

*Если я видел дальше других, то потому,
что стоял на плечах гигантов.
Исаак Ньютон (1643–1727),
английский математик, механик,
астроном и физик*

ОТ АВТОРОВ

Следуя той мудрости, что «Земля не бонус, полученный от природы, или от Бога, а кредит, взятый у будущих поколений», безусловно, можно предположить, что никто из нас не хотел бы оставить будущим поколениям «мины» в виде зданий, а то и целых населенных пунктов с дефицитом сейсмостойкости.

Анализ разрушительных последствий целого ряда землетрясений в России (Сахалин), Армении (Спитак), Грузии, Индонезии, Перу, Китае, Гаити, Японии с применением возможностей новейших вычислительных комплексов убедительно показывает несовершенство, недостаточную эффективность, а зачастую и ошибочность ряда принципов и допущений в современной теории сейсмостойкости, требует внимательного анализа и нового взгляда на данную проблематику.

Нельзя сказать, что раньше никто не замечал этих проблем. Целый ряд крупнейших специалистов высказывал свои сомнения относительно многих современных «постулатов» теории сейсмостойкости. Однако разрозненные исследования сложных научных, технологических и инженерных проблем не позволили современной науке о сейсмостойкости в полной мере раскрыть физический механизм и закономерности изменений, происходящих в несущих конструкциях зданий. В то же время «келейность» в принятии и сложность в применении современных российских норм практикующими специалистами, в преддверии перехода страны к Еврокодам, требуют широкого, открытого и честного обсуждения и консенсусного подхода при разработке как новых российских норм, так и национальных приложений к вводимым в РФ Еврокодам.

Трудность и недостаточная изученность проблем сейсмостойкого строительства имеют, в значительной мере, своим следствием условность и дискуссионность многих общепринятых положений в действующих нормах проектирования и строительства в сейсмических районах как в РФ, так и в других странах.

Авторы выражают глубокую признательность профессорам Е.Н. Курбацкому, С.В. Кузнецову, а также старшему научному сотруднику В.Г. Беднякову за ценные замечания и предложения, высказанные при обсуждении некоторых положений, вошедших в окончательную редакцию книги.

Отдельная благодарность нашим друзьям и учителям В.Д. Райзеру, Ю.П. Назарову, Н.Н. Шапошникову, М.А. Марджанишвили, и, увы, уже ушедшим Н.А. Николаенко, И.И. Гольденблату, Ш.Г. Напетваридзе, А.А. Амосову, Д.Н. Соболеву, Н.Н. Леонтьеву¹ ..., в общении с которыми собственно только и возможно было развитие научной мысли.

¹ Приносим свои извинения и особую благодарность всем тем, кого ввиду своей невнимательности и ограниченности места на страницах этой книги мы не смогли указать...

ВВЕДЕНИЕ

Землетрясения по своим разрушительным последствиям, числу жертв и деструктивному воздействию на среду обитания человека занимают одно из первых мест среди других природных катастроф. Предотвратить землетрясения невозможно, однако их разрушительные последствия и количество человеческих жертв могут быть уменьшены путем создания достоверных карт сейсмического районирования, применения адекватных норм сейсмостойкого строительства и проведения в сейсмоактивных районах долгосрочной политики, основанной на повышении уровня осведомленности населения и федеральных органов об угрозе землетрясений и умении противостоять подземной стихии.

Различными аспектами теории сейсмостойкости занималось не одно поколение выдающихся отечественных и зарубежных ученых. Вот далеко не полный их список: Я.М. Айзенберг, В.А. Амбарцумян, А.А. Амосов, Н.В. Ахвледиани, М.Ф. Барштейн, В.В. Болотин, И.И. Гольденблат, С.С. Григорян, С.С. Дарбинян, В.К. Егупов, К.С. Завриев, В.Б. Зылев, А.М. Жаров, Т.Ж. Жунусов, Г.Н. Карцивадзе, И.Л. Корчинский, Г.Л. Кофф, Е.Н. Курбацкий, А.М. Курзанов, М.А. Марджанишвили, В.Л. Мондрус, Ш.Г. Напетваридзе, Ю.И. Немчинов, Н.А. Николаенко, С.В. Поляков, А.Г. Назаров, Ю.П. Назаров, Л.Ш. Килимник, В.А. Ржевский, А.П. Сеницын, С.Б. Сеницын, А.Е. Саргсян, Э.Е. Хачиян, К.М. Хуберян, Дж. Блюм, Э. Чопра, Г. Хаузнер, Н. Ньюмарк, Э. Розенблюэт, П. Дженингс, В. Бертеро, Р. Клаф, Дж. Пензиен, Дж. Борджерс и многие другие. Именно их усилиями были заложены основы сравнительно молодой науки – теории сейсмостойкости сооружений.

Нельзя предполагать, чтобы здания и сооружения после восьми-, а тем более девятибалльных землетрясений не получили повреждений. Сильное землетрясение – явление относительно редкое, и требование полной сохранности всех зданий и сооружений при таком воздействии было бы экономически неоправданным, не говоря о том, что при решении этой задачи во многих случаях можно встретиться с почти непреодолимыми техническими трудностями.

«Вместе с тем сейсмостойкое строительство должно гарантировать безопасность жизни людей и сохранность больших материальных и культурных ценностей при самых сильных землетрясениях. Во многих

случаях можно решить эту задачу, отнюдь не требуя полной сохранности зданий или сооружений. В них могут появляться трещины и местные повреждения, что потребует потом капитального ремонта, но если жизнь людей и наиболее ценное оборудование сохранены, можно считать подобные здания и сооружения сейсмостойкими» [19].

Способность конструктивных систем противостоять сейсмическим воздействиям за пределами упругости, как правило, допускает их проектирование на сопротивление сейсмическим усилиям, меньшим, чем усилия, соответствующие линейной упругой реакции.

Чтобы избежать явного неупругого анализа конструкций при проектировании, способность конструкции к рассеянию энергии, благодаря преимущественно упругопластическому поведению ее элементов и другим механизмам, в действующих нормах проектирования учитывается посредством выполнения упругого анализа на основании расчетного спектра реакции путем введения коэффициента редукции для упругого спектра реакции.

Усилиями многих ученых разработаны методы, позволяющие использовать эту концепцию для расчета поведения нелинейных колебаний сооружений при сейсмических воздействиях. В нормах большинства стран применяется концепция редукции при учете нелинейных эффектов для определения расчетных сейсмических нагрузок. В частности, в нормах Узбекистана по сейсмостойкому строительству концепция редукции при учете нелинейных эффектов используется для определения расчетных сейсмических усилий при расчете отдельных конструктивных элементов.

Такой подход является общепринятым, но результаты последних исследований в области сейсмостойкого строительства свидетельствуют о возможном возникновении дефицита сейсмостойкости при проектировании зданий и сооружений с использованием данной методики.

Обеспечение надежности сейсмостойкого строительства, несомненно, представляет собой сложнейшую инженерную задачу, сложность которой определяется неполнотой информации о внешнем воздействии и недостаточной изученностью работы сооружений при интенсивных динамических нагрузках. В этих условиях по основным проблемам сейсмостойкого строительства идут острые дискуссии. Для разрешения основных проблем теории сейсмостойкости, а также для воспитания высококвалифицированных кадров следует всячески поощрять широкие дискуссии и обсуждения этих проблем на совещаниях, конференциях и в открытой печати.

Философия, заложенная в отечественных нормах, была революционной для своего времени, сегодня она сдерживает развитие теории сейсмостойкости, так как не учитывает современных тенденций. В частности, так называемый «Push over» анализ (нормы КНР [67], Еврокод 8 [61] и др.), основанный на принципе «необрушения сооружения». По-существу, это анализ поведения здания «вблизи области прогрессирующего обрушения» [61]. Вполне очевидно, что критерии такого рода повышают надежность сооружений, запроектированных по этой концепции.

1. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ СОВРЕМЕННОЙ ТЕОРИИ СЕЙСМОСТОЙКОСТИ

Теория сейсмостойкости представляет собой самостоятельный раздел динамики сооружений, который характеризуется специфическими задачами и методами исследований.

Спектральная методика принята в настоящее время в качестве основной в нормативных документах на проектирование и строительство сейсмостойких сооружений. Эта методика регламентируется строительными кодами большинства стран и в частности СНиП II-7-81 «Строительство в сейсмических районах» [38].

Спектральная теория сейсмостойкости основана на введении понятия спектра ускорений или ее модификации в виде коэффициента динамичности. Практические расчеты на действие сейсмических сил регламентируются нормативными документами, в основу которых, как правило, положена так называемая линейно-спектральная теория М. Био. В первоначальном виде основу метода составляли экспериментально измеренные ускорения маятников, обладавших различными периодами собственных колебаний, под действием землетрясения (рис. 1.1).

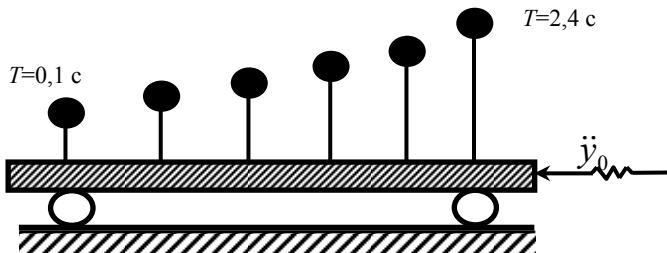


Рис. 1.1. Принципиальная схема моделирующего устройства (по М. Био)

Полученные под воздействием перемещений основания по закону, отвечающему реальным землетрясениям, максимальные значения таких ускорений представляются в функции периода собственных колебаний маятника (пробного осциллятора) и образуют *спектр реакций*, который служит основой для определения сейсмической нагрузки.

В основу методики расчета положены так называемые *расчетные спектры*, которые определяются как огибающие ряда спектров реак-

ций различных реальных землетрясений. Кроме того, обычно используется допущение о поведении основания сооружения как единого жесткого тела (без явного указания на эту гипотезу), предполагая, что все опорные точки конструкции движутся поступательно по одинаковому закону $x_0(t)$. Перемещения системы отсчитываются от положения точки основания, а инерционные силы определяются не относительно, а абсолютным ускорением. Для системы с одной степенью свободы массой M , жесткостью K и частотой $\omega = \sqrt{K/M}$, с учетом сил внутреннего сопротивления в рамках гипотезы по Рэлею получим:

$$\frac{d^2(u(t) + x_0(t))}{dt^2} + 2\xi\omega \frac{du(t)}{dt} + \omega^2 u(t) = 0, \quad (1.1)$$

или, перенося заданное ускорение основания в правую часть, получим:

$$\frac{d^2 u(t)}{dt^2} + 2\xi\omega \frac{du(t)}{dt} + \omega^2 u(t) = -\frac{d^2 x_0(t)}{dt^2}. \quad (1.2)$$

При нулевых начальных условиях решение дифференциального уравнения (1.2) выражается через интеграл Дюамеля:

$$u(t) = -\frac{1}{\omega_D} \int_0^t \ddot{x}_0(\tau) \exp[-\xi\omega(t-\tau)] \sin[\omega_D(t-\tau)] d\tau, \quad (1.3)$$

где ξ – параметр затухания в % от критического; ω_D – круговая частота свободных затухающих колебаний осциллятора (с учетом рассеяния энергии):

$$\omega_D = \omega\sqrt{1-\xi^2}. \quad (1.4)$$

Если под сейсмической нагрузкой понимать силу инерции, действующую на упругую систему

$$F(t) = -M(\ddot{x}_0(t) + \ddot{u}(t)), \quad (1.5)$$

то, дифференцируя дважды (1.5), после несложных преобразований, учитывающих, что $\xi \ll 1$, получим силы инерции в виде:

$$F(t) = -Mw(t, \xi, T), \quad (1.6)$$

где

$$w(t, \xi, T) = \ddot{Z}(t) = -\frac{2\pi}{T} \int_0^t \ddot{x}_0(\tau) \exp\left[-\frac{2\pi\xi}{T}(t-\tau)\right] \sin\left[\frac{2\pi}{T}(t-\tau)\right] d\tau, \quad (1.7)$$

представляет собой ускорение колебаний линейного осциллятора с периодом собственных колебаний $T = 2\pi/\omega$ и коэффициентом неупругого сопротивления $\gamma = 2\xi$. Максимальное значение сейсмической силы при этом окажется равным

$$\max(F(t)) = -M\ddot{Z}_{\max}(T), \quad (1.8)$$

где $\ddot{z}_{\max}(T)$ – так называемый *спектр ускорений*, т.е. функция, описывающая максимальные значения абсолютных ускорений линейного осциллятора в зависимости от его периода собственных колебаний при некотором фиксированном значении ξ и заданном кинематическом воздействии $\ddot{x}_0(t)$.

Впервые такие спектры были получены Г. Хаузнером [46, 64] при обработке и усреднении калифорнийских землетрясений (рис. 1.2).

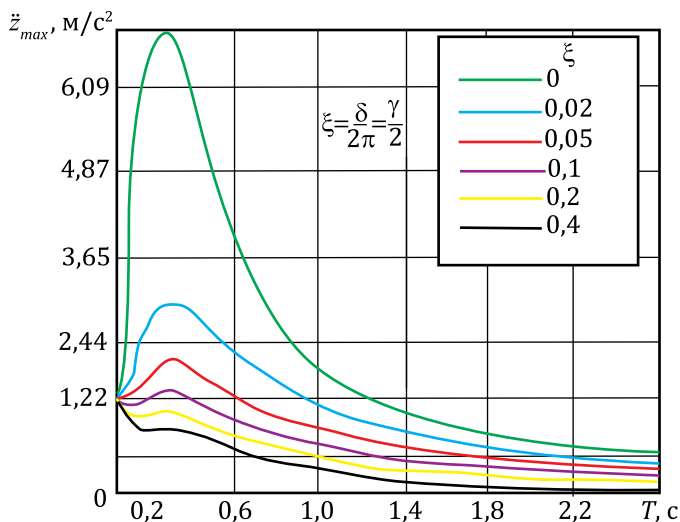


Рис. 1.2. Сглаженные усредненные спектры реакции ускорения (по Г. Хаузнеру)

В нормах [38] до 1981 г. спектр ускорений был представлен в виде

$$\ddot{z}_{\max}(T) = k_c g \beta(T), \quad (1.9)$$

где коэффициент сейсмичности k_c зависит от балльности землетрясения (он удваивается при увеличении на каждый балл), а коэффициент динамичности $\beta(T)$, впервые введенный И.Л. Корчинским, задан графиками в зависимости от типа грунта основания на строительной площадке. Значение γ принято усредненным и равным 0,1. Ускорение силы тяжести g введено в (1.9) в силу того, что нормы оперируют не массами M , а весом конструктивных элементов Q .

Для систем со многими степенями свободы уравнения решаются методом разложения по формам собственных колебаний, и для каждой формы модальная сейсмическая нагрузка определяется как для системы с одной степенью свободы.

Рассмотрим формальный расчет системы с конечным числом степеней свободы на действие сейсмических инерционных сил, с использованием метода разложения по формам собственных колебаний для системы, приведенной на рис. 1.3.

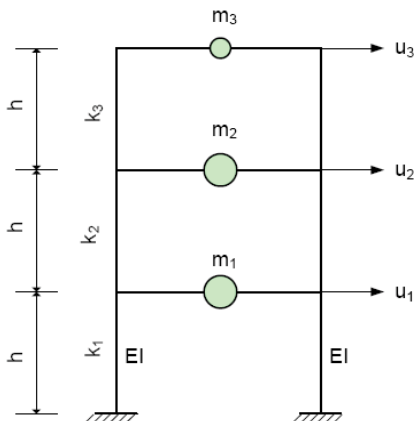


Рис. 1.3. Расчетная динамическая модель здания, работающего на сдвиг

Уравнение движения системы можно записать как

$$[\mathbf{M}]\ddot{\bar{\mathbf{U}}} + [\mathbf{C}]\dot{\bar{\mathbf{U}}} + [\mathbf{K}]\bar{\mathbf{U}} = -[\mathbf{M}]\bar{\mathbf{I}}u_g(t). \quad (1.10)$$

Здесь учтем, что для любых форм колебаний $\bar{\Phi}_m$ и $\bar{\Phi}_n$ ($m \neq n$) справедливы условия ортогональности собственных форм колебаний:

$$\bar{\Phi}_m^T [\mathbf{M}]\bar{\Phi}_n = \begin{cases} 0, & m \neq n \\ M_n, & m = n \end{cases}. \quad (1.11)$$

$$\bar{\Phi}_m^T [\mathbf{K}]\bar{\Phi}_n = \begin{cases} 0, & m \neq n \\ K_n, & m = n \end{cases}. \quad (1.12)$$

Допустим, что существует такое линейное преобразование:

$$\bar{\mathbf{U}} = [\Phi]\bar{\mathbf{Y}}. \quad (1.13)$$

Подставляя уравнение (1.11) в уравнение (1.10), получим

$$[\mathbf{M}][\Phi]\ddot{\bar{\mathbf{Y}}} + [\mathbf{C}][\Phi]\dot{\bar{\mathbf{Y}}} + [\mathbf{K}][\Phi]\bar{\mathbf{Y}} = -[\mathbf{M}]\bar{\mathbf{I}}u_g(t). \quad (1.14)$$

Умножая это уравнение слева на матрицу $[\Phi^T]$, получим

$$[\Phi^T][\mathbf{M}][\Phi]\ddot{\bar{\mathbf{Y}}} + [\Phi^T][\mathbf{C}][\Phi]\dot{\bar{\mathbf{Y}}} + [\Phi^T][\mathbf{K}][\Phi]\bar{\mathbf{Y}} = -[\Phi^T][\mathbf{M}]\bar{\mathbf{I}}u_g(t). \quad (1.15)$$

Матричное уравнение (1.15) представляет собой систему несвязанных уравнений относительно обобщенной координаты Y_n . Используя условия ортогональности (1.11) и (1.12), получаем:

$$M_j \ddot{Y}_j + C_j \dot{Y}_j + K_j Y_j = -[\Phi^T][M]\bar{I}u_g(t) \quad (1.16)$$

или

$$\ddot{Y}_j + 2\xi_j \omega_j \dot{Y}_j + \omega_j^2 Y_j = -\Gamma_j u_g(t), \quad (1.17)$$

$$\Gamma_j = \frac{\bar{\phi}_j^T [M] \bar{I}}{\bar{\phi}_j^T [M] \bar{\phi}_j},$$

где $j=1,2,\dots,n$ – фактор влияния форм колебаний.

Так как движения, описываемые координатами \bar{Y} , являются гармоническими колебаниями, то из выражения (1.13) видно, что общие решения системы со многими степенями свободы можно представить в виде суперпозиции собственных форм колебаний.

Для расчета динамической реакции используется линейно-спектральная теория (ЛСТ) сейсмостойкости. Предположим, что спектр ускорений основания задается следующим графиком (рис. 1.4, при $\xi=0,05$):

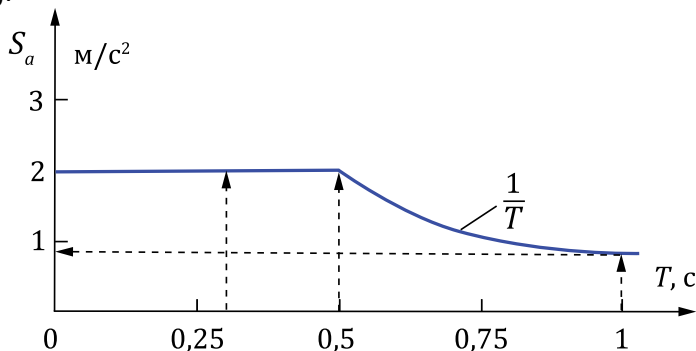


Рис. 1.4. Спектр ускорения

Максимальные поэтажные горизонтальные перемещения каркаса по формам колебаний:

$$U_{\max,j} = \frac{S(\xi_j, T_j)}{\omega_j^2} \Phi_j \frac{\bar{\phi}_j^T [M]}{\bar{\phi}_j^T [M] \bar{\phi}_j} \quad (1.18)$$

Максимальные поэтажные перемещения каркаса с учетом влияния всех форм колебаний:

$$U_{\max} = \sqrt{\sum_{j=1}^n (U_{\max,j})^2}. \quad (1.19)$$

Инерционные сейсмические усилия на уровне этажей получаются с использованием следующей формулы:

$$F_j = [\mathbf{M}] \varphi_j \Gamma_j S(\xi, T_j). \quad (1.20)$$

Результирующий вектор усилий по этажам:

$$\mathbf{F}^k = \sqrt{\sum_{j=1}^n (F_j^k)^2}. \quad (1.21)$$

Таким образом, метод разложения по собственным формам колебаний в комбинации с использованием спектральной теории сейсмостойкого строительства имеет большое прикладное значение для динамического расчета конструкций.

Полученные таким образом расчетные значения внутренних силовых факторов от сейсмических воздействий используют для составления особого сочетания расчетных усилий в требуемых сечениях элементов конструкции.

При разработке нормативного варианта спектральной методики в основу расчета положена формула определения инерционных сейсмических нагрузок (1.20). Однако входящие в нее параметры определены эмпирически на основе имеющегося опыта прошлых землетрясений. Подробное описание построения сбалансированной системы коэффициентов имеется в работе [31, 40].

Регламентируемая СНиП II-7-81 формула для определения инерционных сейсмических нагрузок S_{ij} на массу m_i , по j -й форме колебаний имеет вид:

$$S_{ij} = K_1 K_2 A Q_j \beta_i K_\psi \eta_{ij}. \quad (1.22)$$

В отличие от теоретически полученной формулы (1.20) в формулу (1.22) введены три дополнительных коэффициента:

K_1 – коэффициент, учитывающий допускаемые повреждения зданий и сооружений (величина, обратная к коэффициенту редукации R);

K_2 – коэффициент, учитывающий конструктивные особенности зданий и сооружений;

K_ψ – коэффициент, зависящий от диссипативных свойств конструкций и оснований, принимаемый одинаковым для всех форм колебаний и назначаемый на основании опыта прошлых землетрясений.

В теории сейсмостойкости нормативный расчет трактуется двояко как:

1) расчет на сильное и редкое землетрясение. В зданиях и сооружениях допускаются пластические деформации и локальные повреждения, не приводящие к обрушению конструкции в целом. Расчет

производится с помощью линейно упругих методов, в связи с этим предельно допустимые усилия в элементах конструкции могут быть увеличены путем введения коэффициента K_1 . Такая трактовка нормативной методики предполагает, что при слабых землетрясениях будет обеспечена нормальная эксплуатация зданий и сооружений [40]. Вероятно, здесь речь идет о двух различных предельных состояниях: абсолютном (необрушение конструкции), которое в наших нормах не регламентируется, и втором предельном состоянии (по методу предельных состояний), проверка по которому в [38] не предполагается;

2) расчет на слабое и частое землетрясение. Для зданий и сооружений должны быть выполнены условия второго предельного состояния, т.е. должны быть обеспечены условия нормальной эксплуатации. При выполнении расчета коэффициент K_1 не вводится. Такая трактовка нормативной методики предполагает, что при сильных землетрясениях не произойдет обрушения конструкции, т.е. будут выполняться условия так называемого абсолютного предельного состояния.

В отечественных нормах [38] расчет ведется по первой группе предельных состояний, которая не совпадает с абсолютным предельным состоянием. Это противоречит выше изложенной идеологии сейсмостойкого строительства.

*А не то дорого знать, что земля круглая,
а то дорого знать, как дошли до этого.*
Л.Н. Толстой (1828–1910),
русский писатель, мыслитель, педагог

2. ОБЗОР ПОДХОДОВ К УЧЕТУ НЕЛИНЕЙНОЙ РАБОТЫ КОНСТРУКЦИЙ

Вполне резонно принять, что правильно рассчитанные и качественно построенные сооружения при воздействии землетрясений слабой и средней интенсивности будут работать в упругой стадии. При сильных, но редких катастрофических сейсмических воздействиях такое предположение практически не реализуемо. Многими зарубежными нормами, разработанными в последнее время², допускается возможность работы материала конструкций за пределами упругости. Считается нецелесообразным, экономически невыгодным и практически невозможным проектировать сооружения таким образом, чтобы при воздействии сильных землетрясений конструкции работали только в упругой стадии. Поэтому предполагается нелинейное поведение конструкций, и даже допускаются разрушения отдельных элементов. Эти разрушения ограничиваются пластическими деформациями колонн, устоев, замковых элементов, которые относительно легко доступны для обследования, ремонта и не приносят большого вреда конструкции в целом. «Живучесть» конструкции зависит от способности выдержать несколько циклов знакопеременных неупругих деформаций, не потеряв при этом необходимой жесткости и прочности. Перед проектировщиками стоит задача рассчитать сооружения таким образом, чтобы при сильных землетрясениях разрушения не превышали определенного уровня, т.е. были бы контролируруемыми и приемлемыми [20].

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

Способы уменьшения катастрофических сейсмических воздействий:

- 1) сейсмоизоляция сооружений;
- 2) допущение контролируемых повреждений;
- 3) добавление демпфирующих устройств, поглощающих энергию.

² Исторический обзор приведен в работе [58].

Современные устройства для сейсмоизоляции сооружений и демпфирующие устройства достаточно дороги и обычно используются для специальных сооружений. Поэтому в большинстве практических случаев наиболее удобным является использование конструкций с контролируемым нелинейным поведением. В настоящей главе рассматриваются первые два способа, требующие использования нелинейных моделей.

В некоторых случаях нелинейные системы достаточно точно аппроксимируются билинейными системами, что значительно упрощает анализ (рис. 2.1).

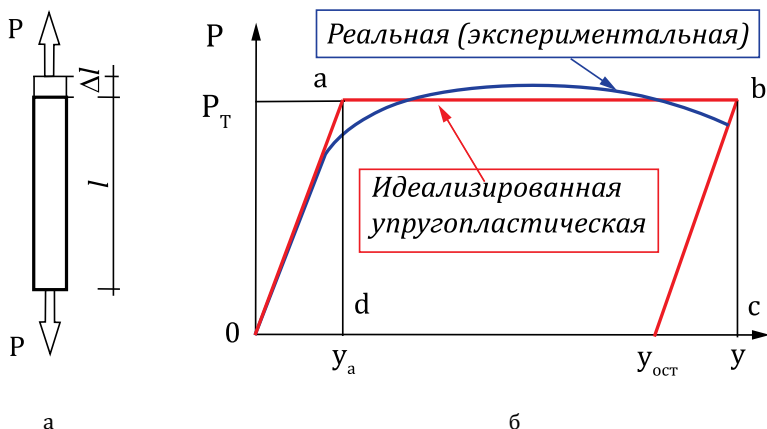


Рис. 2.1. Зависимость P - u , подчиняющаяся закону Прандтля, для простейшей конструкции: а) система с одной степенью свободы; б) реальная и идеализированная диаграмма деформирования материала конструкции

Общепринятый расчет сооружений основан на сопоставлении усилий (или напряжений), вызываемых внешней нагрузкой, с предельно допустимыми величинами внутренних сил (или напряжений), которые могут быть восприняты в соответствующих сечениях конструкции. В зависимости от того, рассматривается ли только упругая работа материала или учитываются также и его пластические деформации, меняются значения предельно допустимых внутренних усилий в сечениях конструкции. В некоторых случаях учитывается и перераспределение усилий по конструкции, связанное с появлением в ней зон пластических шарниров. Однако во всех случаях критерием для оценки несущей способности сооружения является принцип сопоставления внешних и внутренних усилий.

Такой подход к вопросу прочности при решении статических задач вполне себя оправдал и повсеместно применяется. При действии же на

сооружение динамической нагрузки использование подобного критерия, по-видимому, будет целесообразным только в случае рассмотрения упругой работы материала, а за ее пределами может приводить к ошибочным представлениям о несущей способности конструкции.

В самом деле, предположим, что на какую-либо простейшую конструкцию, характеризуемую диаграммой P - y (см. рис. 2.1), действует статическая нагрузка. Тогда совершенно ясно: для необрушения конструкции необходимо, чтобы внешняя нагрузка не достигла бы величины P_T , поскольку если она окажется равной P_T , то в связи с тем, что эта нагрузка может находиться на конструкции неограниченное время, она обязательно доведет конструкцию до разрушения.

Иначе будет обстоять дело при динамической, а не статической нагрузке. В этом случае, если нагрузка и достигнет величины P_T^3 , то ввиду ограниченности времени ее действия разрушения может и не произойти, а все может ограничиться лишь образованием в конструкции некоторых необратимых остаточных деформаций. Чтобы разрушить конструкцию, необходимо затратить определенное количество энергии – произвести работу, по величине равную площади $Oabc$. Эту работу производит внешняя нагрузка, для чего она должна обладать соответствующим количеством энергии.

Рассмотрев этот простой пример, можно прийти к выводу, что при решении задач о прочности конструкций при действии динамических нагрузок естественнее исходить не из принципа сопоставления внешних и внутренних усилий, а из принципа сопоставления количества внешних и внутренних энергий, т.е. энергии нагрузки и энергии, накопленной конструкцией.

Такая постановка вопроса не нова; так подходил к расчету конструкций на взрывную волну А.А. Гвоздев [10]. Этот же принцип применяли позже G.W. Housner [46, 64], J.A. Blume [56], Ньюмарк и Холл [20, 30, 57, 58] к расчету сооружений на сейсмические воздействия, однако они не учитывали того, что сейсмическая нагрузка – нагрузка повторного действия.

2.1. ЭНЕРГЕТИЧЕСКИЕ КРИТЕРИИ ОЦЕНКИ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ СООРУЖЕНИЙ

Рассмотрим поведение простейшей системы с одной степенью свободы (см. рис. 2.1) под действием некоторой повторной нагрузки, прикладываемой к ней n раз. Чем больше рассеивается энергии за один цикл деформаций, тем лучше ведет себя сооружение при землетрясе-

³ Больше этой величины усилие в конструкции развиваться не может, какой бы интенсивностью ни обладала внешняя нагрузка.

нии. Рассеяние энергии зависит от пластических свойств материала конструкции.

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

Концепция эквивалентных перемещений является одной из основных в современных расчетах неупругих систем на сейсмические воздействия, она позволяет использовать линейные модели для расчета нелинейных систем. При расчете предполагается, что перемещения неупругой системы, подверженной редкому землетрясению, приблизительно равны перемещениям той же системы при работе в упругой стадии.

Например, максимальные перемещения системы (рис. 2.2) при упругой деформации (красная линия) и при неупругом поведении (синяя линия) одинаковы и равны u_m .

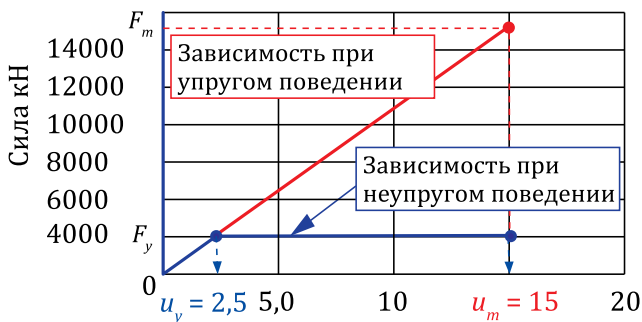


Рис. 2.2. Упругопластическая система и соответствующая ей линейная система

Пластические свойства материалов характеризуются коэффициентом пластичности, который равен отношению деформации, соответствующей временному сопротивлению, к деформации, соответствующей пределу упругости $\mu = u_m/u_y$. В рассматриваемом примере $\mu = 6$.

Нормативные документы, регламентирующие расчеты зданий, позволяют использовать уменьшенные сейсмические силы с учетом пластического поведения сооружения. Расчет проводится в следующей последовательности.

Определяется максимальное значение упругой силы F_m , действующей на массу m (см. рис. 2.1). Величина максимальной силы для неупругой системы определяется с учетом коэффициента пластичности μ по формуле $F_y = F_m/\mu$.

Далее выполняется расчет конструкции в упругой стадии на действие силы F_y и определяется перемещение u_y . При выполнении расчета в упругой стадии это приведет к значительному занижению значений перемещений.

Для определения реального перемещения системы с учетом неупругих деформаций u_m , перемещение u_y умножается на коэффициент пластичности μ . Наиболее уязвимым местом этой концепции является определение коэффициента пластичности μ , особенно для сложных многоэлементных систем. Проблематично, порой даже невозможно, найти такой универсальный коэффициент для всей системы. Таким инвариантным критерием является энергия, необходимая для разрушения системы.

Концепция эквивалентных энергий основана на принципе сопоставления энергий. Изложим некоторые соображения, как распространить эту концепцию на случай повторного действия нагрузки.

Прежде всего, докажем несколько утверждений.

Утверждение 1. *При повторных загрузениях происходит постепенное расходование потенциала несущей способности материала, пока он весь не окажется израсходованным. Тогда и наступает разрушение.*

Доказательство. Пусть образец материала подвергается испытанию на растяжение до разрушения и зависимость между растягивающей силой P и удлинением Δl можно представить идеально-упруго-пластической диаграммой Прандтля, изображенной на рис. 2.3. Участок диаграммы Oa отвечает упругим деформациям материала, а остальная часть, в основном, – неупругой деформации. Площадь, ограниченная кривой $Oabc$, представляет работу W , затраченную на разрушение образца. Само собой разумеется, что с изменением длины испытуемого образца l будет изменяться и его удлинение Δl , а, следовательно, и количество работы W , затраченной на разрушение.

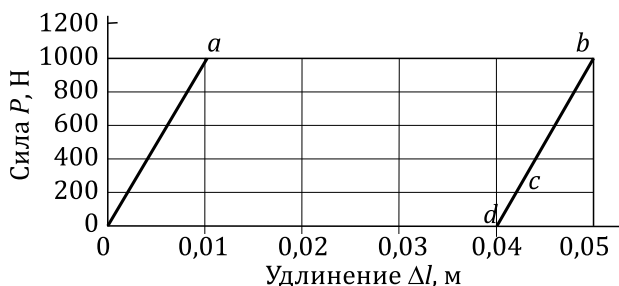


Рис. 2.3. Идеализированная диаграмма деформирования материала конструкции

Конец ознакомительного фрагмента.

Приобрести книгу можно

в интернет-магазине

«Электронный универс»

e-Univers.ru