

УДК 624.07:534.1

© 2000 г. В.В. БОЛОТИН, В.П. РАДИН, В.П. ЧИРКОВ

## ДИНАМИКА КОНСТРУКЦИЙ ПРИ МНОГОКОМПОНЕНТНЫХ СЕЙСМИЧЕСКИХ ВОЗДЕЙСТВИЯХ

Рассмотрено поведение конструкций при движении основания или фундамента, вызванном сейсмическим воздействием. Принято, что это движение задано в виде реализаций некоторого нестационарного случайного процесса, который в общем случае содержит шесть компонент – три составляющих линейного ускорения и три составляющих углового ускорения. Применительно к многоэтажному зданию с несущей каркасной конструкцией использована сдвиговая модель, обобщенная на случай пространственных деформаций. Рассмотрен случай изгибно-крутильных колебаний здания. Изучено влияние направления сейсмического воздействия по отношению к главным осям жесткости конструкции на максимальные перемещения и междуэтажные сдвиги. Показано, что рассогласование осей жесткости и инерции существенно влияет на динамическую реакцию и уровень остаточных повреждений конструкции. Дано качественное истолкование полученных результатов.

1. Представление движения фундамента или основания на площадке, где размещено сооружение, в виде реализаций нестационарного случайного процесса было впервые предложено в [1]. При этом ускорение на площадке моделируется как реализации некоторого стационарного гауссовского процесса, модулированные при помощи псевдоограничивающих – медленно меняющихся функций времени. В общем случае движение основания на площадке является многокомпонентным. Для компактных в плане сооружений можно пренебречь волновым характером движения [2, 3]. Тогда сейсмическое воздействие будет задано тремя составляющими  $a_x(t)$ ,  $a_y(t)$ ,  $a_z(t)$  линейного ускорения и тремя составляющими  $\epsilon_x(t)$ ,  $\epsilon_y(t)$ ,  $\epsilon_z(t)$  углового ускорения (фиг. 1, а). В зависимости от типа сооружения, его высоты и т.п. влияние части из этих шести компонент можно считать достаточно малым. Например, для зданий умеренной высоты можно пренебречь угловыми перемещениями основания; однако для сооружений, высота которых измеряется сотнями метров, малые вращения основания могут оказать существенное влияние. Для протяженных сооружений (мостов сверхбольших пролетов, тоннелей, магистральных трубопроводов) необходимо учитывать пространственно-временной характер движения грунта, особенно если длины сейсмических волн по порядку величины сопоставимы с характерным размером основных форм собственных колебаний.

Применительно к зданиям наиболее важными являются горизонтальные компоненты ускорения. Обычно несущие конструкции здания обладают симметрией, что позволяет выделить главные плоскости жесткости. Рассмотрим подробнее именно этот случай. Пусть  $Oxz$  и  $Oyz$  – плоскости симметрии несущей конструкции. Ускорения фундамента здания в этих направлениях обозначим  $a_x(t)$  и  $a_y(t)$ , выражения для которых, следуя изложенной схеме, представим в виде

$$a_x(t) = A_x(t/t_0) \exp(-t/t_0) \varphi_x(t), \quad a_y(t) = A_y(t/t_0) \exp(-t/t_0) \varphi_y(t) \quad (1.1)$$

с двумя псевдоамплитудами  $A_x$  и  $A_y$  и двумя стационарными случайными функциями  $\varphi_x(t)$  и  $\varphi_y(t)$ . Спектральный состав воздействия задается спектральной плотностью этих функций

$$S_\varphi(f) = \frac{2}{\pi} \frac{f_1 f_0^2}{(f^2 - f_0^2)^2 + 4f_1^2 f^2} \quad (1.2)$$

где  $f$  – частота, измеряемая в Гц. В правую часть формулы (1.2) входит несущая частота воздействия  $f_0$  и параметр ширины спектра  $f_1$  (фиг. 1, с). Псевдоогibaющие также заданы с точностью до двух параметров.  $A_x$  и  $A_y$  характеризуют уровень максимальных ускорений. Как правило, пиковые значения ускорений превышают  $A_x$  и  $A_y$ , но имеют тот же порядок. Параметр  $t_0$ , который принят одинаковым в обоих направлениях, характеризует продолжительность интенсивной фазы воздействия. При этом максимумы псевдоогibaющих достигаются при  $t = t_0$  (фиг. 1, в).

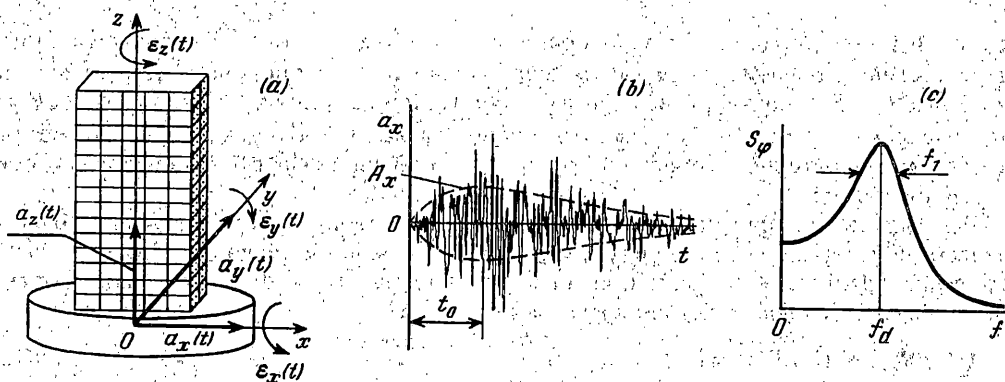
Соотношение между псевдоамплитудами  $A_x$  и  $A_y$  зависит от того, как ориентировано направление распространения сейсмических волн по отношению к осям сооружения, т.е. от ориентации последних по отношению к предполагаемому фокусу землетрясения. Несмотря на большой объем сейсмологической информации, которая в настоящее время включает в себя альбомы акселерограмм, до сих пор нет надежных данных о связи между компонентами движения на площадке. Так, сопоставление известных акселерограмм, записанных в Эль Сентро (1940), Бухаресте (1970) и Мехико (1985), не дает достаточных оснований, чтобы принять или опровергнуть гипотезу о существенной корреляции между составляющими Север – Юг и Восток – Запад. Полагая, что компоненты  $a_x(t)$  и  $a_y(t)$  являются проекциями ускорения  $a_0(t)$ , направленным под углом  $\theta$  к оси  $Ox$ , получим

$$a_x(t) = a_0(t) \cos \theta, \quad a_y(t) = a_0(t) \sin \theta \quad (1.3)$$

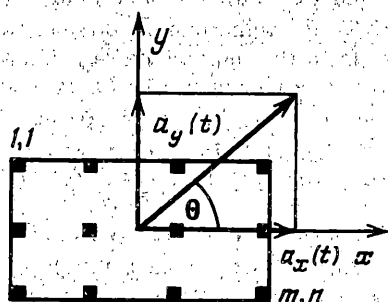
Формулы (1.3) соответствуют полной корреляции процессов  $a_x(t)$  и  $a_y(t)$ . В более общем случае имеет смысл возвратиться к представлениям типа (1.1), принимая, что  $A_x = A_0 \cos \theta$ ,  $A_y = A_0 \sin \theta$  и беря в качестве  $\varphi_x(t)$  и  $\varphi_y(t)$  две разные реализации одного и того же процесса.

Нормы антисейсмического проектирования многих стран рекомендуют избегать конструкций, не обладающих симметрией в плане. Наличие асимметрии приводит к тому, что несущая конструкция испытывает изгибно-крутильные колебания. В свою очередь, это приводит к дополнительным перегрузкам колонн и повышает риск критических повреждений. Даже здания, симметричные в архитектурном отношении, могут оказаться несимметричными из-за несовмещения центральных осей жесткости и инерции здания или рассогласования центров жесткости и массы в отдельных этажах. В данной статье рассматривается случай, когда несущая конструкция здания обладает симметрией механических свойств, но центры инерции этажей смещены относительно главных осей жесткости. Исследуется влияние кручения здания на его динамическое поведение и уровень остаточных деформаций.

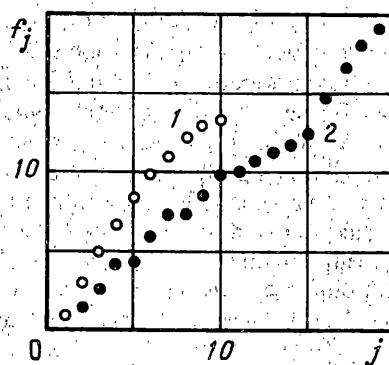
2. Рассмотрим несущую конструкцию  $N$ -этажного здания. Пусть  $Oxz$  и  $Oyz$  – плоскости жесткостной симметрии каркаса. Следуя обычной сдвиговой модели [4], представим конструкцию здания в виде системы  $N$  жестких дисков массой  $M_1, M_2, \dots, M_N$  и междуэтажных блоков. Будем считать, что жесткость блоков по отношению к междуэтажному сдвигу определяется сопротивлением колонн и примыкающих ограждающих конструкций. Число колонн на этаже обозначим  $m \times n$ , где  $m$  – число рядов стоек по направлению оси  $Ox$ , а  $n$  – число рядов стоек по направлению оси  $Oy$ . Ось жесткости  $k$ -го междуэтажного блока ( $k = 1, 2, \dots, N$ ) в общем случае не проходит через центр инерции массы  $M_k$ . Вследствие этого даже при отсутствии угловых воздействий на фундамент здание будет испытывать изгибно-крутильные колебания.



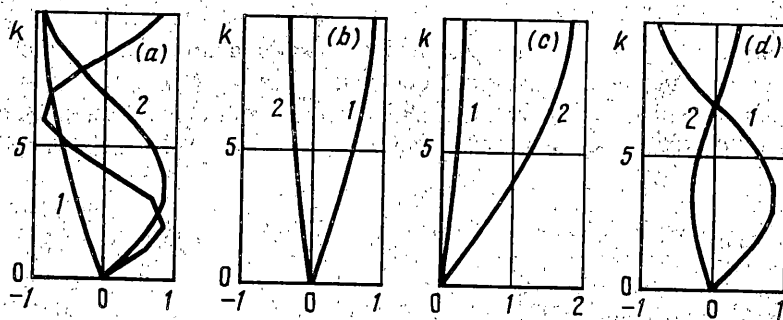
Фиг. 1



Фиг. 2



Фиг. 3



Фиг. 4

Будем характеризовать деформацию здания углами междуэтажного сдвига  $\gamma_{1,x}, \gamma_{2,x}, \dots, \gamma_{N,x}$  и  $\gamma_{1,y}, \gamma_{2,y}, \dots, \gamma_{N,y}$ , а сопротивление междуэтажных блоков – силами сдвига  $Q_{1,x}, Q_{2,x}, \dots, Q_{N,x}$  и  $Q_{1,y}, Q_{2,y}, \dots, Q_{N,y}$  и моментами  $L_{1,z}, L_{2,z}, \dots, L_{N,z}$ . Аналогичные углы и силы сдвига введем и для каждой стойки междуэтажного каркаса:  $\gamma_{ijk,x}, \gamma_{ijk,y}, Q_{ijk,x}, Q_{ijk,y}$ , где  $i = 1, 2, \dots, m, j = 1, 2, \dots, n, k = 1, 2, \dots, N$ . Углы сдвига стоек  $\gamma_{ijk,x}, \gamma_{ijk,y}$  равны соответствующим значениям междуэтажных углов сдвига  $\gamma_{k,x}, \gamma_{k,y}$  лишь при отсутствии вращения, а

$$Q_{k,x} = \sum_{i=1}^m \sum_{j=1}^n Q_{ijk,x}, \quad Q_{k,y} = \sum_{i=1}^m \sum_{j=1}^n Q_{ijk,y}, \quad L_{k,z} = \sum_{i=1}^m \sum_{j=1}^n (-Q_{ijk,x} x_{ijk} + Q_{ijk,y} y_{ijk}) \quad (2.1)$$

где  $x_{ijk}$  и  $y_{ijk}$  — координаты точек крепления стоек  $k$ -го этажа к междуэтажному перекрытию. Кручение стоек как элементов каркаса не включено в междуэтажные моменты  $L_{k,z}$ . Если размеры здания в плане велики по сравнению с высотой стоек, то углы закручивания стоек будут относительно невелики. К тому же жесткость металлических тонкостенных профилей при кручении обычно существенно ниже их жесткости при изгибе.

При интенсивных сейсмических воздействиях стойки междуэтажных блоков подвергаются циклическому упругопластическому деформированию. Для материала стоек, находящихся в состоянии косоугольного изгиба, примем идеальную упругопластическую модель. Условие пластичности возьмем в виде

$$(Q_x / R_x)^2 + (Q_y / R_y)^2 = 1 \quad (2.2)$$

где  $Q_x$  и  $Q_y$  — силы, возникающие в стойке,  $R_x$  и  $R_y$  — их значения, соответствующие пределу текучести (индексы, указывающие на номер этажа и стойки, временно опущены). В упругой стадии  $Q_x = c_x \gamma_x$ ,  $Q_y = c_y \gamma_y$ , причем в общем случае коэффициенты жесткости стоек в направлениях  $Ox$  и  $Oy$  различны, т.е.  $c_x \neq c_y$ . Продольные силы в стойках не включены в условие пластичности (2.2). Влияние вертикальных составляющих от веса и сил инерции существенна в расчетах зданий на устойчивость. Общую устойчивость обычно учитывают по схеме так называемого  $P - \Delta$  эффекта [5] и этот подход будет применен ниже. Более тщательный учет требует либо перехода к детализированной модели несущей конструкции, либо применение более общих законов деформирования для междуэтажных блоков, в частности, включающих разупрочнение.

При принятых допущениях о работе стоек жесткость на кручение  $k$ -го междуэтажного блока  $c_{k,\psi}$  будет определяться формулой ( $h_k$  — высота  $k$ -го этажа здания):

$$c_{k,\psi} = \frac{1}{h_k} \sum_{i=1}^m \sum_{j=1}^n (c_{ijk,x} y_{ijk}^2 + c_{ijk,y} x_{ijk}^2) \quad (2.3)$$

Обозначим через  $u_1, u_2, \dots, u_N$  перемещения этажей в направлении оси  $Ox$ , через  $v_1, v_2, \dots, v_N$  перемещения в направлении оси  $Oy$ , через  $\psi_1, \psi_2, \dots, \psi_N$  углы поворота этажей. В случае малых углов поворота этажей для кинетической энергии системы и диссипативной функции имеем выражения (штрихом обозначено дифференцирование по времени  $t$ ):

$$\begin{aligned} T &= \frac{1}{2} \sum_{k=1}^N M_k [(u'_k)^2 + (v'_k)^2 + (x_{0,k}^2 + y_{0,k}^2) (\psi'_k)^2 - 2y_{0,k} u'_k \psi'_k + 2x_{0,k} v'_k \psi'_k] + \frac{1}{2} \sum_{k=1}^N J_k (\psi'_k)^2 \\ D &= \frac{1}{2} \sum_{k=1}^N [b_{k,x} (u'_k - u'_{k-1})^2 + b_{k+1,x} (u'_{k+1} - u'_k)^2] + \\ &+ \frac{1}{2} \sum_{k=1}^N [b_{k,y} (v'_k - v'_{k-1})^2 + b_{k+1,y} (v'_{k+1} - v'_k)^2] + \\ &+ \frac{1}{2} \sum_{k=1}^N [b_{k,z} (\psi'_k - \psi'_{k-1})^2 + b_{k+1,z} (\psi'_{k+1} - \psi'_k)^2]. \end{aligned} \quad (2.4)$$

Здесь  $x_{0,k}, y_{0,k}$  — координаты центра инерции массы  $M_k$  в системе координат, связанной с центром жесткости;  $J_k$  — момент инерции массы  $M_k$  относительно центральной оси;  $b_{k,x}, b_{k,y}$  и  $b_{k,z}$  — коэффициенты демпфирования, соответствующие междуэтажным сдвигам по осям  $Ox, Oy$  и поворотам относительно оси  $Oz$ , причем  $b_{0,x} = b_{0,y} = b_{0,z} = 0$ ,  $b_{N+1,x} = b_{N+1,y} = b_{N+1,z} = 0$ . Выражение для диссипативной функции составлено в предположении, что линейная составляющая демпфирования обусловлена междуэтажными деформациями, т.е. диссипация носит внутренний характер. Виртуальная

работа сил междуэтажного сдвига и поворота определяется как

$$\delta W = \sum_{k=1}^N (Q_{k+1,x} - Q_{k,x} - M_k a_x) \delta u_k + \sum_{k=1}^N (Q_{k+1,y} - Q_{k,y} - M_k a_y) \delta v_k + \sum_{k=1}^N (L_{k+1,z} - L_{k,z}) \delta \psi_k, \quad Q_{N+1,x} = Q_{N+1,y} = L_{N+1,z} = 0 \quad (2.5)$$

При значительных междуэтажных перемещениях необходимо учитывать влияние собственного веса расположенной выше части здания на деформативность междуэтажных блоков. Это влияние, называемое в расчетах на сейсмостойкость  $P - \Delta$  эффектом, аналогично продольно-поперечному изгибу сжатых стержней. Для упрощения примем, что по высоте блока угол сдвига не изменяется, т.е. деформация стоек в основном сосредоточена вблизи узлов. Такое предположение приемлемо, если пластические компоненты кривизны в несколько раз превышают упругие компоненты. Считая, что вес здания равномерно распределяется по стойкам, потенциальную энергию сил тяготения запишем следующим образом ( $g$  – ускорение свободного падения):

$$U = \text{const} - \frac{1}{2} \sum_{i=1}^m \sum_{j=1}^n \sum_{k=1}^N \sum_{l=k}^N \frac{M_l g}{mn h_k} \{ [u_k - u_{k-1} - (\psi_k - \psi_{k-1}) y_{ijk}]^2 + [v_k - v_{k-1} + (\psi_k - \psi_{k-1}) x_{ijk}]^2 \} \quad (2.6)$$

С учетом (2.4)–(2.6) приходим к уравнениям движения здания при сейсмическом воздействии

$$\begin{aligned} M_k u_k'' - M_k y_{0,k} \psi_k'' + b_{k,x} (u_k' - u_{k-1}') - b_{k+1,x} (u_{k+1}' - u_k') + Q_{k,x} - Q_{k+1,x} - \\ - \sum_{i=1}^m \sum_{j=1}^n (P_{ijk,x} - P_{ij,k+1,x}) = -M_k a_x(t) \\ M_k v_k'' + M_k x_{0,k} \psi_k'' + b_{k,y} (v_k' - v_{k-1}') - b_{k+1,y} (v_{k+1}' - v_k') + Q_{k,y} - Q_{k+1,y} - \\ - \sum_{i=1}^m \sum_{j=1}^n (P_{ijk,y} - P_{ij,k+1,y}) = -M_k a_y(t) \\ J_{k,z} \psi_k'' - M_k y_{0,k} u_k'' + M_k x_{0,k} v_k'' + b_{k,z} (\psi_k' - \psi_{k-1}') - b_{k+1,z} (\psi_{k+1}' - \psi_k') + L_{k,z} - L_{k+1,z} - \\ - \sum_{i=1}^m \sum_{j=1}^n (P_{ijk,x} y_{ijk} - P_{ij,k+1,x} y_{ij,k+1} - P_{ijk,y} x_{ijk} + P_{ij,k+1,y} x_{ij,k+1}) = 0 \\ (k = 1, 2, \dots, N; u_0''(t) \equiv a_x(t), v_0''(t) \equiv a_y(t)) \end{aligned} \quad (2.7)$$

$$\begin{aligned} P_{ijk,x} = \sum_{l=k}^N \frac{M_l g}{mn h_k} [u_k - u_{k-1} - (\psi_k - \psi_{k-1}) y_{ijk}] \\ P_{ijk,y} = \sum_{l=k}^N \frac{M_l g}{mn h_k} [v_k - v_{k-1} + (\psi_k - \psi_{k-1}) x_{ijk}], \quad J_{k,z} = J_k + M_k (x_{0,k}^2 + y_{0,k}^2) \end{aligned} \quad (2.8)$$

3. Интегрирование нелинейных уравнений (2.7) проводилось при нулевых начальных условиях с правыми частями, задаваемыми в форме (1.3). Рассматривалась регулярная расчетная схема здания, имеющая две плоскости жесткостной симметрии (фиг. 2). Число этажей принято равным  $N = 10$ . Этажи имеют прямоугольную в плане форму с размерами  $a \times b$ ,  $a = 24$  м,  $b = 12$  м. Приведенные массы и моменты инерции всех этажей брались одинаковыми и равными  $M_k = 10^5$  кг,  $J_k = 6 \cdot 10^6$  кгм<sup>2</sup>. Центры инерции лежат на одной прямой, смещенной от оси жесткости  $Oz$  в направлении оси  $Ox$ , т.е.  $x_{0,1} = x_{0,2} = \dots = x_{0,10} = 4$  м,  $y_{0,1} = y_{0,2} = \dots = y_{0,10} = 0$ . Высота стоек междуэтажных

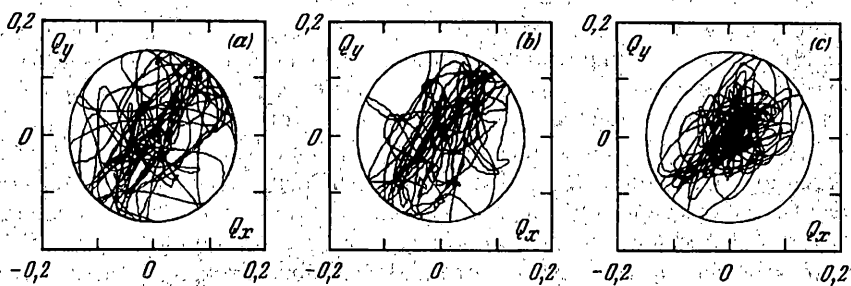
блоков равна  $h_k = 3$  м. Число стоек на каждом этаже  $m \times n = 4 \times 3 = 12$ . При упругом деформировании по отношению к междуэтажным сдвигам стойки имеют одинаковые жесткости в направлениях осей  $Ox$  и  $Oy$ , т.е.  $c_{ijk,x} = c_{ijk,y} = 45$  МН ( $i = 1, 2, \dots, m; j = 1, 2, \dots, n; k = 1, 2, \dots, N$ ). Предельные значения для упругих углов междуэтажных сдвигов стоек примем  $\gamma_{ijk,x}^* = \gamma_{ijk,y}^* = 3,33 \cdot 10^{-3}$ , что соответствует предельным упругим смещениям концов стоек, равным 0,01 м. Таким образом, значения поперечных сил в стойках, соответствующие пределу текучести, в формуле (2.2) приняты равными  $R_x = R_y = 0,15$  МН.

Некоторые динамические характеристики рассматриваемой системы для случая малых собственных колебаний представлены на фиг. 3 и 4. Так как система имеет общую плоскость жесткостной и инерционной симметрии  $xOz$ , то спектр собственных частот распадается на две группы. Группа 1 (фиг. 3) состоит из 10 частот и соответствует сдвиговым движениям системы в плоскости  $xOz$ . Группа собственных частот 2 соответствует сдвиго-крутильным колебаниям здания и состоит из 20 частот. Низшие частоты в указанных группах равны 1,00 и 0,89 Гц соответственно. Первые 10 частот второй группы оказываются ниже, чем соответствующие частоты первой группы. Это естественно ожидать, поскольку динамическая жесткость несущей конструкции в направлении оси  $Oy$  минимальна. В наиболее опасную частотную область до 5 Гц попадают первые три собственные частоты из первой группы и первые пять собственных частот из второй группы.

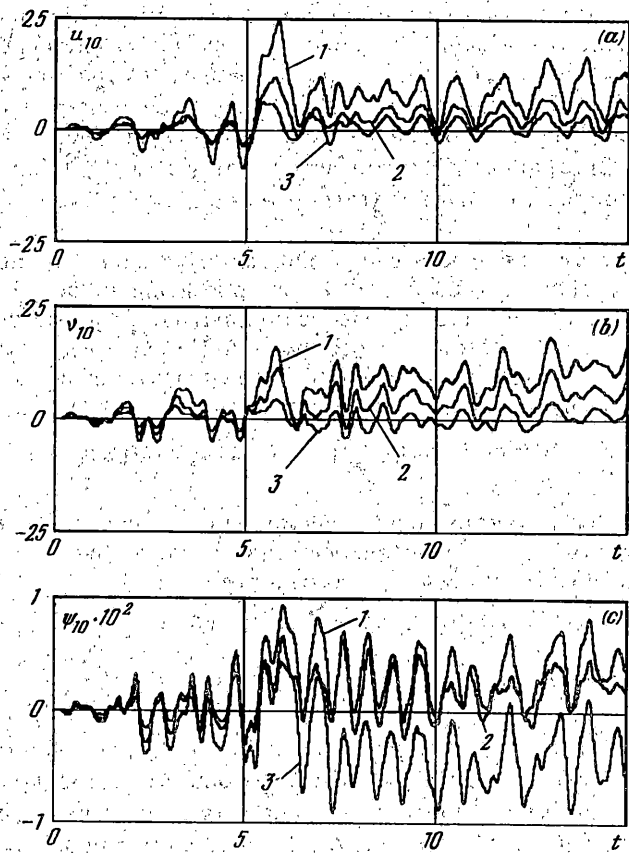
На фиг. 4, *a*, где по оси ординат отложен номер этажа, представлены первые три собственные формы сдвиговых колебаний в плоскости  $xOz$ , а на фиг. 4, *b* – 4, *d* изображены первые три собственных формы сдвиго-крутильных колебаний. При этом проведен переход от перемещений  $u_k$  точек на оси жесткости и углов поворота этажей  $\psi_k$  к линейным перемещениям углов задания  $u_{k,\alpha} = -y_\alpha \psi_k$ ,  $v_{k,\alpha} = u_k + x_\alpha \psi_k$  ( $\alpha = 1, 2, 3, 4$ ). Здесь  $x_\alpha$  и  $y_\alpha$  – координаты угловых точек здания. Фиг. 4, *b*–*d* построены для колонны 1,1 (фиг. 2). Кривые 1 соответствуют перемещениям  $u_{k,1}$ , кривые 2 – перемещениям  $v_{k,1}$ . Все формы колебаний на фиг. 4 условно нормировались так, чтобы абсциссы уместались в интервале  $[-1, 1]$  или  $[0, 2]$ . Для других угловых точек здания вид собственных форм может изменяться. В частности, перемещения  $u_{k,\alpha}$  и  $v_{k,\alpha}$  могут оказаться как в одной, так и в противоположных фазах. При сдвиго-крутильных колебаниях первый узел появляется только в третьей собственной форме.

4. Моделирование сейсмического воздействия в виде искусственных акселерограмм проводилось согласно методу, предложенному в [1]. Для спектральных характеристик в формуле (1.2) приняты следующие значения: несущая частота воздействия  $f_0 = 3$  Гц, параметр ширины спектра  $f_1 = 1$  Гц. При этом доминантная частота  $f_d = (f_0^2 - f_1^2)^{1/2} = 2,83$  Гц (фиг. 1, *c*). Параметры псевдоогibaющей приняты следующими: интенсивность ускорений  $A_0 = 4$  мс<sup>-2</sup>,  $t_0 = 5$  с. Указанные параметры соответствуют движению скального грунта при девятибалльном землетрясении. Реализации случайного сейсмического воздействия, соответствующие различным реализациям случайной функции  $\varphi(t)$ , внешне сходны между собой, однако пиковые ускорения имеют существенный разброс. Типичные значения этих ускорений при многократном моделировании лежат между 3 и 5 мс<sup>-2</sup>. Вычисления проводились для случая, когда пиковое ускорение равнялось 4,8 мс<sup>-2</sup>.

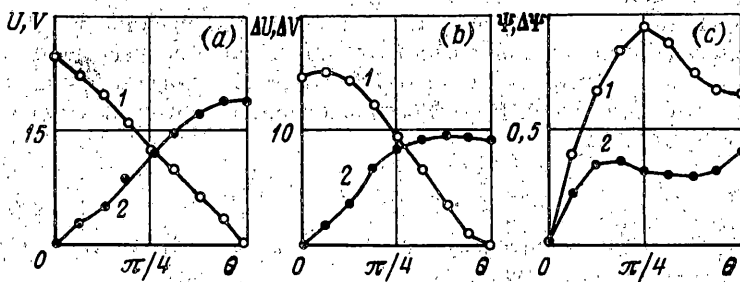
Строго говоря, дальнейший анализ необходимо проводить в рамках вероятностно-статистической модели с оценкой сейсмического риска [1,2]. Методология оценки риска на основе метода Монте Карло была предложена в [6] и развита в [7]. Цель данной работы состоит в том, чтобы учесть вклад кручения несущей конструкции в динамическую реакцию и остаточные повреждения. Реализации ускорения на основании рассматриваются здесь, как это делается в большинстве работ по сейсмостойкости [4,5], как заданные воздействия, т.е. статистические аспекты не рассматриваются.



Фиг. 5



Фиг. 6



Фиг. 7

Поведение несущей конструкции при землетрясениях носит весьма сложный характер. Это проиллюстрировано на фиг. 5, построенной для направления сейсмического воздействия под углом  $\theta = \pi/4$  к осям жесткости. На графиках показано, как изменяются во времени поперечные силы  $Q_x$  и  $Q_y$  в стойках 1,1. первого (а), третьего (б) и седьмого (с) этажей. Поперечные силы выражены в МН. Упругая область ограничена круговой линией. Стойки первого этажа испытывают существенные пластические деформации, причем деформации возникают во всех направлениях на плоскости  $Oxy$ . Пластические деформации менее существенны для стоек третьего этажа и практически отсутствуют в стойках седьмого этажа. На всех диаграммах можно заметить преимущественное направление деформаций; оно близко к направлению полного ускорения на основании.

На фиг. 6 для различных значений угла  $\theta$  приведены зависимости во времени перемещений верхнего этажа здания. Здесь и далее линейные перемещения выражены в см, а угловые в радианах. Графики 1–3 перемещений  $u_{10}(t)$  (фиг. 6, а) построены для значений угла  $\theta = 0$ ,  $\theta = \pi/4$  и  $\theta = 3\pi/8$  соответственно. Аналогичные зависимости для перемещения верхнего этажа  $v_{10}(t)$  в направлении оси  $Oy$  представлены на фиг. 6, в, где кривые 1–3 соответствуют углам  $\theta = \pi/2$ ,  $\theta = \pi/4$  и  $\theta = \pi/8$ . Кривые 1–3 на фиг. 6, с показывают углы поворота десятого этажа  $\psi_{10}(t)$  при  $\theta = \pi/4$ ,  $\theta = \pi/8$  и  $\theta = \pi/2$ .

Результаты более детального исследования влияния направления сейсмического воздействия на динамическую реакцию здания приведены на фиг. 7. Здесь в зависимости от угла  $\theta$  построены некоторые величины, которые часто принимают в качестве показателей сейсмостойкости сооружений. Например, динамическая реакция здания на сейсмическое воздействие может быть охарактеризована максимальными по модулю линейными и угловыми перемещениями этажей относительно основания

$$U = \max_t \max_k |u_k(t)|, \quad V = \max_t \max_k |v_k(t)|, \quad \Psi = \max_t \max_k |\psi_k(t)|$$

Несущая способность конструкции здания может быть оценена по величине междуэтажных сдвигов, которые в свою очередь зависят от таких величин, как максимальные линейные и угловые смещения соседних этажей

$$\Delta U = \max_t \max_k |u_{k+1}(t) - u_k(t)|, \quad \Delta V = \max_t \max_k |v_{k+1}(t) - v_k(t)|$$

$$\Delta \Psi = \max_t \max_k |\psi_{k+1}(t) - \psi_k(t)|$$

С ростом угла  $\theta$  максимальные перемещения  $U$  в направлении оси  $Ox$  и междуэтажные сдвиги  $\Delta U$  в этом же направлении монотонно убывают (кривые 1 на фиг. 7, а, в), а в направлении оси  $Oy$  соответствующие характеристики  $V$  и  $\Delta V$  монотонно растут (кривые 2 на фиг. 7, а, в). На фиг. 7, с кривая 1 иллюстрирует зависимость  $\psi(\theta)$ , а кривая 2 – зависимость  $\Delta\psi(\theta)$ . Значения абсолютных  $\psi$  и относительных  $\Delta\psi$  углов поворота здесь представлены в рад  $\cdot 10^2$ .

Проведенный анализ показывает, что реакция несущей конструкции на сейсмические воздействия существенно зависит от направления воздействия; этот эффект может усиливаться, если ось жесткости конструкции не совпадает с осью инерции.

Работа выполнена при поддержке Российского фонда фундаментальных исследований (проект 99–01–00252).

#### СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Болотин В.В. Статистическая теория сейсмостойкости сооружений // Изв. АН СССР. ОТН. Механика и машиностроение. 1959. № 4. С. 123–129.
2. Болотин В.В. Статистические методы в строительной механике. М.: Стройиздат. 1965. 279 с.

3. Болотин В.В. Случайные колебания упругих систем. М.: Наука, 1979. 335 с.
4. Newmark N.M., Rosenblueth E.F. Fundamentals of Earthquake Engineering. New York: Prentice Hall. 1971. 640 p.
5. Tiondro J.A., Moss P.J., Carr A.J. Seismic  $P - \Delta$  effects in medium height moment resisting steel frames // Eng. Struct. 1992. V. 14. № 2. P. 75–90.
6. Bolotin V.V. Seismic risk assessment for structures with the Monte Carlo simulation // Probab. Eng. Mech. 1993. V. 8. № 3/4. P. 169–177.
7. Болотин В.В., Радин В.П., Чирков В.П. Применение метода статистического моделирования для оценки сейсмического риска конструкций // Изв. РАН. МГТ. 1997. № 6. С. 168–175.

Москва

Поступила в редакцию  
2.04.1999