

УДК 624.042:519.2

© 2001 г. О.В. НОВИКОВА, О.В. ТРИФОНОВ

ВЛИЯНИЕ НАКОПЛЕНИЯ ПОВРЕЖДЕНИЙ НА СОПРОТИВЛЕНИЕ КОНСТРУКЦИИ СЕЙСМИЧЕСКИМ ВОЗДЕЙСТВИЯМ

Исследовано влияние накопления повреждений в несущих конструкциях на их динамическое поведение при интенсивных сейсмических воздействиях и на характеристики их свойств после землетрясения. Принята модель упругопластического деформирования междуэтажных блоков с учетом деформационного и циклического разупрочнения и снижения жесткости при разгрузке. Ускорение основания представлено в виде реализации стационарного случайного процесса с заданной спектральной плотностью, умноженной на "псевдооггибающую". Особое внимание уделено влиянию повреждений на максимальные значения абсолютных перемещений и междуэтажных сдвигов, а также на параметры окончательного состояния. Показано, что снижение жесткости по отношению к квазистатическим горизонтальным силам и снижение собственных частот поврежденной конструкции могут быть использованы как диагностические параметры состояния конструкции после интенсивного сейсмического воздействия.

1. Для описания реакции многоэтажного здания на горизонтальное сейсмическое воздействие примем сдвиговую модель [1–3]. Междуэтажные перекрытия трактуем как жесткие диски, допускающие взаимные горизонтальные смещения за счет податливости системы колонн с примыкающими стеновыми элементами и связями. Вся масса приводится к междуэтажным перекрытиям. При условии, что ускорение основания $a_0(t)$ направлено вдоль одной из главных осей жесткости n -этажного здания, получим систему с n степеней свободы (фиг. 1, а). В качестве обобщенных координат примем горизонтальные смещения этажей относительно основания u_1, \dots, u_n . Уравнения движения системы имеют вид

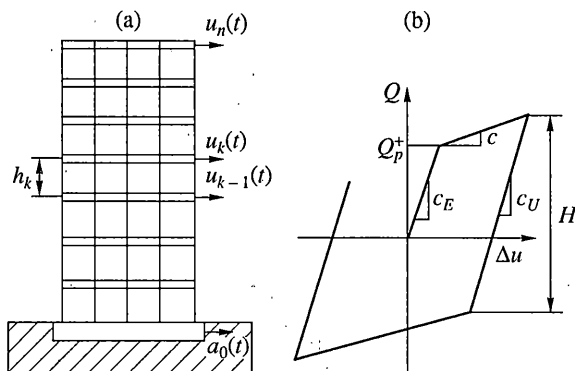
$$m_k u_k'' + b_k (u_k' - u_{k-1}') + b_{k+1} (u_k' - u_{k+1}') + Q - Q_{k+1} - \sum_{j=k}^n (m_j g / h_k) (u_k - u_{k-1}) - \sum_{j=k+1}^n (m_j g / h_{k+1}) (u_k - u_{k+1}) = -m_k a_0(t) \quad (1.1)$$

$$(k = 1, \dots, n), \quad b_{n+1} = 0, \quad Q_{n+1} = 0, \quad u_0 = u_{n+1} = 0$$

где h_k – высота k -го этажа, m_k – масса k -го этажа и присоединенных к нему элементов конструкции, b_k – коэффициент демпфирования для k -го междуэтажного блока, g – ускорение свободного падения, Q_k – силы сопротивления междуэтажному сдвигу. В уравнениях (1.1) слагаемые под знаком суммы учитывают $P - \Delta$ -эффект, т.е. влияние веса вышележащих частей здания на изгиб стоек.

Представим ускорение основания сооружения при землетрясении зависимостью

$$a_0(t) = A_0(t/t_0) \exp(-t/t_0) \varphi(t) \quad (1.2)$$



Фиг. 1

Здесь параметр A_0 характеризует максимальные ускорения, параметр t_0 – продолжительность интенсивной фазы, $\varphi(t)$ – реализация некоторого стационарного эргодического случайного процесса.

Для спектральной плотности процесса $\varphi(t)$ примем зависимость

$$S_\varphi(f) = \frac{2}{\pi} \frac{f_1 f_0^2}{(f^2 - f_0^2)^2 + 4f_1^2 f^2} \quad (1.3)$$

где f, f_0, f_1 – частоты, измеряемые в Гц. Параметр f_0 представляет собой доминантную частоту движения на площадке, параметр f_1 характеризует ширину спектра. Модель ускорения грунта при землетрясении, заданная соотношениями (1.2) и (1.3), была предложена в работах [4–6].

2. Зависимость между Q_k и $\Delta u_k = u_k - u_{k-1}$ определяется характером деформирования несущих элементов конструкции для k -го этажа. При сильных землетрясениях в конструкциях зданий возникают неупругие деформации, связанные с пластическим деформированием колонн и ригелей, возникновением трещин в панелях и т.д. Учет этих факторов требует использования нелинейных моделей при исследовании реакции сооружений. В настоящее время предложены различные зависимости, отражающие нелинейный характер деформирования конструкций [7, 8]. Для строений с железобетонным каркасом может использоваться билинейная модель, которая при отсутствии упрочнения превращается в идеальную упругопластическую диаграмму. Среди нелинейных моделей наиболее известна диаграмма Рамберга – Осгуда, определяющая степенную зависимость $\Delta u = f(Q)$.

При сильном сейсмическом воздействии происходит снижение жесткости здания, которое выражается в уменьшении собственных частот колебаний поврежденной конструкции [9, 10]. В отдельных случаях это приводит к выходу здания из резонансной области и помогает сооружению выдержать землетрясение. Кроме того, с увеличением поврежденности возрастает способность конструкции поглощать энергию сейсмического воздействия. Следовательно, важным фактором при анализе сейсмостойкости сооружений является учет повреждений.

Для зданий с железобетонным каркасом повреждения возникают в матрице и арматуре в различных сочетаниях. Разные предельные состояния элементов конструкции соответствуют разным типам повреждений. Поэтому возможен различный выбор меры повреждений. Обзор некоторых подходов содержится в [11, 12]. Один из вариантов – принять в качестве меры повреждений несущей конструкции на каждом этаже сумму пластических междуэтажных перемещений

$$D_1 = \frac{1}{u_*} \sum |\Delta u| \quad (2.1)$$

где u_* – некоторое характерное значение накопленной пластической деформации. Индекс, соответствующий номеру этажа в формуле (2.1), опущен. Суммирование ведется по полуциклам нагружения. Другой вариант зависимости описывается соотношением

$$D_1 = \frac{1}{W_*} \int Q d\Delta u \quad (2.2)$$

которое выражает повреждения через работу сил сопротивления междуэтажному сдвигу. В формуле (2.2) W_* – характерный параметр, имеющий размерность энергии. Параметры u_* и W_* в формулах (2.1) и (2.2) подбираются так, что полностью поврежденной конструкции соответствует величина $D = 1$. Обе зависимости вводят кумулятивные меры, учитывающие циклический характер повреждений [12]. Для описания повреждений, вызванных большими деформациями одного знака, естественно использовать квазистатическую меру повреждений

$$D_2 = \max |\Delta u| / \Delta u_* \quad (2.3)$$

где u_* – предельное значение взаимного перемещения соседних этажей здания.

В железобетонных конструкциях повреждения могут быть вызваны как циклически меняющимися деформациями, так и значительными деформациями одного знака. Следовательно, в качестве меры повреждений нужно принять некоторую комбинацию мер D_1 и D_2 , например

$$D = (D_1^2 + D_2^2)^{1/2} \quad (2.4)$$

Рассмотрим модель с линейным упрочнением и обобщенным эффектом Баушингера (фиг. 1, б). Здесь c_E – начальный упругий параметр, c – параметр упрочнения, c_U – параметр разгрузки, Q_p – сила сопротивления междуэтажному сдвигу, отвечающая началу пластического деформирования. Учтем влияние повреждений с помощью зависимостей

$$c = c_0(1 - \lambda D^\beta), \quad c_U = c_{U0}(1 - \mu D^\delta) \quad (2.5)$$

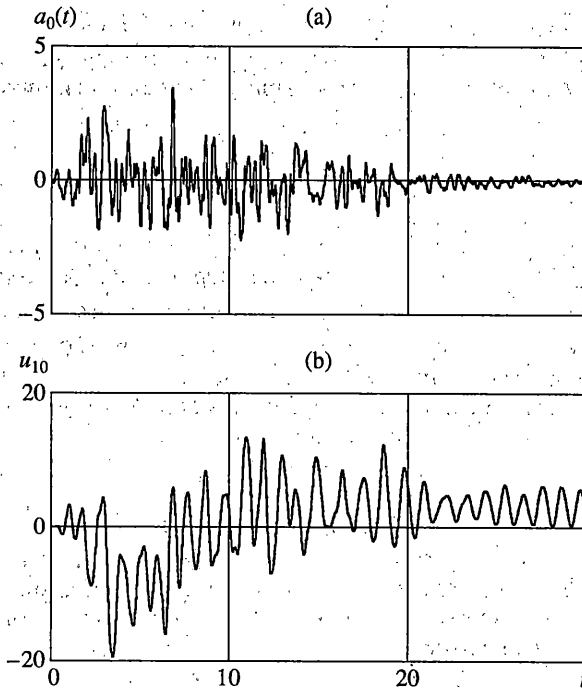
записанных для каждого этажа (индекс, соответствующий номеру этажа в формулах опущен). Здесь c_0 , c_{U0} – значения параметров упрочнения и разгрузки для неповрежденной конструкции, $0 \leq \mu < 1$, λ , β , $\delta \geq 0$ – заданные постоянные. Если для микроповреждений принята зависимость (2.1), то формулы (2.5) описывают циклическое разупрочнение, вызванное накоплением повреждений в системе в ходе сейсмического воздействия. Модель должна быть дополнена соотношением

$$Q_p^+ - Q_p^- = H = H_0(1 - \nu D^\gamma) \quad (2.6)$$

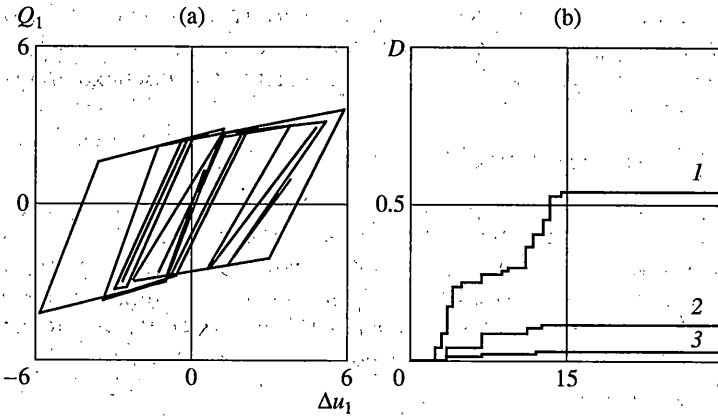
определяющим влияние повреждений на размер области разгрузки. Здесь H_0 относится к неповрежденному состоянию. В многомерном случае зависимость (2.6) соответствует циклическому сжатию поверхности нагружения. Таким образом, предложенная модель включает комбинацию кинематического и изотропного упрочнения.

3. Движения грунта при землетрясениях и динамическая реакция сооружений представляют собой реализации случайных процессов. Оценка надежности конструкций при сейсмических воздействиях является задачей статистической динамики [6, 13], а получение численных результатов требует применения методов статистического моделирования [2, 8, 14]. В данной работе ограничимся изучением динамики конструкции при типичных сейсмических воздействиях, соответствующих шкале Медведева – Шпонхоера – Карника.

Численное моделирование проводилось для десятиэтажного здания при следующих значениях параметров расчетной схемы. Высота этажей $h = 3$ м, приведенная масса

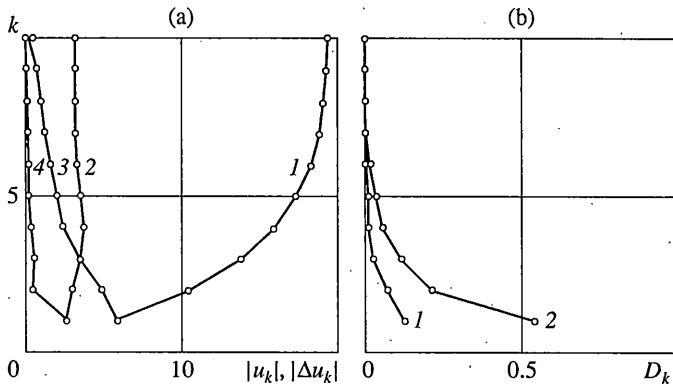


Фиг. 2

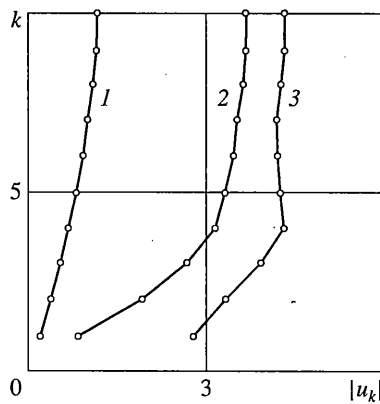


Фиг. 3

k -го этажа $m_k = m_n + 0.1m_n(n - k)$, коэффициент жесткости при упругом междуэтажном сдвиге на уровне k -го этажа $c_{Ek} = c_{En} + 0.05c_{En}(n - k)$. Параметры верхнего этажа имеют значения $m_n = 10^5$ кг, $c_{En} = 2 \cdot 10^8$ Н/м. Предельное значение взаимных перемещений соседних этажей, до которого работа стоек остается чисто упругой $\Delta u_p = 0.01$ м. Отношение коэффициента упрочнения к начальному упругому коэффициенту принято $c_k/c_{Ek} = 0.1$. Начальное значение коэффициента разгрузки $c_{Uk} = c_{Ek}$. В формуле (2.1) принято $u_* = 0.5$ м. Коэффициенты $\beta, \delta, \gamma, \lambda, \mu$ в формулах (2.5), (2.6) приняты равными 1.0, коэффициент $\nu = 0.5$. Размерный коэффициент демпфирования для всех междуэтажных блоков примем $b_k = 1.25 \cdot 10^6$ кг/с, что соответствует демпфированию, имеющему порядок 0.1 от критического значения.



Фиг. 4



Фиг. 5

Сейсмическое воздействие, заданное как ускорение основания конструкции, описывается соотношениями (1.2) и (1.3). Численное моделирование реализаций стационарного гауссовского процесса $\varphi(t)$ с заданной спектральной плотностью осуществлялось стандартным методом. При моделировании выбраны следующие численные данные: доминантная частота воздействия $f_0 = 2$ Гц, относительный параметр широкополосности $f_1/f_0 = 0.5$. Параметр псевдоогibaющей $t_0 = 5$ с, параметр A принимал значения 1, 2 и 4 m/c^2 , что соответствует сейсмическим воздействиям интенсивностью 7, 8 и 9 баллов по сейсмической шкале Медведева – Шпонхоера – Карника.

Фиг. 2–4 иллюстрируют реакцию здания на воздействие землетрясения интенсивностью 9 баллов. На фиг. 2, *a* показан отрезок реализации процесса $a_0(t)$. По оси абсцисс отложено время t , измеренное в секундах, по оси ординат – ускорение основания $a_0(t)$ в m/c^2 . На фиг. 2, *b* показаны перемещения десятого этажа u_{10} , измеренные в см, в зависимости от времени t , с. Максимальные перемещения достигают значений 20 см и приходятся на первые 15 с воздействия. После окончания воздействия конструкция имеет значительные остаточные перемещения. На фиг. 3, *a* приводится диаграмма $Q - \Delta u$ для первого этажа. Сила Q_1 измеряется в МН, перемещение Δu_1 в см. Заметно влияние повреждений на характер работы несущей конструкции, которое выражается в циклическом разупрочнении и снижении модуля разгрузки. На фиг. 3, *b* показан процесс накопления повреждений для систем колонн первого, третьего и пятого этажей здания (кривые 1, 2, 3 соответственно). Наиболее интенсивно по-

вреждаются несущие конструкции первого этажа. Распределения по этажам максимальных за время воздействия перемещений $\max |u_k|$ и остаточных перемещений $|u_k^0|$ приводятся на фиг. 4, а (кривые 1 и 2 соответственно). Кривая 3 отражает распределение по этажам максимальных за время воздействия междуэтажных сдвигов $\max |\Delta u_k|$. Кривая 4 соответствует остаточным междуэтажным сдвигам $|\Delta u_k^0|$. Все значения заданы в см.

4. Один из подходов к оценке степени поврежденности конструкции основан на сравнении собственных частот колебаний конструкции до и после землетрясения [9, 12]. Принятая в данной работе модель учитывает эффект уменьшения собственных частот колебаний конструкции при сильных сейсмических воздействиях. Это достигается на счет зависимостей (2.5) и (2.6), описывающих деградацию жесткости.

I	ω_1	ω_2	ω_3	$\max u_{10} $	$\max u_1 $	D_1
$I = 0$	1.08	2.921	4.748	—	—	—
$I = 7$	1.08	2.921	4.748	7.003	0.968	0
$I = 8$	1.054	2.867	4.677	11.69	3.454	0.126
$I = 9$	0.935	2.628	4.358	19.23	5.829	0.542

В качестве иллюстрации рассмотрим результаты моделирования для десятиэтажного здания при сейсмических воздействиях интенсивностью 7, 8 и 9 баллов. В приведенной таблице показаны три низшие собственные частоты здания до ($I = 0$) и после воздействия ω_k в Гц, максимальные во времени перемещения верхнего этажа $\max |u_{10}|$ и максимальные междуэтажные перемещения на первом этаже $\max |\Delta u_1|$ (все значения — в см), а также мера повреждений несущих конструкций первого этажа D_1 для трех случаев воздействия. При воздействии интенсивностью $I = 7$ максимальное междуэтажное перемещение не превышает Δu_p , т.е. все несущие конструкции здания работают в упругой области. Повреждения не возникают, так что жесткость системы не изменяется. В результате воздействия интенсивностью $I = 8$ здание получает незначительные повреждения, которые, однако, приводят к снижению собственных частот. Начиная с этой интенсивности, снижение собственных частот может рассматриваться как диагностический параметр, характеризующий степень повреждения несущей конструкции. Наиболее существенные изменения параметров здания происходят при сейсмическом воздействии интенсивностью $I = 9$ баллов. Максимальное перемещение здания составляет 19.23 см на верхнем этаже. Максимальное междуэтажное перемещение на первом этаже достигает 5.83 см, что соответствует коэффициенту податливости (в англоязычной литературе используется термин ductility) $\mu \approx 6$. Эта величина типична для несущих конструкций многоэтажного здания [15]. Изменение первой собственной частоты составляет 13%.

На фиг. 4, б показано распределение повреждений по этажам здания. Кривые 1 и 2 соответствуют значениям $I = 8$ и $I = 9$ соответственно. Как видно, существенные повреждения происходят только на первых этажах здания, что объясняется значительными взаимными смещениями этих этажей в ходе землетрясения (фиг. 4, а).

Одной из характеристик поврежденного здания является его реакция на горизонтальную квазистатическую нагрузку. Такой нагрузкой можно считать, например, постоянную составляющую ветрового напора. В прикладных расчетах принимают, что на единицу площади поверхности сооружения действует ветровая нагрузка, пропорциональная квадрату расчетной скорости ветра. Рассмотрим статическую реакцию здания на горизонтальную нагрузку, вычисляемую для скорости ветра $v = 30$ м/с. Принимая скорость по высоте постоянной, приложим к каждому этажу горизонтальную нагрузку $Q = 54$ кН. На фиг. 5 показаны перемещения этажей здания. Кривая 1

соответствует неповрежденному зданию, кривые 2 и 3 построены для поврежденного здания после землетрясения интенсивностью 8 и 9 баллов соответственно. Перемещение неповрежденной конструкции на верхнем этаже достигает 1.17 см. Для здания, поврежденного 8- и 9-балльным землетрясением, с учетом остаточных перемещений эта величина составляет 3.69 и 4.33 см. Заметим [15], что в качестве ограничения на перемещения верхнего этажа здания под действием ветровой нагрузки обычно принимают 1/500 его высоты. Для принятой модели это составляет 6 см. Необходимо отметить, что использованные данные о несущей конструкции соответствовали зданию, рассчитанному согласно существующим нормам на 9-балльные воздействия.

5. Повреждения в элементах конструкций при сильных землетрясениях необходимо учитывать при моделировании их динамического поведения в процессе сейсмического воздействия и для оценки их свойств после землетрясения. Наибольшее изменение при сильных землетрясениях получают низшие собственные частоты сооружения. Это изменение может быть использовано в качестве диагностического параметра для оценки несущей способности поврежденной конструкции и уровня ее надежности.

Работа выполнена при финансовой поддержке Российского фонда фундаментальных исследований (грант 99-01-00252).

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. *Newmark N.M., Rosenblueth E.F.* Fundamentals of earthquake engineering. New York: Prentice Hall, 1971. 640 p.
2. *Болотин В.В., Радин В.П., Чирков В.П.* Применение метода статистического моделирования для оценки сейсмического риска конструкций // Изв. РАН. МТТ. 1997. № 6. С. 168–175.
3. *Болотин В.В., Радин В.П., Трифионов О.В., Чирков В.П.* Влияние спектрального состава сейсмического воздействия на динамическую реакцию конструкций // Изв. РАН. МТТ. 1999. № 3. С. 150–158.
4. *Болотин В.В.* Статистическая теория сейсмостойкости сооружений // Изв. АН СССР. ОТН. Механика и машиностроение. 1959. № 4. С. 123–129.
5. *Bolotin V.V.* Statistical theory of the aseismic design of structures // Proc. 2nd World Conf. Earthquake Engineering. Tokyo: WCEE. 1960. V. 2. P. 1365–1374.
6. *Болотин В.В.* Статистические методы в строительной механике. М.: Стройиздат, 1965. 279 с.
7. *Борджес Дж.Ф., Равара А.* Проектирование железобетонных конструкций для сейсмических районов. М.: Стройиздат, 1978. 135 с.
8. *Bolotin V.V.* Seismic risk assessment for structures with the Monte Carlo simulation // Probab. Eng. Mech. 1993. V. 8. № 3/4. P. 169–177.
9. *Ogawa J., Abe Y.* The stiffness degradation of actual buildings caused by a severe earthquake // Engineering for Protection from Natural Disasters: Proc. Intern. Conf. Bangkok / Eds P. Karasudhi, et al. Chichester et al.: Wiley, 1980. P. 39–50.
10. *Поляков С.В.* Последствия сильных землетрясений. М.: Стройиздат, 1978. 311 с.
11. *Krätzig W.B.* Seismic damage simulation: low cycle fatigue process // Structural Dynamics – Eurodyn'96. Rotterdam: Balkema, 1996. P. 15–22.
12. *Williams M.S., Sexsmith R.G.* Seismic damage indices for concrete structures: a state-of-the-art review // Earthquake Spectra. 1995. V. 11. № 2. P. 319–349.
13. *Болотин В.В.* Прогнозирование ресурса машин и конструкций. М.: Машиностроение, 1984. 312 с.
14. *Bolotin V.V.* Structural integrity under stochastic loading in the area of small probabilities // Nonlinear Stochastic Dynamic Engineering Systems: IUTAM Symp., Innsbruck / Eds. H. Ziegler and G.I. Schuëller. Berlin: Springer, 1988. P. 269–281.
15. *Advances in tall buildings. Council on tall buildings and urban habitat / Ed. L.S. Beedle.* New York: Van Nostrand Reinhold, 1986. 693 p.