным фактором здесь являются (помимо трения по дну в прибрежной зоне) потери на излучение поверхностных волн бухтой обратно в море.

Из широкого круга вопросов, связанных с проблемой цунами, ниже приводятся наиболее употребительные расчетные формулы для скоростей распространения, глубин, частот собственных колебаний и других параметров волнового движения жидкости (§ 8.2), а также решения некоторых простейших задач об уединенных волнах (§ 8.3).

8.2. ОСНОВНЫЕ РАСЧЕТНЫЕ ФОРМУЛЫ

Ниже приводятся основные расчетные формулы, обычно используемые при оценке воздействия волн цунами на морские гидротехнические сооружения [42].

Скорость волн цунами в условиях открытого океана при горизонтальном дне определяется формулой Лагранжа:

$$c = \sqrt{gH}, \quad (8.11)$$

где H — глубина.

Формулу (8.11) используют также в случае переменной глубины (вдоль луча волны), разделяя профиль дна на n участков с примерно постоянными глубинами H_i на каждом участке и вводя некоторую «эффективную» постоянную глубину H_{ef} :

$$c = \sqrt{gH_{ef}}; \quad \frac{1}{\sqrt{H_{ef}}} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \frac{1}{\sqrt{H_i}}. \quad (8.12)$$

Для прибрежных районов, где глубины H меньше океанских, а высоты волн h сравнимы с величиной H , используются известные формулы Буссинеска и Рассела:

$$c = \sqrt{gH + 3h/2}; \quad (8.13a)$$

$$c = \sqrt{g(H + h)}, \quad (8.13b)$$

дающие удовлетворительное соответствие с опытными данными для каналов и прямоугольных в плане бухт с постоянной глубиной.

Для определения скорости волн цунами используется также формула Рассела, полученная применительно к одиночным волнам (приливному, сейшевому):

$$c = \sqrt{g(H \pm h/2)}. \quad (8.14)$$

где $h/2$ — высота гребня или ложбины.

Вопросы преобразования волн цунами при движении у побережий, при воздействии на берега и морские гидротехнические сооружения в настоящее время изучены мало. При практических расчетах используются формулы для определения высотыдвигающихся к берегу волн в условиях уменьшающихся глубин.

При пологом равномерно поднимающемся дне увеличение высоты волны определяется формулой Грина — Эри:

$$h = h_0 \sqrt[4]{d_0/d}, \quad (8.15)$$

где h , d и h_0 , d_0 — высота волны и глубина акватории в мелководном и глубоководном створах ($d_0 > d$, $h > h_0$). Эта формула справедлива при $d > 2h$.

Если изменение высоты волн связано не только с глубиной, но и шириной (заливы, бухты, каналы), то формула (8.15) имеет вид:

$$h = h_0 \sqrt[4]{d_0/d} \sqrt[4]{b_0/b}, \quad (8.16)$$

где b_0 , b — ширина акватории в исходном и рассматриваемом узком створах ($b < b_0$). Имеются также формулы для оценки увеличения высоты волны при аппроксимациях профиля дна степенным законом, ломаной линией и т. п. [42].

Для определения скорости движения потока глубиной H^* на берегу используется формула:

$$V = 2 \sqrt{gH^*}, \quad (8.17)$$

а также уточненная формула:

$$V = \sqrt{gH^*/2(1-n)}, \quad (8.18)$$

где n — коэффициент шероховатости дна (обычно $n \approx 0,85$).

Для определения давления потока на различного рода преграды обычно используются формулы вида

$$p = \beta \rho V^2, \quad (8.19)$$

где p — давление; ρ — плотность воды; V — скорость потока; β — безразмерный коэффициент (для сплошных преград $\beta \approx 1,1 \div 1,5$).

В японской литературе для определения наибольшего удельного давления на вертикальную стенку при фронтальном подходе используется формула

$$p_{max} = \frac{1}{2} \rho \frac{V^4}{gH^*}. \quad (8.20)$$

Эпюра давления на стенку представляется треугольником с ординатой у дна p_{max} и нулевой ординатой на высоте примерно $1,5H^*$.

Для отдельно стоящих вертикальных преград (типа свай) эпюра давления также обычно принимается треугольной и суммарное давление определяется формулой

$$P = \frac{1}{2} p H^* D, \quad (8.21)$$

где p — ордината у дна; D — диаметр круглой сваи или фронтальный размер поперечного сечения прямоугольной сваи.

При входе в заливы, бухты, каналы и т. п. волны цунами могут вызывать собственные колебания воды в бассейнах (так называемые вторичные волнения, сейши). Для оценки частот (периодов) собственных колебаний бассейнов различной конфигурации обычно используются результаты, полученные для емкостей (бассейнов) простой геометрической формы.

1. Параллелепипед (по теории длинных волн):

$$T_{mn} = \frac{2}{\sqrt{gh}} \left[\left(\frac{n}{a} \right)^2 + \left(\frac{m}{b} \right)^2 \right]^{-1/2} \quad (8.22)$$

(a, b — плановые размеры, h — глубина).

Для узкого длинного бассейна основной период

$$T = 2a/h \sqrt{gh}. \quad (8.23)$$

2. Прямой круговой цилиндр с вертикальной осью (в приближении мелкой воды). Колебания симметричны относительно центра ($n=0$):

$$T = 1,64R/\sqrt{gh}, \quad (8.24)$$

где R — радиус.

Колебания с одним узловым диаметром ($n=1$):

$$T = 3,41R/\sqrt{gh}. \quad (8.25)$$

3. Эллиптический цилиндр. Период основного тона

$$T = \frac{2\pi a}{\sqrt{gh}} \left[\frac{5 + 2 \left(\frac{b}{a} \right)^2}{18 + 6 \left(\frac{b}{a} \right)^2} \right]^{1/2}, \quad (8.26)$$

где a, b — полуоси эллипса.

8.3. ПРИМЕРЫ РЕШЕНИЯ ПЛАНОВОЙ ЗАДАЧИ

В качестве примеров решения плановой задачи рассмотрим две известные частные задачи о распространении так называемых уединенных волн (солитонов), являющихся подходящей математической моделью волн типа цунами. Приводимые задачи имеют несложные аналитические решения, которые часто используются для различных оценок.

1. Задача об уединенной волне [38, 42]. Для случая волны, распространяющейся в направлении оси, уравнения движения Эйлера записываются в виде (плоская задача):

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + w \frac{\partial u}{\partial z} &= -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x}; \\ \frac{\partial w}{\partial t} &= -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial z} - g. \end{aligned} \right\} \quad (8.27)$$

Граничные условия имеют вид:

1) на дне водоема $w=0$;

2) на свободной поверхности $w = d\eta/dt \approx \partial\eta/\partial t$.

Интегрируя систему уравнений по z от $z=0$ до $z+h$, т. е. переходя к одномерной задаче теории мелкой воды и используя для решения второго уравнения (8.27) аппроксимацию вида

$$p = \rho g (h + \eta - z) + \rho \frac{\partial^2 \eta}{\partial t^2} \frac{(h + \eta)^2 - z^2}{2(h + \eta)}, \quad (8.28)$$

получаем из первого уравнения (8.27) известное уравнение Буссинеска:

$$\frac{\partial \tilde{u}}{\partial t} + \tilde{u} \frac{\partial \tilde{u}}{\partial x} + g \frac{\partial \eta}{\partial x} + \frac{1}{3} (h + \eta) \frac{\partial^3 \eta}{\partial t^2 \partial x} = 0, \quad (8.29)$$

где \tilde{u} — осредненная по глубине горизонтальная скорость.

Уравнение (8.29) решается совместно с осредненным по глубине уравнением неразрывности, т. е. в данном случае с уравнением

$$\frac{\partial \eta}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} (hu) + \frac{\partial}{\partial x} (\eta u) = 0. \quad (8.30)$$

В результате для профиля свободной поверхности получается известное выражение

$$\eta = \eta_0 \operatorname{sech}^2 \left[\frac{1}{2} \sqrt{\frac{3\eta_0}{h}} \frac{x}{h} \right]. \quad (8.31)$$

2. Задача о набегании уединенной волны на наклонный берег. Пусть геометрия берега и характер волнения таковы, что течение воды не зависит от координаты y и гребень волны параллелен прямолинейному берегу. Тогда, как и в предыдущем случае, можно рассматривать одномерную задачу мелкой воды, т. е. систему уравнений (8.29) и (8.30).

Пренебрегая четвертым слагаемым в левой части (8.29), получаем систему уравнений:

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + g \frac{\partial \eta}{\partial x} &= 0; \\ \frac{\partial \eta}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} (hu) + \frac{\partial}{\partial x} (\eta u) &= 0. \end{aligned} \right\} \quad (8.32)$$

В частном случае $h = \alpha x$ (прямолинейное дно с уклоном α) система (8.32) специальным преобразованием независимых переменных приводится к уравнению:

$$\frac{1}{\sigma} \frac{\partial}{\partial \sigma} \left(\sigma \frac{\partial \Phi}{\partial \sigma} \right) - \frac{\partial^2 \Phi}{\partial \lambda^2} = 0. \quad (8.33)$$

Здесь использована замена переменных:

$$u = \frac{\sqrt{\alpha g l_0}}{\sigma} \frac{\partial \Phi}{\partial \lambda}; \quad \eta = \alpha l_0 \left[\frac{1}{4} \frac{\partial \Phi}{\partial \lambda} - \frac{1}{2\sigma^2} \left(\frac{\partial \Phi}{\partial \sigma} \right)^2 \right];$$

$$x = l_0 \left[\frac{1}{4} \frac{\partial \Phi}{\partial \lambda} - \frac{\sigma^2}{16} - \frac{1}{2\sigma^2} \left(\frac{\partial \Phi}{\partial \sigma} \right)^2 \right];$$

$$t = \frac{\sqrt{l_0}}{\alpha g} \left(\frac{\lambda}{2} - \frac{1}{\sigma} \frac{\partial \Phi}{\partial \sigma} \right); \quad \sigma^2 = 16 (\alpha l_0)^{-1} (h + \eta),$$

где l_0 — произвольная постоянная.

Уравнение (8.33) имеет частное решение

$$\Phi(\sigma, \lambda) = AJ_0(\sigma) \cos \alpha, \quad (8.34)$$

где J_0 — функция Бесселя нулевого порядка; $A = \text{const.}$ Из решения (8.34) можно, в частности, получить выражение для максимальной высоты заплеска воды:

$$\eta_{\max} = 2\pi\eta_0 \left(\frac{2h}{\alpha\lambda_0} \right)^{1/2}, \quad (8.35)$$

где $\eta = \eta_0(0, x)$ — высота падающей волны; λ_0 — длина волны при $t=0$.

Таким образом, в принципе математическое моделирование волн типа цунами вполне возможно и результаты такого моделирования соответствует физической картине явления. Для решения задачи в одномерной постановке теории мелкой воды при более реальных условиях набега (цуг волн) используются численные методы. Однако численное решение задачи для всего процесса от момента возникновения волн (при землетрясениях, взрывах и т. п.) до набега на берег связано со значительными трудностями.

Примеры расчета сооружений и оборудования атомных станций

ГЛАВА 9

СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ

9.1. РАСЧЕТ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ РЕАКТОРНОГО ОТДЕЛЕНИЯ АЭС НА КОМПЛЕКС ОСОБЫХ ДИНАМИЧЕСКИХ ВОЗДЕЙСТВИЙ

Ниже приводятся примеры расчетов строительных конструкций АЭС на особые динамические воздействия: сейсмические, при ударе падающего самолета, торнадо, промышленных взрывах, максимальной проектной аварии.

Как уже отмечалось, сооружения АЭС (реакторное отделение, спецкорпус и др.) представляют собой сложные пространственные железобетонные и металлические конструкции (массивные, пластинчато-оболочечные, стержневые, комбинированные), расчеты которых на основные и особые сочетания нагрузок связаны со значительными трудностями, особенно при использовании различных нелинейных расчетных моделей, нестационарных динамических нагрузок и т. п. Такие расчеты обычно выполняются численными методами (конечных разностей, конечных и граничных элементов и т. п.) с использованием быстродействующих ЭВМ.

Использование изложенных в части I настоящей книги методов учета особых воздействий проиллюстрируем на примере расчета реакторного отделения АЭС с водо-водяным реактором. Оно состоит из цилиндрической защитной железобетонной оболочки с полусферическим куполом и кольцевой многоэтажной обстройкой (рис. 9.1). Внутренний радиус цилиндрической части оболочки и купола 22,5 м, толщина стен и купола 1,5 м.

В середине здания по оси защитной оболочки находится железобетонная шахта, в которой устанавливается энергетический реактор 1. Вокруг шахты выше отметки 10,5 (в преде-

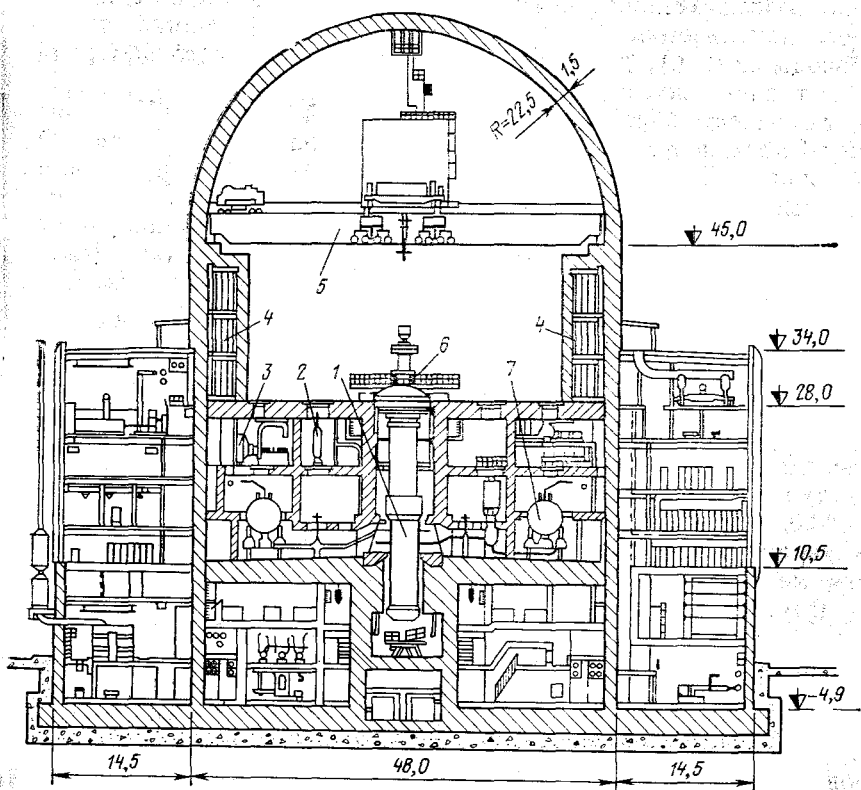


Рис. 9.1. Реакторное отделение АЭС

лах оболочки) располагается бокс парогенераторов, где находится главный циркуляционный контур (ГЦК), состоящий из парогенераторов 7, соединенных с реактором петлями трубопроводов с главными циркуляционными насосами (ГЦН) и задвижками. Над боксом парогенераторов (до отметки 28,0) размещены некоторые вспомогательные системы (вентиляторы 3, высокотемпературные фильтры 2).

Выше отметки 28,0 м до верха защитной оболочки располагается зал обслуживания реактора (центральный зал). Здесь установлены перегрузочная машина 6, в зоне действия которой находятся шахта реактора и бассейн перегрузки топлива; полярный мостовой кран 5 грузоподъемностью 250/32/5 т, некоторые вспомогательные устройства и механизмы, используемые в процессе перегрузки топлива. По окружности центрального зала размещаются боксы барботажных устройств 4. Ниже бокса парогенераторов (в пределах оболочки) установ-

лено вспомогательное оборудование ГЦК, необходимое в процессе локализации аварии (насосы, теплообменники, трубопроводы и т. д.), оборудование КИП и химического контроля, баки трапных вод и т. п.

Кольцевая обстройка имеет наружный диаметр 77 м, высоту 33,5 м и пролет 14,5 м. В ней располагаются блочный и резервный щиты управления, приточный и вытяжной вентиляционные центры, а также трижды дублированные системы обеспечения безопасности, гарантирующие безаварийную остановку реактора и его поддержание в этом состоянии [каждая из них содержит систему аварийного охлаждения зоны (САОЗ), дизель-генераторную установку и необходимые электрические устройства].

Объем защитной оболочки разделен на две зоны: герметичную (выше отметки 10,5 и шахта реактора) и негерметичную (все остальные помещения внутри оболочки). В свою очередь, герметичная зона делится на два объема: первого контура (шахта реактора, помещения между отметками 10,5 и 28,0, боксы барботажных устройств) и центрального зала. Во время МПА и после нее в этих объемах возникают различные нагрузки, температура и давление.

Внутри защитной оболочки и обстройки имеются кольцевые и радиальные стены, а также перекрытия в виде плоских и ребристых плит. Все конструкции здания возводятся из монолитного железобетона и жестко соединяются между собой. Стены жестко связаны со сплошной фундаментной плитой. В основании реакторного отделения располагается десятиметровый слой слабых грунтов, подстилаемый плотными суглинками. Поэтому оно установлено на буронабивных сваях — стойках, нижние концы которых опираются на суглинки.

Нагрузки и расчетные сочетания усилий. Реакторное отделение рассчитывалось на следующие экстремальные воздействия; аварийные нагрузки при МПА, сейсмические нагрузки при МРЗ, нагрузки от удара самолета и его частей, от воздушной ударной волны при взрыве, от торнадо, ветровую нагрузку при урагане, воздействие цунами. Перечень отдельных загрузок и коэффициенты сочетаний усилий от них приведены в табл. 9.1 (в ней отсутствуют нагрузки от торнадо, поскольку они оказались меньше, чем при других экстремальных воздействиях). В настоящем параграфе кратко описаны расчеты на перечисленные особые воздействия, кроме удара самолета. Расчеты на это воздействие ввиду необходимости рассмотрения связанных с ним специфических проблем выделены в § 9.2.

Максимальная проектная авария (МПА). Как отмечалось в гл. 6, в качестве МПА рассматривается разрыв трубопровода первого контура, при котором к строительным

Таблица 9.1. Сочетания усилий при расчете строительных конструкций реакторного отделения АЭС

Отдельные загрузки		Расчетные сочетания								
		I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX
Основные нагрузки	Собственная масса строительных конструкций и оборудования	1	1	1	0,9	0,9	0,9	0,9	1	1
	Кратковременные нагрузки на перекрытиях при нормальном режиме работы	0,9*	0,8*	0,8*	0,5	0,5	0,5		0,9	0,9
	Кратковременные нагрузки на перекрытиях и нагрузки от крана при перегрузке реактора	0,9*	0,8*	0,8*				0,5		
	Температурные воздействия при нормальном режиме работы	1	1	1		1	1	0,8	1	1
Особые воздействия	Ветровая нагрузка при урагане	0,9							0,9	0,9
	Повышение давления					$\frac{0,6^{**}}{1}$			$\frac{0,6^{**}}{1}$	
	Нагрузки при МПА					$\frac{1^{**}}{0,6}$			$\frac{1^{**}}{0,6}$	
	Нагрузки от паровой струи и ограничителей трубопроводов						1			1
	Повышение температуры						1			1
Особые воздействия	Разрежение после МПА						1			1
	Нагрузки от воздушной ударной волны			1						
	Сейсмические нагрузки				1	1	1			
Особые воздействия	При эксплуатационном режиме и МПА							1		
	При перегрузке реактора									
Особые воздействия	Нагрузки от удара самолета		1							

*Отдельные загрузки, усилия от которых при составлении сочетания рассматриваются как конкурентные.

**В числителе—коэффициенты сочетаний для начального момента МПА, в знаменателе—для момента времени $t=3$ с от начала аварии.

конструкциям реакторного отделения приложен целый комплекс различных нагрузок и воздействий: давление пароводяной струи; усилия от ограничителей, удерживающих трубу от движения под действием реактивных сил, развивающихся при истечении теплоносителя из разрыва; попеременный подъем давления и разрежение в различных помещениях здания; **неравномерный нагрев стен и перекрытий**. Для рассматриваемой АС в качестве расчетных были приняты условия, отвечающие следующим трем моментам развития аварии.

1. *Начальный момент аварии.* Нагрузки от пароводяной струи и ограничителей трубопроводов максимальны (первая из них равна 3,5—4,0 МН, вторая — 4,0—5,5 МН). Давление в герметичном объеме первого контура начинает расти и составляет приблизительно 60% максимального, поэтому нагрузка от него принимается с понижающим коэффициентом $k=0,6$ (см. табл. 9.1, сочетание VIII). Давление в герметичном объеме центрального зала и температура на поверхностях строительных конструкций во всех помещениях равны эксплуатационным.

2. *Момент времени $\tau=3$ с.* Давление в герметичном объеме первого контура максимальное, равное 220 кПа; нагрузки от пароводяной струи и ограничителей трубопровода снижаются, поэтому для них вводится понижающий коэффициент $k=0,6$. Температура строительных конструкций во всех помещениях и давление в герметичном объеме центрального зала эксплуатационные.

3. *Момент времени $\tau=200$ с.* Нагрузки от пароводяной струи и ограничителей трубопроводов отсутствуют. Паровоздушная смесь, прошедшая через барботажные устройства, поступает в объем центрального зала, и давление в нем возрастает до 150 кПа. В герметичном объеме первого контура вследствие срабатывания расхолаживающих устройств и спринклерных систем устанавливается разрежение 80 кПа (табл. 9.1, сочетание IX).

Температура в герметичном объеме первого контура сразу после начала МПА поднимается до 120°C, однако уже через 3 мин она снижается до 85°C и остается такой длительное время. Поскольку за такой короткий промежуток времени массивные строительные конструкции не успевают нагреться до максимальной температуры, в качестве аварийной принята температура 85°C.

Расчет показал, что усилия от пароводяной струи и ограничителей трубопровода ГЦК существенны лишь в пределах соответствующего конструкционного элемента и не распространяются на соседние элементы. В то же время нагрузки от избыточного давления, разрежения и температурные воздей-

ствия сильно влияют на напряженное состояние всего сооружения.

При расчете на температурные воздействия рассматривалось превышение температур поверхностей конструкций над соответствующими температурами при нормальном режиме. Поэтому в сочетании IX присутствуют температурные воздействия при нормальном режиме и аварии; усилия от них суммируются.

Усилия по сочетанию VIII оказались определяющими* для небольшого участка перекрытия бокса парогенераторов на отметке 10,5 и для нижних частей кольцевых стен и шахты реактора от отметки — 4,9 до отметки 10,5 (см. рис. 9.6). Усилия по сочетанию IX не явились определяющими ни для одного из узлов.

Сейсмическое воздействие. Интенсивность МРЗ для рассматриваемой АЭС равняется 8 баллам. Инерционные сейсмические нагрузки на реакторное отделение определены по нормам проектирования сейсмостойких АЭС [53], т. е. с использованием ЛСТ (см. § 2.4). Реакторное отделение представляет собой весьма жесткое и массивное сооружение, колебания которого при землетрясении обусловлены главным образом податливостью основания, а не строительных конструкций. Поэтому для нахождения его собственных частот и форм может быть использована простейшая расчетная схема в виде упругоопертого консольного стержня с девятью сосредоточенными массами (рис. 9.2,а), подобная изображенной на рис. 11.1, но имеющая не шесть, а десять степеней свободы. Способ задания масс и жесткостей такой системы обсуждается в § 11.1 при описании последней схемы.

Первые четыре собственные частоты системы равны соответственно 3,3; 7,6; 13; 15,5 Гц. Соответствующие им собственные формы (эпюры распределения коэффициентов η_{ij}) изображены сплошными линиями на рис. 9.2,б. Пунктиром на этом рисунке показана сумма коэффициентов η_{ij} , вычисленная по приведенным четырем формам на каждой отметке. Как видно, она достаточно близка к единице, и, следовательно, инерционные сейсмические нагрузки с приемлемой точностью могут быть найдены с учетом только первых четырех собственных форм** [см. (1.34)].

* Здесь и далее определяющими называются усилия, для восприятия которых потребовалось небольшое армирование.

** Более того, близка к единице сумма коэффициентов, отвечающих первым двум формам системы, которые сходны с собственными формами упругоопертого твердого тела (повороты вокруг точек, расположенных соответственно ниже и выше плоскости опирания). Это подтверждает, что колебания реакторного отделения близки к колебаниям такого тела.

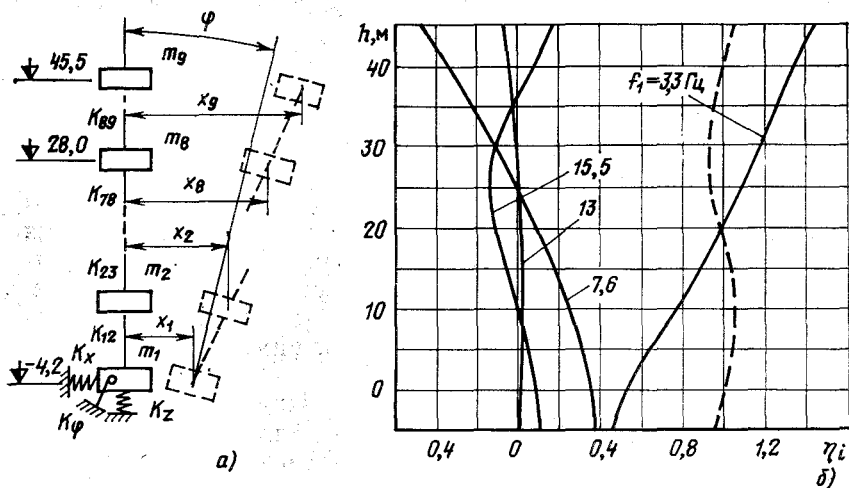


Рис. 9.2. К расчету реакторного отделения АЭС на сейсмическое воздействие: а — расчетная схема; б — коэффициенты $\{\eta_i\}$

Проверка прочности строительных конструкций при сейсмическом воздействии выполнялась с помощью приема, описанного на с. 50. Усилия от сейсмического воздействия вошли в сочетания IV и VII с эксплуатационными нагрузками и V и VI с нагрузками при МПА (отметим, что данная АЭС была рассчитана на сочетание МПА+МРЗ, а не на более легкое сочетание МПА+ПЗ, предусмотренное действующими отечественными нормами). Сочетание IV оказалось определяющим только на одном из участков перекрытия на отметке 21,0 м бокса парогенераторов (см. рис. 9.6). По сочетаниям V и VI задана рабочая арматура обоих направлений в большинстве расчетных сечений перекрытий бокса парогенераторов на отметках 10,5 и 21,0 м, защитной оболочки ниже отметки 28,0 м и шахты реактора (см. рис. 9.6).

Нагрузки от воздушной взрывной волны. Расчет реакторного отделения АЭС производился на оба вида рассмотренных в гл. 5 взрывов: детонационный и дефлаграционный.

В случае детонационного взрыва были приняты параметры воздушной ударной волны, предусмотренные нормами [54]: избыточное давление на фронте $\Delta p_{\phi} = 30$ кПа, продолжительность фазы сжатия 1 с. Как известно [63, 91], по мере обтекания здания воздушной волной давление на разные его стены изменяется во времени. В нормах [91] имеются соответствующие зависимости для прямоугольного в плане здания. Для круглого реакторного отделения был использован следу-

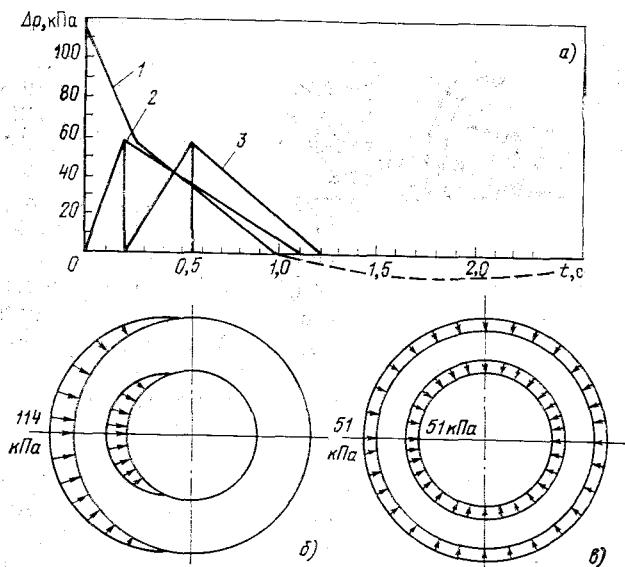


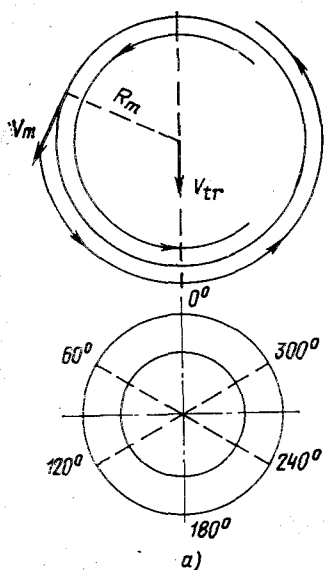
Рис. 9.3. К расчету реакторного отделения АЭС на воздействие воздушной взрывной волны:

а — закон изменения давления на фронтальной (1), боковых (2) и тыльной (3) образующих; б, в — загрузки в различные моменты времени

ющий приближенный прием: с помощью названных зависимостей найдены законы изменения давления на фронтальной, боковых и тыльной образующих (рис. 9.3,а), а на остальных образующих давление в каждый момент времени строилось интерполяцией по этим четырем точкам. Рассмотрены два загрузки: когда нагрузка приложена с одной стороны (рис. 9.3,б) и когда давлением загружены все стены и покрытие (рис. 9.3,в). Расчет выполнен на эквивалентные статические нагрузки, которые определены по нормам [91] для предельного состояния по упругой стадии работы или состояния 1б. Эти нагрузки включались как альтернативные в сочетание III, которое оказалось определяющим для наружных стен обстройки.

При расчете на дефлаграционную взрывную волну был принят закон изменения давления, приведенный в рекомендациях МАГАТЭ [101] (см. рис. 5.3). Оказалось, что усилия в строительных конструкциях при таком взрыве не больше, чем при рассмотренном детонационном.

Ветровая нагрузка при урагане. Согласно нормам [54] в проекте АЭС должна быть учтена ветровая нагрузка при урагане с повторяемостью 1 раз в 10 000 лет. По данным климатологических изысканий для рассматриваемой АЭС



скоростной напор при таком ветре составляет $\omega_0 = 3,44$ кПа. Это значительно больше значений скоростного напора, задаваемых строительными нормами [95] для обычных сооружений, поэтому данная нагрузка рассматривалась как экстремальная. Нагрузки на строительные конструкции были определены с помощью зависимостей, данных в нормах [95]. Они вошли в сочетания I, VIII и IX и не оказались определяющими ни для каких строительных конструкций здания.

Нагрузки при торнадо. Расчетное торнадо имеет следующие характеристики (см. гл. 3): скорость движения оси вихря $V_{tr} = 26,6$ м/с; максимальная окружная скорость ветрового потока $V_m = 133,3$ м/с;

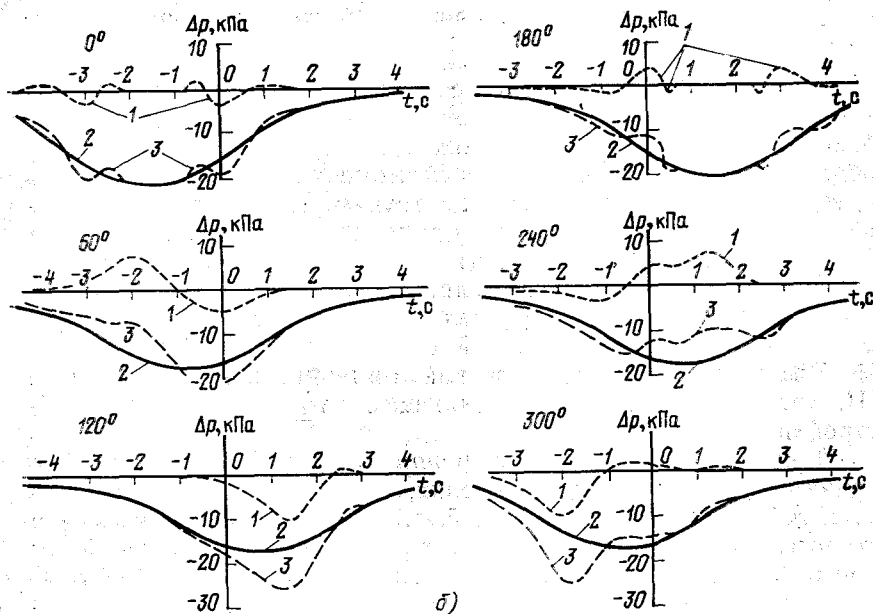


Рис. 9.4. К расчету реакторного отделения на воздействие торнадо: а — траектория вихря и положение расчетных точек на реакторном отделении; б — нагрузки в различных расчетных точках (1 — ветровое давление; 2 — падение атмосферного давления; 3 — суммарная нагрузка)

радис, на котором эта скорость достигается, $R_m=60$ м; высота вихря $\delta=450$ м. Предполагалось, что траектория оси вихря проходит через ось симметрии реакторного отделения (рис. 9.4,а).

Расчет ветрового давления выполнен с помощью вычислительной программы, реализующей алгоритм, приведенный в [24, 128], а падение атмосферного давления — по формуле (3.31). Нагрузки на оболочку и ограждающие конструкции обстройки определялись на шести образующих, равноотстоящих по окружности (рис. 9.4,а).

Ветровое давление зависит как от углового положения, так и от высоты отметки рассматриваемой точки здания, причем внешнее давление на оболочку не превосходит 7,5 кПа, что меньше, чем нагрузка от воздушной взрывной волны. Разрежение при прохождении ядра торнадо не превосходит 21,3 кПа, что меньше внутреннего давления под оболочкой при МПа. Поэтому для оболочки усилия от торнадо не учитывались.

Пример нагрузок на стены обстройки (для отметки +34,00) приведен на рис. 9.4,б (угол рассматриваемой образующей указан над графиком; нулевой момент времени соответствует совпадению оси вихря с осью здания). Как видно, нагрузки при торнадо изменяются медленно, в связи с чем при расчете строительных конструкций они могут рассматриваться как статические. Наибольшее ветровое давление на обстройку (8 кПа) достигается на образующих 60 и 240°. Наибольшее суммарное разрежение равно —25 кПа. Согласно (3.35) удары летящих предметов прикладывались в моменты времени, когда падение давления на рассматриваемой образующей составляет половину максимальной величины (± 2 с от оси симметрии кривой 2).

Воздействие цунами. Расчет изменений уровней воды при отливе и затоплении позволил наметить мероприятия, исключающие воздействие цунами на сооружения АЭС. Высотная отметка реакторного отделения принята такой, чтобы не происходило затопления площадки вокруг него. Необходимый запас воды для аварийного расхолаживания во время отлива создается в специальных углублениях дна, созданных перед насосными станциями ответственных потребителей.

9.2. ПРОЧНОСТЬ И УСТОЙЧИВОСТЬ РЕАКТОРНОГО ОТДЕЛЕНИЯ ПРИ УДАРЕ САМОЛЕТА И ЕГО ЧАСТЕЙ

В гл. 4 отмечалось, что при авиакатастрофе должны быть выполнены следующие проверки: прочности строительных конструкций, непосредственно примыкающих к месту удара самолета или его частей («локальная» прочность); прочности

конструкций, удаленных от места удара («глобальная» прочность); общей устойчивости сооружения на опрокидывание. Ниже продемонстрированы методы и результаты выполнения этих расчетов. Согласно нормам [54], рассматривалось падение самолета массой 20 т со скоростью 200 м/с. Зависимости от времени силы и площади «пятна» удара для такого самолета показаны на рис. 4.3.

Проверка локальной прочности защитной оболочки* производилась в предположении удара в нее самолета по нормали. Расчет полусферической части оболочки был выполнен с помощью вычислительной программы BLOW-LX, описанной в § 4.3. Армирование у наружной и внутренней поверхностей оболочки равно 1,2% в меридиональном и кольцевом направлениях. Расчетная схема изображена на рис. 4.13,а (путем пробных расчетов было установлено, что податливость конструкций за пределами сферического сегмента с углом раскрытия 90° мало влияет на напряженно-деформированное состояние в наиболее нагруженной зоне в окрестности пятна удара, поэтому оболочка по контуру этого сегмента считалась жестко защемленной).

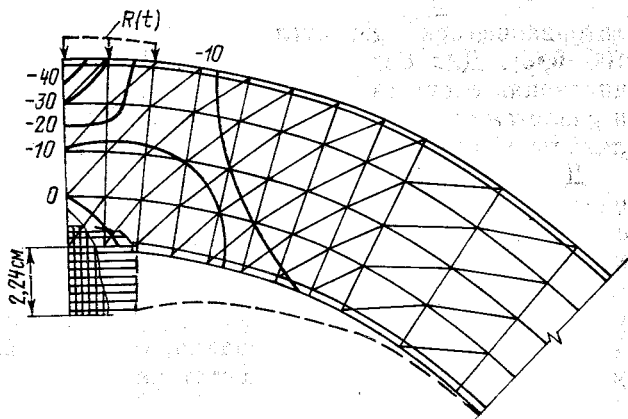
Наибольшие напряжения и перемещения оболочки достигаются через 0,05 с после удара в нее самолета (рис. 9.5). Как видно, перемещение под пятном удара равно 2,24 см. С внутренней стороны образуются радиальные и кольцевые трещины, глубина которых достигает $\frac{1}{4}$ высоты сечения, остальные $\frac{3}{4}$ сжаты. Наибольшие сжимающие напряжения бетон испытывает в зоне, непосредственно примыкающей к центру удара, где он находится в состоянии неравномерного трехосного сжатия. В центральной внешней точке оболочки (см. рис. 4.13,а, элемент 1) сжимающие напряжения равны: в вертикальном направлении $\sigma_1 = -4,6$ МПа, в меридиональном $\sigma_2 = -44$ МПа, в кольцевом $\sigma_3 = -32$ МПа. По мере удаления от этой точки напряжения быстро уменьшаются и на расстоянии более 2 м от оси удара не превышают 20 МПа.

Расчетные сопротивления бетона определяются согласно нормам [91], поскольку рассчитываемые по ним защитные сооружения гражданской обороны выполняют те же функции и подвергаются нагрузкам такого же типа, что и защитная оболочка АЭС. Для бетона класса В25 с учетом нарастания прочности во времени $R_{пр.д} = -22,5$ МПа, $R_{р.д} = 1,8$ МПа, а без учета этого фактора $R_{пр.д} = -18$ МПа, $R_{р.д} = 1,44$ МПа.

* Несущие конструкции обстройки, за исключением небольшого сектора, где располагается бокс отсечной арматуры второго контура, на непосредственный удар самолета не рассчитывались, так как расположенные в ней три системы безопасности АЭС рассредоточены по окружности и не могут быть одновременно выведены из строя упавшим самолетом.

Рис. 9.5. Напряженно-деформированное состояние защитной оболочки при ударе самолета:

||| — меридиональные трещины; — — — — кольцевые трещины; — — — — линии равных максимальных главных напряжений (значения напряжений указаны около линий)



Подстановка этих значений и полученных выше значений напряжений в выражение критерия Баландина (4.18) показывает, что хотя главные напряжения превосходят значение $R_{пр.д.}$ разрушения бетона в условиях всестороннего сжатия не происходит, однако его несущая способность в центральной точке почти исчерпана (особенно при отсутствии нарастания прочности во времени).

Наибольшие растягивающие напряжения в арматуре имеют место под пятном удара в нижней растянутой зоне. Они не превышают 120 МПа, что значительно ниже динамического предела текучести для арматуры данного класса (АIII), равного при полученной скорости нагружения 400 МПа. Таким образом, арматура работает в пределах упругой стадии. Это показывает, что принятые для оболочки марка бетона и процент армирования, по-видимому, не являются оптимальными. Доля армирования может быть уменьшена с целью более полного использования прочности металла. При этом уменьшится высота сжатой зоны сечения и увеличатся напряжения в ней, в связи с чем необходимо повысить марку бетона.

Следует обратить внимание на то, что в расчетной схеме оболочки отсутствует поперечная арматура. Тем не менее расчет не указывает на возможность образования конической поверхности, по которой происходит разрушение бетона, т. е. данная оболочка деформируется по схеме изгиба, а не продавливания. Возможной причиной является реализация в бетоне условий всестороннего сжатия, повышающего его несущую способность. В то же время это подтверждает отмеченную в гл. 4 сложность априорного задания схемы разрушения конструкции при использовании приближенных методов проверки прочности.

Помимо прочности при ударе всего самолета была проверена по формулам (4.26) прочность при ударе его обломка

(оторвавшегося двигателя с массой 1800 кг и скоростью 100 м/с). Для бетона класса В25 толщина оболочки, обеспечивающая отсутствие растрескивания бетона изнутри оболочки и разлетаания его кусков, меньше толщины, принятой из условия локальной прочности при ударе всего самолета.

Для проверки общей прочности сооружения был выполнен расчет его колебаний в линейной постановке с использованием схематизации, описанной в § 11.2 (см. рис. 11.6), который показал, что максимумы усилий в разных точках здания достигаются в различные моменты времени и что усилия быстро убывают при удалении от точки удара. Поэтому толщина оболочки и процент армирования, определенные по локальному расчету, оказываются достаточны и при глобальном расчете прочности конструкций.

Усилия при ударе самолета вошли в сочетание II (см. табл. 9.1) совместно с нагрузками нормальной эксплуатации АЭС. Они оказались определяющими при задании армирования в оболочке выше отметки +28,00, а также на отдельных участках перекрытий на этой отметке (внутри оболочки и в обстройке) и перекрытий обстройки на отметках +21,00 и +34,00 (рис. 9.6).

Перемещения здания как целого, необходимые для оценки его общей устойчивости и проверки прочности основания, в принципе получаются из глобального расчета. Они могут, однако, быть найдены с использованием упрощенной расчетной схемы, где здание рассматривается как абсолютно жесткое тело на упругом основании (рис. 9.7). Его перемещения задаются координатой центра тяжести x и углом поворота φ . (Масса здания m ; момент инерции относительно центра тяжести I_c ; жесткости основания при горизонтальном, вертикальном перемещениях и повороте соответственно K_{0x} , K_{0z} и $K_{0\varphi}$; высота центра тяжести над основанием h_c). При горизонтальном ударе в точку на высоте h над центром тяжести колебания здания описываются системой дифференциальных уравнений

$$[M]\{\ddot{u}\} + [K]\{\dot{u}\} = \{I\}R(t), \quad (9.1)$$

где $[M]$ и $[K]$ — матрицы масс и жесткостей:

$$[M] = \begin{bmatrix} m & 0 \\ 0 & I_c \end{bmatrix}; \quad [K] = \begin{bmatrix} K_x & -K_x h_c \\ -K_x h_c & K_x h_c^2 + K_\varphi \end{bmatrix};$$

$\{u\} = \begin{Bmatrix} x \\ \varphi \end{Bmatrix}$ — вектор перемещений; $\{I\} = \begin{Bmatrix} 1 \\ h \end{Bmatrix}$ — соответствующий

ему вектор коэффициентов; $R(t)$ — нагрузка при ударе самолета. Система (9.1) интегрировалась путем разложения по собственным формам колебаний (см. § 1.1), т. е. ее решение

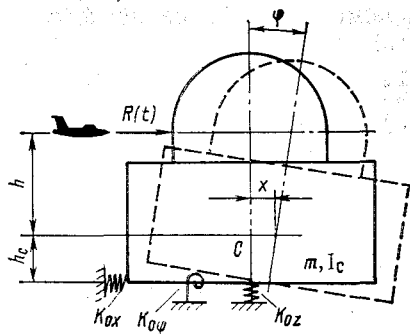
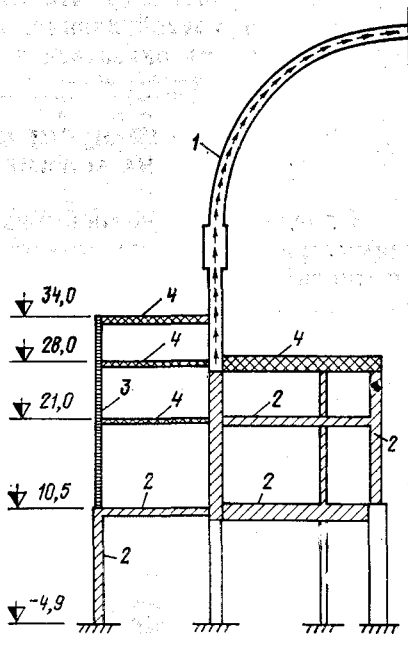


Рис. 9.7. Расчетная схема для определения общей устойчивости и нагрузок на основание реакторного отделения при ударе самолета

Рис. 9.6. Сочетания нагрузок, определившие выбор армирования строительных конструкций реакторного отделения (по табл. 9.1):

1 — сочетание II; 2 — сочетание VIII; 3 — сочетание III; 4 — сочетания V, VI и II



отыскивалось в виде:

$$\{u\} = \sum_{i=1}^2 \{\Phi_i\} \psi_i(t), \quad (9.2)$$

где $\{\Phi_i\}$ — i -я собственная форма; $\psi_i(t)$ — функция времени, удовлетворяющая уравнению:

$$\ddot{\psi}_i + \omega_i^2 \psi_i = D_i R(t), \quad (9.3)$$

где ω_i — i -я угловая частота;

$$D_i = \frac{\{\Phi_i\}^T \{I\}}{\{\Phi_i\}^T [M] \{\Phi_i\}} \text{ — константа.}$$

Для реакторного отделения, располагающегося на свайном фундаменте (с массой $m = 2,4 \cdot 10^5$ т, моментом инерции $I_c = 1,25 \cdot 10^8$ тм² и собственными круговыми частотами $\omega_1 = 17$ рад/с и $\omega_2 = 126$ рад/с), при ударе в отметку +45,00 было получено перемещение фундаментной плиты 1,1 мм и угол наклона $\varphi = 3,14 \cdot 10^{-6}$ рад. Очевидно, что такие перемещения с точки зрения устойчивости здания не опасны. Следу-

ет, однако, учитывать, что их малость объясняется чрезвычайно большой массой здания, а перемещения более легкого сооружения могут оказаться значительно больше.

9.3. ОПРЕДЕЛЕНИЕ СЕЙСМИЧЕСКИХ НАГРУЗОК НА АСИММЕТРИЧНОЕ ЗДАНИЕ

Определение сейсмических инерционных нагрузок на осесимметричное здание реакторного отделения АЭС удалось выполнить с использованием простой стержневой расчетной схемы (см. рис. 9.2,а), причем ограничиться небольшим количеством низших собственных форм системы. Однако такой элементарный подход возможен только для симметричных зданий с достаточно равномерным распределением масс и жесткостей по высоте. При расчете асимметричных сооружений, а также сооружений, разные части которых имеют существенно различные динамические характеристики, приходится использовать значительно более сложные расчетные схемы и учитывать большее число форм свободных колебаний.

В качестве примера ниже рассмотрено определение сейсмических инерционных нагрузок на главный корпус АЭС с водяным реактором. Эта проблема возникла при решении вопроса возможности доработки проекта такой АЭС, первоначально предназначавшейся для несейсмических районов, с целью размещения ее в районе со слабой сейсмичностью (МРЗ 6 баллов). Главный корпус (рис. 9.8)—это комплекс связанных друг с другом помещений различного назначения и конструктивного исполнения. Наиболее ответственные помещения (бокс парогенераторов и соединенная с ним шахта локализации аварии) выполнены из монолитного железобетона. Шатер над реакторным отделением, этажерки и машинный зал имеют металлический каркас. В машинном зале нет оборудования I категории сейсмостойкости, однако поскольку главный корпус является единым сооружением, все его строительные конструкции (в том числе и машзала) были отнесены к этой категории. Металлический каркас здания представляет собой пространственную раму, состоящую из жестко защемленных в основании колонн, соединенных между собой системой ригелей и ферм. Общая устойчивость каркаса в поперечном направлении (по оси OX) обеспечивается в основном его привязкой к железобетонному массиву бокса парогенераторов, а в продольном (по оси OY) — системой вертикальных связей по колоннам. Поперечные рамы привязаны на уровне кровли к шахте локализации аварии (по осям 3—7 непосредственно, а по осям 1—2 — с помощью дополнительно введенной горизонтальной фермы на уровне кровли этажерки между рядами Г и Д). Кроме того, в соответствии с

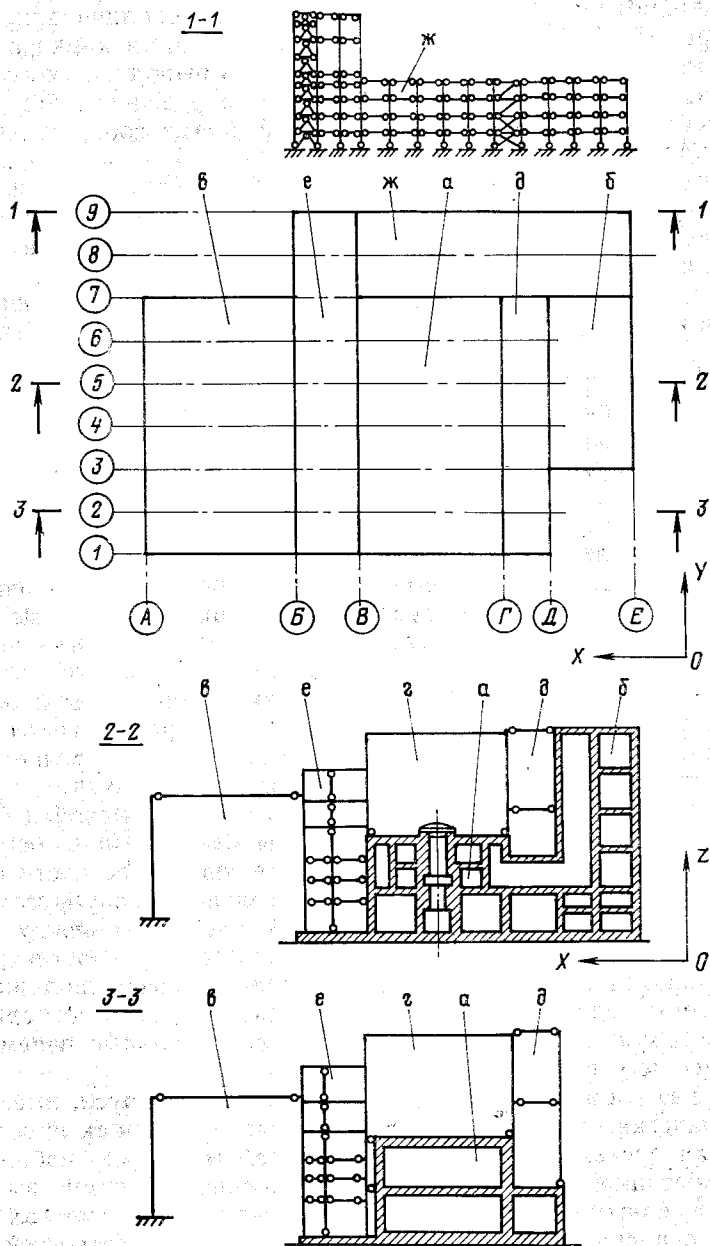


Рис. 9.8. Главный корпус АЭС:

а — бокс парогенераторов; б — башня локализации аварии; в — машинный зал; г — «шар» над отметкой обслуживания реактора; д, е, ж — этажки вентиляционных устройств, деаэрационных и электротехнических устройств соответственно

требованиями норм [93] предусмотрено омоноличивание всех перекрытий и обеспечение их связи с колоннами каркаса.

Расчет сооружения на сейсмостойкость выполняется по ЛСТ и распадается на три этапа (см. гл. 2): определение инерционных сейсмических нагрузок по каждой форме собственных колебаний сооружения; определение усилий в конструкциях, соответствующих каждой собственной форме; определение расчетных усилий с учетом требуемого числа форм. С динамическим расчетом конструкции связан первый из этих этапов, которому ниже и уделено основное внимание.

Как уже отмечалось, на разных этапах расчета требования к детализации расчетной схемы существенно различны. Так, для вычисления усилий в элементах сложной конструкции требуется обычно достаточно подробная расчетная модель, в то время как для определения низших частот и форм собственных колебаний (а следовательно, и для определения инерционных нагрузок) часто можно ограничиться относительно грубой схематизацией. В частности, при выборе на первом этапе расчетных моделей бокса парогенераторов и шахты локализации аварии учитывалось, что это весьма массивные и жесткие конструкции, колебания которых обусловлены в основном податливостью основания, т. е. достаточно учитывать только их низшие собственные формы. Поэтому эти конструкции были схематизированы соответственно как системы упругосвязанных трех и шести твердых тел, расположенных на уровнях фундаментной плиты и основных перекрытий. Предполагается, что перекрытия совершают поступательные перемещения в продольном и поперечном направлениях относительно фундаментных плит, которые схематизируются как твердые тела с шестью степенями свободы (поступательные перемещения и повороты относительно осей X , Y , Z) на упругом основании. Соответствующие жесткости основания принимаются, как для жесткого штампа на упругом полупространстве [85] (см. § 1.2). Жесткости связей между твердыми телами, а также перемычки между боксом парогенераторов и шахтой локализации аварии определены в предположении, что стены зданий претерпевают преимущественно сдвиговую деформацию, при этом взаимные вертикальные перемещения масс не учитываются.

Другие элементы и конструкции главного корпуса, имеющие металлический каркас, также схематизировались как пространственная система твердых тел, соединенных между собой и с железобетонной частью сооружения линейно-упругими связями, расположенными по осям всех поперечных рам на отметках кровель и основных перекрытий. При определении жесткостей связей между элементами конструкций учитывалась податливость продольных и поперечных рам, а также жесткость перекрытий, работающих на сдвиг (продольные деформации всех стержне-

Таблица 9.2. Ускорения кровли деаэраторной этажерки

Номер собственной формы колебаний системы	Собственная частота колебаний, Гц	Ускорения в направлении OX (доли g) по поперечным осям (см. рис. 9.8)			
		1	2	8	9
13	3,86	0,23	0,36	0,02	0,52
14	4,45	-0,03	-0,04	0,02	0,14
16	4,66	-0,18	-0,34	-0,02	-1,03
24	6,67	-0,35	-0,18	-0,14	0,01
25	6,79	-0,02	-0,01	0,32	0,05

вых элементов, кроме вертикальных связей, не учитывались). В результате расчетная модель главного корпуса была представлена пространственной дискретной линейно-упругой системой с 61 степенью свободы. Выполненные расчеты частот и форм собственных колебаний, сейсмических инерционных нагрузок и усилий позволили сделать следующие основные выводы.

Низшие собственные формы колебаний сооружения обусловлены перемещениями каркаса и являются весьма низкочастотными: первая собственная частота равна 0,56 Гц, а первые десять частот лежат в интервале до 2 Гц. Максимальные сейсмические ускорения различных элементов сооружения (и соответствующие им инерционные нагрузки) отвечают собственным частотам с достаточно большими порядковыми номерами и достигают при этом больших значений.

В качестве примера в табл. 9.2 приведены ускорения в направлении OX точек кровли деаэраторной этажерки (между рядами B и B), расположенных на различных поперечных осях, при следующих максимальных значениях компонент сейсмического ускорения грунта: $A_x = A_y = 0,032g$, $A_z = 0,018g$. В направлении оси OY наибольшие ускорения на кровле продольной этажерки составляют 0,25 g и соответствуют 15-й собственной форме колебаний системы (частота 4,61 Гц).

Таким образом, при оценке сейсмостойкости рассматриваемой конструкции главного корпуса АЭС оказалось необходимым учесть значительное число собственных форм колебаний. При этом выявилась взаимосвязь колебаний различных элементов главного корпуса из-за пространственной работы сооружения (что в принципе не может быть установлено на основе упрощенных расчетных схем, например, часто используемых плоских рам).

Расчет металлического каркаса на прочность с учетом найденных сейсмических нагрузок показал, что его конструкцию

необходимо усилить путем увеличения в два раза количества вертикальных связей по оси 9 между рядами Б и В и устройства горизонтальной фермы на кровле этажерки спецвентиляции (между рядами Г и Д).

ГЛАВА 10

ОСНОВАНИЯ, ФУНДАМЕНТЫ, ГРУНТОВЫЕ И ПОДЗЕМНЫЕ СООРУЖЕНИЯ

10.1. ПРЕДВАРИТЕЛЬНЫЕ ЗАМЕЧАНИЯ

При проектировании АС важное место занимают вопросы обеспечения прочности, устойчивости и надежности грунтовых оснований сооружений, фундаментов, грунтовых и подземных сооружений, которые часто входят в комплекс сооружений станции. Вопросы расчета таких объектов на основные и особые сочетания нагрузок в классической (детерминистической) постановке подробно освещены в соответствующей литературе и нормативных документах и здесь не рассматриваются. Методы оценки надежности оснований, фундаментов, грунтовых и подземных сооружений с учетом особых воздействий только начинают разрабатываться. Поэтому ниже кратко излагаются приближенные методики оценки надежности, основой которых являются описанные в § 1.4 и 2.7 квазистатические подходы, позволяющие существенно упростить решение задачи и приблизить схему оценки надежности к существующим нормативным методикам. Рассматриваемые вероятностные задачи решаются методами линеаризации, статистических испытаний (Монте-Карло) и их комбинациями [27, 76].

10.2. ОЦЕНКА НАДЕЖНОСТИ ГРУНТОВЫХ ОСНОВАНИЙ ПРИ СЕЙСМИЧЕСКИХ ВОЗДЕЙСТВИЯХ

Ниже описывается методика оценки надежности грунтовых оснований с учетом сейсмического фактора в рамках нормативного (квазистатического) подхода. Согласно этой методике сейсмическая инерционная нагрузка, определяемая нормами [93], рассматривается как случайная величина из-за неизбежного разброса параметров воздействия, характеристик материала, условности расчетных схем и т. п. (см. § 1.4).

В случае оснований зданий и сооружений условие (1.46) имеет вид [94]: $F = m_c \Phi - N_b > 0$, где N_b — вертикальная составляющая нагрузки; Φ — несущая способность основания; m_c — сейсмический коэффициент условий работы, зависящий от типа грунта оснований.

Для скальных оснований $\Phi = R_c(b - 2e_b)(l - 2e_l)$, где b, l — размеры прямоугольного фундамента в плане; R_c — расчетное сопротивление грунта; e_b, e_l — эксцентриситеты приложения нагрузки (далее для простоты изложения принято $e_l = 0, e_b = M/N_b$, где M, N_b — изгибающий момент и нормальная сила соответственно). Разлагая Φ в ряд в окрестности точки $\{m(R_c), m(M), m(N_b)\}$ и сохраняя только линейные члены ряда, получаем:

$$\Phi = bl \left[R_c \left(1 - 2 \frac{m(M)}{bm(N_b)} \right) - 2M \frac{m(R_c)}{bm(N_b)} + 2N_b \frac{m(R_c)m(M)}{bm^2(N_b)} \right]. \quad (10.1)$$

Тогда, если считать в первом приближении, что R_c, N_b и M распределены по нормальному закону, то величина Φ также распределена по нормальному закону с математическим ожиданием и дисперсией:

$$\left. \begin{aligned} m(\Phi) &= blm(R_c) \left[1 - 2 \frac{m(M)}{bm(N_b)} \right]; \\ D(\Phi) &= (bl)^2 \left\{ D(R_c) \left[1 - \frac{2m(M)}{bm(N_b)} \right]^2 + \right. \\ &\quad \left. + D(M) \left[\frac{2m(R_c)}{bm(N_b)} \right]^2 + D(N_b) \left[\frac{2m(R_c)m(M)}{bm^2(N_b)} \right]^2 \right\}. \end{aligned} \right\} \quad (10.2)$$

При оценке несущей способности нескальных оснований с учетом сейсмического фактора эпюра давления на грунт принимается в виде трапеции, ординаты которой p_0 и p_b определяются согласно [94]. Эксцентриситеты расчетной нагрузки и эпюры предельного давления даются выражениями $e_p = M/N$;

$$e_n = \frac{b}{6} \frac{p_b - p_0}{p_b + p_0}.$$

В зависимости от соотношения между величинами e_p и e_n несущая способность основания принимается равной:

$$\left. \begin{aligned} \Phi_1 &= \frac{1}{2} bl(p_b + p_0), \quad (e_p \leq e_n); \\ \Phi_2 &= \frac{blp_b}{1 + 6e_p/b}, \quad (e_p > e_n). \end{aligned} \right\} \quad (10.3)$$

Далее, как и выше, принимается, что параметры грунта (угол внутреннего трения, удельное сцепление и др.) распределены по нормальному закону, и для (10.3) получаются выражения, аналогичные (10.1) и (10.2).

При проведении численных экспериментов, как и выше (§ 2.7), принималось, что величина расчетного ускорения A (в

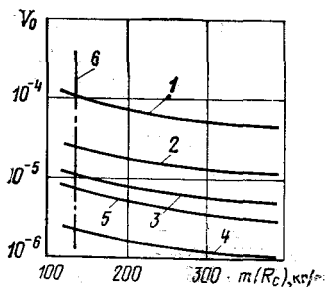


Рис. 10.1. Зависимость вероятности отказа V_0 скального основания от математического ожидания расчетного сопротивления образцов грунта $m(R_c)$:

1—4 — при интенсивностях 9, 8, 7, 6 баллов соответственно; 5 — полная вероятность отказа с учетом интервалов повторяемости землетрясений и срока службы сооружения; 6 — необходимое расчетное сопротивление грунта при расчете по действующим нормам на 9-балльное землетрясение

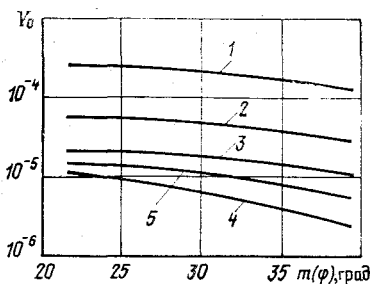


Рис. 10.2. Зависимость вероятности отказа V_0 нескального основания от математического ожидания угла внутреннего трения $m(\varphi)$:

1—4 — при интенсивностях 9, 8, 7 и 6 баллов соответственно; 5 — полная вероятность отказа с учетом интервалов повторяемости землетрясений и срока службы сооружения

пределах одного балла) распределена по нормальному закону, вероятность $P(I_k)$ появления землетрясения с интенсивностью I_k баллов и повторяемостью один раз в τ_k лет (при сроке службы сооружения τ_0 лет) подчинена закону Пуассона [см. (2.17)]. Вероятность отказа основания с учетом всех землетрясений, которым может подвергнуться сооружение, вычисляется по формуле полной вероятности (2.18). Аналогично учитывается возможность различных направлений воздействия.

В качестве примера расчета рассмотрим результаты оценки надежности основания массивного и жесткого сооружения (размеры в плане 80×80 м, заглубление 9 м, высота центра тяжести 16,3 м, масса $2,7 \times 10^5$ т); срок службы $\tau_0 = 30$ лет; на площадке возможны землетрясения со следующими интенсивностями I_k и повторяемостями τ_k : $I_9 = 9$ баллов, $\tau_9 = 10^4$ лет [$m(A) = 0,4$, $\sigma(A) = 0,13$], $I_8 = 8$ баллов, $\tau_8 = 10^3$ лет [$m(A) = 0,2$, $\sigma(A) = 0,067$], $I_7 = 7$ баллов, $\tau_7 = 10^2$ лет [$m(A) = 0,1$, $\sigma(A) = 0,033$]; воздействие горизонтальное, оба направления равновероятны.

На рис. 10.1 представлены результаты расчета для скального основания в виде зависимости вероятности нарушения условий прочности от математического ожидания расчетного сопротивления грунта $m(R_c)$.

Расчеты вероятности отказа основания, сложенного нескальными грунтами, показали, что для рассматриваемого случая в достаточно широком диапазоне типов грунтов надежность основания в основном определяется углом внутреннего трения и

слабо зависит от удельного сцепления. На рис. 10.2 представлены зависимости вероятности отказа нескального основания от математического ожидания угла внутреннего трения $m(\varphi)$ (обозначения кривых такие же, что и на рис. 10.1).

10.3. ОЦЕНКА НАДЕЖНОСТИ СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ МАССИВНЫХ СООРУЖЕНИЙ ПРИ СЕЙСМИЧЕСКОМ ВОЗДЕЙСТВИИ

В данном параграфе продемонстрировано применение методики оценки надежности строительных конструкций при землетрясениях, изложенной в § 2.7, к свайным фундаментам массивных и жестких сооружений, какими обычно являются здания АС [8].

Анализ сейсмостойкости свайного фундамента включает [92]: проверку прочности сечений свай; определение их несущей способности на выдергивающую и сжимающую нагрузки; проверку устойчивости грунта по условию ограничения давления, передаваемого на него боковыми поверхностями свай.

Рассмотрим каждую из этих задач в отдельности.

1. Согласно нормам [92, 96] при проверке прочности сечения квадратной сваи, жестко заземленной в ростверк, условие прочности может быть представлено в виде*:

$$\left. \begin{aligned} F_1 &= R_a \mu b^2 (b - 2a) - \frac{BAS}{n\alpha_d} + \frac{bN}{2} - \frac{N^2}{2bR_{np}} \geq 0; \\ N &= \frac{Q}{n} \mp \lambda AM_s; \quad \lambda = \frac{x}{n_p \sum_i x_i}; \\ B &= \frac{1}{C_0} [(A_0 C_0 - B_0^2) A_3 - B_0 C_3 + C_0 D_3] = B(\alpha_d), \end{aligned} \right\} \quad (10.4)$$

где R_{np} , R_a — расчетные сопротивления бетона и арматуры соответственно; μ — коэффициент армирования; b — длина грани сечения (рис. 10.3,б); a — расстояние от оси арматуры до ближайшей грани; n — общее число свай; n_p — число свай в одном ряду; x — расстояние до рассматриваемой сваи; x_i — расстояние до i -го ряда; Q — масса здания; A — ускорение основания; S , M_s — равнодействующая сейсмических инерционных нагрузок и суммарный момент, создаваемый ими, приложенные к ростверку и отвечающие значению ускорения основания, равному единице; A_0 , B_0 , C_0 , A_3 , C_3 — безразмерные коэффициенты, зависящие от приведенной глубины заложения сваи в грунте, условий

* В нормах [92] не учитывается зависимость момента в свае от осевой силы. Влияние этого фактора рассмотрено в [86] и может быть легко учтено.

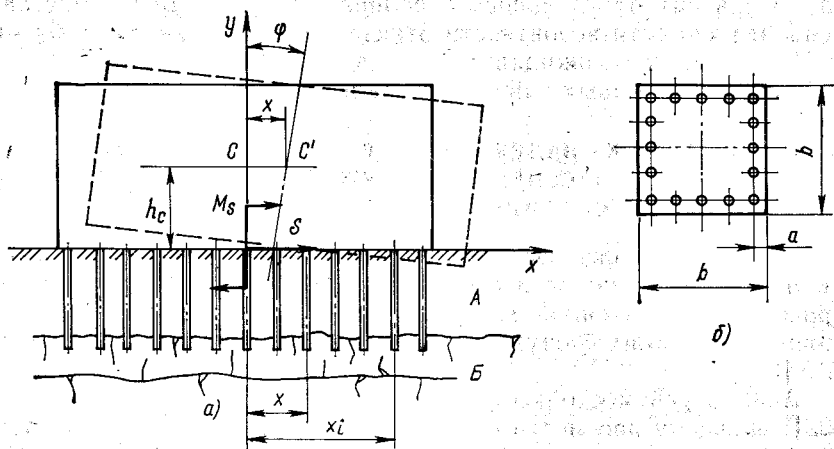


Рис. 10.3. Сооружение на свайном фундаменте:
а — расчетная схема; б — поперечное сечение свай

опирания ее нижнего конца и приведенной координаты рассматриваемого сечения [92]; α_d — коэффициент деформации, равный $\alpha_d = \sqrt[5]{Kb/E_\sigma J}$, где E_σ — начальный модуль упругости бетона свай; J — момент инерции поперечного сечения; K — коэффициент пропорциональности, зависящий от вида грунта. Знак плюс в (10.4) принимается для свай, сжимаемых сейсмическим моментом M_s , а знак минус — для растягиваемых свай.

В качестве случайных величин целесообразно рассматривать параметры, обладающие наибольшим разбросом, а именно: A , S , M_s , R_a , R_{np} и K (или α_d) [их математические ожидания и дисперсии ниже обозначены соответственно как $m(A)$ и $D(A)$, $m(S)$ и $D(S)$ и т. д.]. Остальные величины в (10.4) рассматриваются как детерминированные. Можно показать, что плотность вероятности случайной величины F_1 дается выражением

$$p_{F_1}(z) = \int_{-\infty}^{\infty} \dots \int p_A(A) p_{SM\alpha}(S, M_s, \alpha_d) p_{R_{np}} \left(\frac{N^2}{2b \left(\frac{b}{2} N - \frac{BAS}{n\alpha_d} - y \right)} \right) \times \\ \times p_{R_a} \left(\frac{z - y}{\mu b^2(b - 2a)} \right) \frac{N^2 dA dM_s dS d\alpha_d dy dA}{2\mu b^3(b - 2a) \left(\frac{b}{2} N - \frac{BAS}{n\alpha_d} - y \right)},$$

где p_A , $p_{R_{np}}$, p_{R_a} — плотности вероятностей A , R_{np} и R_a соответственно; $p_{SM\alpha}$ — совместная плотность вероятностей S , M_s и α_d . Вероятность отказа вычисляется по формуле (2.36).

Задача значительно упрощается, если все случайные величины в (10.4) распределены по нормальному закону. В § 2.7 было показано, что при допущении о нормальном распределении параметров динамической системы и ускорений A (в пределах каждого балла) усилия в конструкции (а следовательно, и нагрузки на ростверк S и M_s) в первом приближении также распределены нормально. Линеаризуем (10.4) по случайным параметрам (к которым ниже добавлена также масса Q). Для этого функция F_1 разлагается в ряд Тейлора около точки $\{\bar{m}\} = \{m(A), m(R_a), m(R_{np}), m(M_s), m(S), m(Q), m(\alpha_d)\}$ и сохраняются только линейные члены разложения. Тогда величина F_1 также распределена по нормальному закону. Ее математическое ожидание $m(F_1) = F_1(\bar{m})$. При вычислении дисперсии $D(F_1)$ следует учитывать, что A, R_a, R_{np}, Q и α_d не коррелированы; S и M_s прямо пропорциональны Q ; S, M_s и α_d после линеаризации оказываются линейными функциями одного и того же параметра K . Поэтому

$$D(F_1) = \left(\frac{\partial F_1(\bar{m})}{\partial A} \right)^2 D(A) + \left(\frac{\partial F_1(\bar{m})}{\partial R_a} \right)^2 D(R_a) + \\ + \left(\frac{\partial F_1(\bar{m})}{\partial R_{np}} \right)^2 D(R_{np}) + \{a\}^T [K_*] \{a\},$$

где $\{a\}^T = \left\{ \frac{\partial F_1(\bar{m})}{\partial S}; \frac{\partial F_1(\bar{m})}{\partial M_s}; \frac{\partial F_1(\bar{m})}{\partial Q}; \frac{\partial F_1(\bar{m})}{\partial \alpha_d} \right\}$; $[K_*]$ — корреляционная матрица:

$$[K_*] = \begin{bmatrix} D(S) & \sqrt{D(S)D(M_s)} & \sqrt{D(S)D(Q)} & \sqrt{D(S)D(\alpha_d)} \\ & D(M_s) & \sqrt{D(M_s)D(Q)} & \sqrt{D(M_s)D(\alpha_d)} \\ & & D(Q) & 0 \\ & & & D(\alpha_d) \end{bmatrix}.$$

2. Условие сохранения несущей способности на сжимающую и выдергивающую нагрузку для висячей забивной сваи может быть представлено в виде:

$$F_2 = R^* - \Phi \geq 0, \quad (10.5)$$

где Φ — осевая сила; R^* — предельная несущая способность сваи при такой нагрузке.

Силу Φ представим в виде:

$$\Phi = a\Phi_Q + b\Phi_s, \quad (10.6)$$

где Φ_Q — продольная сила от веса здания и прочих (несейсмических) нагрузок; Φ_s — то же от сейсмических нагрузок.

Величина R^* может быть представлена в виде:

$$R^* = \tilde{m} \left[m_R F_c R + u \sum_{i=1}^{n-2} h_i (m_i f_i - m_{i+1} f_{i+1}) + u m_n f_n (l - h_{n-1}) - u m_1 f_1 h_p \right], \quad (10.7)$$

где F_c — площадь опирания свай на грунт; R — расчетное сопротивление грунта под концом свай; u — наружный периметр

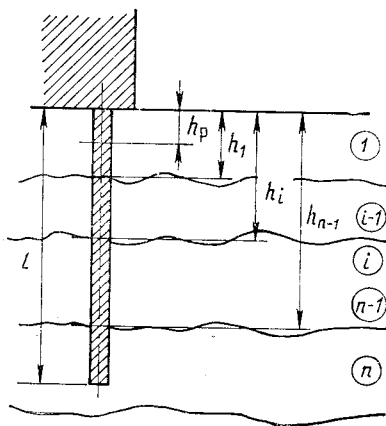


Рис. 10.4. К расчету надежности свай при сжимающей и выдергивающей нагрузках

поперечного сечения свай; h_i — глубина i -го слоя грунта (рис. 10.4); f_i — расчетное сопротивление этого слоя по боковым поверхностям свай; l — длина свай; h_p — расчетная глубина, до которой не учитывается сопротивление грунта боковой поверхности: $h_p = \bar{h} / \alpha_d$; \bar{h} — коэффициент, зависящий от типа свай; \tilde{m} , m_R , m_i — нормативные коэффициенты условий работы.

Случайными величинами в (10.5) — (10.7) будем считать Φ_Q , Φ_s , R , h_i , f_i , h_p . Математическое ожидание $m(F_2)$ получается путем подстановки в эти формулы математических ожиданий случайных величин. Вычисление

дисперсии проще всего осуществляется после линеаризации (10.5) по этим параметрам. При этом следует учитывать, что Φ_Q и Φ_s связаны линейной зависимостью, а h_p и Φ_s после линеаризации оказываются линейными функциями параметра α_d ; остальные случайные величины считаются некоррелированными. В итоге получаем

$$D(F_2) = \tilde{m} \left[(m_R F_c)^2 D(R) + u^2 \sum_{i=1}^{n-2} (m_i m(f_i) - m_{i+1} m(f_{i+1}))^2 D(h_i) + \right. \\ \left. + (m_i m(h_i))^2 (D(f_i) + D(f_{i+1})) + (u m_n)^2 ((l - m(h_{n-1}))^2 D(f_n) + \right. \\ \left. + (m(f_n))^2 D(h_{n-1})) + \{\zeta\}^T [K_{**}] \{\zeta\} \right],$$

где $\{\xi\}^T = \{a, b, um_1 m(f_1)\}$; $[K_{**}]$ — корреляционная матрица:

$$[K_{**}] = \begin{bmatrix} D(\Phi_Q) & \sqrt{D(\Phi_Q) D(\Phi_s)} & 0 \\ & D(\Phi_s) & \sqrt{D(\Phi_s) D(h_p)} \\ & & D(h_p) \end{bmatrix}$$

При необходимости легко может быть учтена также корреляция величин h_i , которая должна устанавливаться на основе данных геологических изысканий. При использовании линейного приближения случайная величина F_2 распределена по нормальному закону с математическим ожиданием и дисперсией, вычисленными выше.

3. Критерий устойчивости грунта вокруг свай согласно нормам [92] может быть записан в виде:

$$F_3 = R_z - \sigma_z \geq 0, \quad (10.8)$$

где σ_z — расчетное давление на грунт на глубине z по контакту с боковой поверхностью свай; R_z — расчетное сопротивление грунта.

В качестве примера будет рассмотрен случай жесткой заделки свай в низкий ростверк. Можно показать, что при этом

$$\sigma_z = \frac{z A_*}{nb} S_{\alpha_d}^2, \quad (10.9)$$

где

$$A_* = A_1 A_0 + D_1 - \frac{B_0}{C_0} (A_1 B_0 + C_1); \quad (10.10)$$

коэффициенты в правой части (10.10) приведены в нормах [92]; остальные обозначения — прежние.

Расчетное сопротивление грунта равно [92]:

$$R_z = \eta_1 \eta_2 \frac{4}{\cos \varphi_1} (\gamma_1 z \operatorname{tg} \varphi_1 + \xi c_1), \quad (10.11)$$

где γ_1 , φ_1 и c_1 — объемный вес, угол внутреннего трения и коэффициент сцепления грунта; η_1 , η_2 и ξ — нормативные коэффициенты.

Случайными величинами, кроме S и α_d , здесь являются характеристики грунта φ_1 , c_1 и γ_1 , математические ожидания и дисперсии которых должны задаваться с учетом изменения свойств грунта при сейсмическом воздействии. Если эти величины распределены по нормальному закону, то величина F_3 в линейном приближении также распределена нормально. Ее математическое ожидание равно: $m(F_3) = m(R_z) - m(\sigma_z)$, где (10.11) математических ожиданий случайных величин. Диспер-

сия $D(F_3)$ равна: $D(F_3) = D(R_z) + D(\sigma_z)$. Выполняя, как и прежде, линеаризацию и считая характеристики грунта некоррелированными, находим

$$D(R_z) = \left(\frac{4\gamma_1\gamma_2}{\cos m(\varphi_1)} \right)^2 [z^2 \operatorname{tg}^2 m(\varphi_1) D(\gamma_1) + \xi^2 D(c_1) + \\ + [zm(\gamma_1)(1 + 2\operatorname{tg}^2 m(\varphi_1)) + \xi m(c_1) \operatorname{tg} m(\varphi_1)]^2 D(\varphi_1)].$$

Аналогично находится (с учетом корреляции S и α_d):

$$D(\sigma_z) = \left[\frac{zA_* m(\alpha_d)}{nb} (m(\alpha_d) \sqrt{D(S)} + 2m(S) \sqrt{D(\alpha_d)}) \right]^2.$$

Поскольку функции F_1 , F_2 и F_3 , найденные по формулам (10.4), (10.5) и (10.8), распределены по нормальному закону, соответствующая вероятность каждого из видов отказа V_1 , V_2 и V_3 находится по формуле (1.49). Полная вероятность отказа сваи равна: $V_c = (1 - V_1)(1 - V_2)(1 - V_3) \approx V_1 + V_2 + V_3$.

За критерий отказа свайного фундамента, содержащего n свай, может быть принят выход из строя не менее k свай. Тогда вероятность этого отказа V_Φ равна:

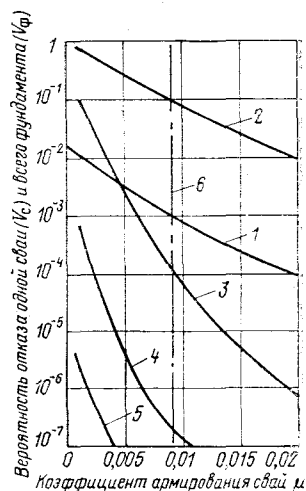
$$V_\Phi = 1 - \sum_{m=0}^{k-1} C_n^m V_c^m (1 - V_c)^{n-m}. \quad (10.12)$$

В качестве примера приведем оценку надежности свайного фундамента (с учетом только вероятности отказа сваи по прочности сечения) массивного и жесткого здания, схематизированного как твердое тело на упругом основании (рис. 10.3,а). Оно имеет размеры в плане 60×30 м, высоту 20 м (высота центра тяжести 10 м), массу 5×10^4 т и опирается на 91 сваю (13 рядов по 7 свай квадратного сечения $0,7 \times 0,7$ м, защемленных в ростверк и в подстилающий скальный слой). Интенсивности и интервалы повторяемости землетрясений примем такими же, как в примере, рассмотренном в § 10.2. Дополнительно будем считать (в запас прочности), что все землетрясения с интервалом повторяемости $\tau_k < 100$ лет являются 6-балльными [$m(A) = 0,05$; $\sigma(A) = 0,017$]. Сейсмическое воздействие — горизонтальное, в плоскости чертежа; оба его направления равновероятны.

Результаты расчета представлены на рис. 10.5 в виде зависимости вероятности отказа сваи от процента ее армирования и всего фундамента при разных критериях его отказа. Как видно из рисунка, при коэффициенте армирования свай 0,009, заданном согласно расчету по действующим нормам на землетрясение интенсивностью 9 баллов, вероятность отказа хотя бы одной сваи равна 0,1, т. е. является достаточно большой [причем, как видно из (10.12), с увеличением общего количества свай эта вероятность возрастает]. В то же время с веро-

Рис. 10.5. Зависимость вероятности отказа одной сваи и свайного фундамента от коэффициента армирования свай:

1 — вероятность отказа одной сваи V_c ; 2—5 — вероятность отказа фундамента V_ϕ при отказе не менее чем одной, трех, пяти и десяти свай соответственно; 6 — коэффициент армирования, рассчитанный по нормам [83, 92, 93] для землетрясения интенсивностью 9 баллов



ятностью $1-10^{-7}$ из строя выйдет не более 5 свай, т. е. общая устойчивость сооружения сохранится.

Сделанное допущение о нормальности распределения ускорения основания A недостаточно хорошо согласуется с имеющейся сейсмологической информацией и было принято лишь для простоты. Однако задача может быть решена (при незначительном усложнении вычислений) вообще без каких-либо предварительных допущений с использованием эмпирических распределений [51]. Последовательность такого решения была рассмотрена в § 2.7 [см. формулы (2.20) — (2.21)].

10.4. МЕТОДИКА ОЦЕНКИ НАДЕЖНОСТИ ГРУНТОВЫХ СООРУЖЕНИЙ С УЧЕТОМ СЕЙСМИЧЕСКОГО ФАКТОРА

Ниже излагается методика оценки надежности грунтовых сооружений (плотин, дамб и т. п.) при землетрясениях. По своей идее она аналогична методике, описанной в § 2.7, т. е. основана на вероятностной трактовке формулы определения инерционных сейсмических нагрузок в рамках линейной спектральной теории сейсмостойкости [см. (2.11)].

В качестве случайных и детерминированных параметров задачи приняты те же величины, что и в § 2.7. Так же как и там, предполагается, что все случайные величины подчиняются нормальному закону распределения; вероятность реализации землетрясения с интенсивностью I_k и интервалом повторяемости τ_k за срок службы сооружения t_0 определяется законом Пуассона [см. (2.17)]; вероятность отказа сооружения с учетом всех возможных землетрясений, различных направлений воздействия, колебаний уровня воды в водохранилище и т. п. вычисляется по формуле полной вероятности [см., например, (2.18)].

Далее сейсмические нагрузки определяются (для простоты) на основе расчета колебаний плотины по одномерной модели (сдвиговый клин), устойчивость откосов — методом ВНИИГ — Терцаги [74] (хотя возможно использование и любых других

расчетных моделей и методов оценки устойчивости откосов). Коэффициенты запаса устойчивости без учета (приводятся для сопоставления) и с учетом сейсмического фактора определяется соответственно выражениями:

$$k_3 = \frac{F_1}{F_2}; \quad (10.13)$$

$$k_{3c} = \frac{F_1 - \sum_{i=1}^m S_{ki} \sin \alpha_i \operatorname{tg} \varphi_i \frac{l_1}{R}}{F_2 + \sum_{i=1}^m S_{ki} \cos \alpha_i \frac{l_1}{R}}, \quad (10.14)$$

где

$$F_1 = \sum_{i=1}^m \left(\sum_{s=1}^t \rho_s g z_s b \right)_i \cos \alpha_i \operatorname{tg} \varphi_i - \sum_{i=1}^m P_{wi} b \cos \alpha_i \operatorname{tg} \varphi_i + \sum_{i=1}^m \frac{c_i b}{\cos \alpha_i};$$

$$F_2 = \sum_{i=1}^m \left(\sum_{s=1}^t \rho_s g z_s b \right)_i \sin \alpha_i + (H^2 L - h^2 l) \frac{1}{2R};$$

ρ_s — плотность водонасыщенного грунта (ниже поверхности воды), грунта естественной влажности (выше поверхности воды) или плотность воды (если выше поверхности грунта находится вода); z_s — высота элементарного отсека, занятая соответственно грунтом или водой; b — ширина элементарного отсека; α_i — угол между вертикалью и радиусом, проведенным из центра вращения в точку пересечения оси элементарного отсека с окружностью скольжения; φ_i — угол внутреннего трения грунта; c_i — расчетное сцепление грунта; S_{ki} — горизонтальная составляющая сейсмической нагрузки; l_1 — плечо горизонтальной составляющей сейсмической нагрузки в середине каждого рассматриваемого слоя; R — радиус окружности; H, h — глубина воды в точке выхода рассматриваемой поверхности скольжения в верхнем и нижнем бьефах; L, l — соответствующие плечи сил гидростатического давления; P_{wi} — давление воды.

Величина k_3 , определяемая формулой (10.13), является функцией случайных параметров φ и c , а величина k_{3c} , определяемая формулой (10.14), — функцией случайных параметров φ, c, A, E (динамический модуль упругости грунта). Разлагая эти выражения в окрестности точек $(m(\varphi), m(c))$ и $(m(\varphi), m(c), m(A), m(E))$ соответственно в ряды Тейлора, получаем в

линейном приближении:

$$k_3 = N_1 + N_2(\varphi - m(\varphi)) + N_3(c - m(c)); \quad (10.15)$$

$$k_{3c} = M_1 + M_2(\varphi - m(\varphi)) + M_3(c - m(c)) - \\ - M_4(A - m(A)) - M_5(E - m(E)), \quad (10.16)$$

где $N_1, \dots, N_3, M_1, \dots, M_5$ — соответствующие коэффициенты. Так как φ, c, A и E распределены по нормальному закону, величины k_3 и k_{3c} , определяемые согласно (10.15) и (10.16), также распределены по нормальному закону с математическими ожиданиями и стандартами соответственно:

$$m(k) = m(F_1)/F_2; \quad \sigma_k = (N_2^2 \sigma_\varphi^2 + N_3^2 \sigma_c^2)^{1/2};$$

$$m(k_{3c}) = \frac{m(F_1) - \sum_{i=1}^m m(S_{ki}) \sin \alpha_i \operatorname{tg} m(\varphi_i) \frac{l_1}{R}}{F_2 + \sum_{i=1}^m m(S_{ki}) \cos \alpha_i \frac{l_1}{R}};$$

$$\sigma_{kc} = (M_2^2 \sigma_\varphi^2 + M_3^2 \sigma_c^2 + M_4^2 \sigma_A^2 + M_5^2 \sigma_E^2)^{1/2},$$

где

$$m(F_1) = \sum_{i=1}^m \left(\sum_{s=1}^t p_{sgz_s} b \right)_i \cos \alpha_i \operatorname{tg} m(\varphi_i) - \\ - \sum_{i=1}^m P_{wi} b \cos \alpha_i \operatorname{tg} m(\varphi_i) + \sum_{i=1}^m m(c) \frac{b}{\cos \alpha_i}.$$

Вероятность безотказной работы откоса при землетрясении интенсивностью I_k баллов и уровне воды в водохранилище z равна:

$$P(k_{3c} > 1/I_k, z) = 0,5 \left[1 - \Phi \left(\frac{1 - m(k_{3c})}{\sigma_{kc} \sqrt{2}} \right) \right],$$

где Φ — интеграл вероятности.

Вероятность устойчивого состояния откоса с учетом колебаний уровня воды:

$$P(k_{3c} > 1/I_k) = \sum_{i=1}^l P(k_{3c} > 1/I_k, z_i) P(z_i)$$

$[P(z_i)$ — вероятность уровня $z_i]$.

Полная вероятность безотказной работы одного откоса:

$$P(k_{3c} > 1) = \sum_k P(k_{3c} > 1/I_k) P(I_k).$$

Полная вероятность безотказной работы плотины определяется вероятностями отказа ее основных элементов (верхового и низового откосов, экрана и т. п.).

В качестве примера расчета рассмотрена грунтовая плотина высотой 40 м с центральным ядром из суглинка; заложения верхового и низового откосов соответственно равны 3,0 и 2,0; характеристики грунта: $\gamma_{\text{пр}}=1,9 \text{ т/м}^3$; $\text{tg } \varphi_{\text{пр}}=0,7$; $\sigma_{\varphi \text{ пр}}=0,177$; $c_{\text{пр}}=3,0 \text{ т/м}^2$; $\sigma_{c \text{ пр}}=0,173 \text{ т/м}^2$; $\gamma_{\text{ядр}}=1,8 \text{ т/м}^3$; $\text{tg } \varphi_{\text{ядр}}=0,577$; $\sigma_{\varphi \text{ ядр}}=0,175$; $c_{\text{ядр}}=3,0 \text{ т/м}^2$, $\sigma_{c \text{ ядр}}=0,173 \text{ т/м}^2$.

При расчете на сейсмические воздействия принималось: при 9 баллах — $P(I_9)=0,01$; $m(A)=0,4$; $\sigma_A=0,1$; при 8 баллах — $P(I_8)=0,1$; $m(A)=0,2$; $\sigma_A=0,05$; при 7 баллах — $P(I_7)=0,37$; $m(A)=0,1$; $\sigma_A=0,02$, $P(I_k < I_7)=0,58$. Срок службы сооружения 100 лет. Рассматривались три уровня воды в верхнем бьефе с вероятностями $P(38,2)=0,57$; $P(27,0)=0,31$; $P(19,5)=0,12$.

В результате получена вероятность обрушения верхового откоса $V_v=0,052$, низового откоса $V_n=0,048$, а любого из двух откосов $V=V_n+V_v=0,1$. Следовательно, вероятность безотказной работы плотины $P(k_3 > 1)=0,90$.

Для сопоставления рассмотрим эту же плотину, изменив в исходных данных величины стандартов углов внутреннего трения для грунтов призмы и ядра ($\sigma_{\varphi \text{ пр}}=\sigma_{\varphi \text{ ядр}}=0,08$). Вероятности обрушения верхового и низового откосов в этом случае равны 0,0074 и 0,0019, а любого откоса — 0,0093, т. е. надежность плотины в этом случае $P(k_3 > 1)=0,9907$.

В качестве критерия оценки вероятности отказа ответственных гидросооружений может быть использована средняя годовая вероятность аварий, равная 10^{-4} — 10^{-5} . Таким образом, во втором случае плотина может считаться надежной.

10.5. МЕТОДИКА ОЦЕНКИ НАДЕЖНОСТИ ПОДЗЕМНЫХ СООРУЖЕНИЙ АС С УЧЕТОМ СЕЙСМИЧЕСКОГО ФАКТОРА

Известно, что размещение АС под землей позволяет создать дополнительный барьер против возможного выброса радиоактивных веществ в окружающую среду в случае аварии. Поэтому, начиная с 1960-х гг., во многих странах проектируются и строятся подземные АС с различными компоновками [43]. В связи с этим возрос интерес к методам обеспечения прочности и надежности подземных сооружений, в том числе и с учетом сейсмического фактора. В гл. 9 описан один из возможных приближенных подходов к оценке надежности сооружений с учетом сейсмического фактора в рамках квазистатической методики, положенной в основу нормативных расчетов. Аналогичный подход может быть применен и для оценки надежности

подземных сооружений с учетом особенности их расчета на сейсмические воздействия.

Как известно [65, 103], напряженно-деформированное состояние подземного сооружения определяется не только сейсмическими инерционными нагрузками от массы самого сооружения, но и сеймонапряженным состоянием окружающего грунтового массива («неинерционное горное давление»). В нормативной методике инерционные и неинерционные сейсмические нагрузки учитываются раздельно. Инерционные нагрузки определяются по формулам статической теории сейсмостойкости:

$$S_k = AK_1 Q_k K_n, \quad S_n = AK_1 \gamma_n H K_n, \quad (10.17)$$

где Q_k , γ_n — собственный вес и объемный вес породы соответственно; A — сейсмическое ускорение; K_1 , K_n — нормативные коэффициенты.

Неинерционные нагрузки определяются по формулам [65]:

$$p = \alpha_y \sigma_r; \quad \sigma_r = \frac{1}{2\pi} AK_1 K_n \gamma_n C_p T_0, \quad (10.18)$$

где α_y — безразмерный коэффициент, определяемый из решения соответствующей задачи теории упругости; C_p — скорость продольных волн; T_0 — преобладающий период сейсмических колебаний (для поперечных волн формулы аналогичны).

Значения нагрузок, определяемых по формулам (10.17) и (10.18), рассматриваются как случайные величины (см. § 2.7). Проиллюстрируем методику оценки надежности на двух характерных расчетных моделях.

1. Оценка надежности незакрепленной горной выработки. Нагрузки от горного давления определяются по формулам [81]: $p_i = \beta q_i$ ($i=1, 2, 3$); $q_1 = \gamma_n H$; $q_2 = AK_1 K_n \gamma_n H$; $q_3 = \pm \frac{1}{2\pi} AK_1 K_n \gamma_n C_p T_0$. Здесь p_1 , p_2 , p_3 — соответственно нагрузки от статического, сейсмического инерционного и неинерционного горного давления при действии на породный массив равномерно распределенных и условно приложенных вдали от выработки горизонтальных q_i и вертикальных λq_i давлений (λ — коэффициент бокового давления).

В качестве случайных величин принимаются распределенные по нормальному закону A , C_p , T_0 , деформационные и прочностные характеристики породы. Резерв устойчивости породы можно в первом приближении принять в виде [12]:

$$F = R_{сж} - \sigma_\theta^{ср}; \quad \sigma_\theta^{ср} = \frac{1}{S} \int_R^{R+S} \sigma_\theta dr,$$

где $\sigma_\theta^{ср}$ — среднее тангенциальное напряжение в окрестности контура выработки радиусом R ; S — допускаемая глубина раз-

рушения пород от поверхности выработки; $R_{сж}$ — расчетное сопротивление породы на сжатие.

Напряжение σ_θ получают из решения соответствующий задачи статической теории упругости. В частности, для однородной изотропной плоскости с круговым отверстием оно имеет вид:

$$\sigma_\theta^{ср} = a_0 + a_1 A C_p T_0,$$

где $a_0 = \gamma_n H (b_2 + b_1 \cos 2\theta)$; $a_1 = \eta [b_2 - b_1 \cos 2(\theta - \alpha)] - \eta_1 b_1 \sin 2(\theta - \alpha)$; $b_1 = \xi_1 [1 + \varepsilon^2 (\delta + \varepsilon)]$; $b_2 = \xi_2 (1 + \varepsilon)$; $\eta = \frac{1}{2\pi} K_1 K_n \gamma_n$; $\eta_1 = \eta \gamma \xi_1$, $\varepsilon = (1 + \delta)^{-1}$; $\delta = S/R$; $\xi_1 = (1 - \lambda)/2$; $\xi_2 = (1 + \lambda)/2$; θ — угловая координата; α — угол, задающий направление сейсмического воздействия в плоскости поперечного сечения выработки.

Линеаризовав выражение для F относительно случайных параметров A , C_p , T_0 и $R_{сж}$, получим выражения для $m(F)$ и $\sigma^2(F)$ (для данных балла и направления сейсмического воздействия) в виде:

$$\left. \begin{aligned} m(F) &= m(R_{сж}) - a_0 - C_1; \\ \sigma^2(F) &= \sigma^2(R_{сж}) + C_1^2 \left[\frac{\sigma^2(A)}{m^2(A)} + \frac{\sigma^2(C_p)}{m^2(C_p)} + \frac{\sigma^2(T_0)}{m^2(T_0)} \right], \end{aligned} \right\}$$

где $C_1 = m(A) m(C_p) m(T_0) a_1$.

Если известны вероятности $P(\alpha_j)$ различных направлений α_j сейсмического воздействия, то надежность выработки определяется по формуле полной вероятности:

$$P = \min_{-\pi \leq \theta < \pi} \sum_{k,j} P(I_k) P(\alpha_j) \Phi(\gamma_{kj}), \quad (10.19)$$

где $\gamma_{kj} = m(F)/\sigma(F)$ для k -го балла и j -го направления воздействия; Φ — интеграл вероятности. При отсутствии достоверной информации о возможных направлениях сейсмического воздействия угол α следует считать равномерно распределенным.

Для численного расчета были приняты следующие исходные данные. Интенсивности и повторяемости землетрясений, а также $m(A)$ и $\sigma(A)$ — как в примере § 10.2 и 10.3; задаются пять возможных направлений сейсмического воздействия (угол отсчитывается относительно горизонтали против часовой стрелки): $\alpha_1 = -3^\circ$, $\alpha_2 = -9^\circ$, $\alpha_3 = -15^\circ$, $\alpha_4 = -21^\circ$, $\alpha_5 = -27^\circ$ с вероятностями $P(\alpha_1) = P(\alpha_5) = 0,0359$; $P(\alpha_2) = P(\alpha_4) = 0,2384$; $P(\alpha_3) = 0,4514$ соответственно. Срок службы сооружения $\tau_0 = 50$ лет. Глубина заложения выработки $H = 86$ м, объемный вес породы $\gamma_n = 2,5$ т/м³, допускаемая глубина разрушения пород от поверхности выработки $S = 0,2$ м; радиус выработки $R = 4$ м; нормативные коэффициенты $K_1 = 0,25$; $K_n = 0,5$; $m(C_p) = 2300$ м/с;

$\sigma(C_p)=230$ м/с; $m(T_0)=0,5$ с; $\sigma(T_0)=0,075$ с; $m(R_{сж})=$
 $=4000$ т/м²; $\sigma(R_{сж})=1500$ т/м². Рассматривается наиболее
 опасное сочетание нагрузок — статическое горное и неинерционное
 горное давление от продольных и поперечных сейсмических
 волн. Расчет надежности по формуле (10.19) дает $P=0,982$.
 Расчет надежности методом Монте-Карло при тех же исходных
 данных дает нижнюю доверительную границу 0,994 для 1000
 реализаций и доверительной вероятности 0,95.

В качестве другого условия предельного состояния примем
 нарушение на границе допустимой зоны неупругих деформаций
 в окрестности выработки условия прочности Кулона — Мора.
 В этом случае резерв устойчивости выработки имеет вид:

$$F = (\sigma_p + \sigma_\theta + 2K \operatorname{ctg} \varphi)^2 \sin^2 \varphi - (\sigma_p - \sigma_\theta)^2 - 4\tau_{p\theta}^2,$$

где σ_p , σ_θ , $\tau_{p\theta}$ — напряжения в соответствующей задаче теории
 упругости; K — сцепление; φ — угол внутреннего трения.

Тогда выражения для $m(F)$ и $\sigma^2(F)$ принимают вид:

$$m(F) = d_1 + 3d_2 + d_3;$$

$$\sigma^2(F) = d_2^2 \left[\frac{\sigma^2(A)}{m^2(A)} + \frac{\sigma^2(C_p)}{m^2(C_p)} + \frac{\sigma^2(T_0)}{m^2(T_0)} \right] + d_3^2 \frac{\sigma^2(K)}{m^2(K)},$$

где $d_1 = C_1 - 2nC_2 - 5n^2C_3 - 3nm(K)C_4 - m^2(K)C_6$; $d_2 = nC_2 +$
 $+ 2n^2C_3 + nm(K)C_4$; $d_3 = nm(K)C_4 + m(K)C_5 + 2m^2(K)C_6$; $n =$
 $= m(A)m(C_p)m(T_0)$; $C_1 = a_3^2 \sin^2 \varphi - a_1^2 - a_5^2$; $C_2 = 2(a_3a_4 \sin^2 \varphi -$
 $- a_1a_2 - a_5a_6)$; $C_3 = a_4^2 \sin^2 \varphi - a_2^2 - a_6^2$; $C_4 = a_4 \sin 2\varphi$; $C_5 =$
 $= a_3 \sin 2\varphi$; $C_6 = \cos^2 \varphi$; $a_1 = \gamma_n H(b_1 + b_2 \cos 2\theta)$; $a_2 = \eta[b_1 +$
 $+ b_2 \cos 2(\theta - \alpha) + b_3 \sin 2(\theta - \alpha)]$; $a_3 = \gamma_n H(\xi_2 + b_4 \cos 2\theta)$; $a_4 =$
 $= \eta[\xi_2 + b_4 \cos 2(\theta - \alpha) + b_5 \sin 2(\theta - \alpha)]$; $a_5 = \gamma_n H b_6 \sin 2\theta$; $a_6 =$
 $= \eta[b_6 \sin 2(\theta - \alpha) + b_7 \cos 2(\theta - \alpha)]$; $b_1 = -\xi_2 \varepsilon^2$; $b_2 = \xi_1(1 - 2\varepsilon^2 +$
 $+ 3\varepsilon^4)$; $b_3 = -\eta_1(1 - 2\varepsilon^2 - 3\varepsilon^4)$; $b_4 = -2\xi_1 \varepsilon^2$; $b_5 = 2\eta_1 \varepsilon^2$; $b_6 =$
 $= -\xi_1(1 + 2\varepsilon^2 - 3\varepsilon^4)$; $b_7 = -\eta_1(1 + 2\varepsilon^2 + 3\varepsilon^4)$.

Принимая для расчета те же данные, что и в предыдущем
 случае (кроме $S=2,5$ м, $m(K)=130$ т/м², $\sigma(K)=40$ т/м², $\varphi=$
 $=35^\circ$), получаем $P=0,977$.

2. Круговая железобетонная обделка тунне-
 ля. Грунт и материал обделки принимаются однородными и
 линейно-деформируемыми, надежность обделки оценивается
 при особом сочетании воздействий (статическом горном давле-
 нии, сейсмическом инерционном и неинерционном горном дав-
 лении, статическом и сейсмическом давлении воды).

В данном случае усилия в обделке определяются из реше-
 ния задачи теории упругости о совместном деформировании
 породного массива и обделки. В некоторых случаях при расчете
 обделки на основное сочетание нагрузок статическое вертикаль-
 ное горное давление может учитываться по гипотезе свода
 [81]: $p_v = \beta \gamma_n h_c$, где β — безразмерный коэффициент, h_c — высо-

та свода давления, а горизонтальное статическое горное давление p_r не учитывается.

Вертикальная q_v и горизонтальная q_r составляющие инерционного горного сейсмического давления определяются по формулам: $q_v = AK_1 K_n p_v \sin \alpha$, $q_r = AK_1 K_n p_r \cos \alpha$, где α — угол между направлением сейсмического воздействия и горизонталью (случайная величина).

Результирующие усилия в сечениях обделки при l -м ($l=1, 2$) особом сочетании воздействий имеют вид:

$$S_i = u_{i1} + \delta_{21} u_{i2} A + \delta_{11} (u_{i3} A C_p T_0 + u_{i4} A T_0) \quad (i=1, 2, 3),$$

где $S_1 = M$, $S_2 = N$, $S_3 = Q$ — изгибающий момент, продольная и поперечная силы соответственно; $\delta_{11} = \delta_{22} = 1$, $\delta_{12} = \delta_{21} = 0$; u_{ij} — коэффициенты, определяемые из решения соответствующей плоской задачи теории упругости и зависящие от угловой координаты θ , глубины заложения выработки H , отношения внутреннего и наружного радиусов обделки r_1/r_2 , толщины обделки h , отношения модулей упругости породы и обделки E_n/E_o , коэффициентов Пуассона ν_n и ν_o , объемного веса породы γ_n и направления сейсмического воздействия α .

Условие прочности обделки хотя бы по одному из критериев прочности I группы предельных состояний железобетонных конструкций [96] рассматривается как случайное событие, которое может быть представлено в виде:

$$B = (B_1 B_0 + \bar{B}_1 B_0') (B_3 B_{13} + \bar{B}_3 B_{14}),$$

где $B_0 = B_2 (B_{01} + \bar{B}_4 B_6) + \bar{B}_2 [B_7 (B_8 B_9 + \bar{B}_8 B_{10}) + \bar{B}_7 (B_{01} + \bar{B}_4 B_{11})]$; $B_{01} = B_{12} \bar{B}_5 + \bar{B}_{12} B_4 B_5$; B_1, B_2, B_3 обозначают события $M > 0$, $N > 0$, $Q > 0$ соответственно; B_4, \dots, B_{13} обозначают события, соответствующие выполнению неравенств, приведенных в табл. 10.1; событие B_0' получается взаимной заменой в выражениях, соответствующих событиям B_4, \dots, B_{12} , параметров $a, h_0, F_a, R_a, R_{a,c}$ на $a', h_0', F_a', R_a', R_{a,c}'$ соответственно (здесь введены иные по сравнению с [96] обозначения нормативных сопротивлений растянутой арматуры, чтобы отличать их от аналогичных параметров в случае изменения знака момента); событие B_{14} получается из B_{13} заменой Q на $-Q$ и h_0 на h_0' , а событие \bar{B}_5 получается из B_5 при $R_{a,c}' = 0$.

Случайными величинами, относительно которых осуществляется линеаризация неравенств $S_i > 0$ ($i=1, \dots, 14$), являются, как и выше, параметры A, T_0, C_p и сопротивления бетона на сжатие (R_{np}) и растяжение (R_p).

Линеаризация выражений для S_1, S_2, S_3 и N^2 относительно A, C_p, T_0 приводит к соотношениям вида:

$$S_i = s_{i0} + s_{i1} A + s_{i2} C_p + s_{i3} T_0 + s_{i4} R_{np} + s_{i5} R_p;$$

$$N^2 = N_{20} + N_{21} A + N_{22} C_p + N_{23} T_0, \quad (i=1, 2, 3),$$

**Таблица 10.1. Предельные состояния железобетонной обделки
согласно СНиП 11-56—77**

События	Неравенства $S_i \geq 0$ ($i = 4, \dots, 13$) I группы предельных состояний	Номера формул и пунктов по СНиП 11-56—77	Примечания
B_4	$\xi_R - \xi \geq 0, \xi = x/h_0$ $N = R_{np}bx + R'_{ac}F'_a - R_aF_a$	3.18, (19)	Опущены коэффициенты k_n, n_c, m_b, m_a
B_5	$R_{np}bx (h_0 - 0,5x) + R'_{ac}F'_a (h_0 - a') - Ne \geq 0$ и по формуле (19)	(18)	То же
B_6	По формулам (18) и $N = R_{np}bx + R'_{ac}F'_a - \sigma_a F_a$ $\sigma_a = \left(2 \frac{1 - x/h_0}{1 - \xi_R} - 1 \right) R_a$	(20) (21)	То же
B_7	Сила N приложена между равнодействующими усилий в арматуре $\frac{1}{2} (h_0 - a) + M/N > 0$	3.23a	Проведена замена N на $-N$
B_8	$R_a F_a e \geq R'_a F'_a e'$	—	То же
B_9	$R'_a F'_a (h_0 - a') + Ne \geq 0$	(28)	
B_{10}	$R_a F_a (h_0 - a') + Ne' \geq 0$	(29)	То же
B_{11}	По формуле (18), принимая $x = \xi_R h_0$	—	—
B_{12}	$2a' - \frac{N + R_a F_a}{R_{np}b} \geq 0$	3.14	—
B_{13}	$R_p b h_0 - Q \geq 0$	(38)	—

где s_{ij} , N_{20}, \dots, N_{23} — соответствующие коэффициенты. Параметры нормально распределенных величин S_i (в предположении независимости случайных величин A , C_p , T_0 , R_{np} , R_p) даются выражениями:

$$\left. \begin{aligned} m(S_i) &= s_{i0} + s_{i1}m(A) + s_{i2}m(C_p) + s_{i3}m(T_0) + s_{i4}m(R_{np}) + s_{i5}m(R_p); \\ \sigma^2(S_i) &= s_{i1}^2 \sigma^2(A) + s_{i2}^2 \sigma^2(C_p) + s_{i3}^2 \sigma^2(T_0) + s_{i4}^2 \sigma^2(R_{np}) + s_{i5}^2 \sigma^2(R_p); \end{aligned} \right\} \quad (10.20)$$

где $m(S_i)$, $\sigma(S_i)$ — математические ожидания и дисперсии соответствующих величин.

Вероятности соответствующих событий имеют вид:

$$P(S_i \geq 0) = \Phi(\gamma_i), \quad (10.21)$$

где Φ — интеграл вероятности.

Используя (10.20) и (10.21), можно определить $P_{kij\theta}$ — вероятность события $S_i \geq 0$ для каждого I_k , α_j и θ .

Вероятность выполнения условия прочности в любом сечении обделки определяется выражением: $P_\theta = \sum_{j,k} P(I_k) P(\alpha_j) P_{kij\theta}$.

Надежность обделки определяется надежностью наиболее опасного сечения $F = \max_{-\pi \leq \theta < \pi} (1 - P_\theta)$.

В качестве примера рассматривается задача о надежности обделки сухого туннеля глубокого заложения при следующих исходных данных: $H=86$ м; $r_1=4,5$ м; $r_2=4,9$ м; $\mu=\mu'=0,005$; $a=a'=0,04$ м; $m(R_{np})=1150$ т/м²; $\sigma(R_{np})=155$ т/м²; $E_0=2,43 \cdot 10^6$ т/м²; $\nu_0=0,15$; $E_n=1,1 \cdot 10^6$ т/м²; $\nu_n=0,25$; $\gamma_n=2,4$ т/м³; $m(C_p)=2300$ м/с; $\sigma(C_p)=230$ м/с; $m(T_0)=0,5$ с; $\sigma(T_0)=0,075$ с; интенсивности и повторяемости землетрясений, значения $m(A)$ и $\sigma(A)$, как в предыдущем примере; срок службы туннеля $\tau_0=30$ лет; $\alpha_1=-30^\circ$; $\alpha_2=-22,5^\circ$; $\alpha_3=-15^\circ$; $\alpha_4=-7,5^\circ$; $\alpha_5=0^\circ$; $P(\alpha_1)=P(\alpha_5)=0,0123$; $P(\alpha_2)=P(\alpha_4)=0,2143$; $P(\alpha_3)=0,5468$. Расчет дает вероятность безотказной работы $P=0,982$.

ГЛАВА 11

ОПРЕДЕЛЕНИЕ ДИНАМИЧЕСКИХ НАГРУЗОК НА ОБОРУДОВАНИЕ

11.1. ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА ПОЭТАЖНЫХ АКСЕЛЕРОГРАММ И СПЕКТРОВ ОТВЕТА ПРИ СЕЙСМИЧЕСКОМ ВОЗДЕЙСТВИИ

Как отмечалось в первой части книги, динамические нагрузки на оборудование АС при экстремальных воздействиях находят в два этапа. Сначала выполняют расчеты вынужденных

колебаний здания и определяют ПА и ПС, служащие исходными данными для вычисления динамических нагрузок (см. § 2.5, 4.4, 5.4). Затем, используя ПА и/или ПС, находят нагрузки и по ним проверяют прочность и работоспособность оборудования, усилия, передаваемые на строительные конструкции, и т. п.

В данном параграфе приведены примеры схематизаций зданий АС для расчета ПА и ПС при сейсмическом воздействии, а также примеры ПА и ПС, полученных для нескольких конкретных объектов. Общие требования к расчетной схеме здания АС

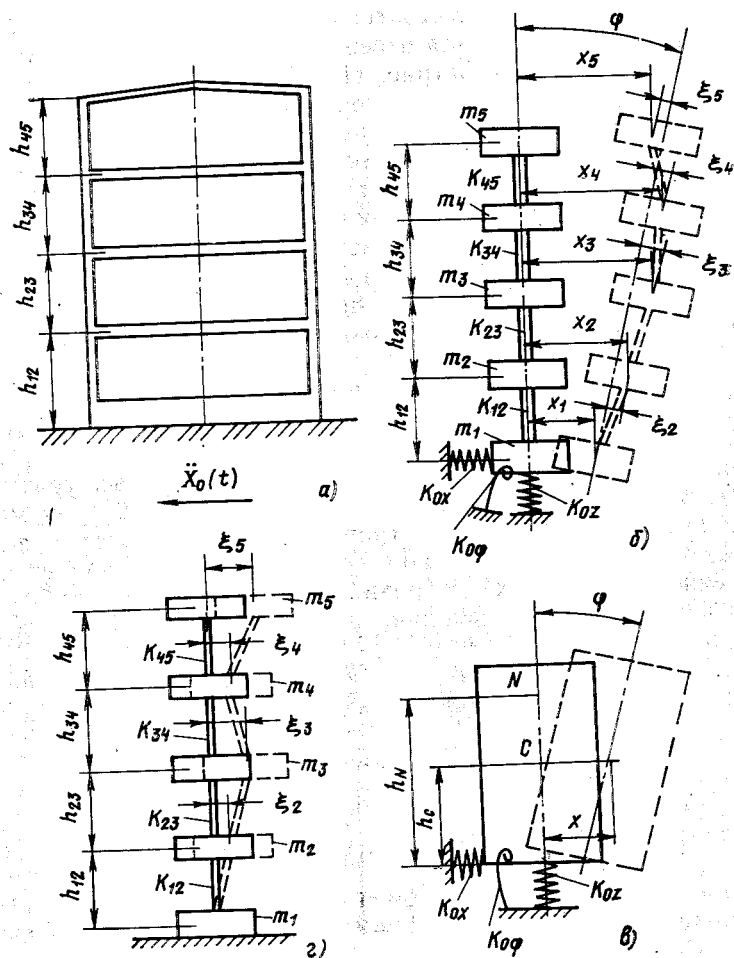


Рис. 11.1. Симметричное здание и его расчетные схемы:

а — здание; б — расчетная схема в случае податливого основания; в — абсолютно жесткое здание на податливом основании; г — расчетная схема в случае абсолютно жесткого основания

при решении этой задачи сформулированы в § 2.5. Там же указано, что во многих случаях упрощенные расчетные схемы и соответствующие им матрицы масс и жесткостей могут быть построены непосредственно, исходя из «инженерных» соображений. Несколько примеров такой схематизации приведено ниже. Следует подчеркнуть, что эти схемы могут быть применены для нахождения ускорений точек здания, но не внутренних усилий в конструкциях.

Простейшая схематизация — консольный стержень с сосредоточенными на нем массами m_i — может быть использована при расчете горизонтальных сейсмических колебаний симметричного здания, кровля и перекрытия которого рассматриваются как жесткие диски (рис. 11.1,а). Здание располагается на податливом винклеровском основании с коэффициентами жесткости K_{0x} , K_{0y} и $K_{0\varphi}$, вычисленными по формулам, приведенным в § 1.2. Ввиду симметрии здания при горизонтальных сейсмических колебаниях основания вертикальные колебания не возбуждаются, и наоборот, т. е. вертикальные и горизонтальные колебания можно рассматривать независимо друг от друга. При горизонтальном сейсме (рис. 11.1,б) масса m_1 (массивная фундаментная плита, подвал и т. п.) перемещается в горизонтальном направлении и поворачивается вокруг горизонтальной оси (координаты x_1 и φ), а остальные массы перемещаются поступательно относительно фундаментной плиты (координаты $\xi_2—\xi_5$). Таким образом, рассматриваемая система имеет шесть степеней свободы; вектор ее перемещений $\{\bar{u}\}^T = \{x_1, \xi_2, \xi_3, \xi_4, \xi_5, \varphi\}$. Колебания описываются системой дифференциальных уравнений (2.13), матрицы масс $[M]$ и жесткостей $[K]$ которой можно найти известными методами (например, с помощью уравнений Лагранжа 2-го рода). Поскольку целью расчета является определение абсолютных ускорений отметок здания, удобнее перейти к абсолютным координатам $\{u\}^T = \{x_1, x_2, x_3, x_4, x_5, \varphi\}$, где при $i \geq 2$ $x_i = x_1 + \xi_i + h_{i1}\varphi$; h_{i1} — расстояние между i -й и первой массами (отметим, что эти координаты являются линейно зависимыми). В этих координатах матрица масс имеет вид:

$$[M] = \begin{bmatrix} m_1 & & & & & 0 \\ & m_2 & & & & \\ & & \ddots & & & \\ 0 & & & m_5 & & \\ & & & & & J \end{bmatrix}; \quad J = J_c - \sum_{i=1}^5 m_i h_{ic}^2, \quad (11.1)$$

где J_c — момент инерции сооружения относительно горизонтальной оси, проходящей через центр тяжести C ; h_{ic} — расстояние от i -й массы до C .

Матрица жесткостей $[K]$ имеет вид:

$$\begin{bmatrix}
 (K_{0x} + K_{12}) & -K_{12} & 0 & 0 \\
 -K_{12} & (K_{12} + K_{23}) & -K_{23} & 0 \\
 0 & -K_{23} & (K_{23} + K_{34}) & -K_{34} \\
 0 & 0 & -K_{34} & (K_{34} + K_{45}) \\
 0 & 0 & 0 & -K_{45} \\
 K_{12}h_{12} & (K_{23}h_{23} - K_{12}h_{12}) & (K_{34}h_{34} - K_{23}h_{23}) & (K_{45}h_{45} - K_{34}h_{34}) \\
 0 & K_{12}h_{12} & & \\
 0 & (K_{23}h_{23} - K_{12}h_{12}) & & \\
 0 & (K_{34}h_{34} - K_{23}h_{23}) & & \\
 -K_{45} & (K_{45}h_{45} - K_{34}h_{34}) & & \\
 K_{45} & -K_{45}h_{45} & & \\
 -K_{45}h_{45} & \left(K_{\varphi} + \sum_{i=1}^4 K_{i,i+1} h_{i,i+1}^2 \right) & &
 \end{bmatrix}. \quad (11.2)$$

Вектор

$$\{I_x\}^T = \{1, 1, 1, 1, 1, 0\}; \quad (11.3)$$

члены с векторами $\{I_y\}$ и $\{I_z\}$ в уравнении (2.13) обращаются в нуль.

При вычислении значений элементов матрицы масс в качестве m_i обычно принимают массу части здания, заключенной между горизонтальными плоскостями, проходящими посередине расстояний до ближайших масс сверху и снизу (m_{i+1} и m_{i-1}). Жесткость $K_{i,i+1}$ равна сумме жесткостей строительных конструкций между соответствующими отметками здания.

Влияние основания зависит от соотношения жесткостей основания и здания. Колебания жесткого здания на податливом основании (например, монолитного реакторного отделения на мягком грунте или свайном фундаменте) обусловлены прежде всего этой податливостью. В предельном случае здание можно схематизировать как абсолютно жесткое тело на упругом основании; положение здания определяется координатами: перемещением центра тяжести x и углом поворота φ (рис. 11.1, в). Данная схема аналогична рассмотренной на стр. 243 применительно к технологическому оборудованию, где приведены соответствующие матрицы масс и жесткостей и вектор $\{I_x\}$. Ускорения точки N , расположенной на высоте h_N над фундаментной плитой, в этом случае равно $\ddot{x}_N = \ddot{x} + (h_N - h_c)\ddot{\varphi}$, где h_c — высота центра тяжести.

В другом предельном случае — податливого сооружения на жестком основании (например, каркасного здания на скальном основании) — последнее можно считать абсолютно жестким. Тогда в схеме на рис. 11.1,а масса m_1 оказывается закрепленной (рис. 11.1,г) и полученная таким образом система имеет четыре степени свободы. Ее вектор перемещений имеет вид $\{u_b\}^T = \{x_2, x_3, x_4, x_5\}$; матрицы масс $[M_b]$ и жесткостей $[K_b]$ получаются путем вычеркивания первых и последних строк и столбцов из матриц (11.1) и (11.2), а вектор $\{I_x\}$ — исключением первого и последнего элементов из вектора (11.3). Отметим, что именно такая расчетная схема здания приведена в нормах [93].

Матрица диссипации $[C]$ в системе дифференциальных уравнений (2.13), описывающих колебания здания, может быть задана каким-либо из способов, рассмотренных в § 1.3. Дополнительно приведем пример построения матрицы $[C]$ применительно к расчетной схеме сооружения, показанной на рис. 11.1,б, если учитывается диссипация энергии в основании, определяемая по формулам (1.46). Поскольку коэффициенты относительного демпфирования ζ_{0x} , ζ_{0z} , $\zeta_{0\varphi}$, $\zeta_{0\varphi}$, вычисляемые по этим формулам, соответствуют поступательным и угловым колебаниям штампа на упругом основании, который рассматривается как система с одной степенью свободы, их применение в расчетной схеме со многими степенями свободы требует введения некоторых дополнительных допущений. Будем считать, что к фундаментной плите параллельно с «пружинами» K_{0x} , K_{0z} и $K_{0\varphi}$ присоединены «демпферы» с коэффициентами относительного затухания ζ_{0x} , ζ_{0z} и $\zeta_{0\varphi}$ (см. рис. 1.2), силы сопротивления которых пропорциональны соответствующим компонентам скорости плиты. Для определения коэффициентов пропорциональности b_x , b_z и b_φ необходимо ввести некоторые «эквивалентные» системы с одной степенью свободы, которым соответствуют указанные выше относительные затухания. Примем за движения таких систем поступательные колебания здания как жесткого целого вдоль осей OX и OZ и его угловые колебания относительно горизонтальной оси, проходящей через точку в середине фундаментной плиты*. Тогда

$$b_x = 2\zeta_{0x} \sqrt{mK_{0x}}; \quad b_z = 2\zeta_{0z} \sqrt{mK_{0z}}; \quad b_\varphi = 2\zeta_{0\varphi} \sqrt{J_0 K_{0\varphi}}, \quad (11.4)$$

где $m = \sum_{i=1}^5 m_i$ — общая масса сооружения; J_0 — его момент инерции относительно названной выше оси.

* Очевидно, что такой выбор «эквивалентных» систем в значительной мере произволен.

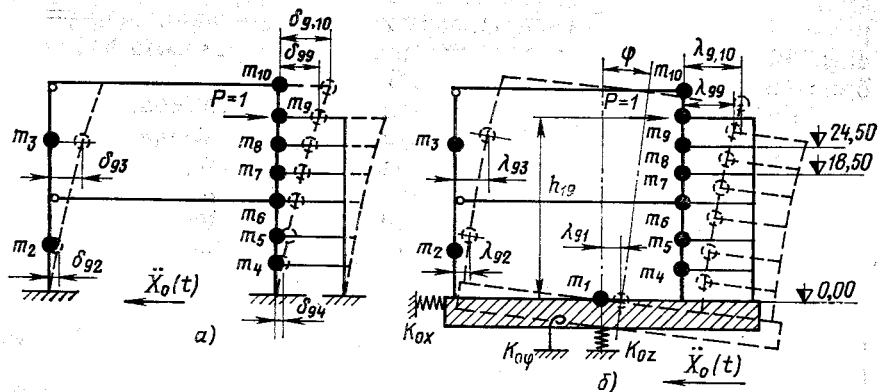


Рис. 11.2. Расчетная схема машинного зала с деаэрационной этажеркой:
а — на жестком основании; б — с массивным железобетонным подвалом на мягком основании

Рассмотрим горизонтальные сейсмические колебания здания и примем при этом, что потери энергии в самом здании описываются матрицей вида (1.47), т. е.

$$[C_B] = \alpha[M_B] + \beta[K_B]. \quad (11.5)$$

Тогда в рассматриваемой выше системе координат $\{\tilde{u}\}^T$ (см. с. 222) матрица диссипации $[\tilde{C}]$ имеет следующую структуру:

$$[\tilde{C}] = \begin{bmatrix} b_x & 0 & 0 \\ 0 & C_B & 0 \\ 0 & 0 & b_\varphi \end{bmatrix}. \quad (11.6)$$

При переходе к системе абсолютных координат $\{u\}$ [которой соответствуют матрицы (11.1) и (11.2)] матрица диссипации записывается в виде:

$$[C] = [\tilde{C}][H], \quad (11.7)$$

где $[H]$ — матрица перехода от координат $\{\tilde{u}\}$ к координатам $\{u\}$:

$$[H] = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 1 & 1 & 0 & 0 & 0 & h_{12} \\ 1 & 0 & 1 & 0 & 0 & h_{13} \\ 1 & 0 & 0 & 1 & 0 & h_{14} \\ 1 & 0 & 0 & 0 & 1 & h_{15} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}, \quad (11.8)$$

где h_{1i} — высота i -й массы над фундаментной плитой.

Матрица (11.7) не удовлетворяет условию (1.29), т. е. при ее использовании система дифференциальных уравнений коле-

баний здания (2.13) не может быть проинтегрирована путем разложения по собственным формам. При желании использовать именно этот метод решения можно воспользоваться приближенным приемом, описанным в § 1.3.

На рис. 11.2,а изображена расчетная схема, с помощью которой изучались горизонтальные колебания каркасного здания (машинного зала с деаэраторной этажеркой). Эта система имеет 9 степеней свободы; вектор ее перемещений имеет вид: $\{u\}^T = \{x_2, \dots, x_{10}\}$ (масса m_1 считается совпадающей с основанием и закрепленной, поэтому нумерация координат начинается со второй). Матрица масс $[M]$ и вектор $\{I_x\}$ в данном случае такие же, как для схемы на рис. 11.1,г. Непосредственный расчет матрицы жесткостей $[K]$ достаточно трудоемок и удобнее находить ее, обращая матрицу податливостей $[\Delta]$. Последняя вычисляется путем последовательного приложения единичной нагрузки $P=1$ по направлениям всех координат системы: ее элемент λ_{ik} равен перемещению δ_{ik} по k -й координате при действии силы по i -й координате.

Если каркасная часть здания располагается на жесткой и массивной железобетонной части (фундаментной плите, подвале и т. п.), опирающейся на податливое основание, то может быть использована расчетная схема, приведенная на рис. 11.2,б. Будем считать, что центр тяжести здания располагается над центром жесткости фундамента. Тогда, как и для рассмотренного выше реакторного отделения, колебания при горизонтальном и вертикальном сейсмическом воздействии можно определять независимо друг от друга. Так же как для схемы на рис. 11.1,б, считаем, что фундамент перемещается горизонтально на величину x_1 и поворачивается на угол φ , а остальные массы перемещаются поступательно по отношению к нему. Эта система имеет 11 степеней свободы; вектор ее перемещений в абсолютных координатах имеет вид: $\{u\}^T = \{x_1, x_2, \dots, x_{10}, \varphi\}$. Матрица масс $[M]$ и вектор $\{I_x\}$ аналогичны (11.1) и (11.3). Матрицу жесткостей $[K]$ можно получить путем обращения матрицы податливостей $[\Delta]$, приведенной на с. 227 (значения δ_{ij} в ее центральной части, обведенной пунктиром, те же, что и для рамы на абсолютно жестком основании; h_{1i} — высота i -й массы над фундаментом).

При рассмотрении вертикальных сейсмических колебаний в принципе можно пользоваться расчетными схемами, аналогичными описанным выше (при этом, естественно, в матрицах жесткостей должны фигурировать коэффициенты не горизонтальных, а вертикальных жесткостей основания и строительных конструкций). Отметим, однако, что в этом случае схематизация перекрытий и кровли в виде сосредоточенных масс (т. е. недеформируемых элементов) часто неоправдана и необходимо учитывать их поперечную податливость. Для этого следует в

$$\begin{array}{ccccccc}
 \frac{1}{K_{0x}} & \frac{1}{K_{0x}} & \frac{1}{K_{0x}} & \dots & \frac{1}{K_{0x}} & 0 \\
 \hline
 \left(\delta_{22} + \frac{1}{K_{0x}} + \frac{h_{12}^2}{K_{0\varphi}} \right) & \left(\delta_{23} + \frac{1}{K_{0x}} + \frac{h_{12}h_{13}}{K_{0\varphi}} \right) & \dots & \left(\delta_{28} + \frac{1}{K_{0x}} + \frac{h_{12}h_{18}}{K_{0\varphi}} \right) & \frac{h_{12}}{K_{0\varphi}} \\
 \hline
 \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\
 \hline
 \left(\delta_{33} + \frac{1}{K_{0x}} + \frac{h_{13}^2}{K_{0\varphi}} \right) & \left(\delta_{33} + \frac{1}{K_{0x}} + \frac{h_{13}^2}{K_{0\varphi}} \right) & \dots & \left(\delta_{38} + \frac{1}{K_{0x}} + \frac{h_{13}h_{18}}{K_{0\varphi}} \right) & \frac{h_{13}}{K_{0\varphi}} \\
 \hline
 \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\
 \hline
 \left(\delta_{82} + \frac{1}{K_{0x}} + \frac{h_{12}h_{18}}{K_{0\varphi}} \right) & \left(\delta_{83} + \frac{1}{K_{0x}} + \frac{h_{13}h_{18}}{K_{0\varphi}} \right) & \dots & \left(\delta_{88} + \frac{1}{K_{0x}} + \frac{h_{18}^2}{K_{0\varphi}} \right) & \frac{h_{18}}{K_{0\varphi}} \\
 \hline
 0 & \frac{h_{12}}{K_{0\varphi}} & \frac{h_{13}}{K_{0\varphi}} & \dots & \frac{h_{18}}{K_{0\varphi}} & 0
 \end{array}$$

пределах перекрытий ввести дополнительные массы (например, для рам на рис. 11.2 они должны располагаться не только в узлах, но и в пролетах ригелей). Способы построения матриц масс и жесткостей таких несколько усложненных систем аналогичны рассмотренным выше.

Приведем пример ПС, рассчитанных для реакторного отделения АЭС, рассмотренного в § 9.1, при 8-балльном землетрясении (МРЗ). Максимальное ускорение расчетной акселерограммы равно 0,2 g. Амплитудно-частотная характеристика ее спектра Фурье показана на рис. 11.3,а.

Была использована расчетная схема с десятью степенями свободы, изображенная на рис. 9.2,а. Ее матрицы масс и жесткостей аналогичны (11.1) и (11.2). Матрица диссипации принималась в виде (1.47), где коэффициенты α и β вычислялись на основе следующих соображений.

Как видно из рис. 11.3,а, преобладающие частоты акселерограммы лежат в диапазоне до 10—13 Гц. В то же время в § 9.1 отмечено, что сейсмические колебания здания достаточно точно определяются с учетом первых четырех собственных форм. Соответствующие собственные частоты равны: $f_1=3,3$ Гц ($\omega_1=20,7$ с⁻¹); $f_2=7,6$ Гц ($\omega_2=47,8$ с⁻¹); $f_3=13$ Гц ($\omega_3=81,7$ с⁻¹); $f_4=15,5$ Гц ($\omega_4=97,4$ с⁻¹). Видно, что уже первые три частоты перекрывают диапазон преобладающих частот акселерограммы. Поэтому вынужденные колебания будут возбуждаться именно по этим частотам и требуемую величину затухания также надо обеспечить в этом диапазоне. Были приняты следующие коэффициенты относительного демпфирования: по первой собственной форме $\xi_1=0,1$; по третьей $\xi_3=0,07$. Подставляя их и значения ω_1 и ω_3 в формулы (1.48), получаем: $\alpha=3,67$; $\beta=1,16 \cdot 10^{-3}$. Коэффициент относительного демпфирования по второй собственной форме вычисляется согласно (1.49) и равен $\xi_2=0,066$. Видно, что во всем требуемом диапазоне частот затухания достаточно близки к указанным в § 1.3.

Рассчитанные ПС (при относительном затухании осциллятора 0,005) приведены на рис. 11.3,б. Расположение пиков ПС совпадает с собственными частотами здания и преобладающими частотами акселерограммы. Наибольшее ускорение W получено на частоте 3,3 Гц и соответствует резонансу осциллятора (оборудования) с первой собственной частотой здания. Подтверждением этому также является монотонное увеличение ускорений W на этой частоте с ростом отметки подобно первой собственной форме (рис. 11.3,в). При частотах от 5 до 9 Гц основной вклад в колебания здания дает вторая собственная форма. Поэтому при этих частотах ускорения W на верхних и нижних отметках здания больше, чем на средних. При вариации жесткости основания (например, вследствие случайного разброса деформативных характеристик грунта) изменяются собст-

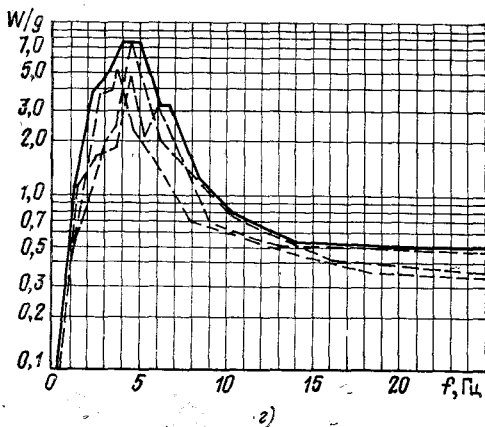
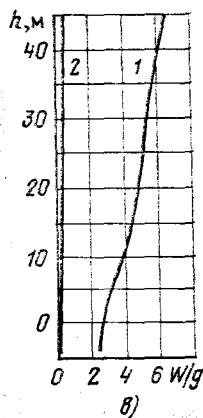
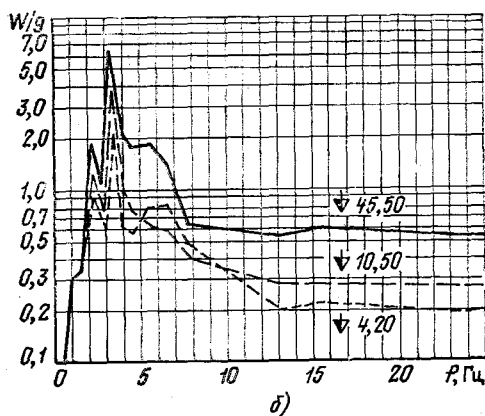
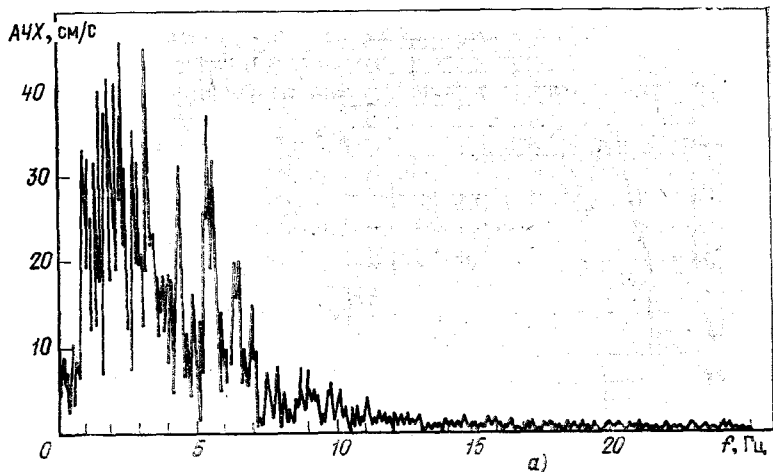


Рис. 11.3. Поэтажные спектры ответа для реакторного отделения:

а — амплитудно-частотная характеристика спектра Фурье расчетной акселерограммы; б — поэтажные спектры ответа; в — распределение ускорений по высоте здания (1 — максимальные ускорения ПС; 2 — ускорения при частоте осциллятора 25 Гц); г — ПС, соответствующие одной и той же исходной акселерограмме и различным жесткостям основания (пунктир), и их сглаженная огибающая (сплошная линия)

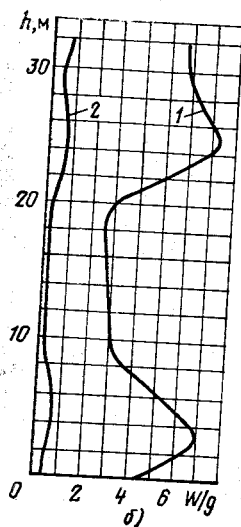
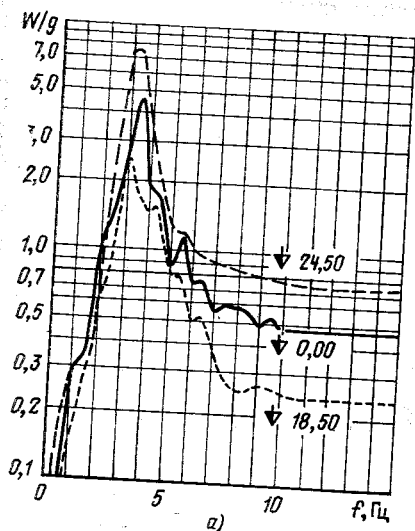


Рис. 11.4. Пострязные спектры ответа для машинного зала:

а — пострязные спектры ответа; б — распределение ускорений по высоте здания (1 — максимальные ускорения ПС; 2 — ускорения при частоте осциллятора 15 Гц)

венные частоты сооружения и как следствие форма ПС. На рис. 11.3,г пунктиром показаны три ПС, вычисленные с использованием той же расчетной акселерограммы при различных жесткостях основания. Сплошной линией показана их сглаженная огибающая, принятая за окончательный ПС. На пиках исходных ПС сделаны «полки» шириной $\pm 10\%$ соответствующей частоты, отражающие возможные вариации собственных частот по иным (неучтенным) причинам.

С использованием той же расчетной акселерограммы были построены ПС для более низкочастотного сооружения, чем рассмотренное выше реакторное отделение, а именно для машинного зала (см. рис. 11.2,б). Его нижняя железобетонная часть опирается на свайный фундамент. Полученные ПС (при относительном затухании осциллятора 0,5%) приведены на рис. 11.4,а. Отметим два их основных отличия от ПС на рис. 11.3,б. Во-первых, их «выполаживание» происходит при меньшем значении предельной частоты f^* (10—12 вместо 20—23 Гц). Во-вторых, основной вклад в сейсмические колебания здания дает одна из высших форм, поэтому ускорения W на средних отметках здания меньше, чем наверху и внизу (рис. 11.4,б).

11.2. ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА ПОЭТАЖНЫХ АКСЕЛЕРОГРАММ И СПЕКТРОВ ОТВЕТА ПРИ ПАДЕНИИ САМОЛЕТА И ВОЗДЕЙСТВИИ ВОЗДУШНОЙ ВЗРЫВНОЙ ВОЛНЫ

Рассмотренные в § 11.1 простейшие расчетные схемы сооружений АС пригодны для нахождения ПА и ПС только при низкочастотных динамических воздействиях (типа сейсмического), поскольку эти воздействия, как было показано, вызывают реакцию сооружения главным образом по низшим собственным формам колебаний. При высокочастотных нагрузках, какими являются удар самолета и воздействие воздушной взрывной волны, вклад высших собственных форм в колебания конструкции является весьма существенным и расчетная схема сооружения должна быть настолько детальной, чтобы позволять без искажений вычислять реакцию по этим формам.

В качестве примера рассмотрим расчет ПА и ПС при ударе самолета и воздействии воздушной взрывной волны для реакторного отделения АЭС, показанного на рис. 9.1. Конечно-элементная расчетная схема здания показана на рис. 11.5. Поскольку здание в плане круглое и имеет плоскость симметрии, рассматривалась только одна из его половин. Усилия, переме-

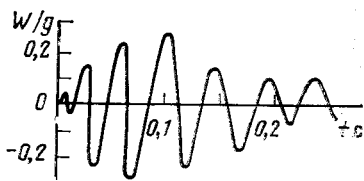
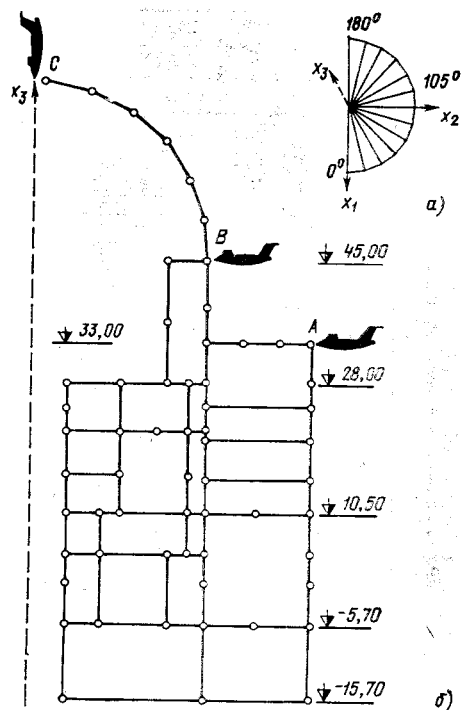


Рис. 11.6. Пример ПА при ударе самолета

Рис. 11.5. Расчетная схема реакторного отделения АЭС для вычисления ПА и ПС при ударе самолета и воздушной ударной волне:

a — расположение расчетных сечений по окружности; b — пример расчетного сечения (соответствует углу 105°); A, B, C — точки удара самолета

щения и ускорения (т. е. ПА) вычислялись в 13 конструктивно отличающихся друг от друга радиальных сечениях, равноотстоящих по углу (рис. 11.5,а). Одно из них (соответствующее углу 105°) показано на рис. 11.5,б. Рассмотрены варианты удара

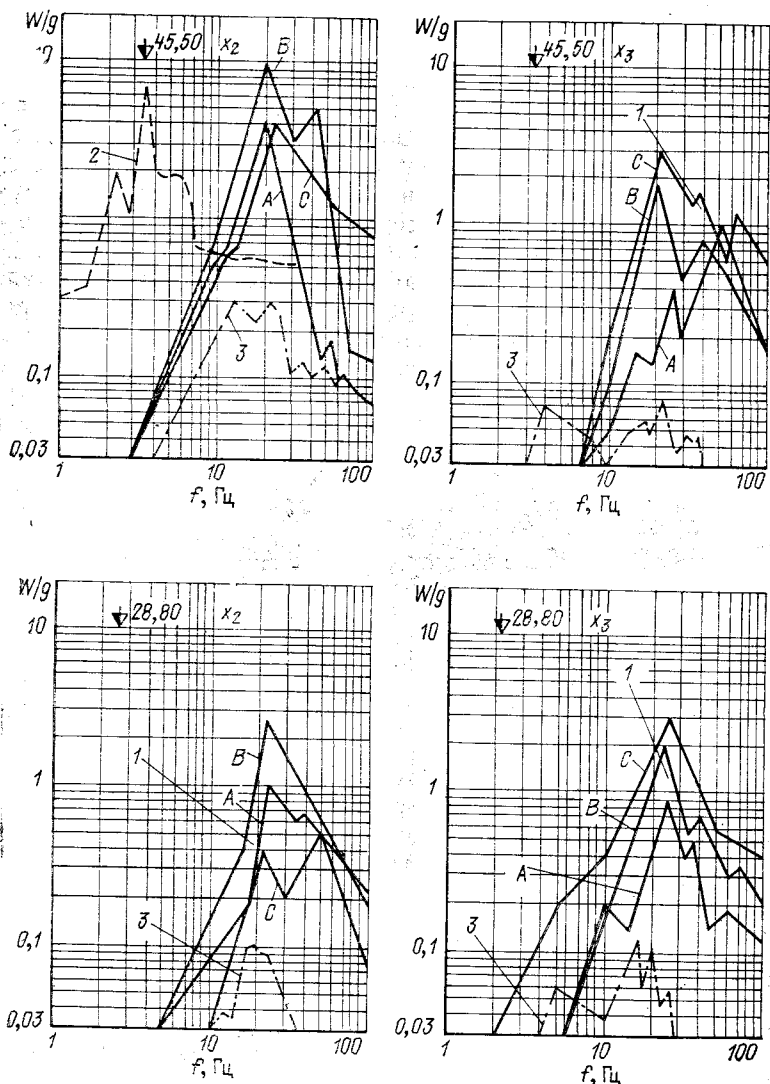
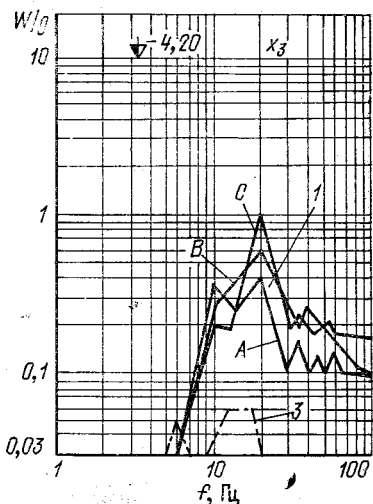
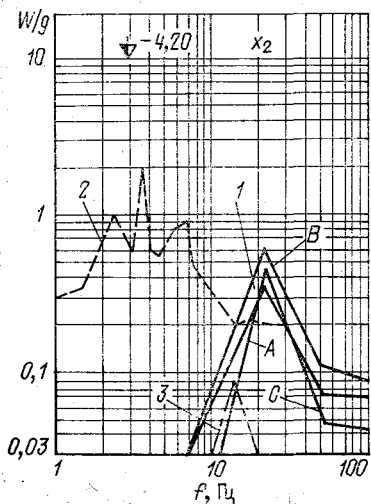
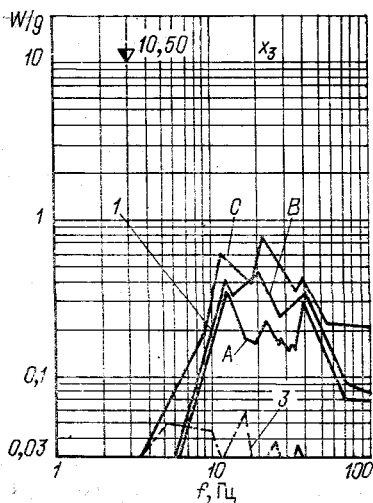
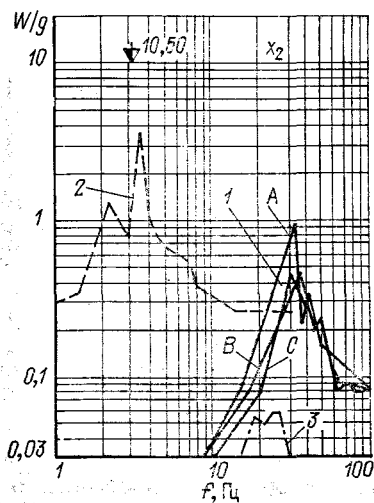


Рис. 11.7. Горизонтальные (x_2) и вертикальные (x_3) компоненты ПС на различных отметках реакторного отделения (см. рис. 11.5) при ударе самолета (1), землетрясении (2) и взрыве (3):

A, B, C — точки удара самолета

в точки A , B и C . Нагрузка показана на рис. 4.3. Преобладающая частота этого воздействия составляет примерно 27 Гц. В то же время 25-я собственная частота сооружения равняется всего 14,8 Гц, т. е. для достаточно точного вычисления его реакции необходимо учитывать сотни (по некоторым оценкам — от 300 до 500) собственных форм. Поэтому выполнять интегрирование этой системы путем разложения движения по собственным



формам колебаний нецелесообразно, и был применен метод прямого интегрирования (θ -метод Вильсона [3]).

На рис. 11.6 дан пример акселерограммы горизонтальных колебаний на одной из отметок здания. Обращает на себя внимание их кратковременность (0,3—0,5 с) и относительно высокочастотный (по сравнению с сейсмическими) характер колебаний.

На рис. 11.7 показаны ПС для горизонтальных (компонента X_2) и вертикальных (компонента X_3) колебаний здания на четырех его отметках (удар самолета приложен в плоскости симметрии здания, а приведенные ПС построены для точек в перпендикулярной плоскости). Видно, что высота пиков ПС и (в меньшей мере) частоты, на которых они расположены, зависят от точки удара и от жесткости конструкций, в которые попал самолет. Например, пик горизонтальной компоненты ПС на отметке +28,0 (см. рис. 11.5) при ударе самолета в оболочку на отметке +45,0 (точка В) выше, чем при ударе в более близкую к этой отметке кровлю обстройки (точка А, отметка +33,0). Кроме того, расчеты показывают, что в пределах одной отметки (даже на жестких и массивных перекрытиях) ПС изменяются от точки к точке.

На рис. 11.7 пунктиром (2) нанесены ПС при 8-балльном сейсмическом воздействии (ранее приведенные на рис. 11.3,б). Сравнение «сейсмических» и «самолетных» ПС отчетливо показывает разницу этих воздействий: первые имеют максимум в области низких частот (3—5 Гц), а вторые максимальны в диапазоне 20—30 Гц. При этом в диапазоне частот 20—50 Гц максимальные значения «самолетных» ПС выше, чем при 8-балльном землетрясении. Эта разница в характере ПС создает сложности при проектировании технологического оборудования*, поскольку при повышении его жесткости с целью отстройки от частот, где достигаются максимум «сейсмических» ПС, повышаются нагрузки, получаемые по «самолетным» ПС. Возможные пути преодоления этих сложностей обсуждались в § 4.4. Наиболее эффективным из них, по-видимому, является допущение развития в оборудовании при ударе самолета неупругих деформаций, величина которых может быть определена путем расчета с использованием ПА, а не ПС. Весьма перспективным также является использование вероятностных методов расчета (см. § 4.5).

С использованием той же схематизации реакторного отделения был выполнен расчет ПА и ПС при воздействии воздушной ударной волны дефлаграционного взрыва. Нагрузка изменялась по закону, показанному на рис. 5.3, скорость движения фронта

* Примеры расчета оборудования с использованием ПС приведены в § 11.3.

волны составляла 340 м/с. Полученные ПС изображены штрих-пунктиром (3) на рис. 11.7. Их максимумы лежат в том же диапазоне частот, что и при ударе самолета, но значения ПС существенно меньше, чем при ударе самолета и 8-балльном землетрясении. Таким образом учет нагрузки на оборудование данной АЭС, вызванной воздушной ударной волной, может потребоваться лишь при ее размещении в районе с низкой сейсмичностью и в случае, когда не учитывается падение самолета

11.3. ПРИМЕРЫ ОПРЕДЕЛЕНИЯ ДИНАМИЧЕСКИХ НАГРУЗОК НА ОБОРУДОВАНИЕ ПО СПЕКТРАМ ОТВЕТА

В данном параграфе приведены примеры вычисления инерционных нагрузок на технологическое оборудование АС по линейно-спектральной теории, т. е. с использованием ПС. Для определенности речь будет идти о сейсмическом воздействии, так как при других воздействиях, вызывающих колебания здания АС (ударе самолета, взрыве), вычисления аналогичны. Подчеркнем, что целью описываемых ниже расчетов является не проверка прочности самого оборудования, а определение нагрузок, передаваемых на него при землетрясении. Как отмечалось в § 2.6, эта частная задача нередко может решаться с применением простейших схематизаций оборудования, которые и рассматриваются в данном разделе. Заметим, что, несмотря на простоту, такие схемы могут быть использованы для достаточно широкого круга оборудования, устанавливаемого на АС. При вычислении сейсмических нагрузок для всех примеров ускорения определялись с использованием ПС, показанных на рис. 11.8, а, б. Для этих ПС предельная частота $f^* = 25$ Гц.

1. Оборудование, схематизируемое как абсолютно жесткое тело. Рассмотрим агрегат с массой m , жестко закрепленный на строительных конструкциях и имеющий низшую собственную частоту $f_1 > 30$ Гц (рис. 11.9). Поскольку $f_1 > f^*$, этот агрегат может быть схематизирован как абсолютно жесткое тело и рассчитан по статической теории сейсмостойкости (см. § 2.2). Равнодействующие сейсмических инерционных нагрузок приложены в его центре тяжести и согласно формуле (2.1) равны: $S_x = mgW_x^* = 0,3mg$; $S_z = mgW_z^* = 0,25mg$. Их направления произвольны и должны выбираться наиболее неблагоприятными.

2. Система с одной степенью свободы (поступательные колебания). Рассматриваются вертикальные колебания теплообменника, установленного на двух шарнирно-опертых балках (рис. 11.10, а). Конструкция имеет две плоскости симметрии, поэтому ее вертикальные колебания могут рассчитываться независимо от горизонтальных. Расчетная схема показана на рис. 11.10, б; роль «пружины» K_z играет жесткость опорных балок.

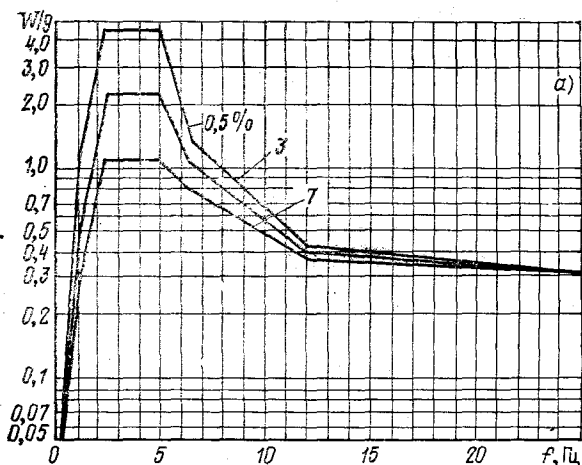


Рис. 11.8. ПС для горизонтальной (а) и вертикальной (б) компонент

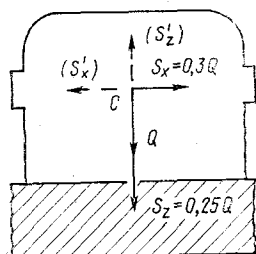
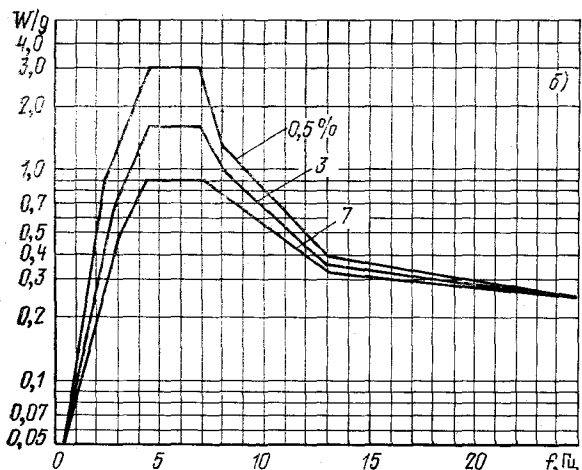


Рис. 11.9. Оборудование, схематизированное как абсолютно жесткое тело

Исходные данные для расчета: масса теплообменника $m = 5000$ кг; длина балок $l = 5$ м; момент инерции сечения балки относительно горизонтальной оси $I_1 = 0,5 \cdot 10^{-4}$ м² (двутавр № 27); $E = 1,96 \cdot 10^{11}$ Па.

Для определения жесткости K_z приложим к массе силу $P = 1$ Н и определим прогиб балки под силой, т. е. податливость системы:

$$\lambda_z' = \frac{l^3}{48EI_1}. \quad (11.9)$$

Жесткость одной балки равна: $K_z' = 1/\lambda_z'$, а двух балок, т. е. опорной конструкции, $K_z = 2K_z'$. Подстановка численных значе-

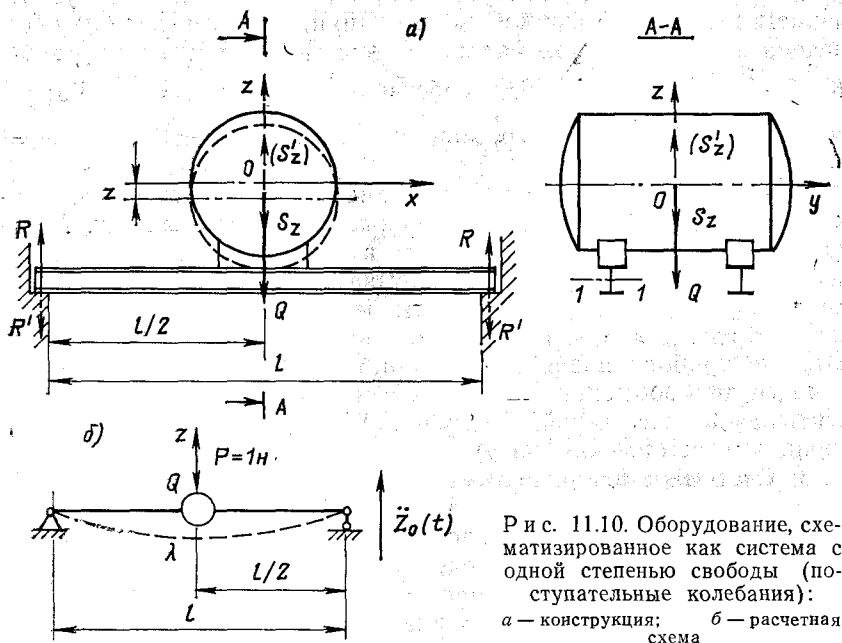


Рис. 11.10. Оборудование, схематизированное как система с одной степенью свободы (по поступательные колебания):

а — конструкция; б — расчетная схема

ний дает $K_z = 7,52$ МН/м. Массу системы примем равной массе теплообменника, т. е. массой балок пренебрежем (несколько точнее будет добавить к массе теплообменника половину массы балок; в рассматриваемом примере эта добавка мала).

Собственная частота определяется по формуле (1.2) (с учетом (1.5): $f = (K_z/m)^{1/2}/2\pi = 6,2$ Гц. Отвечающее ей ускорение $W_z = 3$ (см. рис. 11.8, б; затухание 0,5%).

Инерционную сейсмическую силу находим согласно (2.3): $S_z = mgW_z = 147$ кН. Эта сила прилагается в центре тяжести в сочетании с силой тяжести $Q = mg$ и прочими нагрузками, после чего выполняется статический расчет системы, в том числе определяются нагрузки на строительные конструкции. Направление силы S_z (вверх или вниз) принимается наиболее неблагоприятным. Например, при рассмотрении сочетания инерционной сейсмической силы и силы тяжести, нагрузка на строительные конструкции, передаваемая каждой из балок, равна: при направлении S_z вниз $R_z' = 0,25(S_z + Q) = 49$ кН; при направлении S_z вверх $R_z'' = 0,25(Q - S_z) = -24,5$ кН.

Как видно из рис. 11.8, б, найденному значению собственной частоты f отвечает наибольшее значение ПС. Для уменьшения ускорения W_z (и инерционной сейсмической силы S_z) необхо-

димо повысить* собственную частоту f , что достигается увеличением жесткости опорной конструкции. Например, если обеспечена заделка концов балок, то жесткость последних равна: $K_z' = \frac{192EI_1}{l^3} = 15,8 \text{ МН/м}$; собственная частота $f = 12,4 \text{ Гц}$; ускорение $W_z = 0,45$; инерционная сейсмическая сила $S_z = 22,05 \text{ кН}$.

В рассмотренной расчетной схеме не принимались во внимание трубопроводы, присоединенные к теплообменнику. Можно учесть их влияние, включив их в расчетную схему, однако последняя при этом обычно оказывается достаточно сложной. Если собственная частота системы без учета трубопроводов выше частоты, соответствующей максимуму спектра отклика, то влияние трубопроводов можно приближенно учесть, прибавив к массе теплообменника часть массы трубопроводов**, но не учитывая их жесткость. Ускорение W_z (а следовательно, инерционная сейсмическая нагрузка) получится с запасом.

3. Система с одной степенью свободы (угловые колебания). Рассматриваются колебания теплообменника, схематизированного как твердое тело, установленное на двух шарнирно-опертых балках; сейсмические колебания горизонтальны и направлены поперек оси балок (рис. 11.11,а). Предполагается что балки могут изгибаться в вертикальной плоскости, но не могут изгибаться в горизонтальной (например, они прикреплены к стене шарнирно присоединенными стержнями). В этом случае теплообменник поворачивается вокруг точки O , т. е. представляет собой систему с одной степенью свободы, положение которой характеризуется координатой φ (рис. 11.11,б).

Исходные данные для расчета: масса теплообменника $m = 2000 \text{ кг}$; центральный момент инерции $I_c = 1472 \text{ кг} \cdot \text{м}^2$; высота центра тяжести над опорной плоскостью $h_c = 1,5 \text{ м}$; длина опорных балок $l = 3 \text{ м}$, расстояние между ними $d = 1 \text{ м}$; момент инерции сечения $I_x = 0,5 \cdot 10^{-4} \text{ м}^4$ (двутавр № 27); $E = 1,96 \times 10^{11} \text{ Па}$.

Определим жесткость опорной конструкции при повороте K_φ . Допустим, что корпус повернулся на угол φ . Тогда точки опоры переместились в вертикальном направлении на величину $\delta = 0,5\varphi d$ (рис. 11.11,а). При жесткости каждой балки на изгиб K_z' ее реакция равна: $R = \delta K_z' = 0,5\varphi d K_z'$, а момент, препятствующий повороту корпуса, $M = Rd = 0,5\varphi d^2 K_z'$. Следовательно,

* Уменьшение ускорения путем снижения частоты f , как правило, невозможно, так как при этом получаются чрезмерно большие перемещения [см. формулу (2.2)], недопустимые с точки зрения работоспособности оборудования.

** Обычно от $1/2$ до $1/3$ массы участка до ближайшей неподвижной опоры.

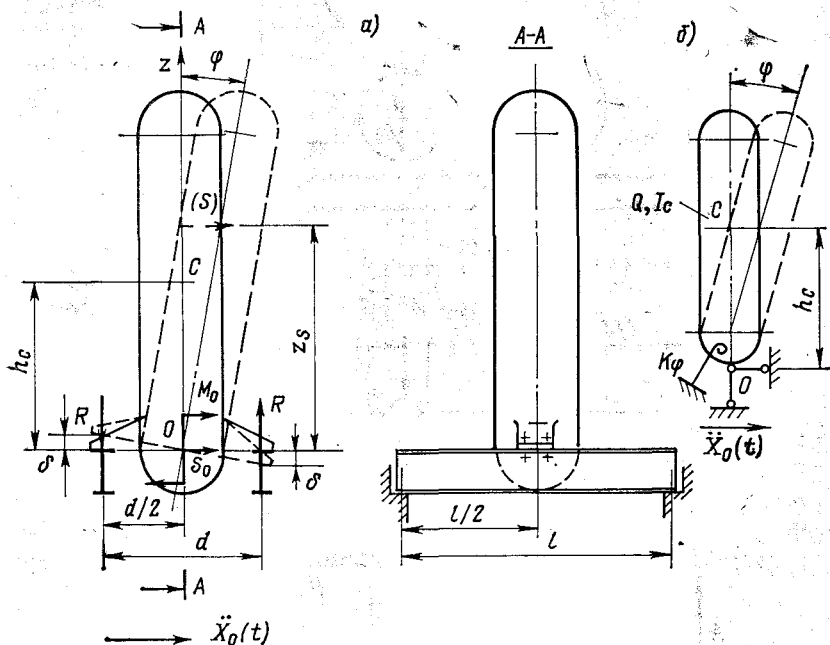


Рис. 11.11. Оборудование, схематизированное как система с одной степенью свободы (угловые колебания):
а — конструкция; б — расчетная схема

жесткость при повороте равна: $K_\varphi = M/\varphi = 0,5d^2K_z'$. Подставляя выражение (11.9), окончательно получаем:

$$K_\varphi = \frac{24EI_x d^2}{l^3} = 8,74 \text{ МН} \cdot \text{м}.$$

Момент инерции теплообменника относительно оси поворота $I_0 = I_c + mh_c^2 = 5972 \text{ кг} \cdot \text{м}^2$; квадрат радиуса инерции $\rho^2 = I_0/m = 3 \text{ м}^2$.

Собственная частота системы [см. (1.4)] $f = (K_\varphi/I_0)^{1/2}/2\pi = 6,1 \text{ Гц}$. Соответствующее ей ускорение $W_x = 1,7$ (рис. 11.8, а, затухание 0,5%).

Равнодействующая сейсмических инерционных сил находится согласно (2.4): $S = gmW_x h_c^2/\rho_0^2 = 25 \text{ кН}$ и приложена в точке с координатой $z_c = \rho_0^2/h_c = 2 \text{ м}$. На опорную конструкцию передаются нагрузки (рис. 11.11, а): $S_0 = S = 25 \text{ кН}$; $M_0 = Sz_s = 50 \text{ кН} \cdot \text{м}$.

4. Система с двумя степенями свободы (поступательные колебания). Рассматриваются вертикальные колебания двух теплообменников, установленных на шарнирно-опертой балке

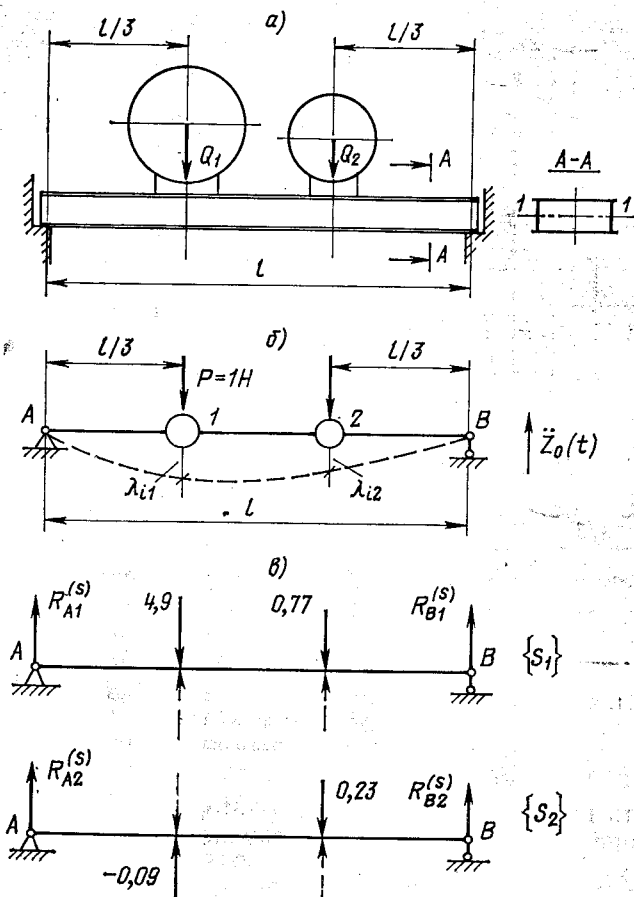


Рис. 11.12. Оборудование, схематизированное как система с двумя степенями свободы (поступательные колебания):

a — конструкция; *б* — расчетная схема; *в* — сейсмические нагрузки по первой и второй собственным формам

(рис. 11.12, *a*). Исходные данные для расчета: массы $m_1 = 2500$ кг; $m_2 = 1000$ кг; длина балки $l = 5$ м; момент инерции ее сечения $I_1 = 3,79 \cdot 10^{-4}$ м⁴; модуль упругости материала балки (сталь) $E = 1,96 \cdot 10^{11}$ Па.

Построим матрицу податливости системы. При приложении силы $P = 1$ Н к массе m_1 перемещения точек 1 и 2 равны (рис. 11.12, *б*):

$$\lambda_{11} = \frac{8l^3}{81EI_1} = 1,66 \cdot 10^{-7} \text{ м/Н}; \quad \lambda_{12} = \frac{2l^3}{81EI_1} = 4,16 \cdot 10^{-8} \text{ м/Н}.$$

Перемещения этих же точек при приложении единичной силы к массе m_2 , очевидно, равны: $\lambda_{21}=\lambda_{12}$; $\lambda_{22}=\lambda_{11}$. Следовательно, матрица податливостей имеет вид:

$$[\Lambda] = \begin{bmatrix} \lambda_{11} & \lambda_{12} \\ \lambda_{21} & \lambda_{22} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1,66 \cdot 10^{-7} & 4,16 \cdot 10^{-8} \\ 4,66 \cdot 10^{-8} & 1,66 \cdot 10^{-7} \end{bmatrix}.$$

Матрица масс имеет вид:

$$[M] = \begin{bmatrix} m_1 & 0 \\ 0 & m_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 2500 & 0 \\ 0 & 1000 \end{bmatrix}.$$

Найдем матрицу $[B] = [\Lambda][M]$ (см. (1.17)):

$$[B] = \begin{bmatrix} \lambda_{11}m_1 & \lambda_{12}m_2 \\ \lambda_{21}m_1 & \lambda_{22}m_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 4,16 \cdot 10^{-4} & 4,16 \cdot 10^{-5} \\ 1,04 \cdot 10^{-4} & 1,66 \cdot 10^{-5} \end{bmatrix}.$$

По формуле (1.23) получим $1/\omega_1^2 = 4,32 \cdot 10^{-4} \text{ с}^2$; $1/\omega_2^2 = 1,5 \times 10^{-4} \text{ с}^2$. Собственные частоты системы: $f_1 = 7,7 \text{ Гц}$; $f_2 = 13 \text{ Гц}$.

Вычислим векторы собственных форм $\{\Phi_i\}$. Примем $\Phi_{11} = \Phi_{21} = 1$. Тогда согласно (1.25) получим: $\Phi_{12} = 0,3906$; $\Phi_{22} = -6,3942$, и, следовательно, собственные формы равны:

$$\{\Phi_1\} = \begin{Bmatrix} 1 \\ 0,3906 \end{Bmatrix}; \quad \{\Phi_2\} = \begin{Bmatrix} 1 \\ -6,3942 \end{Bmatrix}.$$

Нормирующие множители D_i найдем с помощью (1.31). Поскольку направление сейсмического воздействия параллельно перемещениям обеих масс, вектор $\{I\} = \begin{Bmatrix} 1 \\ 1 \end{Bmatrix}$. Выполнив умножения в числителе и знаменателе выражения (1.31), получим:

$$D_i = \frac{m_1 \Phi_{i1} + m_2 \Phi_{i2}}{m_1 \Phi_{i1}^2 + m_2 \Phi_{i2}^2}. \quad (11.10)$$

Подставив численные значения, найдем $D_1 = 1,0897$; $D_2 = -0,0896$. Следовательно, векторы $\{\eta_i\}$ [см. (1.33)] имеют вид

$$\{\eta_1\} = \{\Phi_1\} D_1 = \begin{Bmatrix} 1,0897 \\ 0,4256 \end{Bmatrix}; \quad \{\eta_2\} = \{\Phi_2\} D_2 = \begin{Bmatrix} -0,0896 \\ 0,5729 \end{Bmatrix}.$$

$$\text{Их сумма } \{\eta_1\} + \{\eta_2\} = \begin{Bmatrix} 1,0001 \\ 0,9985 \end{Bmatrix} \approx \begin{Bmatrix} 1 \\ 1 \end{Bmatrix} = \{I\},$$

т. е. контрольное соотношение (1.34) выполняется с достаточной точностью.

Значения ПС, отвечающие колебаниям по каждой из собственных форм, найдем по графику на рис. 11.8,б в соответствии с собственными частотами: при $f_1 = 7,7 \text{ Гц}$ $W_{z1} = 1,8$; при $f_2 =$

$=13$ Гц $W_{22}=0,4$. Теперь по формуле (2.5) можно определить векторы инерционных сейсмических нагрузок (Н)

$$\{S_1\} = \begin{Bmatrix} 48 \\ 100 \\ 7550 \end{Bmatrix}; \quad \{S_2\} = \begin{Bmatrix} -882 \\ 2256 \end{Bmatrix}.$$

Эти нагрузки (т) показаны на рис. 11.12, в. По ЛСТ они могут быть определены с точностью до знака, причем при его перемене должны одновременно изменяться направления обеих сил, составляющих соответствующий вектор (рис. 11.12, в, пунктир).

Суммарные сейсмические усилия, перемещения и т. п. определяются в соответствии с соотношением (2.5). В качестве примера вычислим реакцию на правом конце балки $R_B^{(S)}$. Первой собственной форме отвечает значение $R_{B1}^{(S)} = 21,09$ кН, второй $R_{B2}^{(S)} = 1,18$ кН. Суммарная сейсмическая реакция $R_B^{(S)} = \sqrt{(R_{B1}^{(S)})^2 + (R_{B2}^{(S)})^2} = 21,12$ кН. Видно, что вклад второй собственной формы в данном примере оказался малым.

Реакция в этой же точке от веса теплообменника равна: $R_B^{(Q)} = 14,72$ кН. Общая реакция от сочетания собственного веса и инерционных сейсмических нагрузок при направлении последних вниз равна: $R_B = R_B^{(S)} + R_B^{(Q)} = 35,84$ кН. При направлении этих нагрузок вверх $R_B = -R_B^{(S)} + R_B^{(Q)} = -6,4$ кН, т. е. балка должна быть прикреплена к опоре во избежание отрыва от нее.

Приведем без расчета еще один пример аналогичной схематизации. На рис. 11.13, а изображен мостовой кран с тележкой в середине пролета и грузом на подвеске, который при вертикальных сейсмических колебаниях может быть схематизирован как система с двумя степенями свободы (рис. 11.13, б). Масса m_1 равна сумме массы тележки и примерно половины массы балок моста, а масса m_2 — сумме масс груза и подвески. Жесткость K_1 равна сумме жесткостей балок моста [см. (11.9)]; жесткость K_{12} равна жесткости канатов при растяжении: $K_{12} = nEF/h$, где

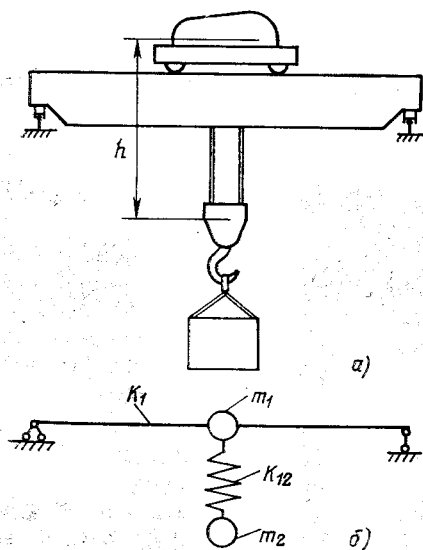


Рис. 11.13. Схематизация мостового крана:

а — конструкция; б — расчетная схема с двумя степенями свободы

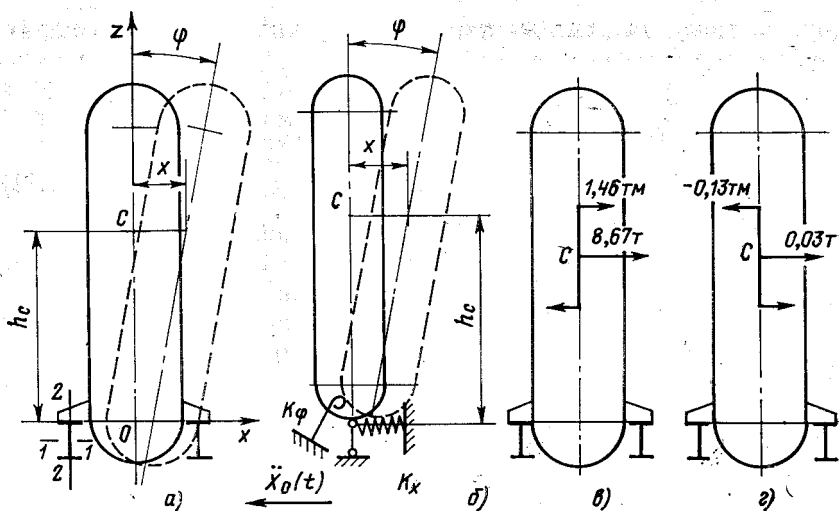


Рис. 11.14. Оборудование, схематизированное как система с двумя степенями свободы (поступательные и угловые колебания):
 а — конструкция; б — расчетная схема; в — сейсмические нагрузки по первой собственной форме; г — то же по второй собственной форме

n — число канатов в полиспасте; F — эффективная площадь сечения одного каната; E — модуль упругости его материала; h — длина подвески.

Все вычисления для этой системы аналогичны рассмотренным выше. Отметим, что при большой высоте подъема собственные частоты (и сейсмические нагрузки) могут существенно меняться в зависимости от положения груза. При расположении тележки на краю моста эта система вырождается в систему с одной степенью свободы.

5. Система с двумя степенями свободы (поступательные и угловые колебания). Определим нагрузки на тот же теплообменник, что в примере 3, но будем предполагать, что опорные балки могут изгибаться как в вертикальной, так и в горизонтальной плоскости (рис. 11.14, а). В силу симметрии при горизонтальных колебаниях основания вертикальные колебания теплообменника не возбуждаются и его положение определяется двумя координатами: горизонтальным перемещением центра тяжести x и углом поворота φ (рис. 11.14, б). Таким образом, данная система имеет две степени свободы. Исходные данные для расчета: момент инерции сечения одной балки при изгибе в горизонтальной плоскости $I_2 = 0,26 \cdot 10^{-6} \text{ м}^4$; остальные данные те же, что в примере 3.

Вектор перемещений системы примем в виде $\begin{Bmatrix} x \\ \varphi \end{Bmatrix}$. Соответ-

ствующая ему матрица жесткостей имеет вид:

$$[K] = \begin{bmatrix} K_{0x} & -h_c K_{0x} \\ -h_c K_{0x} & K_\varphi + h_c^2 K_{0x} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1,82 \cdot 10^3 & -2,73 \cdot 10^3 \\ -2,73 \cdot 10^3 & 12,82 \cdot 10^3 \end{bmatrix}. \quad (11.11)$$

Численные значения получены подстановкой значений жесткостей $K_\varphi = 8,74 \text{ МН} \cdot \text{м}$ (та же, что в примере 3) и $K_{0x} = 1,82 \text{ МН/м}$ (вычисляется так же, как в примере 2), а также высоты центра тяжести $h_c = 1,5 \text{ м}$.

Матрица масс

$$[M] = \begin{bmatrix} m & 0 \\ 0 & I_c \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 2000 & 0 \\ 0 & 1472 \end{bmatrix},$$

где m и I_c — соответственно масса и момент инерции теплообменника относительно горизонтальной оси, проходящей через центр тяжести C .

Для нахождения собственных частот и форм системы вычислим матрицу $[A] = [M]^{-1}[K]$ [см. (1.14)]:

$$[A] = \begin{bmatrix} \frac{K_{0x}}{m} & -\frac{h_c K_{0x}}{m} \\ -\frac{h_c K_{0x}}{I_c} & \frac{K_\varphi + h_c^2 K_{0x}}{I_c} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 907 & -1363 \\ -1853 & 8763 \end{bmatrix}.$$

С помощью формулы (1.22) получим: $\omega_1 = 24,4 \text{ рад/с}$; $\omega_2 = 95 \text{ рад/с}$. Собственные частоты: $f_1 = 3,9 \text{ Гц}$; $f_2 = 15,1 \text{ Гц}$. Далее можно вычислить собственные формы $\{\Phi_i\}$. Примем $\Phi_{11} = \Phi_{21} = 1$. Тогда по формуле (1.24) найдем: $\Phi_{12} = 0,2283$; $\Phi_{22} = -5,9569$, т. е. векторы собственных форм

$$\{\Phi_1\} = \begin{Bmatrix} 1 \\ 0,2283 \end{Bmatrix}; \quad \{\Phi_2\} = \begin{Bmatrix} 1 \\ -5,9569 \end{Bmatrix}.$$

Найдем нормирующие множители D_i . Принятому вектору перемещений соответствует вектор $\{I\} = \begin{Bmatrix} 1 \\ 0 \end{Bmatrix}$. Подставив его в (1.31) и выполнив умножения в числителе и знаменателе, получим выражение: $D_i = m\Phi_{i1}/(m\Phi_{i1}^2 + I_c\Phi_{i2}^2)$. Отсюда $D_1 = 0,9631$; $D_2 = 0,0369$.

Векторы $\{\eta_i\}$ имеют вид [см. (1.33)]:

$$\{\eta_1\} = \begin{Bmatrix} 0,9631 \\ 0,2199 \end{Bmatrix}; \quad \{\eta_2\} = \begin{Bmatrix} 0,0369 \\ -0,2198 \end{Bmatrix}.$$

можно убедиться, что контрольное соотношение (1.34) выполняется точно. Ускорения по спектру ответа, соответствующие каждой собственной частоте, находим по рис. 11.8,а (при затухании 0,5 %): $W_{1x}=4,5$; $W_{2x}=0,4$. По формуле (2.5) вычислим векторы инерционных сейсмических нагрузок:

$$\{S_1\} = \begin{Bmatrix} 8,51 \cdot 10^4 \\ 1,43 \cdot 10^4 \end{Bmatrix}; \{S_2\} = \begin{Bmatrix} 0,029 \cdot 10^4 \\ -0,127 \cdot 10^4 \end{Bmatrix}.$$

Первый элемент каждого из этих векторов — инерционная сейсмическая сила, приложенная в центре тяжести; второй — инерционный сейсмический момент (рис. 11.14,а, з). Их направление произвольно, однако при изменении знака силы должен изменяться и знак соответствующего момента. Дальнейшие вычисления (например, нагрузок на строительные конструкции) выполняются так же, как в примере 4.

6. Приближенное определение инерционных сейсмических нагрузок на дискретную систему со многими степенями свободы. При числе степеней свободы дискретной системы более двух определение собственных частот и форм сопряжено с трудоемкими вычислениями и обычно выполняется с применением ЭВМ. Однако иногда полезна приближенная оценка инерционных сейсмических нагрузок с использованием только первой собственной формы. Для этого можно найти первую собственную частоту каким-либо приближенным методом и, подставив ее в систему уравнений (1.19), определить приближенное значение собственной формы, а по нему — инерционную сейсмическую нагрузку. Продемонстрируем это на примере конструкции на рис. 11.15,а при вертикальных сейсмических колебаниях. Использование только первой собственной формы в этом случае оправдано, поскольку в силу симметрии системы колебания по ее второй (кососимметричной) собственной форме не возбуждаются, а вклад третьей формы вследствие ее высокой частоты будет, по-видимому, мал (см. примеры 4 и 5). Исходные данные для расчета: массы агрегатов $m_1=m_2=m_3=3000$ кг; длина балки $l=5$ м; момент инерции ее сечения $I=37\,860$ см⁴.

Будем пренебрегать массой опорных балок. Тогда эта система имеет три степени свободы. Найдем «вилку», в которой лежит ее первая собственная частота, для чего вычислим ее двумя способами: методами Релея и Донкерли [61, 66]. По первому из этих методов получается оценка собственной частоты сверху. Если не учитывать массу балки* ввиду ее относительной малости, то $\omega_p^2 = g \sum_i m_i \Delta z_i / \left(\sum_i m_i \Delta z_i^2 \right),$

* Другие варианты формул метода Релея, в том числе позволяющие учесть массу балки, можно найти, например, в [61].

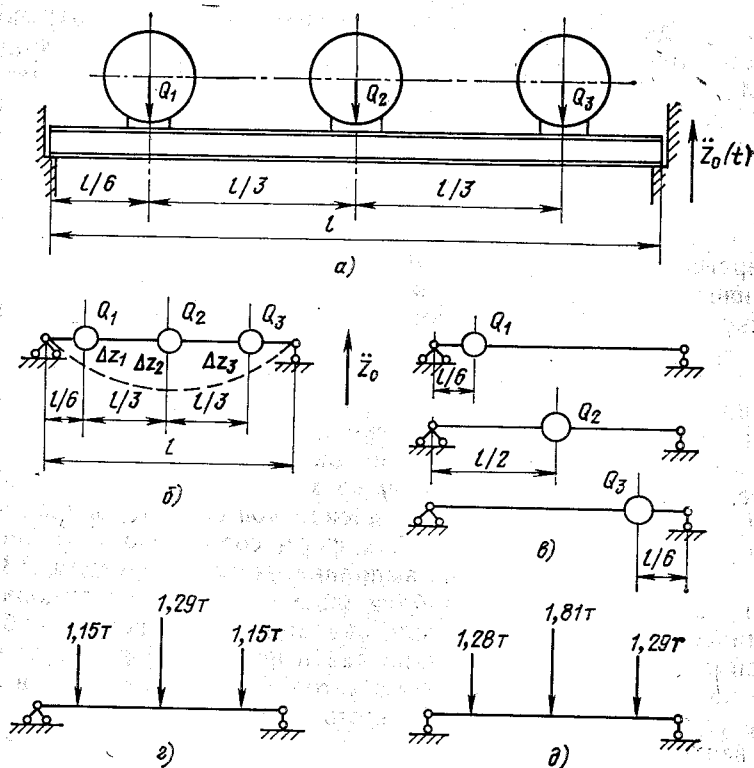


Рис. 11.15. К приближенному определению инерционных сейсмических нагрузок:

а — конструкция; б — расчетная схема при расчете по методу Рейля; в — то же по методу Донкерли; г — сейсмические нагрузки при расчете по методу Рейля; д — то же по методу Донкерли

где индекс p показывает, что частота определена по методу Рейля; Δz_i — статический прогиб балки в i -й точке под действием приложенных к ней сил тяжести $m_i g$. В нашем случае имеем $\Delta z_1 = \Delta z_3 = mgl^3 / (48EI)$; $\Delta z_2 = 53mgl^3 / (296EI)$. Подставляя численные значения, находим: $\omega_p = 80,2$ рад/с; $f_p = 12,8$ Гц.

По методу Донкерли получается оценка собственной частоты сверху. Рассматриваемая система разбивается на частные системы с одной степенью свободы (рис. 11.15, б), для которых вычисляются собственные частоты ω' , ω'' и ω''' . Собственная частота исходной системы определяется из выражения: $\omega_d^{-2} = (\omega')^{-2} + (\omega'')^{-2} + (\omega''')^{-2}$ (индекс «д» означает, что частота найдена методом Донкерли). В нашем случае $(\omega'')^2 = (\omega''')^2 = 155EI / (ml^3) = 30\,690$ (рад/с) 2 ; $(\omega'')^2 = 48EI / (ml^3) = 9504$ (рад/с) 2 .

Выполнив вычисления, найдем: $\omega_d = 76,7$ рад/с; $f_d = 12,2$ Гц.

Таким образом, истинное значение первой собственной частоты лежит в диапазоне $12,2 < f_1 < 12,8$ Гц. Отвечающие этим частотам ускорения по спектру ответа на рис. 11.8,б: $W_p = 0,4$; $W_d = 0,5$.

Для нахождения собственной формы воспользуемся, как было сказано, системой однородных уравнений (1.19). Матрица масс $[M]$ системы диагональна, элементы на главной диагонали одинаковы и равны массам теплообменника. Матрица податливостей $[\Lambda]$ находится так же, как в примере 4. Не останавливаясь на вычислении $[\Lambda]$ и матрицы $[B] = [\Lambda][M]$, приведем систему (1.19) в развернутом виде:

$$\begin{cases} \left(3,24 \cdot 10^{-5} - \frac{1}{\omega_1^2}\right) \Phi_{11} + 5,07 \cdot 10^{-5} \Phi_{12} + 6,63 \cdot 10^{-5} \Phi_{13} = 0; \\ 5,07 \cdot 10^{-5} \Phi_{11} + \left(1,05 \cdot 10^{-4} - \frac{1}{\omega_1^2}\right) \Phi_{12} + 5,07 \cdot 10^{-5} \Phi_{13} = 0; \\ 6,63 \cdot 10^{-5} \Phi_{11} + 5,07 \cdot 10^{-5} \Phi_{12} + \left(3,24 \cdot 10^{-5} - \frac{1}{\omega_1^2}\right) \Phi_{13} = 0. \end{cases}$$

В силу соотношения (1.18) одно из уравнений является следствием двух других. Отбрасывая его, получаем:

$$\Phi_{11} = \Phi_{13} = \frac{\omega_1^2}{19724 - 1,9467\omega_1^2} \Phi_{12}.$$

Принимая $\Phi_{12} = 1$ и подставляя сюда ω_p^2 и ω_d^2 , получаем следующие приближенные векторы собственных форм:

$$\{\Phi_{1p}\} = \begin{Bmatrix} 0,8937 \\ 1 \\ 0,8937 \end{Bmatrix}; \quad \{\Phi_{1d}\} = \begin{Bmatrix} 0,7092 \\ 1 \\ 0,7092 \end{Bmatrix}.$$

Нормирующий множитель D_1 находится по формуле, аналогичной (11.10). Вычисляя векторы $\{\eta_i\}$ и инерционные сейсмические нагрузки так же, как в примере 4, получаем (значения нагрузки — в кН):

$$\{S_{1p}\} = \begin{Bmatrix} 11,5 \\ 12,9 \\ 11,5 \end{Bmatrix}; \quad \{S_{1d}\} = \begin{Bmatrix} 12,8 \\ 18,1 \\ 12,8 \end{Bmatrix}.$$

Видно, что, несмотря на достаточно высокую точность определения собственной частоты (около 5%), разброс значений инерционных сейсмических нагрузок доходит до 40%. Приближенную оценку можно улучшить, воспользовавшись для вычис-

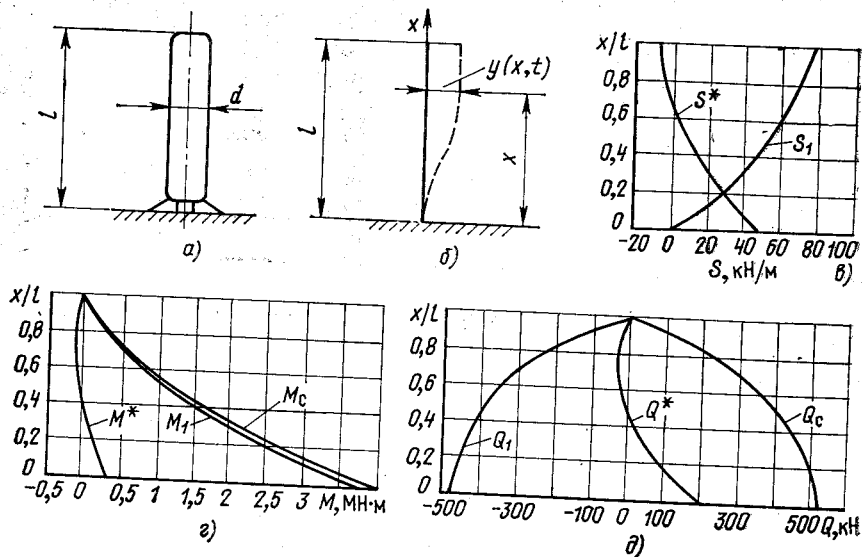


Рис. 11.16. Оборудование, схематизированное как система с бесконечным числом степеней свободы:
 а — конструкция; б — расчетная схема; в — инерционная сейсмическая нагрузка; г — эпюры моментов; д — эпюры перерезывающих сил

ления собственной частоты и формы каким-либо итерационным методом [61].

7. Система с бесконечным числом степеней свободы. На рис. 11.16, а изображен резервуар длиной $l=11$ м и диаметром $d=2,2$ м, жестко прикрепленный к перекрытию. При таком соотношении длины и диаметра он может быть схематизирован как консольный стержень, т. е. в качестве системы с бесконечным числом степеней свободы (рис. 11.16, б). Момент инерции его сечения $I=0,5$ м⁴; масса единицы длины (с учетом заполняющей жидкости) $\mu=1000$ кг/м. Собственные круговые частоты вычисляются по формуле (1.36) и равны: $\omega_1=74,4$ рад/с ($f_1=11,8$ Гц); $\omega_2^2=466,2$ рад/с ($f_2=74,2$ Гц).

Сейсмическая инерционная нагрузка по первой собственной форме $s_1(x)$ вычисляется согласно формуле (2.6). Значение ускорения, отвечающего первой собственной частоте, $W=0,45$ (см. рис. 11.8, а). Вторая собственная частота выше предельной частоты ПС f^* . Поэтому суммарную нагрузку по всем собственным формам, кроме первой, найдем с помощью соотношения (2.9), которое в нашем случае примет вид:

$$s^*(x) = g\mu W^*(1 - \eta_1(x)),$$

где $W^*=0,3$. Эпюры $s_1(x)$ и $s^*(x)$ изображены на рис. 11.16, в.

Внутренние усилия в конструкции можно найти, пользуясь эпюрами нагрузок $s_1(x)$ и $s^*(x)$. Однако удобнее использовать описанный ниже способ (справедливый при любых граничных условиях).

Произведение сомножителей $gW_1\eta_1(x)$ в формуле (2.6) представляет собой максимальные ускорения точек стержня при его колебаниях по первой собственной форме. Их максимальные перемещения можно найти с помощью соотношения (2.2) между спектрами ускорений и перемещений: $y_1(\lambda) = \frac{1}{\omega_1^2} gW_1\eta_1(x)$.

Отсюда обычным образом определяются внутренние усилия: момент $M_1(x) = d^2y_1/dx^2$ и перерезывающая сила $Q_1(x) = -d^3y_1/dx^3$. Выполнив необходимые выкладки, получим:

$$M_1(x) = g\mu l^2 \frac{W_1 D_1}{\lambda_1^2} \bar{M}_1(\lambda);$$

$$Q_1(x) = g\mu l^2 \frac{W_1 D_1}{\lambda_1^2} \bar{Q}_1(\lambda),$$

где выражения для $\bar{M}_1(x)$ и $\bar{Q}_1(x)$ приведены в табл. 1.1.

Внутренние усилия, отвечающие высшим собственным формам, равны:

$$M^*(x) = W^* \left(0,5g\mu(l-x)^2 - \frac{1}{W_1} M_1(x) \right);$$

$$Q^*(x) = W^* \left(g\mu(l-x) - \frac{1}{W_1} Q_1(x) \right).$$

Эпюры усилий показаны на рис. 11.16,з, д. В частности, усилия в заделке: $M_1(0) = 3807$ кН·м; $M^*(0) = 310$ кН·м; $Q_1(0) = 476$ кН; $Q^*(0) = 201$ кН. Расчетные сейсмические усилия определяются по формуле (2.10). В заделке они равны: $M_c(0) = 3820$ кН·м; $Q_c(0) = 517$ кН.

8. Подбор параметров опорной конструкции. Иногда требуется подобрать параметры опорной конструкции, исходя из условия, чтобы максимальное сейсмическое ускорение оборудования не превосходило заданной величины. Это проще всего сделать для системы с одной степенью свободы. В качестве примера подберем размеры опорных балок теплообменника, рассмотренного в примере 2, так чтобы его ускорение было не более $1g$. По спектру на рис. 11.8,б находим, что собственная частота конструкции должна составлять $f \geq 9$ Гц (т. е. круговая частота $\omega \geq 56,5$ рад/с). Из формулы (1.2) следует, что требуемая жесткость опорной конструкции $K_z \geq \omega^2 m = 1,6 \cdot 10^7$ Н/м; жесткость одной балки $K_z' = 0,5K_z$. Теперь из формулы (11.9) определяется момент инерции ее сечения: $I_1 \geq 10613$ см⁴.

Для системы со многими степенями свободы подбор параметров опорной конструкции выполняется путем проб.

ТЕХНОЛОГИЧЕСКИЕ ТРУБОПРОВОДЫ

12.1. ПОСТАНОВКА ЗАДАЧИ

В комплексе вопросов обеспечения прочности и надежности технологического оборудования АС важнейшее место занимают вопросы расчета различных трубопроводных систем и в первую очередь трубопроводов циркуляционных петель первого контура или главного циркуляционного трубопровода (ГЦТ).

Трубопроводы АС — сложные пространственные системы, состоящие из разделенного на несколько участков трубопровода и различного оборудования (парогенераторы, насосы, задвижки и др.), закрепленных на опорах различного типа. Основными нагрузками, действующими на трубопроводные системы, являются: собственный вес, внутреннее давление, температурные воздействия, предварительный натяг, различные эксплуатационные динамические воздействия и др. Если здание станции подвергается особым динамическим воздействиям (землетрясения, удар самолета и т. п.), трубопроводы необходимо рассчитывать на соответствующие ПА и ПС. Существующие методики и программы расчета трубопроводных систем АС на статические, сейсмические и другие особые динамические воздействия обычно имеют много общего в отношении используемых расчетных моделей и различаются лишь различной степенью детализации оборудования и участков трубопроводов, способами построения матриц жесткости и масс, используемыми алгоритмами, возможностями программ и т. п. (см., например, [14, 32, 39, 40, 88] и другие аналогичные работы). Обычно трубопроводы рассматриваются как пространственные стержневые системы с распределенной или дискретными массами, оборудование схематизируется одно- или многомассовыми системами, опоры — упруго-вязкими связями и т. д. Расчет трубопроводов на статические воздействия выполняется на основе известных методов строительной механики стержневых систем. Наибольшее распространение получил метод перемещений, система уравнений которого имеет вид:

$$[K]\{q\} = \{r\}, \quad (12.1)$$

где $[K]$ — матрица жесткости; $\{q\}$ — вектор искомых перемещений узловых точек; $\{r\}$ — вектор внешней нагрузки.

Здесь и далее используется следующая терминология (рис. 12.1). Трубопровод делится расчетными точками (сечениями) на элементы-отрезки (прямолинейные и криволинейные), в пределах которых геометрические характеристики постоянны; элемент, состоящий из ряда отрезков, расположенных между

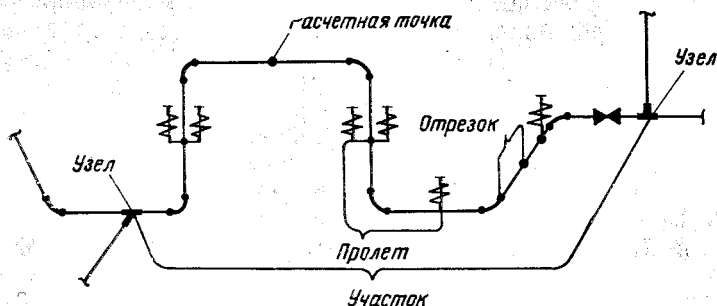


Рис. 12.1. Элементы трубопроводной системы

двумя опорами, называется пролетом; участок — неразветвленная часть трубопровода между двумя точками ветвления (узлами) системы.

Построение матрицы $[K]$ и вектора $\{r\}$ относительно расчетных точек трубопроводной системы, имеющих 6 степеней свободы, соответствует известной процедуре МКЭ. Метод сил при исследовании напряженно-деформированного состояния трубопроводов применяется в основном для расчета участков; участки также рассчитываются методами начальных параметров, прогонки и перемещений — это позволяет получить элементы матриц жесткости и вектора нагрузки для точек ветвления, относительно которых составляется уравнение (12.1). Такая процедура соответствует известному суперэлементному подходу.

Несмотря на значительное число работ по статике, динамике и сейсмостойкости трубопроводных систем энергетических установок (в том числе трубопроводов АС), расчет сложных трубопроводных систем АС с учетом особых динамических воздействий даже в традиционной (детерминистической) постановке все еще связан с определенными трудностями, а вопросы оценки их надежности находятся на начальных этапах разработки. Ниже кратко описывается одна из методик (и программ) расчета трубопроводов АС на статические и динамические воздействия, приводятся примеры расчета трубопроводов на ПС и ПА, а также дается приближенная методика оценки их надежности с учетом сейсмического фактора в рамках квазистатической (линейно-спектральной) теории (см. гл. 2).

12.2. РАСЧЕТ ТРУБОПРОВОДОВ НА ПОЭТАЖНЫЕ СПЕКТРЫ

Расчет трубопроводов на сейсмические (и иные особые динамические) воздействия с использованием ПС включает, как известно, следующие этапы:

1. Определение собственных частот и форм трубопроводной системы, т. е. решение системы уравнений

$$([K] - \omega^2 [M]) \{y\} = 0. \quad (12.2)$$

2. Вычисление сейсмических нагрузок по формам собственных колебаний для заданных направлений воздействия

$$\{S_{ij}\} = \bar{W}_{ij}(\omega_i, \beta_i) g \eta_{ij} [M] \{y_i\}, \quad (12.3)$$

где $\{S_{ij}\}$ — нагрузка по i -й форме для j -го направления воздействий; $\bar{W}_{ij}(\omega_i, \beta_i)$ — ПС в долях g ; η_{ij} — коэффициент формы, т. е.

$$\eta_{ij} = \frac{\{y_i\}^T [M] \{v_j\}}{\{y_i\}^T [M] \{y_i\}}, \quad (12.4)$$

здесь $\{v_j\}$ — вектор направления сейсмического воздействия.

При расчете на трехкомпонентное воздействие согласно [56] рекомендуется для каждого тона колебаний производить геометрическое сложение нагрузок:

$$\{S_{ij}\} = (\eta_{ix} \bar{W}_{ix} + \eta_{iy} \bar{W}_{iy} + \eta_{iz} \bar{W}_{iz}) g [M] \{y_i\}. \quad (12.5)$$

3. Расчет на сейсмическую нагрузку $\{S_{ij}\}$ с использованием программы статического расчета — определение усилий N_{ij} .

4. Определение расчетных значений усилий

$$N_p = \left(\sum_{i=1}^{i=n} \sum_{j=1}^{j=3} N_{ij}^2 \right)^{1/2}, \quad (12.6)$$

где n — число учитываемых форм.

При использовании формулы (12.5), очевидно, определяются усилия N_{ij} , а формула (12.6) принимает вид $N_p = \left(\sum_{i=1}^n N_i^2 \right)^{1/2}$.

Наиболее трудоемким в описанной процедуре, как известно, является этап определения частот и форм собственных колебаний трубопроводной системы. Для решения этой задачи используются различные методы решения полной и частной проблемы собственных значений. В настоящей работе применяются известные методы конденсации переменных (МКП) и итерации подпространств (МИП), суть которых состоит в следующем [35]. Вектор перемещений системы задается в виде:

$$\{q\} = [\Phi] \{q^*\}, \quad (12.7)$$

где $[\Phi]$ — матричная функция формы системы (координатная функция, удовлетворяющая всем геометрическим граничным условиям); $\{q^*\}$ — вектор обобщенных координат значительно меньшей, чем $\{q\}$, размерности. Считая, что вся масса системы соответствует обобщенным координатам, а потенциальная и

кинетическая энергия до и после конденсации одинаковы, можно получить следующие выражения для обобщенных матриц жесткости и масс:

$$[K^*] = [\Phi]^T [K] [\Phi]; [M^*] = [\Phi]^T [M] [\Phi]. \quad (12.8)$$

Первое приближение, соответствующее методу МКП, позволяет получить удовлетворительную точность для низших собственных частот. В случае необходимости решение затем уточняется с помощью МИП, что включает следующие этапы:

1. Определение $(i+1)$ -го приближения для собственных векторов из соотношения

$$[K] \{y'_{i+1}\} = \omega_i^2 [M] \{y_i\}. \quad (12.9)$$

2. Вычисление $[K^*_{i+1}]$ и $[M^*_{i+1}]$ согласно (12.8).

3. Определение собственных частот и форм сокращенной системы

$$([K^*_{i+1}] - \omega^2 [M^*_{i+1}]) \{y^*_{i+1}\} = 0. \quad (12.10)$$

4. Определение расширенного вектора

$$\{y_{i+1}\} = [\Phi_{i+1}] \{y^*_{i+1}\}, \quad (12.11)$$

где $[\Phi_{i+1}]$ состоит из столбцов $\{y_{i+1}\}$.

5. Нормирование.

6. Оценка сходимости по собственным частотам и формам.

Описанный итерационный процесс обычно сходится для половины итерируемых векторов за 5—8 итераций, для приближенных расчетов можно ограничиться 2—3 итерациями.

Зависимость низших собственных частот для простейшей системы (защемленная однопролетная балка — рис. 12.2) от характера расчетной схемы, аппроксимации распределенной массы и метода решения (табл. 12.1) иллюстрируется графиками на рис. 12.3.

Таблица 12.1. Варианты дискретизации массы балки и методов расчета

№ варианта	Расчетная схема	Структура матрицы	Метод дискретизации	Метод расчета
1	I	Д	МКЭ	МКП
2	I	П	МКЭ	МКП
3	I	П	МКЭ*	МИП
4	II	Д	МКЭ	МКП
5	II	Д	МТТ	МКП

Условные обозначения: I, II — расчетные схемы на рис. 12.2; Д, П — диагональная и полная матрицы масс соответственно; МКЭ, МКЭ*, МТТ — методы получения матрицы масс на основе метода конечных элементов; то же с учетом инерции поворота сечений; то же на основе рассмотрения отрезка как твердого тела.

Результаты расчетов, в частности, показывают (рис. 12.3), что неравномерная сет-

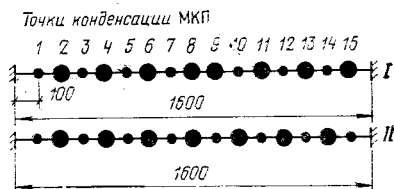


Рис. 12.2. Расчетная схема балки и варианты дискретизации распределенной массы

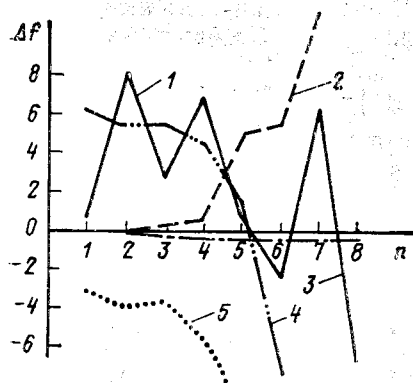


Рис. 12.3. Зависимость погрешности собственной частоты $\Delta f = (f_p - f_a)/f_a$ от номера тона в МКП и МИП для балки на рис. 12.2 (f_a и f_p — результаты соответственно аналитического и численного решений); номера кривых соответствуют вариантам в табл. 12.1

ка дает менее точные результаты при использовании диагональной матрицы масс. С помощью МКП удовлетворительную точность удастся получить только для половины собственных частот; МИП позволяет получить более высокую точность для всего рассматриваемого диапазона частот. Таким образом, для получения удовлетворительных результатов необходимо задание соответствующей сетки, аппроксимирующей распределенную массу стержня.

Рассмотрим ряд примеров расчета трубопроводных систем.

1. На рис. 12.4 представлена схема трубопровода первого контура АЭС с водо-водяным реактором. Схема содержит два участка по 17 расчетных точек и включает значительные сосредоточенные массы: парогенератор ПГ — 272 т, главный циркуляционный насос (ГЦН) — 30 т, две задвижки (З) — по 7,2 т.

Рассматривались три варианта расчетной схемы, включаю-

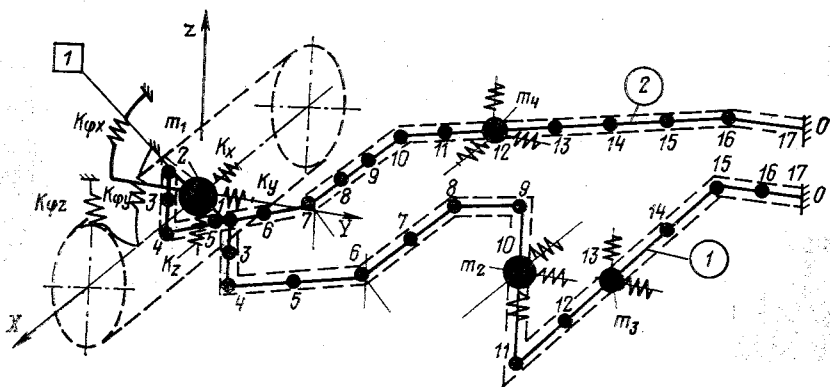


Рис. 12.4. Расчетная схема трубопровода первого контура (ГЦТ) АЭС с реактором ВВЭР-440:

m_1 — ПГ; m_2 — ГЦН; m_3, m_4 — задвижки; \square — номера узлов; \circ — номера участков; \bullet — номера точек

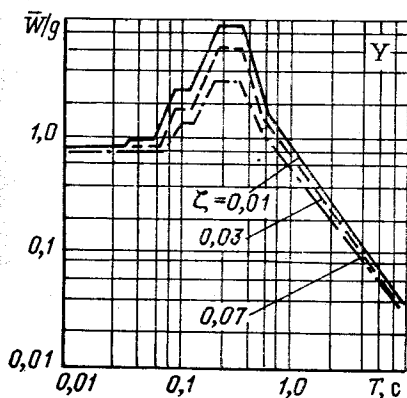
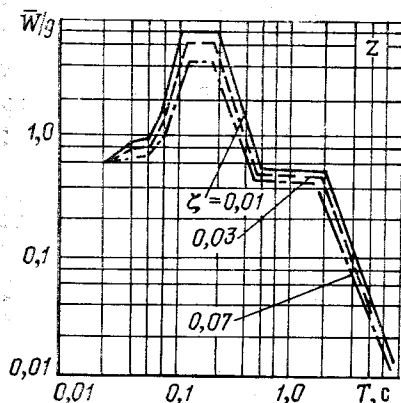
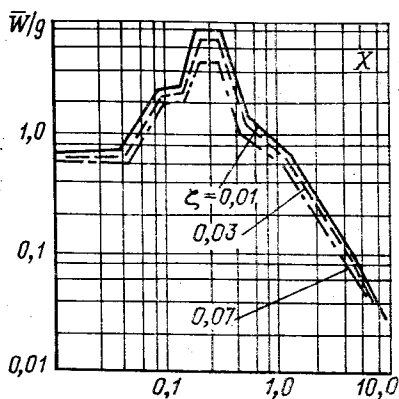


Рис. 12.5. Поэтажные спектры от-
вета:

X, Y, Z — компоненты воздействия; ζ — от-
носительная диссипация осциллятора

шие 31, 49 и 186 степеней свободы соответственно. Парогенератор схематизировался как твердое тело с шестью степенями свободы (три линейные и три угловые), ГЦН и задвижки — как твердое тело с тремя линейными степенями свободы. Расчеты

выполнялись с использованием ПС, приведенных на рис. 12.5, первые два варианта схематизации — с помощью МКП, третий — с помощью МИП.

Приведенные в табл. 12.2 значения первых 10 периодов собственных колебаний свидетельствуют об удовлетворительной точности первого варианта схематизации. Значения напряжений от сейсмики для трех рассмотренных вариантов приведены на рис. 12.6.

МКП-метод
конденсации
координат

МИП-мет.
итерационн.
кодифицирован

Таблица 12.2. Периоды собственных колебаний петли
первого контура

Вариант расчета	Номер формы									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
I	0,119	0,114	0,105	0,104	0,103	0,102	0,093	0,091	0,079	0,070
II	0,118	0,112	0,105	0,104	0,104	0,102	0,097	0,091	0,083	0,080
III	0,123	0,108	0,105	0,104	0,103	0,102	0,096	0,091	0,086	0,076

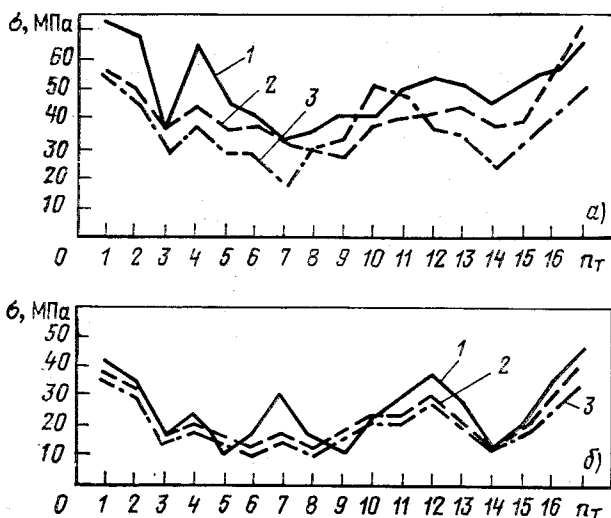


Рис. 12.6. Распределение расчетных приведенных напряжений на участках ГЦТ на рис. 12.4:

а — для 1-го участка; б — для 2-го участка; n_T — номер точки участка; номера кривых соответствуют вариантам расчета в табл. 12.2

Определенный интерес для расчета на сейсмические воздействия представляет сходимость по собственным формам и вклад высших форм. Как правило, в расчете учитывается ограниченное число собственных форм, меньшее числа степеней свободы системы. Поэтому при разложении вектора $\{v_j\}$ [см. формулу (12.4)] по собственным формам возникает вектор невязки

$$\{y_{nj}\} = \eta_{0j} \{y_{0j}\} = \{v_j\} - \sum_{i=1}^{i=k} \eta_{ij} \{y_i\}, \text{ где } \eta_{0j}, \{y_{0j}\} \text{ — коэффициент}$$

и некоторый остаточный вектор, удовлетворяющие правилам нормирования $\{y_i\}$. Вектор $\{y_{nj}\}$ может быть использован для оценки вклада высших форм.

На напряженное состояние трубопровода может существенно влиять его распределенная масса, даже при наличии значительных сосредоточенных масс. Для оценки этого влияния, а также возникающих усилий в связях выполнены сопоставительные расчеты ГЦТ, изображенного на рис. 12.4, без подкрепления и с подкреплением амортизаторами точек 6 (участок 1) и 7 (участок 2). Жесткости подкреплений задавались исходя из соотношения $k_0 = 4\pi^2 f^2 m_c$, f — варьируемая частота, m_c — величина сосредоточенной массы. Значения f при расчетах принимались равными 6,1; 7,48; 8,6; 9,6 и 12,5 Гц. Полученные значения напряжений в трубопроводе и усилий в связях представлены на рис. 12.7. Как видно, при $f < 8$ Гц происходит их сущест-

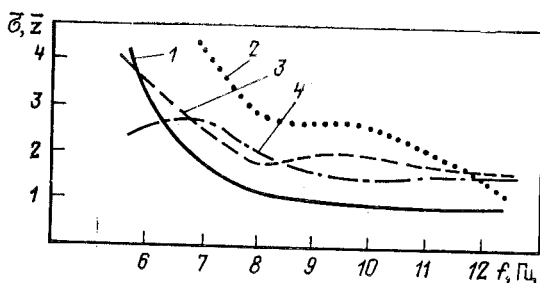


Рис. 12.7. Зависимость усилий в амортизаторах и напряжений в ГЦТ на рис. 12.4 от жесткости связей и вариантов раскрепления:

1 — максимальные напряжения $\bar{\sigma} = (\sigma_c)_2 / [(\sigma_n) - (\sigma_{ст})_2]$ при подкреплении трубопровода амортизаторами в точках 6 (участок 1) и 7 (участок 2); 2 — то же при отсутствии подкрепления в этих точках; 3 — усилие в связи k_x крепления ПГ ($z = z/m_1 g$) для схемы с подкреплением трубопровода; 4 — то же для связи k_u крепления ПГ $[(\sigma_c)_2, (\sigma_{ст})_2, [\sigma_n]]$ — приведенные напряжения от сейсмки, статика и допускаемые напряжения; m_1 — масса ПГ]

венное нарастание. Для неподкрепленного трубопровода напряжения остаются значительными до $f = 12 \div 13$ Гц. При его подкреплении напряжения оказываются заметно ниже, что характеризует влияние распределенной массы трубопровода.

Максимальные напряжения в ГЦТ при



Рис. 12.8. Расчетная схема питательного трубопровода АЭС с водо-водяным реактором:

□ — номер узла; ○ — номер участка — — — номер точки

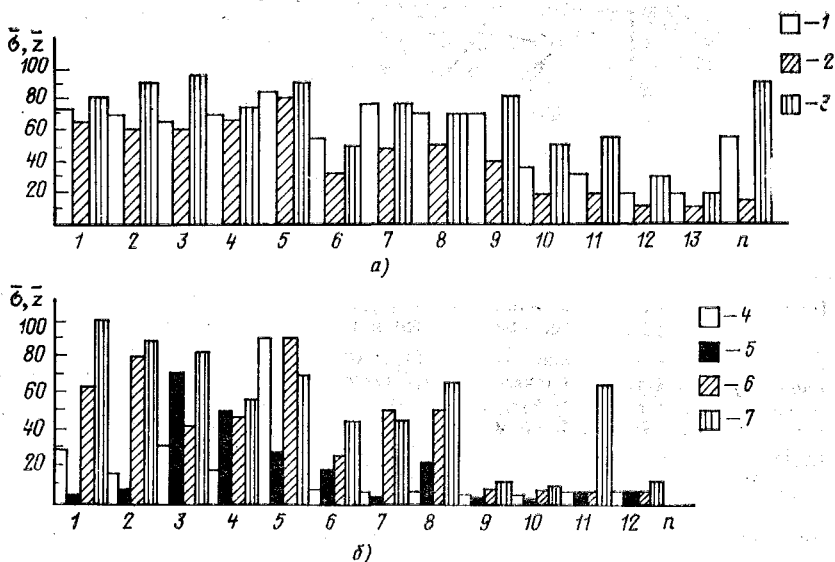


Рис. 12.9. Гистограмма распределения усилий и напряжений по собственным формам:

а — в питательном трубопроводе на рис. 12.8; б — в ГЦТ на рис. 12.4; 1 — распределение максимальных напряжений $\bar{\sigma}_n = \max_i(\sigma_{in}/\sigma_{ip})$; 2 — то же для $\sigma_n = \max_i(\sigma_{in})/\max_i(\sigma_{ip})$; 3 — то же для максимальных усилий в связях $\bar{z}_n = \max(z_{in}/z_{ip})$; 4 — распределение напряжений $\bar{\sigma}_{4n} = \sigma_{4n}/\sigma_{4p}$ для точки 4 участка 2 ГЦТ; 5 — то же для усилия $\bar{z}_n = z_n/z_p$ в связи k_x крепления ПГ; 6 — распределение максимальных напряжений в ГЦТ; 7 — то же для $\max(z_n)$; индекс «р» соответствует расчетному значению; i — номер расчетной точки; n — номер собственной формы

различных подкреплениях сосредоточенных масс наблюдались в точках присоединения трубопровода к реактору и парогенератору. Проводился расчет ГЦТ без крепления сосредоточенных масс, показавший наличие напряжений, значительно превосходящих допустимые.

ГЦТ является типичным примером схемы со значительными сосредоточенными массами. Однако большой объем расчетов приходится на весьма разветвленные схемы, в которых сосредоточенных масс мало. К ним относятся питательные трубопроводы, система аварийного охлаждения реактора и т. п. Прикидочные расчеты показывают, что при высокой сейсмичности для обеспечения прочности необходимо их подкрепление амортизаторами. Рассмотрим типичный пример одного из питательных трубопроводов АС с водо-водяным реактором (рис. 12.8). Расчеты показали, что только при его подкреплении амортизирующими устройствами, обозначенными на рис. 12.8 буквой А с номером, удалось обеспечить его прочность. Трубопровод состоит

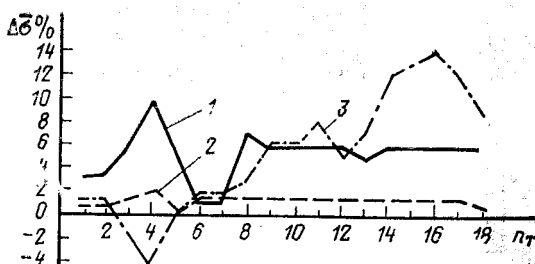


Рис. 12.11. Оценка вклада высших форм в напряженное состояние трубопровода на рис. 12.10:

$1 - \Delta\sigma_0 = (1 - \sqrt{\sigma_p^2 - \sigma_0^2 / \sigma_p}) 100$ для участка 1 при учете 12 форм; 2 — то же при учете 20 форм; 3 — отношения $\Delta\sigma = (\sigma_{p2} - \sigma_{p1}) 100 / \sigma_{p2}$, где σ_{p1} , σ_{p2} — расчетные значения приведенных напряжений от сейсмике при учете соответственно 12 и 20 собственных форм

учете 12 (20) собственных форм вклад остаточного вектора в напряжения составил 10 (2) %. Вклад остаточного вектора в усилия пружинных опор снизился с 40 до 5 %, а в скользящие опоры — с 90 до 70 %. Как видно, наиболее значителен вклад остаточного вектора в усилия скользящих опор. Это обстоятельство, по-видимому, связано с преобладанием горизонтальных форм колебаний в данной схеме, что наиболее характерно для низкой сейсмичности. Можно также отметить существенное снижение расчетных усилий в скользящих опорах при учете остаточного вектора и увеличении числа принимаемых во внимание форм (рис. 12.12).

Следует отметить, что трубопроводы, используемые на АС, имеют широкий диапазон периодов основного тона, лежащий в пределах $0,2 \text{ с} < T_1 < 1,5 \text{ с}$. Расчеты показывают, что для трубопроводов, периоды свободных колебаний которых ниже 0,3—0,4 с, при максимальных ускорениях ПС, не превосходящих $1,5g$, удовлетворяется условие прочности. Для более гибких трубопроводов необходимы проверочные расчеты. При ускорениях ПС больше $(1,5 \div 2)g$ фактически все трубопроводы должны проверяться на сейсмостойкость, в связи с чем возникает дополнительная задача раскрепления трубопроводных систем амортизирующими устройствами или путем введения демпферов, вносящих существенное затухание в конструкцию.

Из всего сказанного можно сделать следующие выводы: 1) для достаточно простых расчетных схем трубопроводов, не подкрепленных в горизонтальной плоскости, при оценке напряженного состояния достаточно рассмотрения нескольких низших форм колебаний (5—6); 2) для схем, имеющих большое число жестких опор и ответвлений, количество учитываемых форм может существенно увеличиться; 3) сейсмические нагрузки на весьма жесткие опоры по первым формам определять не ре-



Рис. 12.12. Оценка вклада высших форм в нагрузки на упругие опоры для трубопровода на рис. 12.10:

1 — $\Delta \bar{z}_0 = (1 - \sqrt{z_p^2 - z_0^2}/z_p) 100$ при учете 12 форм; 2 — то же при учете 20 форм; 3 — $\Delta \bar{z} = (z_{p2} - z_{p1}) 100/z_{p2}$, где z_{p1} , z_{p2} — расчетные значения усилий в опорах от сейсмике при учете соответственно 12 и 20 собственных форм; z_0 — значение вклада остаточного вектора в усилия опор

комендуется, поскольку в них существенный вклад вносят высшие частоты; 4) значения наивысших из учитываемых частот должны быть не менее 20 Гц; 5) для разветвленных схем наблюдается существенное сгущение частот и возникают затруднения по выделению близких собственных частот; 6) при пиковых значениях ПС до $(1,5 \div 2)g$ трубопроводы с периодами колебаний $T < 0,3 \div 0,4$ с не требуют проверки на сейсмостойкость.

Оценка прочности трубопроводов АС должна производиться в соответствии с нормативными материалами [52].

12.3. ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА НА ПОЭТАЖНЫЕ АКСЕЛЕРОГРАММЫ

В случае задания воздействия с помощью ПА расчет трубопровода при решении задачи в перемещениях сводится к интегрированию системы уравнений

$$[M] \{\ddot{q}\} + [C] \{\dot{q}\} + [K] \{q\} = -\ddot{Y}(t) [M] [V] \{e_v\} \equiv \{r(t)\} \quad (12.12)$$

с начальными условиями

$$\{q(0)\} = \{\dot{q}(0)\} = \{0\}.$$

Здесь $[M]$, $[C]$, $[K]$ — матрицы масс, диссипации и жесткости соответственно; $\ddot{Y}(t)$ — ПА; $[V]$ — прямоугольная матрица $(n \times 3)$ заданных степеней свободы; $\{e_v\}$ — вектор направления воздействия. В общем случае нелинейной расчетной модели матрицы $[M]$, $[C]$, $[K]$ зависят от $\{q\}$ и $\{\dot{q}\}$ и система (12.12) решается только методами прямого интегрирования. Для линеаризованных моделей и матриц диссипации, удовлетворяющих условию (1.29), эффективным методом решения системы (12.12) является метод разложения по обобщенным координатам (собственным формам — см. § 1.1). При этом осуществляется пере-

ход от системы (12.12) к n несвязанным уравнениям вида

$$\ddot{\xi}_j + 2\alpha_j \dot{\xi}_j + \omega_j^2 \xi_j = h_j(t), \quad \xi_j(0) = \dot{\xi}_j(0) = 0, \quad (12.13)$$

где $h_j(t) = \frac{\{y_j\}^T \{r(t)\}}{\{y_j\}^T [M] \{y_j\}} = -\ddot{Y}(t) \eta_j$, $\alpha_j = \frac{\beta_j \omega_j}{100}$; β_j — относительная диссипация в процентах критической.

При решении n обыкновенных дифференциальных уравнений типа (12.13) одним из наиболее эффективных методов считается быстрое преобразование Фурье [35]. Порядок решения является следующим:

а) вычисление спектра (прямого преобразования Фурье) перемещения (скорости, ускорения) через спектр воздействия и передаточную функцию системы:

$$s_j^c(\omega) = \frac{s_j^U(\omega)}{-\omega^2 + 2i\omega\alpha_j + \omega_j^2},$$

где $s_j^U(\omega) = \int_{-\infty}^{\infty} h_j(t) \exp(-i\omega t) dt$;

б) определение перемещений (скоростей, ускорений) при помощи обратного преобразования Фурье

$$\xi_j(t) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} s_j^c(\omega) \exp(i\omega t) d\omega;$$

$$\dot{\xi}_j(t) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} s_j^v(\omega) \exp(i\omega t) d\omega;$$

$$\ddot{\xi}_j(t) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} s_j^u(\omega) \exp(i\omega t) d\omega,$$

где $s_j^c(\omega)$, $s_j^v(\omega)$, $s_j^u(\omega)$ — соответственно спектры Фурье перемещений, скоростей, ускорений;

в) вычисление перемещений в обобщенных координатах;

г) определение напряжений, усилий в расчетных сечениях и пружинных (скользящих) опорах, а также перемещений расчетных точек.

В случае использования МКП уравнения (12.12) записываются в обобщенных координатах $\{q^*\}$, связанных с расширенным вектором перемещений $\{q\}$ зависимостью (12.7). Перемещения (скорости, ускорения) расчетных точек можно определить по формулам:

$$\begin{aligned} \{q(t)\} &= [\Phi] \{q^*(t)\}; \quad \{\dot{q}(t)\} = [\Phi] \{\dot{q}^*(t)\}; \quad \{\ddot{q}(t)\} = \\ &= [\Phi] \{\ddot{q}^*(t)\}. \end{aligned}$$

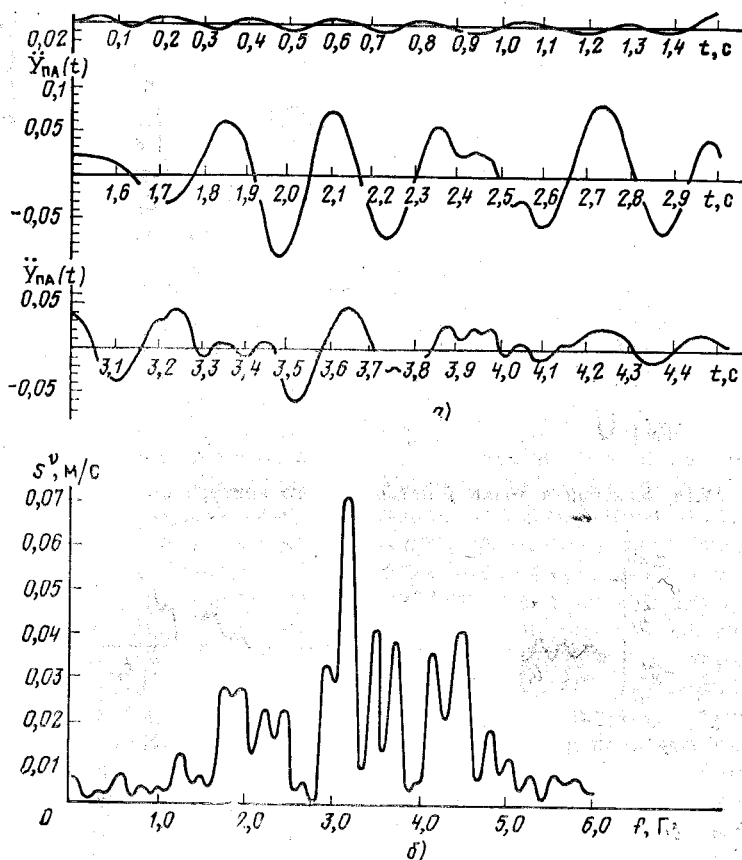


Рис. 12.13. Расчетная ПА:
а — компонента ПА (в долях g); б — спектр Фурье ПА

Внутренние усилия в элементах трубопровода определяются на основе известных матриц жесткости отрезков. Если вектор $\{q^*\}$ представляет собой часть вектора $\{q\}$, то усилия и напряжения в элементах конструкции в момент времени t могут быть определены при расчете на воздействие, заданное в направлении учитываемых степеней свободы, исходя из формулы

$$\{r(t)\} = [K^*] \{q^*(t)\}.$$

При использовании МИП j -е столбцы матрицы формы $[\Phi]$ представляют собой собственные формы. Поэтому при реализации этапа г) определяются расширенные векторы $\{q(t)\}$ всех точек системы. Усилия в элементах и связях находятся с использованием известных матриц жесткости отрезков и пружин,

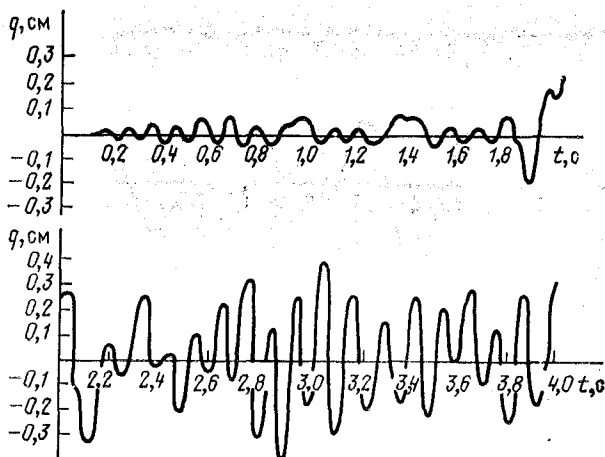


Рис. 12.14. Колебания точки 1 петли первого контура по координате X

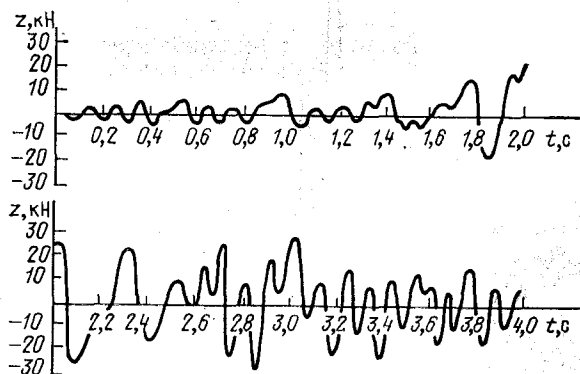


Рис. 12.15. Изменение во времени усилий в опоре крепления ГЦН по координате X

Таблица 12.3. Значения жесткостей крепления сосредоточенных масс

Масса	ПГ $\times 10^6$	ГЦН $\times 10^5$	З $\times 10^4$	Масса	ПГ $\times 10^6$	ГЦН $\times 10^5$	З $\times 10^4$
K_x , кН/м	1,0	1,2	2,88	$K_{\varphi x}$, кНм/рад	16	0	0
K_y , кН/м	1,0	1,2	2,88	$K_{\varphi y}$, кНм/рад	50	0	0
K_z , кН/м	1,0	1,2	2,88	$K_{\varphi z}$, кНм/рад	66	0	0

Рассмотрим пример расчета петли ГЦТ, изображенной на рис. 12.4, на воздействие ПА, приведенной на рис. 12.13,а. Спектр Фурье ПА (рис. 12.13,б) показывает, что основная энергия воздействия приходится на диапазон частот 1,5—4,5 Гц. Трубопровод схематизирован как система с 49 обобщенными координатами, соответствующими сосредоточенным и распределенным массам. Парогенератор, главный циркуляционный насос и две задвижки подкреплены опорами с жесткостями, значения которых даны в табл. 12.3. Определение собственных чисел и векторов проводилось на основе МКП. Некоторые результаты расчета представлены на рис. 12.14, 12.15.

12.4. ПРИМЕР ОЦЕНКИ НАДЕЖНОСТИ ТРУБОПРОВОДНОЙ СИСТЕМЫ

Разработка методов оценки надежности трубопроводных систем с учетом особых динамических воздействий связана со значительными трудностями, обусловленными большим числом случайных и неопределенных факторов, громоздкостью вычислений, весьма ограниченной информацией о характере отказов и т. п. Например, при рассмотрении сейсмических воздействий основными случайными факторами являются: параметры землетрясений; деформационные, диссипативные и прочностные характеристики грунта основания, материалов здания, трубопроводов и оборудования, опорных конструкций; условность расчетных схем и т. п. В настоящее время в литературе имеются лишь отдельные примеры статистического моделирования трубопроводных систем АС, где приняты во внимание некоторые из этих факторов. Ниже приводится пример определения надежности трубопровода при землетрясении, учитываемом в рамках квазистатической методики (ЛСТ), описанной в гл. 2, т. е. при задании воздействия посредством ПС.

Сейсмические нагрузки, отвечающие различным собственным формам колебаний, даются выражением (12.3), где случайными являются значения спектра. Согласно § 2.7 последние для каждой из собственных форм могут быть линеаризованы, т. е. представлены зависимостью:

$$\{W\} = A\{m(W^*)\} + m(A)\{W^*\} - m(A)\{m(W^*)\} + \dots, \quad (12.14)$$

где A — ускорение грунта в долях g ; $\{W^*\}$ — ПС при $A=1$.

Следуя идее методики [5], проводят линеаризацию $\{W^*\}$ по случайным параметрам λ при фиксированном значении собственной частоты f_i :

$$\{W^*\} = [B(f_i)]\{\lambda\} + \{c(f_i)\}. \quad (12.15)$$

Математическое ожидание и корреляционная матрица вектора $\{W\}$ могут быть представлены зависимостями

$$\{m(W)\} = m(A) \{m(W^*)\};$$

$$[K_w] = \{m(W^*)\} D(A) \{m(W^*)\}^T + m^2(A) [K_{w^*}], \quad (2.16)$$

где вычисления вектора математического ожидания $\{m(W^*)\}$ и корреляционной матрицы $[K_{w^*}]$ проводятся по формулам:

$$\begin{aligned} \{m(W^*)\} &= [B] \{m(\lambda)\} + \{c\}; \\ [K_{w^*}] &= [B] [K_\lambda] [B]^T. \end{aligned} \quad (2.17)$$

Значения k -го параметра (усилия, перемещения, напряжения) в некоторой расчетной точке трубопровода могут быть представлены следующей зависимостью:

$$\{N_k\} = [G_k] \{W\}, \quad (2.18)$$

где $\{N_k\}$ — вектор-столбец $(n \times 1)$ составляющих значений параметра по формам собственных колебаний трубопровода; $[G_k]$ — диагональная матрица $(n \times n)$ значений указанных факторов, определяемых на основе расчета по формам на нагрузку:

$$\{S_i\} = \eta_i [M] \{y_i\}. \quad (2.19)$$

Проверка прочности в k -м элементе проводится согласно схеме [72]. Коэффициент перегрузки принимается равным $k_n = 1$. Расчетное значение выходного фактора (напряжения, усилия) в элементе k может быть определено по формуле

$$\begin{aligned} N_{pk} &= \frac{1}{M_k} \{m(N_k)\}^T \{N_k\} = \\ &= \frac{1}{M_k} \{m(W)\}^T [G_k]^2 \{W\} = \{l_k\}^T \{W\}, \end{aligned} \quad (2.20)$$

где

$$\begin{aligned} M_k &= (\{m(W)\}^T [G_k]^2 \{m(W)\})^{1/2}; \\ \{m(N_k)\} &= [G_k] \{m(W)\}; \quad \{l_k\}^T = \frac{1}{M_k} \{m(W)\}^T [G_k]^2. \end{aligned}$$

На основании зависимости (2.20) для элемента k функцию неразрушимости можно построить в виде зависимости:

$$F_k = R_k - \{l_k\}^T \{W\} - N_{k^{\text{ст}}}, \quad (2.21)$$

где R_k — параметр прочности элемента k ; $N_{k^{\text{ст}}}$ — параметр нагрузки от статики.

Вероятность отказа k -го элемента V_k при нормальном распределении R_k , W , $N_{k^{\text{ст}}}$ определяется по формулам (1.51) — (1.54). Вероятность отказа всей системы может быть определена на основе структурной связи между элементами. При последовательном соединении элементов, используя метод обобщен-

ной ковариации [41], вероятность отказа системы можно вычислить по формуле

$$V = 1 - \left[\rho (1 - V_{k \max}) - (1 - \rho) \prod_{k=1}^{k=n-1} (1 - V_i) \right], \quad (12.22)$$

где ρ — обобщенный коэффициент ковариации ($\rho=1$ при стохастической зависимости и $\rho=0$ в случае отсутствия таковой). При параллельном соединении элементов для подсчета вероятности отказа системы используется формула:

$$V = 1 - \left\{ \rho (1 - V_{k \min}) + (1 - \rho) \left[1 - \sum_{k=1}^{k=n-1} V_k \right] \right\}. \quad (12.23)$$

Учет направления воздействия может быть проведен по следующей схеме. Вероятность отказа системы при известной плотности распределения землетрясений по направлению $\rho(\varphi, \psi)$ определяется зависимостью

$$V = \int_0^{\frac{\pi}{2}} \int_0^{\frac{\pi}{2}} V_e(\varphi, \psi) \rho(\varphi, \psi) d\varphi d\psi, \quad (12.24)$$

где V_e — вероятность отказа системы по направлению e ; φ, ψ — значения сферических координат, изменяющихся в пределах

$$0 \leq \varphi \leq \frac{\pi}{2}, \quad 0 \leq \psi \leq \frac{\pi}{2}.$$

В проектной практике ПС, как правило, задаются по осям некоторой глобальной системы координат и, следовательно, значения $V_e(\varphi, \psi)$ известны только для ограниченного числа сочетаний φ и ψ . Учет повторяемости землетрясений разной интенсивности проводят по формуле полной вероятности (см. § 2.7).

Рассмотрим пример расчета трубопровода, изображенного

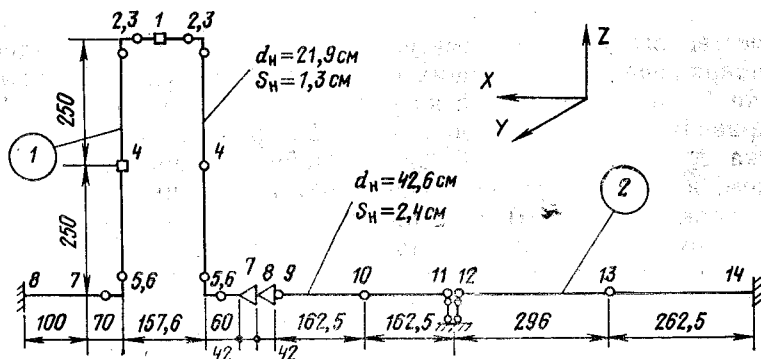


Рис. 12.16. Расчетная схема трубопровода

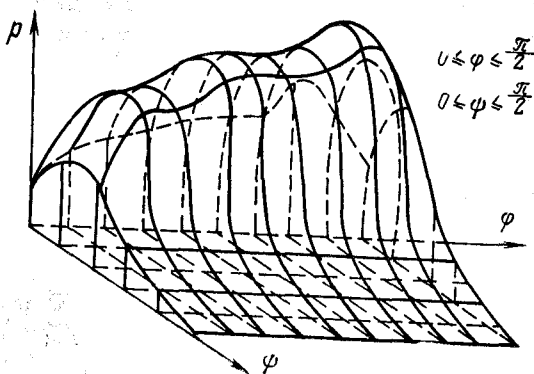


Рис. 12.17. Плотность вероятности направления сейсмического воздействия

на рис. 12.16. Предполагается, что сооружение, где он находится, может подвергнуться землетрясениям со следующими интенсивностями I_k и интервалами повторяемости τ_k : $I_1=8$ баллов; $\tau_1=10\,000$ лет; $I_2=7$ баллов; $\tau_2=100$ лет; $I_3=6$ баллов, $\tau_3 < 100$ лет. Математические ожидания и стандарты ускорений A те же, что в § 10.1 и 10.2. Плотность вероятности направления сейсмического толчка задается зависимостью, показанной на рис. 12.17. В качестве других случайных параметров приняты: λ_1 — модуль упругости грунтового основания, на которое опирается сооружение [$m(\lambda_1)=1,05 \cdot 10^4$ МПа; $\sigma(\lambda_1)=0,23 \cdot 10^4$ МПа]; λ_2 — относительное затухание в оборудовании [$m(\lambda_2)=3\%$; $\sigma(\lambda_2)=1\%$]; $[\sigma_n]$ — прочность стали [$m([\sigma_n])=190$ МПа; $\sigma([\sigma_n])=19$ МПа].

На рис. 12.18 приведены зависимости коэффициентов при λ_1 и λ_2 и свободного члена от частоты при линейаризации ПС [см. формулу (12.15)]. Расчетная схема трубопровода и варианты его подкрепления амортизаторами приведены на рис. 12.19. В качестве выходных параметров рассматривались приведенные напряжения в следующих сечениях (см. рис. 12.16): на участке 1 — в точках 2, 6, 8; на участке 2 — в точках 2, 7, 6, 13; для криволинейных отрезков (точка 2 участка 1 и точка 2 участка 2) определялись по два случайных параметра. Таким образом, в данном примере общее число выходных случайных параметров (элементов) равнялось 9. Значения вероятностей отказов трубопроводной системы за срок службы АС с учетом всех возможных землетрясений при различных вариантах подкрепления приведены в табл. 12.4.

Здесь A — вероятность отказа при стохастической зависимости элементов ($\rho=1$); B — то же при независимости 3 элементов; V — то же для 9 элементов ($\rho=0$).

Рис. 12.18. Зависимость
линеаризованных коэф-
фициентов матрицы $[B]$
и вектора $\{c\}$ [см. (12.15)]
от частоты

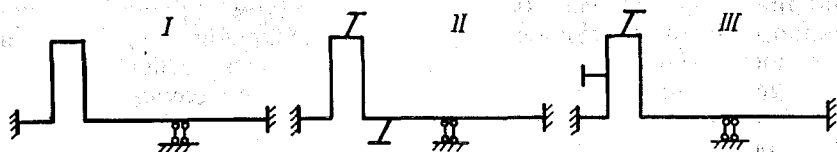
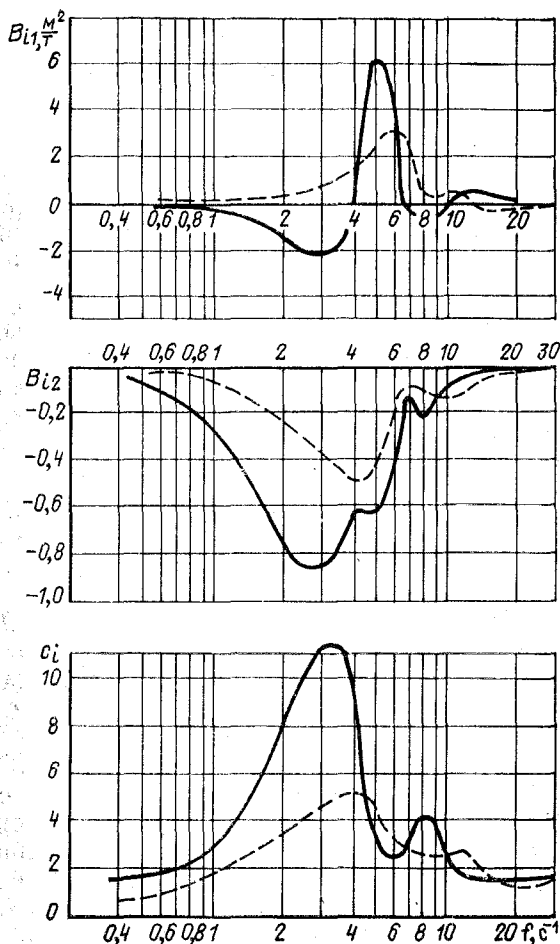


Рис. 12.19. Варианты подкрепления трубопровода

Согласно рекомендациям МАГАТЭ [101] вероятность отказа, связанного с радиоактивным заражением местности, не должна превышать примерно $3 \cdot 10^{-6}$ за срок службы в 30 лет. Заданной надежностью должна обладать станция в целом. Для оборудования станции, как элементов системы, допускающих

Таблица 12.4. Значения вероятностей отказа трубопроводной системы при разной степени корреляционной связи между элементами для вариантов подкрепления, приведенных на рис. 12.19

Модель отказа	Варианты подкрепления		
	I	II	III
A	$2,9 \cdot 10^{-6}$	$1,1 \cdot 10^{-6}$	$3,5 \cdot 10^{-7}$
B	$0,6 \cdot 10^{-5}$	$0,6 \cdot 10^{-5}$	$0,5 \cdot 10^{-6}$
B	$1,3 \cdot 10^{-4}$	$1,0 \cdot 10^{-4}$	$2,4 \cdot 10^{-5}$

определенное резервирование, системы защиты и т. п., вероятность отказа, по-видимому, может быть несколько выше. Вероятности отказов при эксплуатации [37] для трубопроводов различного назначения лежат в пределах 10^{-4} — 10^{-6} . Поэтому для рассмотренного случая надежность трубопровода в первом приближении можно признать достаточной.

ГЛАВА 13

ВЗАИМОДЕЙСТВИЕ КОНСТРУКЦИЙ С ЖИДКОСТЬЮ

13.1. ПОСТАНОВКА И МЕТОДИКА РЕШЕНИЯ ЗАДАЧ ГИДРОУПРУГОСТИ

Среди сооружений и оборудования АС важное место занимают конструкции, взаимодействующие с жидкостью; к ним относятся резервуары и сосуды различного назначения, конструкции систем технического водоснабжения и т. п.

Теоретическое исследование динамического взаимодействия конструкций с жидкостью (задачи гидроупругости) допускает весьма широкую постановку при достаточно общих предположениях о характере движения конструкции и жидкости (см., например, [16, 50, 65, 105]). Исходная система уравнений, очевидно, должна включать уравнения движения жидкости и твердого деформируемого тела, а также соответствующие граничные и начальные условия. Однако в общем случае решение такой системы связано со значительными математическими трудностями, а с практической точки зрения вряд ли целесообразно. Имеются обширные классы задач, для которых исходные уравнения гидроупругости могут быть существенно упрощены. Так, при изучении колебаний конструкций, взаимодействующих с жидкостью, часто интересуются только прочностью и надежностью самой конструкции (а влияние конструкции на характеристики потока не рассматривается) и гидродинамическая сторона вопроса может быть в этих случаях

существенно упрощена. К задачам такого типа относятся задачи о взаимодействии конструкций с жидкостью при сейсмических и сейсмовзрывных воздействиях и т. п.

Наиболее распространенной системой исходных допущений, принимаемой при решении задач сейсмостойкости гидроупругих систем, является следующая [105]: 1) рассматриваются малые колебания системы конструкция — жидкость, в связи с чем используются линеаризованные уравнения механики жидкости и колебаний конструкций; 2) жидкость считается идеальной, часто несжимаемой; поверхностные волны при определении гидродинамического давления (и присоединенных масс жидкости) не учитываются; 3) при определении давления воды на массивные и жесткие сооружения последние рассматриваются как недеформируемые (с учетом податливости основания, опорных закреплений и т. п.); 4) при исследовании колебаний упругих конструкций часто принимается гипотеза об идентичности собственных форм в пустоте и жидкости, что сводит задачу гидроупругости к существенно более простой задаче гидродинамики; 5) конструкции обычно рассматриваются в рамках каких-либо приближенных одномерных или двумерных моделей (стержни, пластины, оболочки).

Существо используемой обычно схемы учета влияния жидкости на сейсмические колебания конструкций проще всего пояснить на примере одномассовой системы (линейного осциллятора).

Колебания осциллятора в пустоте описываются уравнением

$$m\ddot{y} + ry = -m\ddot{Y}_0. \quad (13.1)$$

При взаимодействии с жидкостью уравнение (13.1) принимает вид:

$$m\ddot{y} + ry = -m\ddot{Y}_0 + P_0 + P_e, \quad (13.2)$$

где P_0 , P_e — величины гидродинамического давления, связанные с движением основания Y_0 и упругим смещением соответственно, которые при учете только инерционной составляющей давления приобретают вид

$$P_0 = -\mu_0 \ddot{Y}_0; \quad P_e = -\mu_0 \ddot{y}, \quad (13.3)$$

где μ_0 — коэффициент пропорциональности, называемый присоединенной массой жидкости. Значение μ_0 в общем случае зависит от конфигурации бассейна, условий на его границах и т. п. (лишь в данном частном случае выражения для P_0 и P_e имеют одинаковые коэффициенты пропорциональности μ_0).

С учетом (13.3) уравнения (13.2) представим в виде

$$(m + \mu_0) \ddot{y} + ry = -(m + \mu_0) \ddot{Y}_0. \quad (13.4)$$

Частота собственных колебаний системы равна:

$$\tilde{\omega}_0 = \left(\frac{r}{m + \mu_0} \right)^{1/2} = \tilde{\omega}_0 \left(1 + \frac{\mu_0}{m} \right)^{-1/2}, \quad (13.5)$$

где $\omega_0 = (r/m)^{1/2}$.

Решение уравнения имеет вид:

$$y(t) = -\frac{1}{\tilde{\omega}_0} \int_0^t \ddot{Y}_0(\tau) \sin \tilde{\omega}_0(t - \tau) d\tau. \quad (13.6)$$

Аналогично записывается решение с учетом внутреннего трения.

Если расчет конструкции ведется в рамках линейно-спектральной теории сейсмостойкости, то нагрузка на массу m определяется в виде

$$\tilde{S} = \max \tilde{S}(t) = (m + \mu_0) \max [W(\gamma, \tilde{T})], \quad (13.7)$$

где W — спектр ускорения; γ — параметр затухания; $\tilde{T} = 2\pi/\tilde{\omega}_0$. Как показано в [105], в случае систем с конечным или бесконечным числом степеней свободы (дискретные и континуальные модели) для определения сейсмических нагрузок на конструкции с учетом влияния жидкости на основе гипотезы об идентичности собственных форм в пустоте и в жидкости можно построить приближенные выражения простого вида, совершенно аналогичные выражениям типа (2.5) для случая колебаний в пустоте. Проведем все рассуждения и выкладки на примере балочной плиты, часто используемой для схематизации различных конструкций.

Уравнение вынужденных изгибных колебаний такой плиты, взаимодействующей с жидкостью, имеет вид:

$$\frac{\partial^2}{\partial y^2} D(y) \frac{\partial^2 \omega}{\partial y^2} + m(y) \frac{\partial^2 \omega}{\partial t^2} = p_0(y, t) + p_e(y, t) - m(y) \ddot{Y}_0(t), \quad (13.8)$$

где p_0 и p_e имеют тот же смысл, что и в уравнении (13.2).

Представляя $\omega(y, t)$ (а также члены, зависящие от \ddot{Y}_0) в виде разложения по собственным формам в пустоте $X_i(y)$, после соответствующих рассуждений и выкладок получаем

$$\omega(y, t) = - \sum_{i=1}^{\infty} X_i \frac{\tilde{D}_i}{\tilde{\omega}_i} \left(\frac{\tilde{\omega}_i}{\omega_i} \right)^2 \int_0^t \ddot{Y}_0(\tau) \sin \tilde{\omega}_i(t - \tau) d\tau, \quad (13.9)$$

где
$$\tilde{D}_i = \|X_i\|^{-2} \int_0^H [m(y) + \mu_0(y)] X_i(y) dy;$$

$\omega_i, \tilde{\omega}_i$ — i -я собственная частота плиты в пустоте и в жидкости соответственно.

Формула (13.9), очевидно, дает решение задачи при заданном законе движения — акселерограмме $\ddot{Y}_0(t)$. При расчете по спектрам ускорения из (13.9) можно получить выражение, аналогичное (13.7):

$$\tilde{S}_i(y) = m(y) \tilde{\eta}_i(y) \max[W(\gamma, \tilde{T})], \quad (13.10)$$

где коэффициент формы

$$\tilde{\eta}_i = X_i \tilde{D}_i = X_i \|X_i\|^{-2} \int_0^H [m(y) + \mu_0(y)] X_i(y) dy. \quad (13.11)$$

Из полученных формул следует, что при предположении об идентичности собственных форм в пустоте и в жидкости для определения инерционной нагрузки необходимо знать гидродинамическое давление $p_0(y, t) = \mu_0(y) \ddot{Y}(t)$ (или присоединенную массу $\mu_0(y)$), соответствующее движению конструкции как жесткого целого по закону $Y_0(t)$, и значения частот собственных колебаний конструкции в жидкости. В некоторых случаях для оценки гидродинамических нагрузок на конструкцию достаточно ограничиться определением давления $p_0(t)$.

Описанная общая схема приближенного учета влияния жидкости на напряженно-деформированное состояние конструкций при динамических нагрузках ниже иллюстрируется решением ряда достаточно характерных задач такого типа.

В § 13.2 описана методика определения сейсмических инерционных нагрузок на блок береговой насосной станции, схематизируемый как жесткое сооружение на упругом основании.

В § 13.3 приводится пример определения сейсмических нагрузок на затвор, схематизируемый как упругая балочная плита.

В § 13.4 рассмотрены вопросы расчета резервуаров с жидкостью на воздействия, задаваемые поэтажными спектрами ускорения.

В § 13.5 дается пример оценки надежности опорной конструкции резервуара с жидкостью с учетом сейсмического фактора в рамках описанной в гл. 2 приближенной методики.

13.2. РАСЧЕТ БЛОКА БЕРЕГОВОЙ НАСОСНОЙ СТАНЦИИ НА СЕЙСМИЧЕСКОЕ ВОЗДЕЙСТВИЕ

Насосные станции АС являются весьма ответственными сооружениями, которые необходимо рассчитывать на сейсмические и другие экстремальные динамические воздействия. Береговая насосная станция — это массивное и жесткое сооружение сложной геометрической конфигурации, взаимодействующее с упругим основанием и жидкостью. На рис. 13.1 пред-

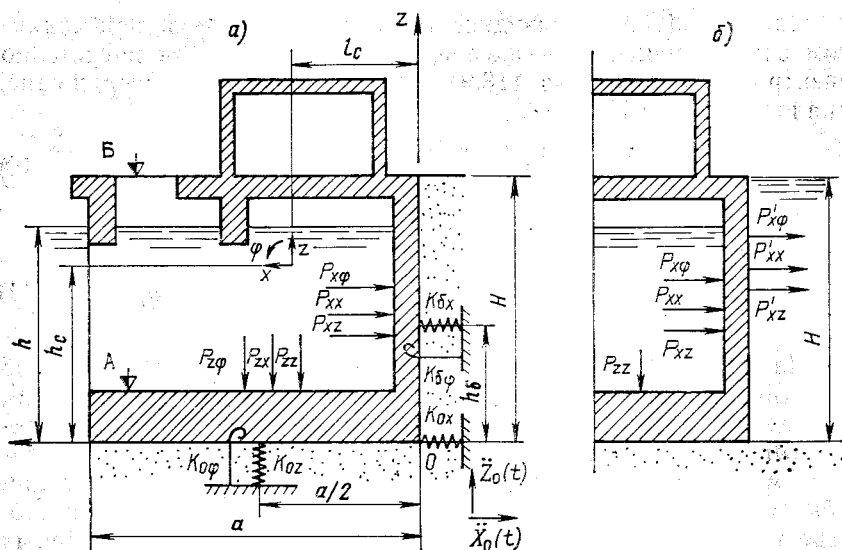


Рис. 13.1. Расчетные схемы береговых насосных станций:

a — заглубленная в береговой откос; *б* — отдельно стоящая

ставлены расчетные схемы двух таких станций: заглубленной в береговой откос (рис. 13.1, *a*) и расположенной от него на некотором расстоянии (рис. 13.1, *б*).

Будем схематизировать насосную станцию в виде абсолютно жесткого массива на упругом основании. В рамках плоской задачи дифференциальные уравнения движения массива с учетом влияния жидкости имеют вид:

$$[M]\{\ddot{u}\} + [K]\{u\} = [P] - [M](\{I_x\}\ddot{X}_0(t) + \{I_z\}\ddot{Z}_0(t)). \quad (13.12)$$

Здесь $\{u\}^T = \{x, z, \varphi\}$; x, z — горизонтальное и вертикальное перемещение центра тяжести \bar{C} ; φ — угол поворота; $[M]$ — диагональная матрица масс, $M_{11} = M_{22} = m$; $M_{33} = I_c$ (m, I_c — масса и момент инерции сооружения соответственно); $[K]$ — матрица жесткости с элементами

$$\begin{aligned} K_{11} &= K_{0x} + K_{6x}; \quad K_{12} = K_{21} = 0; \quad K_{13} = K_{31} = \\ &= -h_c K_{0z} + (h_6 - h_c) K_{6x}; \quad K_{22} = K_{0z}; \quad K_{23} = K_{32} = K_{0z} \left(l_c - \frac{a}{2} \right)^2; \\ K_{33} &= K_{0x} h_c^2 + K_{0z} \left(l_c - \frac{a}{2} \right)^2 + K_{6x} (h_c - h_6)^2 + K_{0\varphi} + K_{6\varphi}, \end{aligned}$$

где K_{0x} , K_{0z} , $K_{0\varphi}$ — коэффициенты жесткости основания; K_{6x} , $K_{6\varphi}$ — коэффициенты жесткости боковой засыпки (для схемы на рис. 13.1,а).

Определение этих коэффициентов для линейно-упругого основания производится обычным образом (см. гл. 1). При наличии между сооружением и берегом водонасыщенной засыпки, подверженной разжижению, ее в первом приближении можно рассматривать как жидкость (рис. 13.1,б), т. е. считать $K_{6x} = K_{6\varphi} = 0$. Векторы $\{I_x\}$ и $\{I_z\}$ имеют вид: $\{I_x\}^T = \{1, 0, 0\}$; $\{I_z\}^T = \{0, 1, 0\}$, а матрица гидродинамических давлений

$$[P] = \begin{bmatrix} P_{xx} & P_{xz} & P_{x\varphi} \\ P_{zx} & P_{zz} & P_{z\varphi} \\ M_x & M_z & M_\varphi \end{bmatrix}, \quad (13.13)$$

где P_{xx} , P_{xz} , $P_{x\varphi}$ — горизонтальные составляющие равнодействующих гидродинамического давления, соответствующие горизонтальным, вертикальным и угловым колебаниям сооружения; P_{zx} , P_{zz} , $P_{z\varphi}$ — вертикальные составляющие; M_x , M_z , M_φ — соответствующие моменты равнодействующих гидродинамического давления. Если, как обычно, учитывать только инерционные (т. е. пропорциональные ускорению) составляющие гидродинамического давления, то элементы (13.13) можно представить в виде:

$$\left. \begin{aligned} P_{xx} &= -\mu_{xx}(\ddot{x} + \ddot{X}_0); & P_{zx} &= -\mu_{zx}(\ddot{z} + \ddot{Z}_0); \\ P_{x\varphi} &= -\mu_{x\varphi}\ddot{\varphi} \text{ и т. д.}; \\ M_x &= -(L_{xz}\mu_{zx} + H_{xx}\mu_{xx})(\ddot{x} + \ddot{X}_0) \text{ и т. д.}, \end{aligned} \right\} \quad (13.14)$$

где $\mu_{xx} \dots$ — элементы матрицы присоединенных масс жидкости $[\mu]$; $L_{xz} = l_{zx} - l_c$; $H_{xx} = h_{xx} - h_c$ и т. д. (см. рис. 13.1,а). В результате система (13.12) принимает вид:

$$([M] + [\mu])\{\ddot{u}\} + [K]\{u\} = -([M]\{I_x\} + \{\mu_x\})\ddot{X}_0 - ([M]\{I_z\} + \{\mu_z\})\ddot{Z}_0, \quad (13.15)$$

где $\{\mu_x\}$, $\{\mu_z\}$ — векторы, совпадающие соответственно с первым и вторым столбцами матрицы $[\mu]$.

Необходимо определять частоты и формы собственных колебаний гидроупругой системы (для определения сейсмических инерционных нагрузок на сооружение) и рассчитывать систему на семейство акселерограмм. Выражения для составляющих гидродинамического давления (присоединенных масс жидкости) в общем случае зависят от формы колебаний, геометрии области, занимаемой жидкостью, условий на границах и т. п.

Если предположить, что формы собственных колебаний сооружения в пустоте и жидкости идентичны (это предположение обычно используется при расчете массивных и жестких конструкций [105]), то для расчетных схем на рис. 13.1 (и аналогичных) выражения для P_{xx} , P_{xz} и т. д. могут быть определены на основе известных решений плоской задачи гидродинамики для прямоугольника и полубесконечного слоя при поступательных и вращательных колебаниях граничных поверхностей [105]. Например, при горизонтальных колебаниях для схемы на рис. 13.1,а гидродинамическое давление воды на вертикальную стенку определяется известной формулой Вестергарда:

$$p(z, t) = \frac{8}{\pi^2} \rho_0 h (\ddot{x} + \ddot{X}_0) \sum_{i=1,3,\dots}^{\infty} \frac{1}{n^2} \sin \frac{\pi n(z-h)}{2h}.$$

Соответствующие равнодействующие гидродинамического давления имеют вид:

$$P_{xx} = 0,54 \rho_0 h^2 b (\ddot{x} + \ddot{X}_0); \quad P_{zx} = 0,74 \rho_0 h a b (\ddot{x} + \ddot{X}_0);$$

$$M_{\varphi x} = P_{xx} (h_c - 0,41h) - P_{zx} (l_c - 0,33a),$$

где ρ_0 — плотность жидкости; b — размер сооружения в направлении, перпендикулярном плоскости чертежа.

Для схемы на рис. 13.1,б необходимо учитывать также давление воды справа:

$$P'_{xx} = 0,54 \rho'_0 H^2 b (\ddot{x} + \ddot{X}_0); \quad P'_{zx} = 0; \quad M'_{\varphi x} = P'_{xx} (h_c - 0,41H).$$

При вертикальных и вращательных колебаниях формулы аналогичны [105]. После того как определены все элементы матрицы $[P]$ (или $[\mu]$), систему (13.14) можно решить прямым интегрированием (например, методом Рунге—Кутты и т. п.). При определении частот собственных колебаний конструкции на основе предположения об идентичности форм в первом приближении можно пренебречь всеми недиагональными членами матрицы $[\mu]$, что упрощает решение.

В качестве примера приведем результаты решения задачи о собственных и вынужденных колебаниях массива применительно к схеме на рис. 13.1,б при горизонтальных сейсмических колебаниях ($\ddot{Z}_0=0$). Жидкость за боковой гранью массива представляет собой разжиженный грунт.

В табл. 13.1 проведено сопоставление собственных частот f_i и векторов $\{\eta_{ix}\}$, рассчитанных с учетом и без учета взаимодействия с жидкостью (в матрице $[\mu]$ недиагональные члены были отброшены). Векторы $\{\eta_i\}$ вычисляются согласно (1.31) и (1.33), где в случае учета присоединенных масс жидкости $[m]=[M]+[\mu]$; в противном случае $[m]=[M]$.

Таблица 13.1. Собственные частоты f_i и векторы $\{\eta_i\}$, определенные с учетом и без учета взаимодействия конструкции с жидкостью

Номер формы	1	2	3
Собственные частоты, Гц	$\frac{10,36}{8,13}$ $7,679 \cdot 10^{-1}$ $8,589 \cdot 10^{-1}$	$\frac{17,71}{15,63}$ $2,003 \cdot 10^{-3}$ $2,514 \cdot 10^{-3}$	$\frac{27,74}{25,64}$ $2,259 \cdot 10^{-1}$ $1,385 \cdot 10^{-1}$
Векторы $\{\eta_i\}$	$4,312 \cdot 10^{-2}$ $4,043 \cdot 10^{-2}$ $4,363 \cdot 10^{-2}$ $4,539 \cdot 10^{-2}$	$-4,471 \cdot 10^{-2}$ $-5,833 \cdot 10^{-2}$ $-4,183 \cdot 10^{-5}$ $-1,596 \cdot 10^{-4}$	$1,948 \cdot 10^{-2}$ $1,796 \cdot 10^{-2}$ $-4,339 \cdot 10^{-2}$ $-4,526 \cdot 10^{-2}$

Примечание. В числителе—значения, определенные без учета, а в знаменателе—с учетом взаимодействия с жидкостью.

При расчете конструкции по линейно-спектральной теории сейсмостойкости коэффициенты векторов $\{\eta_i\}$ представляют собой соответственно горизонтальное и вертикальное ускорения центра тяжести и угловое ускорение сооружения, отвечающие единичному значению спектра реакции. С их помощью можно рассчитать ускорение любой точки конструкции с координатами (x, z) : горизонтальная компонента $W_x = \eta_{i1} + \eta_{i3}(z - h_c)$, а вертикальная $W_z = \eta_{i2} + \eta_{i3}(x - l_c)$.

На рис. 13.2 показаны эпюры распределения ускорений W_x и W_z , вычисленные по этим формулам и данным табл. 13.1. Видно, что при учете и без учета влияния жидкости эти эпюры близки друг к другу, что свидетельствует о близости соответствующих собственных форм.

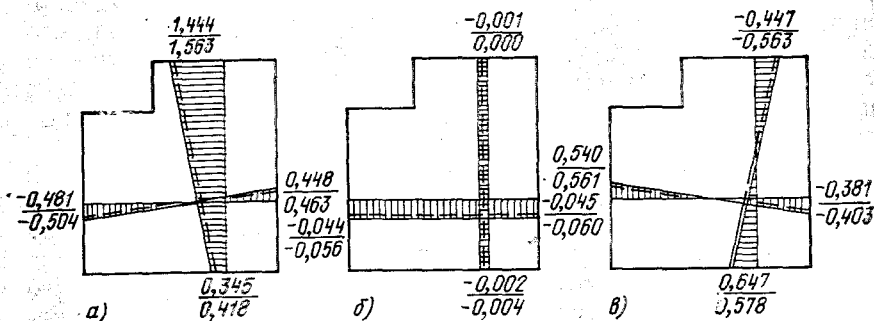


Рис. 13.2. Эпюры распределения сейсмических ускорений:

а — по первой собственной форме; б — по второй собственной форме; в — по третьей собственной форме (в числителе и сплошными линиями показаны значения с учетом влияния воды, в знаменателе и пунктиром — без его учета)

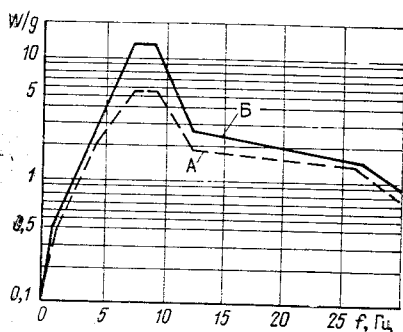


Рис. 13.3. Примеры ПС для насосной станции на отметках А и Б (см. рис. 13.1)

Для проверки сейсмостойкости оборудования насосной станции необходимо располагать ПА и ПС, которые определяются с помощью обычной процедуры, описанной в гл. 2. На рис. 13.3 приведены примеры ПС, соответствующие горизонтальным компонентам ускорений на отметках А и В по рис. 13.1 и представляющие собой сглаженные огибающие ПС для трех расчетных акселерограмм.

13.3. ДИНАМИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ ЗАТВОРА ГИДРОЕМКОСТИ

Отработавшее топливо, извлеченное из ядерного реактора (тепловыделяющие элементы, или твэлы), выдерживается на АЭС в специальных гидроемкостях (бассейнах), где твэлы устанавливаются в стеллажи и находятся под слоем воды. Загрузка твэлов в бассейн происходит через проем в его стенке, соединяющийся с транспортным коридором, который на время загрузки заполняется водой до того же уровня, что и бассейн. Все остальное время коридор осушен, а проем в стенке бассейна закрыт специальным уплотненным по контуру затвором. Утечка воды из бассейна не допускается, в связи с чем возникает задача проверки прочности затвора при сейсмическом воздействии.

Конструкции и основные размеры затвора приведены на рис. 13.4. Он представляет собой оребренную пластинку, шарнирно опертую по боковым и нижней сторонам. Учитывая, что в его верхней части имеется жесткая балка, опирающаяся на стенки проема, будем для простоты считать, что пластинка шарнирно оперта и по этой стороне. Основной расчетный случай — когда жидкость находится с одной стороны затвора.

Прежде всего, необходимо определить собственные частоты и формы сухого затвора. В литературе имеются формулы для определения собственных частот и форм ортотропных пластинок (см., например, [21]). Однако, как будет показано ниже, в рассматриваемом случае необходимо знать только первую собственную частоту затвора, которая при заданном соотношении его размеров с достаточной точностью может быть определена как первая собственная частота шарнирно опертой балки, вырезанной из пластинки двумя горизонтальными линиями, проходящими посередине между ребрами. Поперечное сечение

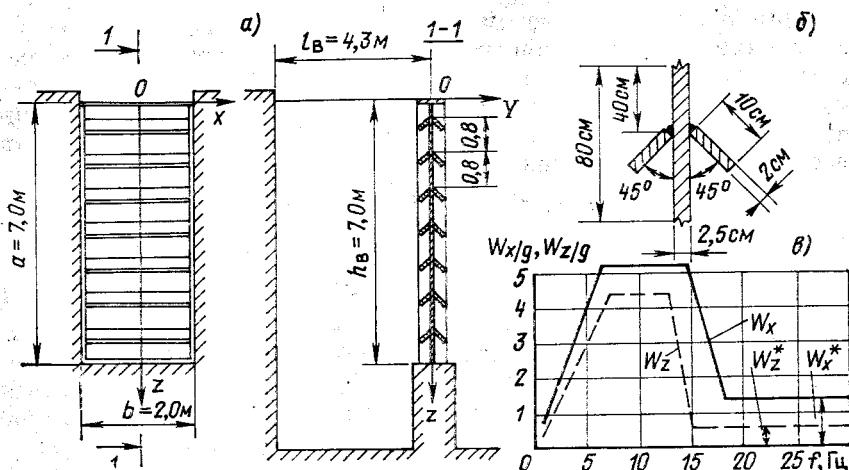


Рис. 13.4. Гидрозатор:

а — конструкция; б — поперечное сечение «эквивалентной балки»; в — расчетные спектры ответа

этой балки показано на рис. 13.4,б. Момент инерции ее сечения $I = 0,12 \cdot 10^4 \text{ м}^4$; погонная масса $\mu = 190 \text{ кг/м}$; длина $l = 2 \text{ м}$; модуль упругости материала $E = 2,1 \cdot 10^{11} \text{ Па}$. Ее первая собственная круговая частота определяется по формуле (1.36), где $\lambda_1 = \pi$ (см. табл. 1.1), и равна $\omega_1 = 284 \text{ 1/с}$ ($f_1 = 45,2 \text{ Гц}$).

Влияние жидкости на частоты колебаний упругих систем рассмотрено в [105]. Собственные частоты с учетом влияния воды равны

$$f_{bi} = f_{ci} \left(1 + \frac{\mu_{bi}}{\mu_c} \right)^{-1/2}, \quad (13.16)$$

где f_{bi} и f_{ci} — собственная частота с учетом и без учета воды соответственно; μ_c — масса единицы площади «сухой» пластинки (в нашем случае $\mu_c = 240 \text{ кг/м}^2$); μ_{bi} — осредненная присоединенная масса воды:

$$\mu_{bi} = \rho_b h_b c_i \psi. \quad (13.17)$$

Здесь ρ_b — плотность воды ($\rho_b = 10^3 \text{ кг/м}^3$); h_b — глубина воды перед затвором (в рассматриваемом случае $h_b = a = 7,1 \text{ м}$); c_i — коэффициент присоединенной массы (для первой собственной частоты шарнирно опертой плиты с рассматриваемым соотношением размеров $c_1 = 0,43$, см. [105]); ψ — коэффициент, учитывающий ограниченность длины резервуара (при отношении $l/h_b = 0,6$, как показано в [105], $\psi = 0,58$). Подставляя численные значения, получаем $\mu_{b1} = 1770 \text{ кг/м}^2$ и первую собственную частоту $f_{b1} = 15,6 \text{ Гц}$.

При определении сейсмических инерционных нагрузок на пластинку обычно используется допущение (хорошо подтверждающееся экспериментами) об идентичности собственных форм колебаний системы при учете и без учета жидкости. Сейсмическая инерционная нагрузка на пластину, отвечающая ее колебаниям по i -й собственной форме, равна:

$$s(x, z) = g\mu_c W_{xi} \eta_{bi}(x, z), \quad (13.18)$$

где $W_{xi} = W_{xi}(f_{bi})$ — значение спектра ответа при частоте f_{bi} ;

$$\eta_{bi}(x, z) = w_i(x, z) D_{bi}. \quad (13.19)$$

Здесь $w_i(x, z)$ — i -я собственная форма колебаний; D_{bi} — нормирующий множитель, определяемый с учетом присоединенной массы воды. При вычислении D_{bi} должна использоваться не осредненная присоединенная масса μ_{bi} , как в формуле (13.16), а ее зависимость от координат $\mu_b(x, z)$:

$$D_{bi} = \frac{\iint_{(S)} (\mu_c + \mu_b(x, z)) w_i(x, z) dx dz}{\iint_{(S)} \mu_c w_i^2(x, z) dx dz}.$$

Поскольку $\mu_c = \text{const}$, это выражение может быть приведено к виду:

$$D_{bi} = \bar{D}_i + \tilde{D}_i, \quad (13.20)$$

где

$$\bar{D}_i = \frac{\iint_{(S)} w_i(x, z) dx dz}{\iint_{(S)} w_i^2(x, z) dx dz}; \quad (13.21)$$

$$\tilde{D}_i = \frac{\iint_{(S)} \mu_b(x, z) w_i(x, z) dx dz}{\mu_c \iint_{(S)} w_i^2(x, z) dx dz}. \quad (13.22)$$

Первое слагаемое в (13.20) представляет собой обычный нормирующий множитель при определении сейсмической инерционной нагрузки на сухую пластинку, а второе — добавку, учитывающую влияние воды. При горизонтальных колебаниях резервуара с абсолютно жесткими стенками:

$$\mu_b(x, z) = \rho_b h R(z), \quad (13.23)$$

где все обозначения, кроме $R(z)$, прежние; функция $R(z)$ — эпюра распределения присоединенной массы жидкости, которая приведена в табл. 13.2 (заимствованной из норм [93]).

Таблица 13.2. Значения эпюры присоединенной массы
жидкости [93]

z/h	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
$z, \text{ м}$	0	0,7	1,4	2,1	2,8	3,5	4,2	4,9	5,6	6,3	7,0
R	0	0,23	0,36	0,47	0,55	0,61	0,66	0,70	0,72	0,74	0,74

Первая собственная форма шарнирно опертой пластинки дается выражением

$$w_1(x, z) = \sin \frac{\pi z}{a} \sin \frac{\pi x}{b}, \quad (13.24)$$

где a, b — размеры пластинки (рис. 13.4).

Подставляя (13.23) и (13.24) в (13.21) и (13.22), после несложных выкладок получаем:

$$\bar{D}_1 = \frac{16}{\pi^2}; \quad \tilde{D}_1 = \frac{2,94\rho h\psi}{\pi\mu_c}.$$

Подстановка численных величин дает $D_{в1}=17,66$.

Расчетный спектр ответа W_x показан на рис. 13.4,в. При частоте $f_{в1}=15,6$ Гц его значение $W_{x1}=4,9$. Окончательное выражение сейсмической инерционной нагрузки кПа, отвечающей колебаниям затвора по первой собственной форме, имеет вид:

$$s_1(x, z) = 204,5 \sin \frac{\pi z}{a} \sin \frac{\pi x}{b}. \quad (13.25)$$

В связи с учетом влияния высших собственных форм отметим, что все собственные частоты, начиная со второй, лежат в диапазоне, где спектр ответа имеет постоянное значение $W_x^*=1,42$ (рис. 13.4,в). Поэтому вклад высших форм можно оценить с помощью соотношения:

$$\sum_{i=1}^{\infty} \eta_{вi}(x, z) = 1 + \frac{\mu_{в}(x, z)}{\mu_c}. \quad (13.26)$$

Введем обозначение:

$$\eta_{в}^*(x, z) = \sum_{i=2}^{\infty} \eta_{вi}(x, z). \quad \text{Из (13.26) следует, что}$$

$$\eta_{в}^*(x, z) = 1 + \frac{\mu_{в}(x, z)}{\mu_c} - \eta_{в1}(x, z).$$

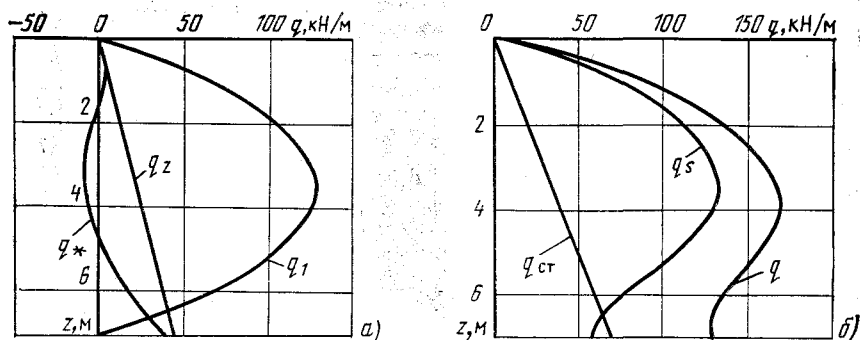


Рис. 13.5. Нагрузки от гидрозатвора на строительные конструкции:
 а — сейсмические нагрузки (q_1 , q^* — от горизонтальной компоненты воздействия по первой и высшим собственным формам соответственно; q_z — от вертикальной компоненты воздействия); б — расчетная сейсмическая q_s , гидростатическая $q_{сг}$ и общая q нагрузки

Суммарная сейсмическая нагрузка по высшим собственным формам, кПа, равна:

$$s^*(x, z) = g n_c W_x^* \eta_{в}^*(x, z) = \\ = 3,34 \left(1 + 17,16R(z) - 17,66 \sin \frac{\pi z}{a} \sin \frac{\pi x}{b} \right). \quad (13.27)$$

При вертикальных сейсмических колебаниях резервуара горизонтальная нагрузка на затвор равна избыточному давлению воды:

$$s_z(x, z) = g \rho W_z^* z, \quad (13.28)$$

где W_z^* — значение ускорения на горизонтальной части спектра: $W_z^* = 0,6$ (см. рис. 13.14, б). Индекс z в обозначении нагрузки показывает не направление ее приложения, а компоненту сейсмического воздействия, которой она соответствует. Подставляя численные значения, получаем: $s_z(x, z) = 41,75$ кПа.

С использованием найденных выше сейсмических нагрузок могут быть определены внутренние усилия в затворе, нагрузка от него на строительные конструкции (рис. 13.5) и т. п., отвечающие различным собственным формам колебаний затвора и направлениям сейсмического воздействия. Результирующие величины определяются затем по формуле (2.10).

13.4. ДИНАМИКА РЕЗЕРВУАРОВ С ЖИДКОСТЬЮ

Среди технологического оборудования АС важное место занимают различные резервуары с жидкостью. Они выполняют разнообразные функции (например, емкость аварийного охлаждения реактора, компенсатор объема петли первого кон-

тура, бак борного раствора, бассейн перегрузки и выдержки топлива и многие другие), располагаются в различных помещениях станции, существенно различаются по конструкционному исполнению, способу крепления к строительным конструкциям, условиям эксплуатации и т. п., но могут быть объединены методами расчета на особые динамические (в частности, сейсмические) воздействия, так как помимо инерционных нагрузок испытывают гидродинамическое воздействие жидкости.

Как известно [16, 53, 65, 105], наличие жидкости приводит к изменению частот и форм собственных колебаний конструкции (по сравнению с системой с твердым заполнителем), дополнительно гидродинамическому давлению на стенки и днище резервуара. При этом для относительно тонкостенных резервуаров гидродинамический расчет обычно оказывается основным, так как масса заполняющей резервуар жидкости значительно больше массы его стенок. В некоторых случаях необходимо также оценить высоту поверхностной волны, возникающей при колебаниях резервуара (во избежание выплеска из открытого резервуара, сильного удара по крышке и т. п.).

Таким образом, задача сводится к расчету различных гидроупругих систем, моделирующих резервуар, на динамические воздействия по заданным ПА и ПС. В настоящее время имеется обширная литература по динамике и сейсмостойкости резервуаров, применяющихся в самых различных областях техники (см., например [16, 50, 65, 105], где имеется соответствующая библиография). Рассмотренные в этих работах задачи решались разными методами, при самых различных допущениях, касающихся как схематизации работы конструкции, так и движения жидкости. Многие из этих подходов могут быть использованы и при расчетах на особые динамические воздействия резервуаров, применяемых на АС.

В зависимости от соотношения жесткостей самого резервуара, его опорной конструкции и преобладающих частот воздействия (в данном случае ПА или ПС) могут быть использованы различные расчетные модели: жестко закрепленный жесткий (недеформируемый) резервуар (податливостью резервуара и его опорной конструкции можно пренебречь); жесткий резервуар на податливой опорной конструкции (жесткость корпуса резервуара существенно больше жесткости опор); упругий (или упругопластический) резервуар (с опорной конструкцией или без нее) и т. д. При этом упругий резервуар (с опорной конструкцией) рассматривается как континуальная, дискретная или комбинированная система (стержень, оболочка, многомассовая система, их комбинации и т. п.).

В зависимости от характера работы резервуара (наличие свободной поверхности или жидкость под давлением) исполь-

зуются различные схематизации для описания движения жидкости. Большая часть имеющихся гидродинамических решений получена для жестких резервуаров простейшей геометрической конфигурации (цилиндр, прямоугольный параллелепипед и т. п.) применительно к малым колебаниям идеальной несжимаемой жидкости, имеющей свободную поверхность. В этом случае задача сводится к решению уравнения Лапласа относительно потенциала скоростей при соответствующих граничных условиях, которое может быть получено аналитически или численно. Такие решения для жестко закрепленного недеформируемого резервуара сразу дают необходимые для его расчета гидродинамические величины: давления на стенки и днище, а также высоту поверхностной волны. Получение этих величин является необходимым этапом и при учете упругой податливости конструкции (см. § 13.1).

Для распространенной расчетной модели жесткого резервуара на податливой опорной конструкции (при наличии свободной поверхности жидкости) расчет на ПС ведется в следующем порядке.

1. Определяются собственные частоты и формы системы резервуар — опорная конструкция с использованием величины «приведенной» массы жидкости, вычисляемой на основе решения соответствующей гидродинамической задачи (в первом приближении можно взять полную массу жидкости) [16]; на этом этапе резервуар с опорной конструкцией схематизируется как линейно-упругая система (с одной, несколькими или бесконечным числом степеней свободы).

2. Инерционная (например, сейсмическая) нагрузка, действующая на массу m_k при колебаниях по i -й форме, определяется (см. гл. 2) по формуле:

$$S_{ik} = (m_k + \mu_{ik}) g W_i \eta_{ik}, \quad (13.29)$$

где μ_{ik} — приведенная масса жидкости (соответствующая i -й форме и k -й массе); W_i — расчетное ускорение, определяемое по ПС (в зависимости от частоты f_i или периода T_i), η_{ik} — коэффициент формы.

3. По найденным расчетным значениям S_k (т. е. с учетом необходимого числа собственных форм) и прочим нагрузкам проверяется прочность опорной конструкции.

4. Определяется (пропорциональное W_i) гидродинамическое (в частности, сейсмическое) давление воды на стенки и днище резервуара.

5. Проверяется прочность корпуса резервуара при действии основных и динамических (инерционных и гидродинамических) нагрузок (статический расчет); на этом этапе корпус резервуара схематизируется как оболочка, пластинчатая система и т. п.

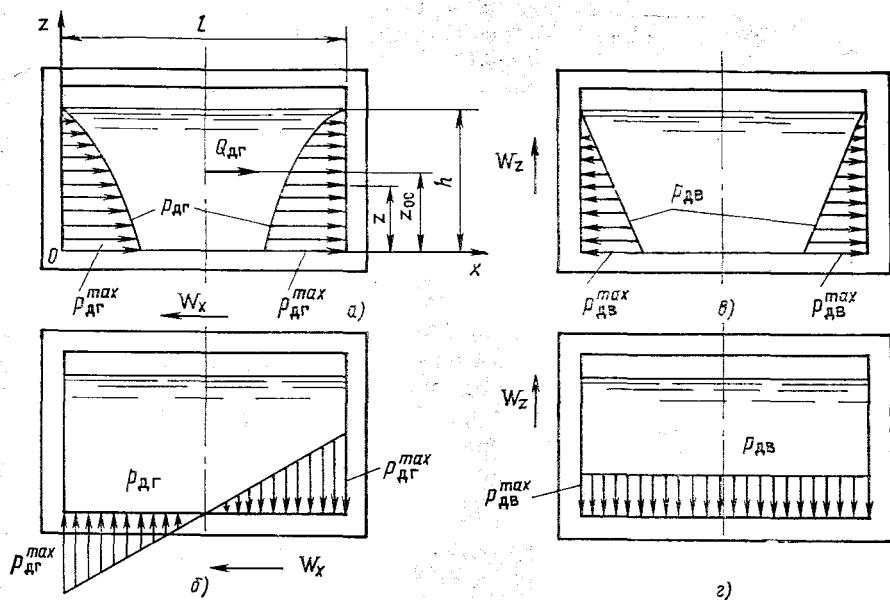


Рис. 13.6. Гидродинамическое давление в прямоугольном резервуаре: а — на стенки от горизонтальной компоненты землетрясения; б — на дно от той же компоненты; в — на стенки от вертикальной компоненты; г — на дно от той же компоненты

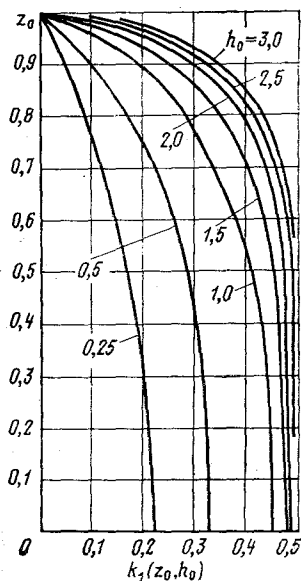
6. Оценивается высота волны в резервуаре.

При расчете жестких резервуаров на упругих опорах на ПА могут быть использованы методы, развитые в [16, 50, 65] при решении аналогичных задач.

Приведем примеры определения сейсмического гидродинамического давления и высоты волны в жестких резервуарах прямоугольной и круглой в плане формы (т. е. в виде параллелепипеда и цилиндра) при горизонтальных сейсмических колебаниях. Резервуары более сложных очертаний можно приближенно сводить к одной из этих форм. При выполнении этих расчетов не будем учитывать наличие в резервуаре внутрикорпусных устройств, что обеспечивает получение давления и высоты волны с запасом. Не затрагиваются также вопросы проверки прочности корпуса резервуара и его опорной конструкции при действии обычных и сейсмических нагрузок (включая гидродинамическое давление), так как она определяется обычными методами. Прочность внутрикорпусных устройств может быть проверена по методике, данной в приложении к нормам [52, 23].

Обозначим максимальные значения горизонтальных и вертикальных ускорений резервуара (в долях g) через W_x и W_z . При поступательных колебаниях прямоугольного в плане ре-

Рис. 13.7. Форма эпюры сейсмического гидродинамического давления $k_1(z_0, h_0)$ в прямоугольном резервуаре при горизонтальном сейме



резервуара (рис. 13.6) на его стенки и дно действует полное гидродинамическое давление

$$p_d = p_{дг} + p_{дв}, \quad (13.30)$$

где $p_{дг}$ и $p_{дв}$ — давления, вызываемые соответственно горизонтальной и вертикальной составляющими сейсмических колебаний резервуара.

Компонента $p_{дг}$ распределена по стенкам, перпендикулярным направлению колебаний, согласно закону (рис. 13.6,а):

$$p_{дг} = \rho g W_x l k_1(z_0, h_0),$$

где ρ — плотность жидкости; g — ускорение силы тяжести; l — ширина

резервуара (вдоль направления колебаний); $k_1(z_0, h_0)$ — форма эпюры гидравлического давления

$$k_1(z_0, h_0) = \frac{1}{2} - \frac{4}{\pi^2} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{\text{ch}[(2n-1)\pi h_0 z_0]}{(2n-1) \text{ch}[(2n-1)\pi h_0]},$$

здесь $z_0 = z/h$; $h_0 = h/l$; h — глубина резервуара; z — координата рассматриваемой точки (рис. 13.6,а). Графики зависимости $k_1(z_0, h_0)$ приведены на рис. 13.7. По дну бассейна и стенкам, параллельным направлению колебаний, давление распределено линейно (см. рис. 13.6,б, где изображено давление на дно). Если ускорение W_x направлено справа налево, то компонента $p_{дг}$ положительна в правой половине резервуара и отрицательна в левой, и наоборот*. При одновременном учете двух горизонтальных компонент сейсмического воздействия давление $p_{дг}$, вызываемое каждой из них, суммируется во всех точках алгебраически.

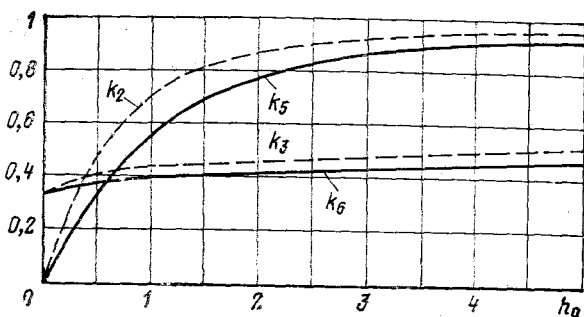
Равнодействующая горизонтальных сил гидродинамического давления равна:

$$Q_{дг} = g m_{ж} W_x k_2,$$

где $m_{ж}$ — масса жидкости в резервуаре. Безразмерная координата ее приложения имеет вид: $z_{0с} = z_c/h = k_3$. Коэффициенты k_2 и k_3 показаны на рис. 13.8.

* Полное давление на стенки равно сумме гидростатического и гидродинамического давлений. Все рассматриваемые в этом параграфе формулы применимы, пока эта сумма в любой точке резервуара положительна.

Рис. 13.8. Коэффициенты для определения величины и координаты точки приложения равнодействующей сейсмического гидродинамического давления (пунктир — прямоугольный резервуар; сплошные линии — круглый резервуар)



Компонента $p_{дв}$ линейно распределена по всем стенкам (рис. 13.6, в). Ее максимальное значение (у дна резервуара) равно:

$$p_{дв}^{max} = \rho g W_z h. \quad (13.31)$$

По дну давление $p_{дв}$ распределено равномерно.

Проверка прочности резервуара осуществляется в предположении одновременного действия гидродинамического и гидростатического давления, равного $p_c = \rho g (h - z)$.

Высота волны достигает максимума ζ у стенок резервуара, где она может быть определена по формуле

$$\zeta = l \sqrt{\sum_{k=1,3,5,\dots}^{\infty} \left(\frac{W_k}{\kappa_k^2 - 1} \right)^2}. \quad (13.32)$$

Здесь W_k — значение спектра ответа, соответствующее k -й собственной частоте колебаний жидкости, Гц,

$$f_k = \sqrt{\frac{gk}{4\pi l} \operatorname{th}(\pi k h_0)}; \quad (13.33)$$

κ_k — коэффициенты, равные: $\kappa_1 = 1,84$; $\kappa_2 = 5,33$; $\kappa_3 = 8,54$; $\kappa_4 = 11,71$; $\kappa_5 = 14,66$; $\kappa_{5+n} = \kappa_5 + \pi n$ ($n = 1, 2, \dots$). Члены ряда в (13.32) быстро убывают, поэтому учет слагаемых для $k > 5$ обычно нецелесообразен. Эксперименты также подтверждают, что колебания жидкости по высшим собственным формам, как правило, не возбуждаются.

В качестве примера рассмотрим бассейн выдержки топлива (рис. 13.9). Сейсмические колебания заданы спектрами ответа, изображенными на рис. 11.8. Поскольку бассейн представляет собой полость в строительных конструкциях, он рассматривается как абсолютно жесткое тело и ускорения для него принимаются как для максимальной частоты на спектре:

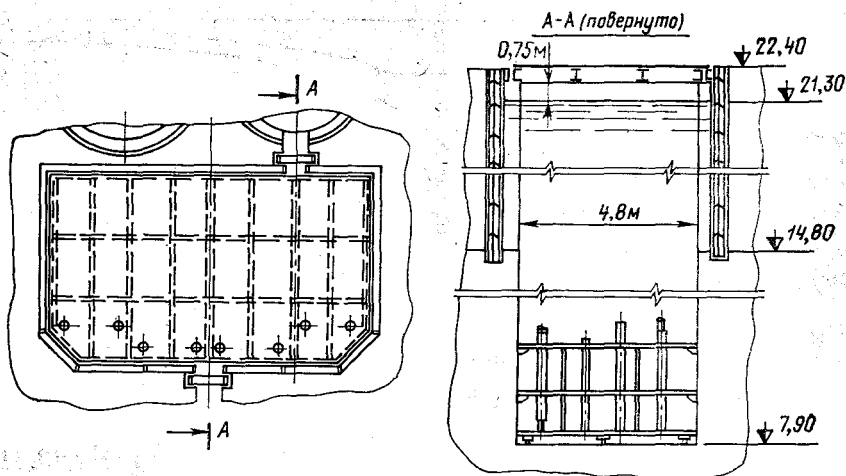
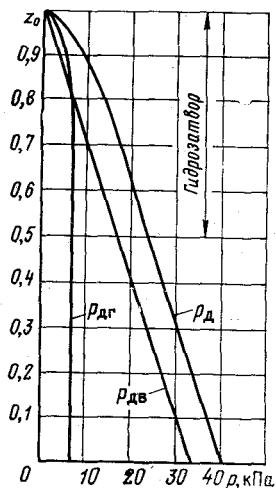


Рис. 13.9. Бассейн выдержки топлива

$W_x=0,3$; $W_z=0,25$. Горизонтальные колебания считаются направленными поперек длинных стенок бассейна (в которых имеются проемы, закрытые затворами). Геометрические размеры бассейна: глубина $h=13,4$ м; ширина $l=4,8$ м. Плотность жидкости (вода) $\rho=1000$ кг/м³.

Эпюры сейсмического гидродинамического давления на вертикальную стенку ($p_{дг}$, $p_{дв}$ и $p_d=p_{дг}+p_{дв}$) изображены на рис. 13.10. Их максимальные значения (у дна) составляют соответственно 7,1; 33,5 и 40,6 кПа. Давление на затвор (также рассматриваемый как абсолютно жесткое тело) изображается верхней частью эпюры (при $0,5 \leq z \leq 1$).



Собственные частоты колебаний поверхности жидкости равны: $f_1=0,4$ Гц; $f_3=0,7$ Гц; $f_5=0,9$ Гц. Соответствующие ускорения по спектру ответа на рис. 11.8 равны: $W_1=0,05$; $W_3=0,2$; $W_5=0,6$. Подставляя эти значения в (13.54), получаем наибольшую высоту волны $\zeta=0,1$ м. Зазор между свободной поверхностью жидкости и крышкой со-

Рис. 13.10. Сейсмическое гидродинамическое давление в бассейне выдержки топлива

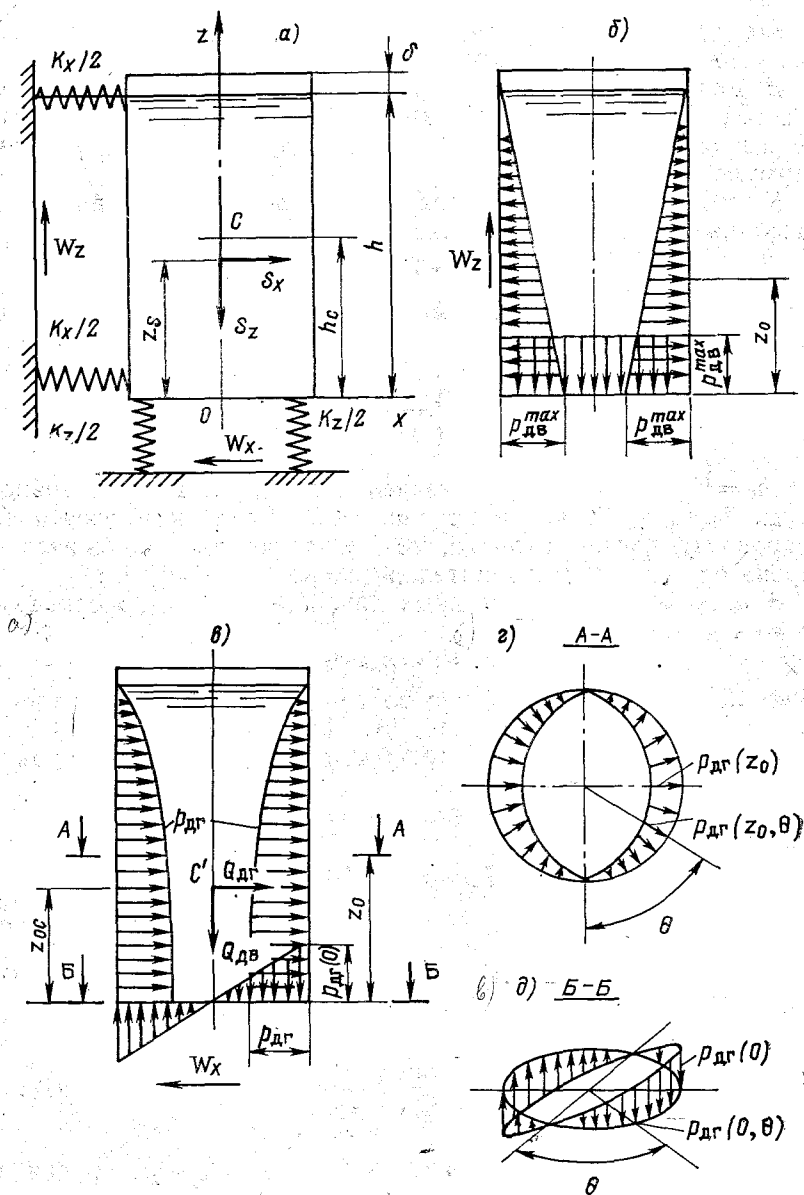


Рис. 13.11. Распределение сейсмического гидродинамического давления в круглом резервуаре:

а — расчетная схема резервуара на податливых опорах; б — гидродинамическое давление от вертикальной компоненты землетрясения; в—г — то же от горизонтальной компоненты

ставляет 0,75 м (рис. 13.9), т. е. достаточен для предотвращения удара волны о крышку.

В цилиндрическом резервуаре (рис. 13.11) при поступательных колебаниях полное гидродинамическое давление также вычисляется по формуле (13.30), а компонента $p_{дв}$ — по формуле (13.31).

Компонента $p_{дг}$ на образующих, лежащих в плоскости колебаний (рис. 13.11, в), равна:

$$p_{дг} = \rho g r W_x k_4(z_0, h_0),$$

где r — радиус резервуара; k_4 — форма эпюры гидродинамического давления:

$$k_4 = 1 - 2 \sum_{n=1}^{\infty} \frac{\text{ch}(\kappa_n h_0 z_0)}{(\kappa_n^2 - 1) \text{ch}(\kappa_n h_0)},$$

где $h_0 = h/r$; остальные обозначения прежние. График зависимости $k_4(z_0, h_0)$ показан на рис. 13.12. Если компонента W_x направлена слева направо, то давление $p_{дг}$ положительно справа от оси OZ и отрицательно слева, и наоборот.

В плоскостях, параллельных дну, давление $p_{дг}$ распределено по закону:

$$p_{дг}(z_0, \theta) = p_{дг}(z_0) \sin \theta$$

(рис. 13.11, г). Соответственно по контуру днища это давление распределено по закону $p_{дг}(0, \theta)$. По остальному днищу распределение можно считать линейным в радиальных направлениях (рис. 13.11, д).

Равнодействующая горизонтальных сил гидродинамического давления равна:

$$Q_{дг} = g m_{ж} W_x k_5;$$

безразмерная координата ее приложения есть: $z'_{0с} = h'_c/h = k_6$. Значения коэффициентов k_5 и k_6 приведены на рис. 13.8.

Максимальная высота волны ζ достигается у стенок на образующих в плоскости колебаний и равна:

$$\zeta = 2r \sqrt{\sum_{k=1}^{\infty} \left(\frac{W_k}{\kappa_k^2 - 1} \right)^2}, \quad (13.34)$$

где коэффициенты κ_k те же, что в (13.33); W_k — ускорения по спектру при k -й собственной частоте, Гц, колебаний жидкости:

$$\dot{f}_k = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{g}{r} \kappa_k \text{th}(\kappa_k h_0)}. \quad (13.35)$$

Как и в случае прямоугольного резервуара, в (13.34) обычно достаточно учесть не более пяти первых членов ряда.

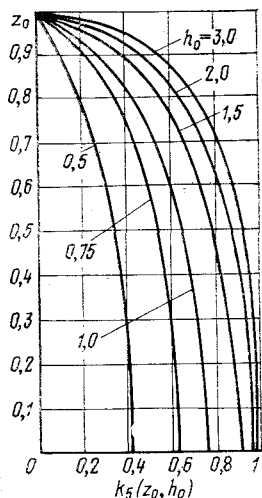


Рис. 13.12. Форма эпюры сейсмического гидродинамического давления $k_5(z_0, h_0)$ в круглом резервуаре при горизонтальном сейсме

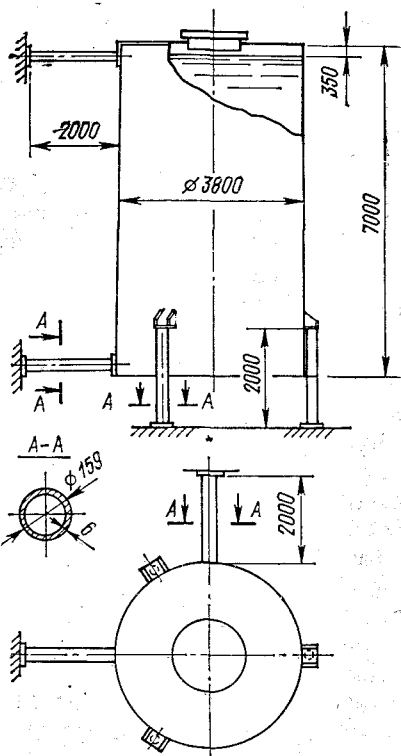


Рис. 13.13. Цилиндрический резервуар на податливых опорах

В качестве примера определим сейсмические нагрузки на опорные конструкции и высоту волны в цилиндрическом резервуаре, изображенном на рис. 13.13. Исходные данные для расчета: масса сухого бака $m_6=5500$ кг; масса жидкости $m_{ж}=77\,000$ кг; ее плотность $\rho=1000$ кг/м³ (вода); радиус бака $r=190$ см; глубина жидкости $h=665$ см; высота центра тяжести сухого бака $h_c=350$ см.

Расчетная схема резервуара изображена на рис. 13.11,а. В силу симметрии его корпус при колебаниях основания перемещается поступательно, причем вертикальные и горизонтальные колебания могут рассматриваться независимо друг от друга. В каждом из этих направлений конструкция схематизируется как система с одной степенью свободы.

Геометрические размеры опор показаны на рис. 13.13. Их суммарные жесткости равны: $K_x=4,4$ МН/см; $K_z=15,4$ МН/см.

Коэффициент приведения массы жидкости в нашем случае равен: $k_5=0,7$. Частота свободных горизонтальных колебаний

равна:

$$\omega_x = \sqrt{\frac{k_x}{m_6 + k_5 m_{ж}}} = 86 \text{ 1/с } (f_x = 13,6 \text{ Гц}).$$

Аналогично найдем $\omega_z = 142 \text{ 1/с } (f_z = 22,6 \text{ Гц})$. По спектрам ответа на рис. 11.8 находим: $W_x = 0,42$; $W_z = 0,28$.

Инерционные сейсмические силы: $S_x = (m_6 + k_5 m_{ж}) g W_x = 0,31 \text{ МН}$; $S_z = (m_6 + k_5 m_{ж}) g W_z = 0,21 \text{ МН}$. Они проложены в точке с координатой

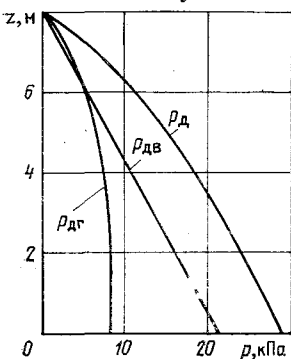
$$z_s = \frac{\xi m_5 W_x h_c + Q_{дг} h_c'}{g m_6 + Q_{дг}} = \frac{m_5 h_c + m_{ж} k_5 k_6 h}{m_6 + m_{ж} k_5}.$$

Подставляя численные значения, получаем $z_s = 278 \text{ см}$.

Эпюры компонент гидродинамического давления $p_{дг}$ и $p_{дв}$ и суммарного гидродинамического давления показаны на рис. 13.14. По найденным сейсмическим инерционным силам и значениям давления должна быть проверена прочность корпуса и опорных конструкций.

Для определения высоты волны вычислим собственные частоты колебаний жидкости и найдем соответствующие им значения спектра ответа: $f_1 = 0,5 \text{ Гц } (W_1 = 0,06)$; $f_2 = 0,83 \text{ Гц } (W_2 = 0,08)$; $f_3 = 1,1 \text{ Гц } (W_3 = 0,12)$; $f_4 = 1,2 \text{ Гц } (W_4 = 0,14)$; $f_5 = 1,4 \text{ Гц } (W_5 = 0,18)$. Подстановка в формулу (13.34) дает максимальное значение высоты волны $\xi = 9,7 \text{ см}$. Как видно из рис. 13.13, зазор между крышкой и поверхностью жидкости достаточен для предотвращения удара волны в крышку.

Нами рассмотрен простейший, но наиболее часто встречающийся случай поступательного движения единичного резервуара. При угловых колебаниях расчет гидродинамического давления можно выполнить по формулам, приведенным в [16, 50, 65]. В случае плоского и пространственного движения его колебания с учетом влияния жидкости и соответствующее гид-



родинамическое давление можно определить с помощью приема, использованного в § 13.2. Наконец, более сложные системы, включающие несколько резервуаров, рассмотрены в [16, 50, 65].

Рис. 13.14. Сейсмическое гидродинамическое давление на стенку в цилиндрическом резервуаре при горизонтальном сейсме

13.5. МЕТОДЫ ОЦЕНКИ НАДЕЖНОСТИ

Применительно к используемым схематизациям конструкций, взаимодействующих с жидкостью, возможны самые различные схемы оценки надежности конструкций с учетом динамических воздействий, задаваемых как случайные величины (квазистатистические подходы) или случайные процессы. В частности, применительно к резервуарам с жидкостью, схематизируемым как жесткая конструкция, существенное развитие получили методы статистической динамики [16, 50, 65]. Задача ставится следующим образом: закон движения резервуара (ПА) рассматривается как случайный процесс; требуется по статистическим характеристикам этого процесса получить соответствующие характеристики искомых гидродинамических величин (давление на стенки, высоту волны), а затем оценить вероятность их пребывания в допустимых пределах. Если система резервуар — опорная конструкция принимается недеформируемой (при решении задачи гидродинамики), то следует учитывать диссипацию энергии в жидкости. Обычно для этой цели используются различные приближенные приемы, например способ Релея — Лемба, в результате чего соответствующее решение задачи гидродинамики идеальной жидкости усложняется несущественно.

Решение существенно упрощается, если рассматривать ПА как стационарный случайный процесс. В этом случае сначала находят решение задачи гидродинамики (детерминистической) с учетом диссипации энергии, затем строят передаточную функцию системы, т. е. решение задачи при движении основания по закону $v = v_0 \exp i\omega t$ (с учетом или без учета начальных условий), и, наконец, определяют вероятностные характеристики на «выходе» системы и соответствующие оценки надежности.

Проиллюстрируем эту схему на примере прямоугольного резервуара, совершающего горизонтальные случайные колебания (см. рис. 13.6). Выражение для потенциала скоростей $\Phi(x, y, t)$ имеет такой же вид, как и в случае идеальной жидкости (см. [16]), изменится лишь уравнение для определения функции $f_n(t)$, которое будет иметь вид:

$$\ddot{f}_n + \nu \dot{f}_n + \tilde{\omega}_n^2 f_n = -\dot{v} b_n, \quad (13.36)$$

где ν — коэффициент, характеризующий затухание в жидкости;

$$\tilde{\omega}_n^2 = \frac{g\pi n}{a} \operatorname{th} \frac{\pi n h}{a}; \quad b_n = 4a/(\pi n)^2.$$

Выражения для давления и передаточной функции имеют вид:

$$p = -B \left(\bar{a} + \sum_{n=1}^{\infty} \frac{\ddot{f}_n}{\ddot{v}} B_n \right) \ddot{v}; \quad (13.37)$$

$$\Phi_p(i\omega) = -B \left(\bar{a} + \sum_{n=1}^{\infty} \frac{B_n b_n \omega^2}{\tilde{\omega}_n^2 + i\nu\omega - \omega^2} \right), \quad (13.38)$$

где $B = \rho$; $\bar{a} = a/r$; $B_n = \text{ch} \frac{\pi n(y+h)}{a} / \text{ch} \frac{\pi n h}{a}$.

Для высоты волны ξ формулы аналогичны. Отсюда при заданной спектральной плотности ускорения основания \ddot{v} могут быть определены величины \bar{p}^2 и $\bar{\xi}^2$. При этом в целях упрощения при вычислении $|\Phi_p(i\omega)|^2$ часто ограничиваются первым членом ряда (13.38). Если считать, что реакция системы может быть описана нормальным законом, то вероятность превышения p над σ_p (стандартом) в k раз определяется формулой:

$$P(p > k\sigma_p) \approx \frac{1}{k\sqrt{2\pi}} \exp \left(-\frac{1}{2k^2} \right). \quad (13.39)$$

Для жестких резервуаров на упругой опорной конструкции общая схема расчета в рамках статистической динамики аналогична. Однако если учитываются силы затухания в опорной конструкции, то вязкость жидкости (практически не влияющую на результат) можно не учитывать.

В случае квазистатистических подходов, т. е. при расчетах на ПС, используется схема оценки надежности, изложенная в § 2.7. В качестве примера рассмотрим задачу об оценке надежности опорной конструкции цилиндрического резервуара с жидкостью (водой), установленного на трех стойках, жестко закрепленных в корпусе и шарнирно опертых на основание (рис. 13.15). Исходные данные для расчета: диаметр резервуара $D=150$ см; высота $H=450$ см; длина стойки $l_{\text{ст}}=100$ см; площадь ее поперечного сечения $F_{\text{ст}}=18,8$ см²; момент инерции $I_{\text{ст}}=340$ см⁴; момент сопротивления $W_{\text{ст}}=54,4$ см³; собственная масса резервуара $Q=3,8$ т; центральный момент инерции $J_p=10$ т·м². Срок службы резервуара 30 лет, из которых 6 лет он заполнен до верха, а 24 года — на высоту $l=1,7$ м.

Случайные параметры задачи: интенсивности I_k и интервалы повторяемости τ_k землетрясений, распределение пиковых ускорений A в пределах балла; $\lambda_1 = E \cdot 10^{-4}$, где E — модуль упругости грунтового основания здания АЭС; λ_2 — относительное затухание в резервуаре; $\sigma_{\text{вр}}$ — временное сопротивление

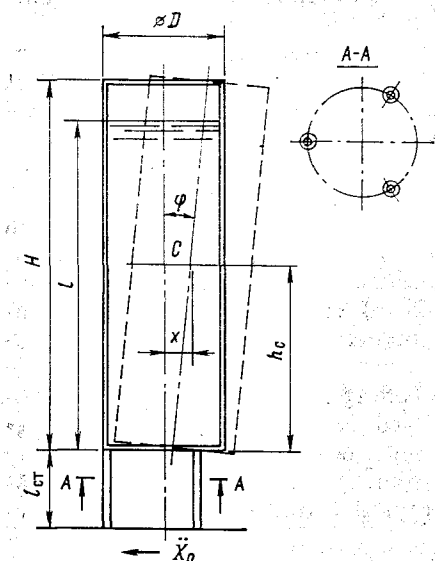


Рис. 13.15. Резервуар на опорных стойках (к определению надежности при землетрясении)

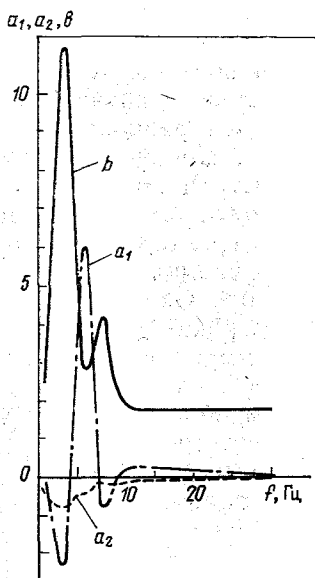


Рис. 13.16. Коэффициенты линейризации поэтажного спектра ответа $W^*(f, \lambda_1, \lambda_2)$

материала его опорной конструкции. Законы распределения, а также вероятностные характеристики всех параметров, кроме $\sigma_{вр}$, такие же, как в примере § 12.4; $m(\sigma_{вр}) = 718$ МПа; $\sigma(\sigma_{вр}) = 72$ МПа. Сейсмическое воздействие приложено горизонтально в плоскости чертежа, оба его направления считаются равновероятными. На рис. 13.16 показаны коэффициенты линейризации поэтажного спектра $W^*(f_1, \lambda_1, \lambda_2)$ [см. формулу (2.23)], выполненной методом наименьших квадратов.

Резервуар схематизирован как твердое тело на податливой опоре, имеющее две степени свободы; масса жидкости суммировалась с собственной массой резервуара (см. § 13.4). Критерий отказа одной стойки — развитие напряжений, превосходящих $\sigma_{вр}$, а всей опорной конструкции — выход из строя хотя бы одной стойки (и, как следствие, — опрокидывание резервуара). Критерии прочности для стоек, расположенных слева и справа от оси OZ (при показанном на рис. 13.15 направлении воздействия $\ddot{X}_0(t)$), имеют вид:

$$F_{л} = \sigma_{вр} - \sigma_c + \sigma_{с.в} \geq 0; \quad (13.40)$$

$$F_{п} = \sigma_{вр} - \sigma_c - \sigma_{с.в} \geq 0, \quad (13.41)$$

где σ_c и $\sigma_{c,v}$ — напряжения от сейсмике и собственной массы соответственно [при перемене направления воздействия условия (13.40) и (13.41) меняются местами].

Были получены следующие результаты. При интенсивности $I_1=8$ баллов в случае полного резервуара вероятность отказа оказывается равной: для левой стойки $V'_l=0,79$, для правой $V'_n=0,81$, для опорной конструкции в целом $V'_1=0,992$ (т. е. надежность $\Psi'_1=8 \cdot 10^{-3}$); при частичном заполнении резервуара вероятность отказа опорной конструкции $V''_1=9 \cdot 10^{-12}$. Полная вероятность отказа (т. е. с учетом двух режимов) при 8, 7 и 6 баллах соответственно: $V_1=0,198$; $V_2=0,094$ и $V_8=9,06 \cdot 10^{-5}$. Окончательно (с учетом повторяемости землетрясений и срока службы конструкции) вероятность отказа опорной конструкции оказывается равной $V=0,021$, т. е. надежность $\Psi=1-V=0,979$.

Таким образом, надежность конструкции оказывается относительно высокой*, хотя при $I_1=8$ баллов и заполненном резервуаре математическое ожидание сейсмических напряжений на 75% превышает значение $\sigma_{вр}$, т. е. при обычном (нормативном) расчете опорная конструкция была бы призвана несеистойкой.

Следует заметить, что надежность опорной конструкции может быть повышена за счет несложных конструктивных мероприятий. Так, если установить резервуар на шести стойках вместо трех (при той же суммарной площади их сечения, т. е. без увеличения металлоемкости конструкции), то можно принять за критерий отказа выход из строя трех рядом расположенных стоек или более трех стоек. В этом случае вероятность отказа составляет $V=1,85 \cdot 10^{-3}$, т. е. уменьшается на порядок. Очевидно, что при обычном расчете преимущество второй конструкции с точки зрения надежности установить невозможно.

* При расчете реального резервуара допускаемая вероятность отказа должна быть принята исходя из его ответственности, положения в технологической цепи (например, наличия дублирования) и т. п.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Абрамович С. Ф., Крючков Ю. С. Динамическая прочность судового оборудования. Л.: Судостроение. 1967.
2. Анализ и проверка сейсмостойкости атомных электростанций. Руководство по безопасности. №50-SG-S2. Вена: МАГАТЭ. 1981.
3. Батэ К.-Ю., Вильсон Е. Л. Численные методы анализа и метод конечных элементов. М.: Стройиздат. 1982.
4. Бирбраер А. Н., Любимый И. А., Хомич С. А. Обеспечение безопасности АЭС при ударе падающего самолета// Проектирование архитектурно-строительной части ТЭС и АЭС. М.: Энергоатомиздат. 1984. С. 27—38.
5. Бирбраер А. Н., Шульман С. Г. Оценка надежности оборудования АЭС в рамках линейно-спектральной теории сейсмостойкости// Тр. ЦКТИ. 1984. Вып. 212. С. 26—33.
6. Бирбраер А. Н., Шульман С. Г. Оценка надежности сооружений и оборудования АЭС при ударе падающего самолета// Энергетическое строительство. 1985. № 9. С. 45—48.
7. Бирбраер А. Н., Шульман С. Г. Оценка сейсмостойкости сооружений и оборудования АЭС в рамках нормативной методики// Энергетическое строительство. 1987. № 1. С. 19—22.
8. Бирбраер А. Н., Шульман С. Г. Оценка надежности свайных фундаментов при сейсмических воздействиях// Основания, фундаменты и механика грунтов. 1986. № 1. С. 15—18.
9. Болотин В. В. Статистические методы в строительной механике. М.: Стройиздат. 1961.
10. Болотин В. В. Методы теории вероятностей и теории надежности в расчетах сооружений. М.: Стройиздат. 1982.
11. Болотин В. В. Прогнозирование ресурса машин и конструкций. М.: Машиностроение. 1984.
12. Булычев Н. С. Механика подземных сооружений. М.: Недра. 1982.
13. Вентцель Е. С. Теория вероятностей. М.: Наука. 1969.
14. Ветошкин В. А., Костарев В. В., Шукин А. Ю. Вопросы практического использования современных методов расчета энергооборудования на сейсмостойкость// Тр. ЦКТИ. 1984. Вып. 212. С. 3—13.
15. Гвоздев А. А. Расчет несущей способности конструкций по методу предельного равновесия. М.: Стройиздат. 1949.
16. Гольденблат И. И., Николаенко Н. А. Расчет конструкций на действие сейсмических и импульсивных сил. М.: Стройиздат. 1961.
17. Горбунов-Посадов М. И. Расчет конструкций на упругом основании. М.: Стройиздат. 1953.
18. Горев В. А., Трошин А. К. Определение параметров сферической дефлаграции// Физика горения и взрыва. 1979. № 2. С. 73.
19. ГОСТ 27.002—83. Надежность в технике. Термины и определения. Госстандарт СССР. М., 1983.
20. ГОСТ 27003—83. Выбор и нормирование показателей надежности. Основные положения. М.: Изд. стандартов. 1984.
21. Гусев А. С., Светлицкий В. А. Расчет конструкций при случайных воздействиях. М.: Машиностроение. 1984.
22. Динамический расчет зданий и сооружений/ М. Ф. Барштейн, В. А. Ильичев, Б. Г. Коренев и др. М.: Стройиздат. 1984.

23. **Динамический расчет сооружений на специальные воздействия/** М. Ф. Барштейн, Н. И. Бородачев, Л. Х. Блюмина и др. М.: Стройиздат. 1981.
24. **Динамический расчет специальных инженерных сооружений и конструкций/** Ю. К. Амбриашвили, А. И. Ананьин, А. Г. Барченков и др. М.: Стройиздат. 1986.
25. **Динамика сплошных сред в расчетах гидротехнических сооружений/** Под ред. В. М. Лятхера, Ю. С. Яковлева, М.: Энергия. 1976.
26. **Дорман И. Я. Сейсмостойкость транспортных тоннелей.** М.: Транспорт. 1982.
27. **Ермолаев Н. Н., Михеев В. В. Надежность оснований сооружений.** Л.: Стройиздат. 1976.
28. **Защита от образующихся в результате аварий летящих предметов и от их вторичных воздействий на атомных электростанциях. Руководство по безопасности № 50-SG-D4.** Вена: МАГАТЭ. 1981.
29. **Индурский М. С., Кан Л. И., Ржезников Ю. В. Расчеты усилий от втекающей в тупик струи вскипающей воды// Теплогидравлические процессы в оборудовании АЭС/** Под ред. Ю. Н. Кузнецова, М.: Энергоатомиздат. 1986.
30. **Инструкция по расчету перекрытий на импульсные нагрузки/ ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко.** М.: Стройиздат. 1966.
31. **Кауфман Б. Д., Шульман С. Г. Учет взаимодействия сооружений с основанием при определении сейсмических нагрузок// Сейсмические воздействия на гидротехнические и энергетические сооружения.** М.: Наука. 1980.
32. **Кириллов А. П., Амбриашвили Ю. К. Сейсмостойкость атомных электростанций.** М.: Энергоатомиздат. 1985.
33. **Кириллов А. П., Саргсян А. Е., Нейман Е. И. Разработка и обоснование метода расчета динамической прочности железобетонных конструкций при действии локальных динамических нагрузок// Современные методы расчета ТЭС и АЭС на основе использования ЭВМ.** М.: Тр. Гидропроекта. 1985.
34. **Кириллов А. П., Крылов В. В., Саргсян А. Е. Взаимодействие фундаментов сооружений электростанций с основанием при динамических нагрузках.** М.: Энергоатомиздат. 1984.
35. **Клаф Р., Пензиен Дж. Динамика сооружений.** М.: Стройиздат. 1979.
36. **Клемин А. И. Надежность ядерных энергетических установок. Основы расчета.** М.: Энергоатомиздат. 1987.
37. **Клемин А. И. Инженерные вероятностные расчеты при проектировании ядерных реакторов.** М.: Атомиздат. 1973.
38. **Коробейников В. П. Математическое моделирование катастрофических явлений природы.** М.: Знание. 1986.
39. **Костовецкий Д. Л. Прочность трубопроводных систем энергетических установок.** Л.: Энергия. 1973.
40. **Костовецкий Д. Л., Рейнов А. И. Алгоритм и программа расчета трубопроводов с учетом сейсмических воздействий// Тр. ЦКТИ.** 1984. Вып. 212. С. 97—104.
41. **Кудзис А. П. Оценка надежности железобетонных конструкций.** Вильнюс: Моклас. 1985.
42. **Кульмач П. П., Филиппенок В. З. Воздействие волн цунами на морские гидротехнические сооружения.** М.: Транспорт. 1984.
43. **Лукашевич В. С. О строительстве подземных АЭС// Энергетическое строительство за рубежом.** 1984. № 5. С. 12—18.
44. **Модели сейсмостойкости сооружений//** И. И. Гольденблат, Н. А. Николаенко, С. В. Поляков, С. В. Ульянов. М.: Наука. 1979.
45. **Монахенко Д. В. Физическое моделирование сейсмостойкости сооружений (теория и некоторые приложения).** Л.: Энергия. 1975.
46. **Муди. Нестационарные силы, возникающие в трубе при опорожнении или перекрытии: Пер. с англ./** Теоретические основы инженерных расчетов. М.: Мир. 1973. № 3. С. 156—163.
47. **Наливкин Д. В. Ураганы, бури и смерчи.** Л.: Наука. 1969.

48. **Напетваридзе Ш. Г.** Вероятностные задачи инженерной сейсмологии и теории сейсмостойкости. Тбилиси: Мецниереба. 1985.
49. **Напряженно-деформированное** состояние железобетонной оболочки при действии локальной кратковременной нагрузки. Обзорная информация/ А. П. Кириллов, А. Е. Саргсян. М.: Информэнерго. 1984.
50. **Николаенко Н. А., Ульянов С. В.** Статистическая динамика машиностроительных конструкций. М.: Машиностроение. 1977.
51. **Новая** карта сейсмического районирования СССР и шкала сейсмической активности/ М. А. Садовский, В. И. Бунэ, Г. П. Горшков и др.// Промышленное строительство. 1982. № 9. С. 3—6.
52. **Нормы** расчета на прочность оборудования и трубопроводов атомных энергетических установок. ПиН АЭГ-7-002—86.
53. **Нормы** проектирования сейсмостойких атомных станций. ПиН АЭГ-5-006—87.
54. **Нормы** строительного проектирования АС с реакторами различного типа. Правила и нормы в атомной энергетике. ПиН АЭ-5.6: Изд. Минатомэнерго СССР. 1986. 21 с.
55. **Ньюмарк Н., Розенблюэт Э.** Основы сейсмостойкого строительства. М.: Стройиздат. 1980.
56. **Оборудование** атомных энергетических установок. Расчет на прочность при сейсмическом воздействии. РТМ 108.020.37—81: Изд. ЦКТИ. 1986.
57. **Общие** положения обеспечения безопасности атомных станций при проектировании, сооружении и эксплуатации (ОПБ—82)// Сборник нормативных материалов по безопасности АЭС. М.: Энергоатомиздат. 1984. С. 5—29.
58. **О нормах** проектирования сейсмостойких атомных станций./ В. П. Татарников, М. Л. Клоницкий, А. К. Беляничев, С. Г. Трушин// Энергетическое строительство. 1983. № 7. С. 67—69.
59. **Основы** теории сейсмостойкости зданий и сооружений/ К. С. Завриев, А. Г. Назаров и др. М.: Стройиздат. 1970.
60. **Острейковский В. А.** Физико-статистические модели надежности элементов ЯЭУ. М.: Энергоатомиздат. 1986.
61. **Пановко Я. Г.** Основы прикладной теории колебаний и удара. Л.: Машиностроение. 1976.
62. **Поляков С. В.** Сейсмостойкие конструкции зданий. М.: Высшая школа. 1983.
63. **Попов Н. Н., Расторгуев Б. С.** Вопросы расчета и конструирования специальных сооружений. М.: Стройиздат. 1980.
64. **Правила** устройства и безопасной эксплуатации оборудования атомных электростанций, опытных и исследовательских ядерных реакторов и установок. М.: Металлургия. 1979.
65. **Проектирование** сейсмостойких гидротехнических, транспортных и специальных сооружений/ И. И. Гольденблат, Г. Н. Карцивадзе, Ш. Г. Напетваридзе, Н. А. Николаенко, М.: Стройиздат. 1971.
66. **Прочность, устойчивость, колебания.** Справочник в трех томах. Т. 3/ Под ред. М. А. Биргера, Я. Г. Пановко. М.: Машиностроение. 1968.
67. **Пугачев В. С.** Теория случайных функций и ее применение к задачам автоматического управления. М.: Физматгиз. 1962.
68. **Пугачев В. С.** Введение в теорию вероятностей. М.: Наука, 1968.
69. **Райзер В. Д.** Методы теории надежности в задачах нормирования расчетных параметров строительных конструкций. М.: Стройиздат. 1986.
70. **Расчет** двумерного нестационарного истечения вскипающей воды/ М. М. Гишинский, М. С. Индрский, Л. И. Кан, Ю. В. Ржезников// Изв. АН СССР. МЖГ. 1981. № 4. С. 146—149.
71. **Расчет** защитной оболочки АЭС по уточненному ударному импульсу с учетом неупругих свойств железобетона/ Ю. Э. Сеницкий, А. Л. Гуревич, А. С. Неймарк и др.// Энергетическое строительство. 1984. № 2. С. 28—30.

72. Расчет трубопроводов атомных электростанций на прочность. РТМ. 108.020.01—75: Изд. ЦКТИ. 1975.
73. Рашидов Т. Р. Динамическая теория сейсмостойкости сложных систем подземных сооружений. Ташкент: Изд. ФАН. 1973.
74. Рекомендации по проектированию плотин из грунтовых материалов. Раздел: Расчет устойчивости откосов грунтовых плотин. М.: Гидропроект. 1983.
75. Ржаницын А. Р. Предельное равновесие пластин и оболочек. М.: Наука. 1983.
76. Ржаницын А. Р. Теория расчета строительных конструкций на надежность. М.: Стройиздат. 1978.
77. Ржезников Ю. В., Кан Л. И., Светличный А. П. Нестационарная реактивная сила при разрыве трубопровода, содержащего горячую воду// Теплоэнергетика. 1986. № 7. С. 33—37.
78. Ржезников Ю. В., Лифшиц Э. В. Расчеты аварийных механических воздействий в помещениях АЭС при разуплотнении оборудования// Вопросы безопасности АЭС и задачи научных исследований. М.: Атомиздат. 1979. С. 55—59.
79. Ржезников Ю. В., Лифшиц Э. В. Оценка давлений в помещениях АЭС при авариях с истечением теплоносителя// Теплоэнергетика. 1984. № 6. С. 11—15.
80. Ржезников Ю. В., Лифшиц Э. В., Благодетелева Е. В. Расчет скорости летящего предмета, разгоняемого струей// Теплоэнергетика. 1987. № 12. С. 57—61.
81. Руководство по проектированию гидротехнических туннелей. М.: Стройиздат. 1982.
82. Руководство по проектированию строительных конструкций убежищ гражданской обороны/ ЦНИИ Промзданий Госстроя СССР. М.: Стройиздат. 1982.
83. Руководство по проектированию фундаментов машин с динамическими нагрузками/ НИИОСП им. Герсевича. М.: Стройиздат, 1982.
84. Руководство по расчету зданий и сооружений на действие ветра. М.: Стройиздат. 1978.
85. Савинов О. А. Современные конструкции фундаментов под машины и их расчет. Л.: Стройиздат, 1979.
86. Свайные фундаменты в сейсмических районах/ В. А. Ильичев, Ю. В. Монголов, В. М. Шаевич. М.: Стройиздат. 1983.
87. Сейсмический риск и инженерные решения/ Под ред. Ц. Ломнитца и Э. Розенблюта. М.: Недра. 1981.
88. Сейсмостойкость атомных электростанций. Сост. А. Н. Бирбраер, С. Г. Шульман. Обзор. М.: Информэнерго. 1979.
89. Симиу Э., Сканлан Р. Воздействие ветра на здания и сооружения: Пер. с англ. М.: Стройиздат. 1984.
90. СНиП 2.06.05—84. Плотины из грунтовых материалов/ Госстрой СССР. М.: Стройиздат. 1985.
91. СНиП II-11—77*. Защитные сооружения гражданской обороны/ Госстрой СССР. М.: ЦИТП Госстроя СССР. 1985.
92. СНиП II-17—77. Свайные фундаменты/ Госстрой СССР. М.: Стройиздат. 1978.
93. СНиП II-7—81. Строительство в сейсмических районах/ Госстрой СССР. М.: Стройиздат. 1982.
94. СНиП II-15—74. Основания зданий и сооружений/ Госстрой СССР. М.: Стройиздат. 1975.
95. СНиП 2.01.07—85. Нагрузки и воздействия/ Госстрой СССР М.: ЦИТП Госстроя СССР. 1987.
96. СНиП II-12—75. Бетонные и железобетонные конструкции/ Госстрой СССР. М.: Стройиздат. 1976.

97. **Снитковский А. И.** Смерчи над территорией СССР// Метеорология и гидрология. 1987. № 9. С. 12—25.
98. **Справочник** по теории упругости (для инженеров-строителей)/ Под ред. П. М. Варвака и А. Ф. Рябова. Киев: Будивельник. 1971.
99. **Учет внешних событий, вызванных деятельностью человека, при проектировании атомных электростанций.** Руководство по безопасности. № 50-SG-D5. Вена: МАГАТЭ. 1983.
100. **Учет землетрясений и связанных с ними явлений при выборе площадок для атомных электростанций.** Руководство по безопасности. № 50-SG-S1. Вена: МАГАТЭ. 1981.
101. **Учет чрезвычайных ситуаций, возникающих в результате деятельности человека, при выборе площадок для атомных электростанций.** Руководство по безопасности. № 50-SG-S5. Вена: МАГАТЭ. 1983.
102. **Учет экстремальных метеорологических явлений при выборе площадок АЭС.** (Без учета тропических циклонов). Руководство по безопасности. № 50-SG-S11A. Вена: МАГАТЭ. 1983.
103. **Фотиева Н. Н.** Расчет крепи подземных сооружений в сейсмически активных районах. М.: Стройиздат. 1980.
104. **Хуснутдинов Д. З.** Поле максимальных величин давлений при дефлаграционных взрывах различной интенсивности// Охрана труда. М.: Изд. МИСИ. 1988.
105. **Шульман С. Г.** Расчеты сейсмостойкости гидросооружений с учетом влияния водной среды. М.: Энергия. 1976.
106. **Энергетика и электрификация.** Сер. Атомная энергетика за рубежом// Экспресс-информ. 1985. Вып. 4. С. 15—22.
107. **Aircraft Accident Digest**// ICAO Circular. № 16.1.88-AN/74—№ 29.191-AN-116.
108. **Bauer J., Scharpf F., Schwarz R.** Analysis of reinforced concrete structures subjected to aircraft impact loading// Trans. of the 7th SMIRT, Chicago, USA. 1983. J. 39/4.
109. **Bignon P. G., Riera J. D.** Verification of methods of analysis for soft missile impact problems// Nucl. Engng. and Des. 1980. V. 60. P. 311—326.
110. **Brandes K., Limberger E., Herter J.** Strain rate dependent energy absorption capacity of reinforced concrete members under aircraft impact// Trans. of the 7th SMIRT, Chicago. 1983. J 9/5.
111. **Broshe D.** ZOCO—V, a computer code for the calculation of time- and space-dependent pressure distributions in reactor containments// Nucl. Engng. and Des. 1972. № 23. P. 239—272.
112. **Chang C. C.** Tornado wind effects on buildings and structures with laboratory simulation// 3rd Int. Conf. on Wind Effects. Tokyo. Japan. 1971. P. 471.
113. **Chelapati C. V. et. al.** Probabilistic assessment of aircraft hazard for nuclear structures// Nucl. Engng and Des. 1972. V. 19.
114. **Damping values for seismic design of nuclear power plants.** Regulatory Guide 1.61. U. S. Atomic Energy Commission. October 1973.
115. **Design Basis Tornado for Nuclear Power Plants.** Regulatory Guide 1.16. U. S. Atomic Energy Commission. April. 1974.
116. **Development of floor design response spectra for seismic design of floor — supported equipment or components.** Regulatory Guide 1.122. U. S. Nuclear Regulatory Commission. February. 1981.
117. **Drittler K., Gruner P.** Calculation of the total force acting upon a rigid wall by projectiles// Nucl. Engng. and Des. 1976. V. 37. P. 231—234.
118. **Drittler K., Gruner P.** The force resulting from impact of fast-flying military aircraft upon a rigid wall// Nucl. Engng. and Des. 1976. V. 37. P. 245—248.
119. **Hall J. R., Kissenpfenning J. F.** Special topics on soil-structure interaction// Nucl. Engng. and Des. 1974. V. 31. № 2. P. 151—167.

120. **Kennedy R. P.** A review of procedures for the analysis and design of concrete structures to resist impact effects// Nucl. Engng. and Des. 1976. V. 37. P. 183—203.

121. **Lu S. C.** Reliability analysis for stiff versus flexible piping// Nucl. Engng. and Des. 1985. V. 89. № 1. P. 27—31.

122. **Mijazaki N., Akimoto T.** Blowdown force analysis of piping system under LOCA conditions using blowdown code// Nucl. Engng. and Des. 1983. V. 76. P. 121—135.

123. **Nachtsheim W., Stangenberg F.** Selected results of Meppen slab tests — state of interpretation, comparison with computational investigations// Trans. of the 7th SMIRT. Chicago. 1983. J. 8/1*.

124. **Riera J. D.** On the stress analysis of structures subjected to aircraft impact forces// Nucl. Engng. and Des. 1968. V. 8. P. 415—426.

125. **Sliter G. E.** Assessment of empirical concrete impact formulas// Proc. ASCE. 1980. V. 106. № ST5. P. 1023—1045.

126. **Stevenson J. D.** Structural damping values as a function of dynamic response stress and deformation levels// Nucl. Engng. and Des. 1980. V. 60. P. 211—238.

127. **Tornado** design classification. Regulatory Guide 1.117. U. S. Nucl. Regulatory Commission. June. 1976.

128. **Wen J.-K.** Dynamic tornado wind loads on tall buildings// J. of the Struct. Div., Proc. ASCE. 1975. ST1. P. 169.

129. **Zorn N. F., Schuëller G. J.** On the failure probability of the containment under accidental aircraft impact// Nucl. Engng. and Des. 1986. V. 91. P. 277—286.

130. **Zienkiewicz O. C. et. al.** Computational models for the transient dynamic analysis of concrete dams// Design of dams to resist earthquake. ICE. London, 1980.

ОГЛАВЛЕНИЕ

Предисловие	3
Введение	5

ЧАСТЬ I

МОДЕЛИ ВОЗДЕЙСТВИЙ И ОСНОВЫ РАСЧЕТА

Глава 1. Основы динамических расчетов и оценки надежности конструкций	10
1.1. Методы расчета конструкций на динамические воздействия	10
1.2. Учет податливости основания сооружения	22
1.3. Учет потерь энергии в системе сооружения — основание	27
1.4. Оценка надежности конструкций	32
Глава 2. Сейсмические воздействия	37
2.1. Вводные замечания	37
2.2. Основы расчета на сейсмостойкость	37
2.3. Общие принципы обеспечения сейсмостойкости АС	43
2.4. Проверка прочности строительных конструкций	46
2.5. Расчет поэтажных акселерограмм и спектров ответа	53
2.6. Обеспечение сейсмостойкости оборудования и трубопроводов	59
2.7. Оценка надежности сооружений и оборудования при сейсмическом воздействии	61
Глава 3. Торнадо и ураганы	67
3.1. Общая характеристика и расчетная интенсивность торнадо	67
3.2. Нагрузки при торнадо	74
3.3. Ураганы	78
Глава 4. Обеспечение безопасности атомных станций при авиакатастрофах	80
4.1. Состояние вопроса и постановка задачи	80
4.2. Расчетные динамические нагрузки на строительные конструкции	83
4.3. Местная прочность строительных конструкций	92
4.4. Колебания, общая прочность и устойчивость сооружения. Проверка работоспособности оборудования	104
4.5. Оценка надежности строительных конструкций и оборудования при падении самолета	107
Глава 5. Воздействия при промышленных взрывах	119
5.1. Общие принципы учета взрывной опасности для АС	119
5.2. Воздействие на строительные конструкции при детонационных взрывах	122
5.3. Воздействие на строительные конструкции при дефлаграционных взрывах	127
5.4. Расчет прочности конструкций и нагрузок на оборудование	135
Глава 6. Внутренние воздействия на строительные конструкции при авариях на АС	140
6.1. Основные задачи определения нагрузок	140
6.2. Расчеты изменения давления и температуры в герметичных помещениях АС при истечении водяного теплоносителя	142
6.3. Определение реактивной силы при разрыве трубопровода	149
6.4. Расчет движения трубопровода и летящих предметов	154

6.5. Расчеты воздействия струй теплоносителя	158
6.6. Защита от летящих тел	159
Глава 7. Сочетания нагрузок и воздействий	165
7.1. Постановка задачи	165
7.2. Сочетания нагрузок и расчетные характеристики материалов	167
7.3. Вероятностные методы	171
Глава 8. Воздействие волн типа цунами	174
8.1. Постановка задачи	174
8.2. Основные расчетные формулы	178
8.3. Примеры решения плановой задачи	181
ЧАСТЬ II	
ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА СООРУЖЕНИЙ И ОБОРУДОВАНИЯ	
АТОМНЫХ СТАНЦИЙ	
Глава 9. Строительные конструкции	184
9.1. Расчет строительных конструкций реакторного отделения АЭС на комплекс особых динамических воздействий	184
9.2. Прочность и устойчивость реакторного отделения при ударе самолета и его частей	193
9.3. Определение сейсмических нагрузок на асимметричное здание	198
Глава 10. Основания, фундаменты, грунтовые и подземные сооружения	202
10.1. Предварительные замечания	202
10.2. Оценка надежности грунтовых оснований при сейсмических воздействиях	202
10.3. Оценка надежности свайных фундаментов массивных сооружений при сейсмическом воздействии	205
10.4. Методика оценки надежности грунтовых сооружений с учетом сейсмического фактора	211
10.5. Методика оценки надежности подземных сооружений АС с учетом сейсмического фактора	214
Глава 11. Определение динамических нагрузок на оборудование	220
11.1. Примеры расчета поэтажных акселерограмм и спектров ответа при сейсмическом воздействии	220
11.2. Примеры расчета поэтажных акселерограмм и спектров ответа при падении самолета и воздействии воздушной взрывной волны	231
11.3. Примеры определения динамических нагрузок на оборудование по спектрам ответа	235
Глава 12. Технологические трубопроводы	250
12.1. Постановка задачи	250
12.2. Расчет трубопроводов на поэтажные спектры	251
12.3. Примеры расчета на поэтажные акселерограммы	261
12.4. Пример оценки надежности трубопроводной системы	265
Глава 13. Взаимодействие конструкций с жидкостью	270
13.1. Постановка и методика решения задач гидроупругости	270
13.2. Расчет блока береговой насосной станции на сейсмическое воздействие	273
13.3. Динамический расчет затвора гидроемкости	278
13.4. Динамика резервуаров с жидкостью	282
13.5. Методы оценки надежности	293
Список литературы	297