

Оглавление

ВВЕДЕНИЕ.....	5
Глава 1. МЕТОДЫ ОБЕСПЕЧЕНИЯ НАДЕЖНОСТИ И СЕЙСМОСТОЙКОСТИ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ	7
1.1. Подходы к расчету на интенсивные сейсмические воздействия.....	7
1.1.1. Линейно-спектральный метод.....	7
1.1.2. Нелинейные статические методы.....	12
1.1.3. Нелинейные динамические методы	16
1.2. Основные положения теории надежности строительных конструкций	22
Глава 2. МЕТОДИКА ВЕРОЯТНОСТНОЙ ОЦЕНКИ СЕЙСМОСТОЙКОСТИ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ ПО КРИТЕРИЮ НЕОБРУШЕНИЯ.....	26
2.1. Методы вероятностного моделирования сейсмического воздействия	26
2.2. Оценка изменчивости сейсмического воздействия	30
2.3. Достоинства и недостатки нелинейного статического метода при расчете на землетрясение	35
2.4. Детерминированное решение вероятностной задачи оценки сейсмостойкости на основе нелинейного динамического метода	40
2.4.1. Методика оценки сейсмостойкости зданий и сооружений, запроектированных по действующим нормам.....	41
2.4.2. Учет нелинейного характера деформирования и нелинейные модели материалов.....	41
2.4.3. Особенности детерминированного решения на основе нелинейного динамического метода	45
Глава 3. НЕЛИНЕЙНЫЙ ДИНАМИЧЕСКИЙ АНАЛИЗ СЕЙСМОСТОЙКОСТИ СТАЛЬНЫХ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЗДАНИЙ.....	47
3.1. Постановка задачи и основные предпосылки расчета рамных каркасных зданий при сейсмическом воздействии	47
3.2. Расчет плоского стального рамного каркаса	52
3.3. Расчет пространственного стального рамного каркаса здания	57
Глава 4. ВЕРОЯТНОСТНАЯ ОЦЕНКА СЕЙСМОСТОЙКОСТИ СТАЛЬНЫХ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ РАМНЫХ КАРКАСОВ ЗДАНИЙ С УЧЕТОМ ИЗМЕНЧИВОСТИ СЕЙСМИЧЕСКОГО ВОЗДЕЙСТВИЯ	75
4.1. Методика вероятностного расчета.....	75
4.2. Оценка надежности плоской стальной рамы	76
4.3. Вероятностный расчет пространственного стального рамного каркаса здания.....	81
4.4. Вероятностная оценка сейсмостойкости железобетонного каркасного здания	92
ЗАКЛЮЧЕНИЕ	98
Библиографический список	100

ВВЕДЕНИЕ

Для строительных конструкций, проектируемых и строящихся в сейсмических районах, должна быть обеспечена механическая безопасность. Это означает, что при интенсивных землетрясениях не должно происходить обрушение зданий и сооружений в целом или их частей. Антисейсмические мероприятия в среднем составляют от 3 до 5 % стоимости строительства. Разработка новых методов расчета и проектирования, а также совершенствование существующих, с учетом особенностей работы несущих систем зданий при землетрясениях (в частности, нелинейный характер деформирования несущих конструкций, большая изменчивость параметров землетрясения), является актуальной задачей. Для обеспечения требуемого уровня сейсмостойкости при недопущении неоправданных затрат требуется разработка соответствующих методик.

При проектировании зданий и сооружений массового строительства в сейсмических районах применяется линейно-спектральный метод расчета. При землетрясении для большинства зданий и сооружений допускаются повреждения. Это требует учета нелинейного характера деформирования несущих конструкций. Линейно-спектральный метод не позволяет напрямую учитывать нелинейный характер деформирования конструкций. В нормах различных стран при расчете линейно-спектральным методом учет нелинейностей осуществляется путем введения коэффициента, снижающего сейсмические силы (коэффициент редукции R). В отечественных нормах по сейсмостойкому строительству [63] нелинейный характер деформирования учитывается с помощью коэффициента K_1 , учитывающего допускаемые повреждения зданий и сооружений. Теоретическое обоснование данного коэффициента имеется только для ограниченного класса простых конструкций. При этом он применяется для всех проектируемых в сейсмических районах зданий и сооружений.

Исследования в данной области [11; 17; 28; 30–32; 37; 39; 78] показывают, что при использовании детерминированных подходов невозможно получить достоверную оценку сейсмостойкости конструкций. Это связано с тем, что сейсмическое воздействие представляет собой нестационарный случайный процесс, который характеризуется большой изменчивостью. Анализ последствий реальных землетрясений, таких как Спитакское землетрясение 1988 года, показал, что для некоторых конструктивных схем зданий и сооружений, запроектированных по соответствующим нормам, имеет место дефицит несущей способности.

При расчетах и проектировании зданий и сооружений в сейсмических районах для получения адекватного результата необходимо использование расчетных схем с верифицированными нелинейными моделями материалов. Для арматуры и стального проката следует использовать модели с учетом упрочнения и ограничения пластических деформаций, для бетона — нелинейные модели, учитывающие упрочнение, деградацию прочности и жесткости и накопление повреждений при циклических нагрузках.

Проведенные исследования [17; 23; 24; 31–33; 36; 122–124] показывают, что для одних зданий и сооружений определенных конструктивных схем имеет место дефицит сейсмостойкости, а для других — избыточный уровень надежности, приводящий к перерасходу материала. Обеспечение требуемого уровня надежности и безопасности зданий и сооружений, проектируемых в сейсмических районах, возможно на основе использования методов теории надежности строительных конструкций [4; 6; 8; 11; 30; 39; 48; 55; 61; 73]. Данный подход является системным и позволяет обеспечить принцип равнонадеж-

ности при использовании критерия необрушения для всех зданий и сооружений, строящихся в сейсмических районах.

Различными вопросами в области сейсмостойкого строительства занималось большое количество ученых: Ф.Ф. Аптикаев, М.А. Био, А.Н. Бирбраер, Н.З. Готман, А.В. Грановский, Б.И. Далматов, Т.К. Датта, К.С. Завриев, В.Б. Заалишвили, Р. Клаф, И.Л. Корчинский, С.В. Кузнецов, А.М. Курзанов, Ю.П. Назаров, Н.М. Ньюмарк, Дж. Пензиен, А.Е. Саргсян, А.П. Сеницын, Л.Р. Ставницер, А.Г. Тяпин, А.М. Уздин, Г. Хаузнер, Э.И. Хачиян, Ю.Т. Чернов, Г.Э. Шаблинский и др. [2; 3; 7; 25; 26; 50–53; 59; 60; 69–77; 80; 88; 89; 98; 100; 112–114; 129].

Вопросы применения и развития нелинейных подходов к обеспечению сейсмостойкости отражены в работах М.Ю. Абелева, А.М. Белостоцкого, Р.К. Гоэля, Г.А. Джинчвелашвили, О.В. Кабанцева, Х. Кравинклера, О.В. Мкртычева, В.А. Пшеничкиной, А.М. Рейнхорна, П. Файфара, С.А. Фримана, А.К. Чопры и др. [7; 17–20; 23; 24; 36–44; 46; 78; 79; 89; 92–97; 102; 105–108; 117–119; 122–128; 133].

Вопросами сейсмостойкости зданий и сооружений с применением вероятностных подходов и аппарата теории надежности занимались Я.М. Айзенберг, Р.О. Амаян, Г. Аугусти, В.А. Багдавадзе, М.Ф. Барштейн, В.В. Болотин, И.И. Гольденблат, С.С. Дарбинян, А.М. Жаров, В.Л. Мондрус, А.Г. Назаров, Ш.Г. Напетваридзе, Н.А. Николаенко, В.Д. Райзер, А.Р. Ржаницын, Ю.И. Романов, В.И. Смирнов, А.Г. Тамразян и др. [1; 4; 6; 8–13; 16; 21; 22; 47–49; 51; 52; 54; 55; 57; 61; 67; 68].

Вопросы оценки надежности и сейсмостойкости зданий и сооружений при интенсивном сейсмическом воздействии требуют дальнейшего развития. Без разработки специальных методик оценки надежности и сейсмостойкости зданий с применением вероятностного подхода при расчете на сейсмические воздействия невозможно обеспечить принцип равнонадежности по критерию необрушения для всех зданий и сооружений, строящихся в сейсмических районах.

Глава 1. МЕТОДЫ ОБЕСПЕЧЕНИЯ НАДЕЖНОСТИ И СЕЙСМОСТОЙКОСТИ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

1.1. Подходы к расчету на интенсивные сейсмические воздействия

1.1.1. Линейно-спектральный метод

Линейно-спектральный метод на данный момент является основной концепцией в сейсмостойком строительстве. Хаузнер [112–114] способствовал широкому распространению концепции спектра ответа при землетрясении, характеризующего колебания грунта и их влияние на сооружения. Впервые этот подход был представлен Био [88; 89] в 1932 году.

Первая акселерограмма сильного землетрясения была зарегистрирована в Лонг-Бич (1933), и по состоянию на сегодняшний день было получено более 3000 записей, большинство из которых имеет слабую интенсивность, и только небольшая их часть — ускорение $0,2g$ и более. Географическое распределение этих записей очень неравномерно. Подавляющее количество записей из Калифорнии, Японии и Тайваня; большинство интенсивных записей относится к шести землетрясениям: в Сан-Фернандо 9 февраля 1971 г., Лома Приета 17 октября 1989 г. и в Нортридже 17 января 1994 г. (Калифорния); в Кобе 16 января 1995 г. и Тохоку 11 марта 2011 г. (Япония); Чи-Чи 20 сентября 1999 г. в Тайване [92].

Предполагается, что движение грунта известно и не зависит от отклика конструкции. Если сооружение достаточно тяжелое или построено на слабых грунтах, колебания сооружения и возникающие в результате силы, воздействующие на грунт, могут изменить исходное движение свободной поверхности.

Для инженерных целей изменение ускорения грунта во времени является наиболее удобным способом описания колебаний во время землетрясения. Ускорение грунта $\ddot{u}_g(t)$ появляется в правой части дифференциального уравнения (1.1.6), определяющего реакцию системы при сейсмическом воздействии. Таким образом, для заданного ускорения грунта решение задачи полностью определено для системы с известными характеристиками массы, жесткости и демпфирования.

Перемещение относительно земли обозначается как u_g , полное (или абсолютное) перемещение массы — как u^t , а относительное перемещение между массой и землей — как u (рис. 1.1.1). В каждый момент времени эти перемещения связаны соотношением

$$u^t(t) = u_g(t) + u(t). \quad (1.1.1)$$

Величины u^t и u_g относятся к одной и той же инерциальной системе отсчета, и их положительные направления совпадают.

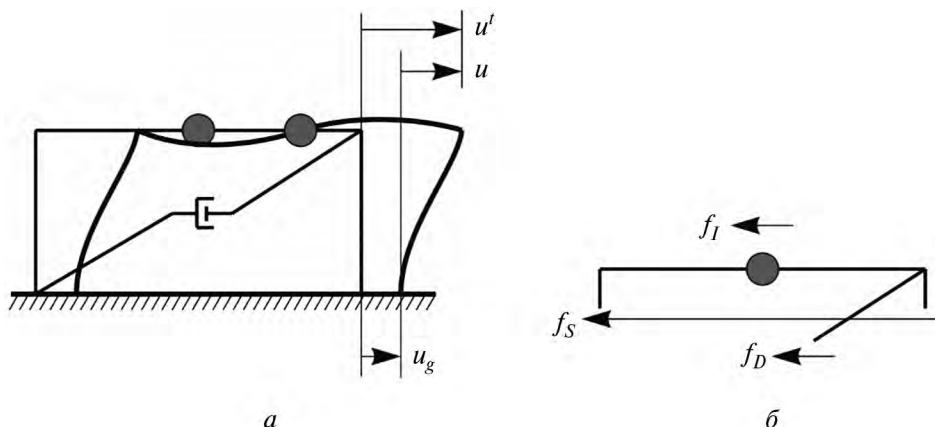


Рис. 1.1.1. Система с одной степенью свободы: *а* — деформированная схема; *б* — отсеченная часть

Уравнение движения для идеализированной одноэтажной системы, показанной на рис. 1.1.1, *a*, под воздействием землетрясения может быть получено из условия динамического равновесия [51; 53; 59; 80; 92; 98; 100]. Для отсеченной части, включающей силу инерции f_I (рис. 1.1.1, *б*), уравнение динамического равновесия примет следующий вид:

$$f_I + f_D + f_S = 0. \quad (1.1.2)$$

Только относительное движение u между массой и основанием из-за деформации системы создает упругие f_S и демпфирующие f_D силы (т.е. при перемещении системы как твердого тела внутренних сил не возникает). Таким образом, для упругой системы будут справедливы следующие соотношения:

$$f_S = ku; \quad (1.1.3)$$

$$f_D = c\dot{u}; \quad (1.1.4)$$

$$f_I = m\ddot{u}^t, \quad (1.1.5)$$

где k — жесткость системы;
 c — коэффициент вязкого затухания;
 m — масса системы.

Подставляя уравнения (1.1.3), (1.1.4) и (1.1.5) в уравнение (1.1.2) и используя формулу (1.1.1), получаем

$$m\ddot{u}^t + c\dot{u} + ku = -m\ddot{u}_g(t) \quad (1.1.6)$$

— уравнение движения, определяющее относительные перемещения, или деформации $u(t)$ линейно-упругой системы, показанной на рис. 1.1.1, *a*, в зависимости от ускорения грунта $\ddot{u}_g(t)$.

Для неупругих систем уравнение (1.1.2) верно, но уравнение (1.1.3) следует заменить на следующее уравнение:

$$f_S = f_S(u), \quad (1.1.7)$$

тогда уравнение движения примет вид

$$m\ddot{u}^t + c\dot{u} + f_S(u) = -m\ddot{u}_g(t). \quad (1.1.8)$$

Как показано на рис. 1.1.2, движение грунта может быть заменено эффективной сейсмической силой [92; 98; 100]:

$$p_{eff}(t) = -m\ddot{u}_g(t). \quad (1.1.9)$$

Уравнение движения системы с одной степенью свободы (1.1.6), деленное на массу m , имеет следующий вид:

$$\ddot{u} + 2\xi\omega_n\dot{u} + \omega_n^2u = -\ddot{u}_g(t). \quad (1.1.10)$$

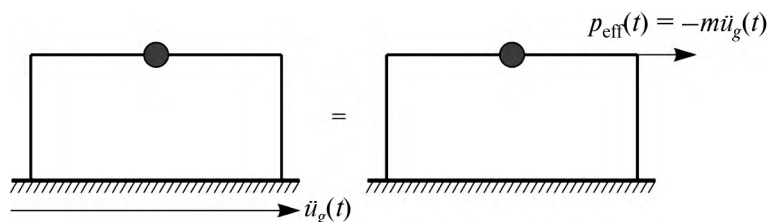


Рис. 1.1.2. Эффективная сейсмическая сила

Совершенно очевидно, что при заданном ускорении $\ddot{u}_g(t)$ перемещение $u(t)$ системы зависит только от собственной частоты ω_n или натурального периода T_n системы и ее коэффициента демпфирования ξ , т.е. $u = u(t, T_n, \xi)$. Таким образом, любые две системы, имеющие одинаковые значения T_n и ξ , будут иметь одинаковый отклик, даже если одна система более тяжелая, чем другая, или одна более жесткая, чем другая.

Один из подходов, используемых при оценке сейсмостойкости зданий и сооружений, основан на концепции эквивалентной статической силы f_S , поскольку она связана с сейсмическими силами, указанными в строительных нормах:

$$f_S(t) = ku(t). \quad (1.1.11)$$

Выражая k через массу m , получим

$$f_S(t) = m\omega_n^2 u(t) = mA(t), \quad (1.1.12)$$

где

$$A(t) = \omega_n^2 u(t) \quad (1.1.13)$$

— псевдоускорение системы.

Рассмотрим процедуру определения спектра перемещений для определенного землетрясения. Для набора линейных осцилляторов строятся графики перемещений во времени, вызванных этим землетрясением. Для каждой системы определяется пиковое значение перемещения $D = u_0$. Значение D , определенное таким образом для каждой системы, дает одну точку на спектре перемещений. Повторение таких вычислений для диапазона значений T_n при постоянном значении ξ дает спектр перемещений.

Рассмотрим величину V для системы с одной степенью свободы с собственной частотой ω_n , связанную с ее пиковым перемещением $D = u_0$ при землетрясении следующим образом:

$$V = \omega_n D = \frac{2\pi}{T_n} D. \quad (1.1.14)$$

Величина V имеет размерность скорости. Она связана с пиковым значением энергии деформации системы E_{S_0} во время землетрясения соотношением

$$E_{S_0} = \frac{mV^2}{2}. \quad (1.1.15)$$

Это соотношение может быть выведено из определения энергии деформации и уравнения (1.1.14) следующим образом:

$$E_{S_0} = \frac{ku_0^2}{2} = \frac{kD^2}{2} = \frac{k(V/\omega_n)^2}{2} = \frac{mV^2}{2}. \quad (1.1.16)$$

Правая часть уравнения (1.1.16) — кинетическая энергия массы m системы со скоростью V , называемой пиковой псевдоскоростью. Префикс «псевдо» используется, потому что V не равна максимальной относительной скорости \dot{u}_0 , хотя имеет такие же единицы измерения.

Рассмотрим величину A для системы с одной степенью свободы с собственной частотой ω_n , связанную с ее пиковым перемещением $D = u_0$ при землетрясении следующим образом:

$$A = \omega_n^2 D = \left(\frac{2\pi}{T_n} \right)^2 D. \quad (1.1.17)$$

Величина A имеет размерность ускорения и связана с пиковым значением сдвиговой силы в основании V_{b_0} или пиковым значением эквивалентной статической силы f_{S_0} .

Сдвиговая сила в основании равна силе инерции, связанной с массой m , подвергающейся ускорению A . Эта величина определяется формулой (1.1.17) и, как правило, отличается от максимального ускорения \ddot{u}_0^t системы. Именно по этой причине A называется пиковым псевдоускорением; префикс «псевдо» используется, чтобы избежать возможной путаницы с истинным пиковым ускорением \ddot{u}_0^t .

Если известен спектр ответа для заданной компоненты движения грунта, пиковое значение деформации или внутренней силы в любой линейной системе с одной степенью свободы может быть легко определено. Для системы с определенным периодом собственных колебаний T_n и коэффициентом затухания ξ значения D , V или A определяются из соответствующих спектров. Теперь все интересующие величины отклика могут быть выражены через D , V или A и величины массы или жесткости системы. В частности, пиковое перемещение системы составляет:

$$u_0 = D = \frac{T_n}{2\pi} V = \left(\frac{T_n}{2\pi} \right)^2 A, \quad (1.1.18)$$

а пиковое значение эквивалентной статической силы f_{S_0} :

$$f_{S_0} = kD = mA. \quad (1.1.19)$$

Для проектирования новых конструкций или оценки сейсмостойкости существующих конструкций не подходит спектр ответа одного прошедшего землетрясения. Расчетный проектный спектр должен состоять из набора огибающих (гладких кривых или прямых линий), построенных на основе спектров ответа отдельных землетрясений для каждого уровня демпфирования.

Проектный спектр должен быть репрезентативным для прошедших землетрясений, зарегистрированных на площадке. Если на площадке ничего не было зарегистрировано, проектный спектр должен основываться на землетрясениях, зарегистрированных на других площадках в аналогичных условиях. Факторы, которые необходимо учитывать при выборе, включают в себя интенсивность землетрясения, расстояние от площадки до эпицентра, механизм разлома, геологию на пути прохождения сейсмических волн от источника до площадки и местные грунтовые условия на участке [2; 77; 115; 120].

Расчетный проектный спектр, как правило, представляет собой зависимость максимального ускорения от частоты или периода собственных колебаний с учетом коэффициента демпфирования.

Современные методы построения проектных спектров основаны на вероятностном анализе сейсмической опасности, который учитывает историю сейсмической активности по всем разломам, влияющим на сейсмическую опасность на площадке.

Для определения пиковых сил и перемещений системы могут использоваться спектры псевдоускорений. На различие между «истинными» и «псевдо» спектрами не всегда указывается в публикациях. Оба этих спектра используются взаимозаменяемо [27; 92].

Для систем со многими степенями свободы полученные ранее уравнения движения (1.1.6) записываются аналогичным образом в матричной форме [36]:

$$[\mathbf{M}]\ddot{\mathbf{U}} + [\mathbf{C}]\dot{\mathbf{U}} + [\mathbf{K}]\mathbf{U} = -[\mathbf{M}]\ddot{\mathbf{I}}u_g(t), \quad (1.1.20)$$

где $[\mathbf{M}]$ — матрица масс;
 $[\mathbf{C}]$ — матрица демпфирования;
 $[\mathbf{K}]$ — матрица жесткости;
 $\ddot{\mathbf{I}}$ — вектор влияния.

Используя модальное разложение, вектор перемещений можно представить в виде

$$\bar{\mathbf{U}} = [\Phi] \bar{\mathbf{Y}}, \quad (1.1.21)$$

где $[\Phi]$ — матрица форм собственных колебаний системы;
 $\bar{\mathbf{Y}}$ — вектор модальных (обобщенных) координат.

Подставив выражение (1.1.21) в уравнение движения (1.1.20), получим

$$[\mathbf{M}][\Phi] \bar{\mathbf{Y}} + [\mathbf{C}][\Phi] \dot{\bar{\mathbf{Y}}} + [\mathbf{K}][\Phi] \bar{\mathbf{Y}} = -[\mathbf{M}] \bar{\mathbf{I}} \ddot{u}_g(t). \quad (1.1.22)$$

Умножение этого уравнения слева на транспонированную матрицу форм дает следующее выражение:

$$[\Phi^T][\mathbf{M}][\Phi] \bar{\mathbf{Y}} + [\Phi^T][\mathbf{C}][\Phi] \dot{\bar{\mathbf{Y}}} + [\Phi^T][\mathbf{K}][\Phi] \bar{\mathbf{Y}} = -[\Phi^T][\mathbf{M}] \bar{\mathbf{I}} \ddot{u}_g(t). \quad (1.1.23)$$

Используя условия ортогональности, получим

$$M_j \ddot{Y}_j + C_j \dot{Y}_j + K_j Y_j = -[\Phi^T][\mathbf{M}] \bar{\mathbf{I}} \ddot{u}_g(t). \quad (1.1.24)$$

Поделив левую и правую части на M_j , получим уравнение, аналогичное (1.1.10):

$$\ddot{Y}_j + 2\xi_j \omega_j \dot{Y}_j + \omega_j^2 Y_j = -\Gamma_j \ddot{u}_g(t), \quad (1.1.25)$$

где

$$\Gamma_j = \frac{\bar{\Phi}_j^T [\mathbf{M}] \bar{\mathbf{I}}}{\bar{\Phi}_j^T [\mathbf{M}] \bar{\Phi}_j}, \quad j = 1, 2, \dots, n, \quad (1.1.26)$$

— фактор влияния форм колебаний (коэффициент распределения).

Таким образом, мы получили систему несвязанных уравнений относительно модальной координаты Y_j . Решение таких уравнений было рассмотрено ранее.

Зная спектр псевдоускорений, в соответствии с формулой (1.1.18) максимальное перемещение модальной координаты может быть получено следующим образом:

$$Y_{\max_j} = \frac{A(\xi_j, T_j)}{\omega_j^2} \Gamma_j. \quad (1.1.27)$$

Тогда вектор максимальных перемещений для каждой формы колебаний определяется выражением

$$\bar{\mathbf{U}}_{\max_j} = \bar{\Phi}_j Y_{\max_j} = \bar{\Phi}_j \frac{A(\xi_j, T_j)}{\omega_j^2} \Gamma_j. \quad (1.1.28)$$

Вектор максимальных перемещений с учетом всех форм колебаний может быть найден по формуле «корень из суммы квадратов»:

$$\bar{\mathbf{U}}_{\max} = \sqrt{\sum_{j=1}^n (\bar{\mathbf{U}}_{\max_j})^2}. \quad (1.1.29)$$

Вектор сейсмических сил в узлах системы может быть определен в соответствии с формулой (1.1.19):

$$\bar{\mathbf{F}}_j = [\mathbf{M}] \bar{\boldsymbol{\Phi}}_j \Gamma_j A(\xi, T_j). \quad (1.1.30)$$

Для суммирования сил с учетом всех форм колебаний также может быть использована формула «корень из суммы квадратов»:

$$\bar{\mathbf{F}} = \sqrt{\sum_{j=1}^n (\bar{\mathbf{F}}_j)^2}. \quad (1.1.31)$$

1.1.2. Нелинейные статические методы

Процедура нелинейного статического анализа, обычно называемая Pushover-анализ, — это метод, который включает поэтапное приложение боковой нагрузки с определенным распределением до тех пор, пока не наступит отказ конструкции. Горизонтальная сейсмическая нагрузка представляет собой относительные силы инерции. В результате получается зависимость «сила — смещение» или кривая несущей способности, которая дает определенное представление о нелинейном отклике. Осуществляется переход от системы со многими степенями свободы (СМСС) к эквивалентной системе с одной степенью свободы (СОСС) со свойствами, прогнозируемыми нелинейным статическим расчетом СМСС. Система с одной степенью свободы впоследствии рассчитывается спектральным методом. Сейсмические реакции, полученные для СОСС, преобразуются через модальные взаимосвязи в сейсмическую реакцию для СМСС [17; 36; 82; 92; 100; 136].

Представляя вектор перемещений СМСС как $\bar{\mathbf{U}} = \bar{\boldsymbol{\Phi}} u_t$, основное дифференциальное уравнение движения СМСС будет преобразовано к следующему виду:

$$[\mathbf{M}] \bar{\boldsymbol{\Phi}} \ddot{u}_t + [\mathbf{C}] \bar{\boldsymbol{\Phi}} \dot{u}_t + \bar{\mathbf{F}} = -[\mathbf{M}] \bar{\mathbf{I}} \ddot{u}_g(t), \quad (1.1.32)$$

где $\bar{\mathbf{F}}$ — вектор сил упругости;
 u_t — перемещение верха.

Представим относительное смещение u^* системы с одной степенью свободы как

$$u^* = \frac{\bar{\boldsymbol{\Phi}}^T [\mathbf{M}] \bar{\boldsymbol{\Phi}}}{\bar{\boldsymbol{\Phi}}^T [\mathbf{M}] \bar{\mathbf{I}}} u_t, \quad (1.1.33)$$

тогда, домножая уравнение (1.1.32) на $\bar{\boldsymbol{\Phi}}^T$ и заменяя u_t с помощью уравнения (1.1.33), получаем следующее дифференциальное уравнение отклика эквивалентной СОСС:

$$M^* \ddot{u}^* + C^* \dot{u}^* + F^* = -M^* \ddot{u}_g(t), \quad (1.1.34)$$

где

$$M^* = \bar{\boldsymbol{\Phi}}^T [\mathbf{M}] \bar{\mathbf{I}}; \quad (1.1.35)$$

$$C^* = \bar{\boldsymbol{\Phi}}^T [\mathbf{C}] \bar{\boldsymbol{\Phi}} \frac{\bar{\boldsymbol{\Phi}}^T [\mathbf{M}] \bar{\mathbf{I}}}{\bar{\boldsymbol{\Phi}}^T [\mathbf{M}] \bar{\boldsymbol{\Phi}}}; \quad (1.1.36)$$

$$F^* = \bar{\boldsymbol{\Phi}}^T \bar{\mathbf{F}}. \quad (1.1.37)$$

Теперь может быть проведен инкрементальный нелинейный статический анализ СМСС, из которого определяется зависимость «сила – смещение» эквивалентной СОСС. Результатом анализа СМСС является диаграмма «поперечная сила в основании V_b – перемещение верха системы u », или глобальная кривая «сила – смещение», или кривая несущей способности системы. Эта кривая дает информацию об отклике конструкции при переходе в неупругую стадию работы. Существует некоторая неопределенность в отношении поступругой стадии кривой несущей способности, так как результаты зависят от используемого материала моделей [131] и допущений моделирования [101]. Для простоты, кривая идеализируется как билинейная, из которой определяются предел текучести V_y , эффективная упругая жесткость $K_e = V_y/u_y$ и поступругая жесткость $K_s = \alpha K_e$. Идеализированная кривая может быть использована совместно с уравнениями (1.1.33) и (1.1.37), чтобы определить свойства эквивалентной СОСС.

Таким образом, начальный период T_{eq} эквивалентной СОСС будет

$$T_{eq} = 2\pi \sqrt{\frac{M^*}{K^*}}, \quad (1.1.38)$$

где K^* определяет упругую жесткость эквивалентной СОСС и находится по формуле

$$K^* = \frac{F_y^*}{u_y^*}. \quad (1.1.39)$$

Коэффициент упрочнения α эквивалентной СОСС берется такой же, как для СМСС.

Максимальное перемещение СОСС находят с помощью упругого или неупругого спектров ответа спектральным методом или анализом во временной области. Тогда соответствующее перемещение СМСС можно оценить, переписывая уравнение (1.1.33) следующим образом:

$$u_t = \frac{\bar{\phi}^T [\mathbf{M}] \bar{\mathbf{I}}}{\bar{\phi}^T [\mathbf{M}] \bar{\phi}} u^*. \quad (1.1.40)$$

Формулировка эквивалентной СОСС не должна вносить большую погрешность в результаты, если расчетный спектр не чувствителен к небольшим изменениям периода. В Pushover-методе также принято, что деформированная форма СМСС может быть представлена постоянным вектором формы $\bar{\phi}$ независимо от степени деформации [116–118].

Перемещение СМСС зависит от выбора вектора формы колебаний $\bar{\phi}$. Исследования Pushover-анализа показали, что выбор первой формы колебаний может обеспечить точную оценку перемещения u_t , если отклик конструкции определяется его основной формой [82; 102–106; 116–118].

Кривую несущей способности согласно [133; 136] можно аппроксимировать с помощью набора билинейных кривых в соответствии со следующим соотношением:

$$V(u) = V_y \left[\frac{u}{u_y} - (1 - \alpha) \left(\frac{u}{u_y} - 1 \right) U \right], \quad (1.1.41)$$

где V_y и u_y – предел текучести и соответствующее ему перемещение;

α – коэффициент жесткости после наступления текучести, $\alpha = K_s/K_e$;

U – ступенчатая функция, равная 0 – для $u/u_y < 1$ или 1 – для $u/u_y > 1$. Однако частный случай $K_s = 0$ авторами не рассматривался.

Конец ознакомительного фрагмента.

Приобрести книгу можно

в интернет-магазине

«Электронный универс»

e-Univers.ru