

ПРОГНОЗ ТЕХНИЧЕСКОГО СОСТОЯНИЯ ЧЕТЫРЕХЭТАЖНОГО КИРПИЧНОГО ЗДАНИЯ КОМПЛЕКСНОЙ КОНСТРУКЦИИ ПОСЛЕ ЗЕМЛЕТРЯСЕНИЯ

При расчете сооружений на сейсмические воздействия по акселерограммам землетрясений сейсмические усилия в несколько раз превосходят нормативные.

Одна из причин расхождения результатов расчета с действительностью заключается в том, что обычно в качестве исходных предпосылок принимают параметры сооружений в начальном, недеформированном состоянии.

Опыт натурных испытаний сооружений свидетельствует об изменчивости динамических характеристик в различных стадиях деформирования. Существуют различные подходы к учету этого фактора при определении сейсмических воздействий. Причем основное внимание обращается на уменьшение жесткости сооружений в режиме больших деформаций.

В последнее время специальными исследованиями установлено, что в определенных стадиях динамического процесса может происходить резкое возрастание коэффициента рассеяния энергии при сравнительно малом изменении жесткости. В результате в режиме больших деформаций увеличиваются в несколько раз как периоды, так и декременты колебаний.

В работах [1—7] исследовано изменение жесткости и рассеяния энергии при динамических испытаниях сооружений в предельном состоянии. При этом установлены следующие характеристики сооружений в стадии трещинообразования.

а. Период колебаний увеличивается в пределах 2,5—5 раз, в зависимости от степени приближения к предельному состоянию.

б. В предельном состоянии значительно возрастает коэффициент рассеяния энергии и связанный с ним декремент колебаний. В работах [5, 7] окончательное значение декремента колебаний $\delta = 0,75$. В [4] получено значение $\delta = 1,0$. При испытаниях конструкций до разрушения, изложенных в [6], получено $\delta = 1,0 \div 1,25$.

в. Испытания комплексных конструкций на действие горизонтальной нагрузки показывают, что для комплексных конструкций характерным состоянием является образование трещин в кирпичной кладке. При этом модуль разгрузки значительно меньше начального модуля. Эти особенности деформирования конструкций в стадии трещинообразования отмечены в [2 и 4]. В этих работах установлено, что период колебаний сооружений после разгрузки приблизительно совпадает с периодом колебаний, отмеченным в последней стадии нагружения.

г. При теоретических исследованиях нелинейных колебаний сложных систем под действием циклической нагрузки часто применяется метод эквивалентной линеаризации, основанный на балансе мощности или гармоническом балансе. Возможность применения метода линеаризации к определению сейсмических воздействий рассмотрена в работе [6], где показано, что сейсмические спектры реакции эквивалентных линейных систем близко совпадают со спектрами исходных гистерезисных систем.

На основании перечисленных результатов экспериментальных и теоретических исследований предложен метод расчета четырехэтажного здания на сейсмические воздействия по акселерограммам земле-

трясений, условно названный «Методом состояний». Его отличие от методики, принятой в [6], заключается в том, что в качестве параметров эквивалентной линейной системы принимаются величины, непосредственно определенные экспериментально, а не вычисленные аналитически.

Декремент колебаний в начальном состоянии принят равным 0,3, что согласуется с результатами натурных экспериментов. Для деформированного состояния конструкции за пределами трещинообразования принято $\delta=1,0$. Все рассмотренные далее состояния, кроме первого, оказались в стадии трещинообразования, поэтому декремент колебаний для них принимается равным единице.

Расчет производится по следующей схеме. Определяются нагрузки и усилия при воздействии по закону акселерограмм по начальному состоянию конструкции. Эти усилия в несколько раз превосходят нормативные, поэтому соответствующее им состояние конструкции выходит далеко за предельные по нормам. Но этому состоянию отвечают значительно увеличенные против начальных периоды колебаний и коэффициенты затухания. Монотонная зависимость между интенсивностью нагружения и динамическими показателями позволяет произвести второй расчет по соответственно измененным динамическим характеристикам. Нагрузки и усилия при этом уменьшаются по сравнению с первым расчетом, чему будет соответствовать другое состояние, более близкое к начальному. Если теперь произвести еще один расчет по динамическим показателям третьего состояния, то сейсмические усилия возрастут по сравнению со вторым расчетом, но будут меньше, чем по первому расчету. Следовательно, в результате третьего расчета получается четвертое деформированное состояние, расположенное между вторым и третьим. Продолжая далее этот процесс, будем получать ряд последовательных деформированных состояний, из которых каждое последующее расположено между двумя предыдущими.

На этом основании можно было бы предположить, что при неограниченном продолжении процесса он будет сходиться к некоторому пределу, который можно было бы принять за расчетное, прогнозируемое состояние. На самом деле такой сходимости достигнуть не удастся ввиду того, что спектры реакции отдельных акселерограмм не являются монотонными функциями периода колебаний. С помощью процесса последовательных приближений удастся выделить только некоторую область возможных состояний здания после землетрясения. Этот результат вполне соответствует физическому содержанию изучаемого явления ввиду того, что в расчетах учитываются далеко не все факторы, влияющие на результат сейсмического воздействия. В этих условиях «точные» решения не имеют смысла и задачи должны ограничиваться получением приближенных оценок.

Процесс последовательных приближений осуществляется в предположении упругой работы конструкций на всех стадиях деформирования. Возможность такого подхода для получения приближенных решений обосновывается результатами вибрационных испытаний сооружений и моделей, которые показывают, что в режиме больших амплитуд колебаний имеются резонансные частоты, совпадающие с расчетными по показателям жесткости, соответствующим диаграмме деформирования. Излагаемый ниже расчет дает основания для некоторых предварительных выводов, уточнение которых требует дополнительного изучения динамического поведения конструкций в предельных состояниях.

Рассматриваются сейсмические воздействия на типовое четырехэтажное жилое кирпичное здание со стенами комплексной конструк-

ции, со сборными железобетонными сердечниками, спроектированное для девятибалльной сейсмической зоны (рис. 1).

Диаграммы зависимости модуля сдвига от нагрузки для простенков первого и четвертого этажей, полученные в результате лабораторных испытаний образцов, показаны на рис. 2. Графики для 1 и 4-го этажей построены по испытаниям образцов простенков с вертикальной нагрузкой соответственно 200 кН и 35 кН. Для 2 и 3-го этажей кривые построены по линейной интерполяции.

Основная особенность деформирования комплексных конструкций заключается в том, что при последовательном возрастании нагрузки жесткость образца монотонно уменьшается в широких пределах. Так,

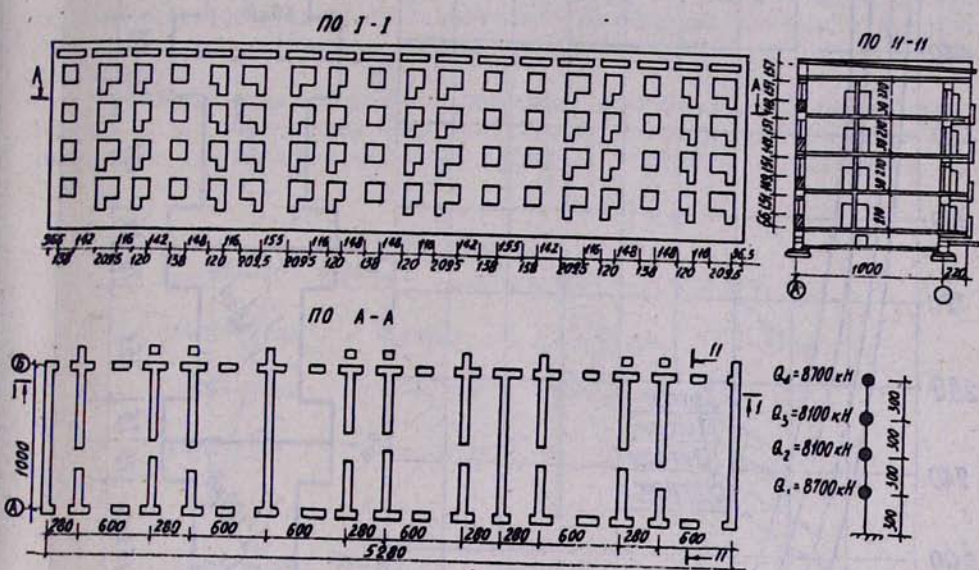


Рис. 1. Фасад, план, разрез и расчетная схема 4-этажного здания со сборными сердечниками серии 77

для простенка первого этажа, находящегося под воздействием большой вертикальной нагрузки, жесткость на последнем этапе нагружения уменьшается в 10 раз по сравнению с ее величиной на третьем этапе. Наличие широкого диапазона изменений состояния, от микротрещин на первых этапах нагружения до дислокации и течения арматуры на последнем этапе, при продолжающемся возрастании нагрузки представляет возможность для расчета на сейсмические воздействия по «методу состояний».

Расчет здания производится на сейсмические воздействия в направлении продольных стен, которые ослаблены значительным количеством проемов и не нагружены весом перекрытий, так как сборные плиты опираются на поперечные стены. В виду того, что целью расчета является общая оценка сейсмостойкости существующего здания, а не проектирование нового, приближенно принимается, что обе продольные стены несут одинаковую сейсмическую нагрузку, т. е. для сокращения расчета и получения более наглядных результатов не учитывается небольшая разница в жесткостях двух продольных стен. В составе стены по оси Б имеется четыре типа простенков.

Для расчета на сейсмические воздействия по закону акселеро-

грамм определены частоты и формы колебаний здания для каждого из рассматриваемых состояний.

Первое состояние. В первом состоянии принимаются нормативные модули упругости для кладки из кирпича марки 75 на растворе марки 25

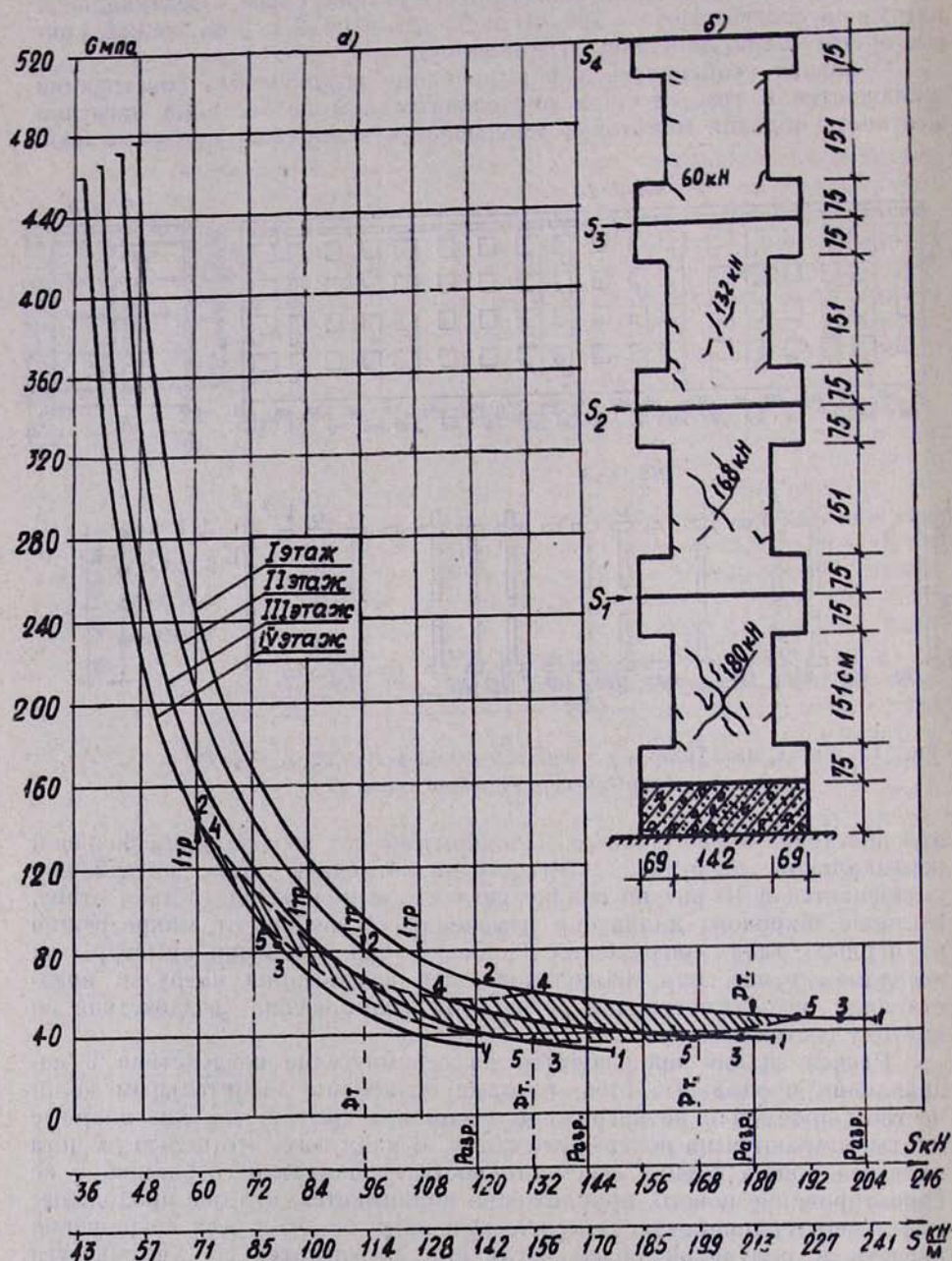


Рис. 2. Возможное состояние простенков после 9-балльного землетрясения: а) область возможных состояний, б) наибольшие возможные повреждения

$$E_0 = 1,1 \times 2 \times 1000 = 22000 \text{ т/м}^2$$

$$E = 0,8 \times 22000 = 17600 \text{ т/м}^2$$

$$G = 0,4 \times 22000 = 88000 \text{ т/м}^2$$

При определении жесткости стены относительно горизонтальных прогибов считается, что междуоконные пояса кладки испытывают деформации сдвига, а простенки—сдвига и изгиба. Расчет производится по формуле для кирпичной кладки с учетом приведенных площадей и моментов инерции сечений, пропорционально отношению модулей сдвига и изгиба кладки и бетона.

Ввиду того, что здание имеет подвал со стенами из бетонных блоков, жесткость которых значительно превышает жесткость кладки, основания стен считаются жестко зашечленными на уровне перекрытия подвала.

Расчетная схема системы с четырьмя степенями свободы показана на рис. 1, где обозначены нагрузки, взятые из проекта. По стандартной программе определены частоты и формы колебаний, показанные на рис. 3.

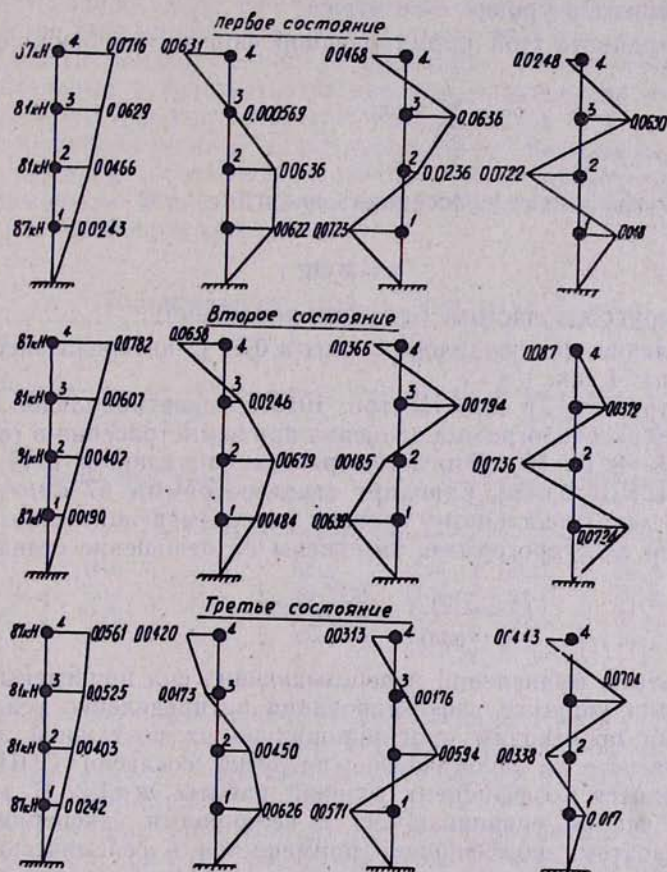


Рис. 3. Частоты и формы колебания трех состояний

Для определения нагрузок и перерезывающих сил применен метод весовых функций [8] и программа ИМ и СС для ЭВМ. Перерезывающие силы в каждом уровне определяются по формуле:

$$S_k(t) = \int_0^t w_0(\tau) S_k^0(t-\tau) d\tau,$$

где: $S_k(t)$ —перерезывающая сила в уровне k ;

$w_0(t)$ —ординаты акселерограммы;

$S_k^0(t)$ —весовая функция перерезывающей силы в уровне k , которая выражается через весовые функции сейсмических нагрузок по формуле:

$$S_j^0(t) = \sum_{j=k}^n S_j^0(t).$$

$S_j^0(t)$ —весовые функции сейсмических нагрузок в уровнях j , определяемые по формуле:

$$S_j^0(t) = m_j \sum_{i=1}^n \omega_i \hat{\delta}_i r_{ji} e^{-\frac{\gamma \omega_i}{2} t} \sin(\omega_i t + \alpha)$$

m_j —масса в уровне k -го этажа;

r_{ji} —ордината i -ой нормированной формы колебаний в точке j .

$$\hat{\delta}_i = \sum_{j=1}^n m_j r_{ji}$$

γ —коэффициент рассеяния энергии, $\gamma = \frac{\hat{\delta}}{\pi}$,

$$\alpha = \arctg \gamma$$

ω_i —круговая частота i -го тона колебаний.

Вычисление производилось с шагом 0,01 с, интервал акселерограммы составил 11 сек.

Землетрясение в Эль-Центро, 1940 г. девятибалльное (8—3 Г—52). Другая акселерограмма записана при землетрясении в городе Юрека, 1954 (8—8 Г—10). Это землетрясение по данным [11] имеет интенсивность 8,61 балла. Стандарт акселерограммы 67 см/с². Для приведения к девятибалльному уровню перерезывающие силы, полученные по этой акселерограмме, умножены на отношение стандартов.

$$K = \frac{\sigma_{(9)}}{\sigma_{(8,61)}} = \frac{88}{67} = 1,31.$$

Результаты вычислений перерезывающих сил приведены в табл. 1.

В стадии упругого деформирования распределение усилий между простенками производим пропорционально их поэтажной жесткости.

При расчете на сейсмические нагрузки согласно СНИП II—А—12—69 вводится коэффициент условий работы $m=1,2$. В дальнейшем расчетные усилия сравниваются с величинами экспериментальных нагрузок, поэтому коэффициент применяется к сейсмическим условиям. Перерезывающие силы, приведенные в таблице, относятся ко всему зданию. Усилие на одну стенку с учетом кратковременности будет

$$S_{1k} = \frac{1}{2 \times 1,2} S_k; \quad S_{1kj} = \frac{\nu_{kj}}{2,4} S_k.$$

Перерезывающие силы при воздействии землетрясений

Таблица 1

Этажи
1
2
3
4

Этажи	Акселерограммы								
	8—8 Г—10						8—3 Г—52		
	Состояние								
	$\sigma=67 \text{ см/с}^2$			$\sigma=88 \text{ см/с}^2$			$\sigma=84,8 \text{ см}$		
	1	2	3	1	2	3	1	2	3
1	1748	336	569	2290	441	748	2880	558	898
2	1496	201	545	1960	264	708	2410	522	748
3	1222	224	435	1602	294	572	1708	430	546
4	602	164	243	788	215	318	916	272	291

Расчетные усилия в простенках приведены в табл. 2.

Перерезывающие силы по обеим акселерограммам при девятибалльной интенсивности достаточно близки между собой; наибольшее расхождение не превышает 25%. Это свидетельствует о том, что оценка интенсивности землетрясения по стандарту акселерограммы дает удовлетворительные результаты. На диаграмме деформирования (рис. 2) наибольшие усилия соответствуют стадии, близкой к разрушению. Сравнение расчетных усилий с разрушающими показывает, что при расчете по первому состоянию расчетные усилия превосходят разрушающие примерно в 3 раза и только для четвертого этажа находятся в пределах разрушающих нагрузок.

Таблица 2

Перерезывающие силы в простенках

Этажи	Акселерограммы							
	8-8 Г-10				8-3 Г-52			
	Типы простенков				Типы простенков			
	1	2	3	4	1	2	3	4
1	36,0	54,6	48,0	51,0	45,4	68,8	60,3	64,2
2	31,1	46,4	41,4	44,7	38,3	57,0	50,8	55,0
3	25,4	37,9	33,8	36,6	27,1	40,4	36,0	38,8
4	12,5	18,7	16,6	18,0	14,5	21,6	19,3	20,9

Эти результаты противоречат опыту сейсмостойкого строительства. Расхождение с действительностью объясняется тем, что механические свойства здания существенно изменяются в стадии больших напряжений и деформаций.

Примем за второе состояние предельные параметры по диаграмме на рис. 2. Если при этом расчетные усилия снова превзойдут предельные, то это будет свидетельствовать о том, что при девятибалльном землетрясении здание должно разрушиться. В противном случае по диаграмме деформирования можно будет определить техническое состояние здания после землетрясения.

Второе состояние. Во втором состоянии для модуля упругости на сдвиг принимаются предельные значения по диаграмме на рис. 2. Эти значения зависят от величины вертикальной нагрузки и поэтому получаются различными для каждого этажа. Для модуля сжатия экспериментальные значения нами не определялись, поэтому принято условно, что в этой стадии сохраняется начальное соотношение между модулями сдвига и сжатия, т. е. $E=2,5 G$.

Модули сдвига во втором состоянии принимались с первого по четвертый этаж равными $5,0 \times 10^3$, $4,2 \times 10^3$, $3,5 \times 10^3$, $1,6 \times 10^3$ т/м² соответственно.

Частоты и формы колебаний показаны на рис. 3. Декремент колебаний во втором состоянии принят $\xi=1$.

Результаты расчета на воздействие двух акселерограмм приведены в табл. 1, в графах «Состояние 2».

В стадии пластического деформирования и трещинообразования происходит перераспределение усилий между простенками различных типов, поэтому принимаем более простой закон распределения перерезывающих сил пропорционально приведенной площади поперечного сечения простенков. Усилие на 1 м² площади простенка определяется по формуле:

$$S_{kj} = \frac{S_k}{2,4 \sum_{j=1}^4 n_j f_j},$$

где f_j —площадь простенка с номером j ,

$$\sum_{j=1}^4 n_j f_j = 14,62 \text{ м}^2.$$

Таблица 3

Усилия на 1 м² простенка

Этажи	Акселерограмма				Среднее усилие			
	8—8 Г—10		8—3 Г—52					
	С о с т о я н и е							
	2	3	2	3	2	3	4	5
1	12,6	21,3	15,9	25,6	14,3	23,4	15,5	22,6
2	7,5	20,2	14,8	21,3	11,2	20,8	13,0	19,6
3	8,4	16,3	12,3	15,6	10,4	15,9	11,1	15,4
4	6,1	9,1	7,8	8,3	7,0	8,9	7,3	8,6

Результаты вычислений приведены в табл. 3. Для расчета принимаем средние значения по двум акселерограммам. На диаграмме рис. 2 состояние деформированности каждого этажа обозначено точкой 2. Зона возможных состояний каждого этажа заключена между точками первого и второго состояний. Отсюда еще нельзя сделать вывода о техническом состоянии здания, так как точки первого состояния приняты условно: фактически они расположены за пределами графика, поэтому разрушение здания не исключено. Решающим в этом вопросе будет следующее приближение—расчет по третьему состоянию.

Третье состояние. Модули упругости третьего состояния принимаем по графику деформирования, по точкам, соответствующим усилиям второго состояния. Поэтажные модули упругости: $G_1 = 6 \times 10^3 \text{ т/м}^2$; $G_2 = G_3 = 8 \times 10^3 \text{ т/м}^2$; $G_4 = 14,4 \times 10^3 \text{ т/м}^2$. Перерезывающие силы третьего состояния при расчете по двум акселерограммам приведены в соответствующих графах табл. 1. Усилия на 1 м^2 простенка даны в табл. 3. Точки третьего состояния обозначены на графиках рис. 2 цифрами 3. Эти точки по всем этажам не вышли за пределы графика, следовательно, разрушения здания не происходит. Возможные состояния каждого этажа расположены в интервалах между точками 2 и 3. Для уточнения результата сделаны еще два приближения, отмеченные на графиках точками 4 и 5 (окончательные цифры даны в табл. 3). Все «точки состояния», за исключением четвертого этажа, расположены на пологих ветвях графика, поэтому продолжение процесса не приведет к существенным изменениям их положения.

Прогнозируемое состояние здания на «графике состояний» расположено между точками с номерами 4 и 5. Можно было бы в качестве окончательного результата принять какое-либо промежуточное положение между этими точками, однако более объективным будет вывод о том, что возможно любое состояние, заключенное между точками 4 и 5, что вполне соответствует задачам прогнозирования.

Отметим, что сейсмические усилия, действующие на здания в этих крайних состояниях, отличаются в $1\frac{1}{2}$ раза, следовательно, оценка сейсмического воздействия сделана с точностью до $\frac{1}{2}$ балла.

Анализ результатов и выводы. Пятое напряженное состояние получено при расчете по параметрам четвертого состояния, которое характеризуется следующими показателями.

Модуль сдвига кладки в первом и втором этаже равен 60 МПа. Эта величина несколько больше модуля разгрузки на графике, поэтому ее можно принимать за экспериментальную исходную величину в стадии трещинообразования. Декремент колебаний принимается $\delta = 1$, так как во всех этажах в этом состоянии возникают горизонтальные или диагональные трещины.

В результате расчетов можно сделать следующие выводы:

1. Возможные состояния комплексных конструкций простенков во всех этажах заключены в пределах графика деформирования, поэтому здание при девятибалльном землетрясении не разрушается.

2. Техническое состояние здания после землетрясения может быть приблизительно охарактеризовано следующим образом (в предположении, что здание достигает наихудшего из возможных состояний).

Первый этаж. В простенках возникают и достигают большого развития горизонтальные и диагональные трещины. На рис. 2 показаны диагональные трещины в двух направлениях, так как при землетрясениях средней продолжительности число и величина максимальных сейсмических нагрузок в обоих направлениях приблизительно одинаковы. При всех таких землетрясениях большой интенсивности наблюдаются пересекающиеся диагональные трещины. Такие трещины появились при статических испытаниях образцов кладки с последовательным приложением нагрузки в противоположных направлениях. Максимальная возможная нагрузка при землетрясении близка к разрушающей.

Второй этаж. Максимальная нагрузка приблизительно совпадает с нагрузкой, вызывающей появление первых диагональных трещин. Следовательно, простенки второго этажа характеризуются развитием горизонтальных трещин по краям и незначительными диагональными трещинами.

Третий этаж. Состояние такое же, как второго этажа.

Четвертый этаж. Диагональные трещины отсутствуют, горизонтальные трещины по краям имеются с обеих сторон. Действующая нагрузка значительно меньше разрушающей.

3. Для оценки степени сейсмостойкости здания нужно сравнить его состояние после землетрясения с нормативными требованиями. Наиболее подробно этот вопрос проработан в проекте СНиП II-7, II-12, редакция 1979 г. Жилые здания должны удовлетворять первой группе предельных состояний, которые определены как предельные состояния «по потере несущей способности или непригодности к эксплуатации. При этом возможны повреждения отдельных элементов конструкций или их смещение, не угрожающие безопасности людей или сохранности ценного оборудования».

С точки зрения формального выполнения нормативных требований здание выдерживает девятибалльное сейсмическое воздействие. Однако детальный анализ технического состояния здания после землетрясения показывает, что прочность первого этажа недостаточна. Деформации, изображенные на рис. 2, настолько близки к деформациям, соответствующим состоянию разрушения, что в пределах достижимой точности расчетов и соответствия проектных показателей сооружения с действительностью безопасность людей в этих условиях нельзя считать гарантированной. Кроме того, восстановительный ремонт потребует длительного перерыва в эксплуатации здания и больших затрат не только на само восстановление, но и на организацию временного жилья.

Отсюда следует, что хотя требования норм формально соблюдены, сейсмостойкость здания при девятибалльном землетрясении нельзя считать достаточной. График деформации простенков первого этажа (рис. 2) показывает, что небольшое увеличение прочности простенков переводит первый этаж в состояние начальных диагональных трещин, что обеспечивает гарантию безопасности и сокращает стоимость и сроки восстановления.

Повышения прочности можно достигнуть путем увеличения толщины стен первого этажа до 51 см или путем повышения сцепления раствора с кирпичом.

В настоящее время ведутся исследовательские работы по уточнению методики микросейсмораионирования территорий населенных пунктов, причем предполагается довести точность определения сейсмичности площадок строительства до десятых долей балла. В случае практической реализации этой методики можно считать, что здания по данному проекту целесообразно строить на территориях, сейсмичность которых не выше 8,8 балла.

4. Расчеты на воздействие акселерограмм по начальному состоянию конструкций приводят к такой величине сейсмических воздействий, которые в несколько раз превосходят расчетные нормативные нагрузки. Натурные наблюдения приводят к выводу, что в действительности здания, спроектированные по нормам, в среднем удовлетворительно сопротивляются землетрясениям. Следовательно, имеется явное несоответствие между действительностью и расчетами на воздействие акселерограмм в обычной постановке. Расчет по «методу состояния» в данном случае привел к результату, близкому к нормативному, но имеет перед ним преимущество в части более детального анализа последствий сейсмического воздействия и более точного определения степени сейсмостойкости здания.

Полученный результат нужно рассматривать только как предварительный, требующий дальнейшего уточнения на основе расширения

экспериментальной базы. Тем не менее хорошая сходимость расчетов по акселерограммам землетрясений с нормативными данными оправдывает постановку специальных исследований деформационных и диссипативных свойств строительных конструкций в предельных состояниях при динамических воздействиях.

Институт механики и сейсмостойкости
АН Узбекской ССР

ЛИТЕРАТУРА

1. Абдурашидов К. С. Натурные исследования колебаний зданий и сооружений и методы их восстановления. Ташкент, ФАН УзССР, 1974.
2. Ашкинадзе Г. Н. Работа конструкций крупнопанельных зданий при колебаниях, М., 1975.
3. Аванесов Г. А. Упруго-пластическая работа железобетонных конструктивных элементов и каркасных систем при сейсмических воздействиях. Автореф. канд. дисс. М., 1978.
4. Бабич Л. И. Экспериментальные исследования и методы расчета на сейсмические воздействия каркасных зданий с диафрагмами и ядрами жесткости. Автореф. канд. дис. Ташкент, 1977.
5. Поляков С. В. и др. Рекомендации по применению рамно-связевых и рамных систем сейсмостойких железобетонных зданий на основе крупномодельных экспериментальных исследований. Научно-технический отдел ЦНИИСКА совместно с ТблЗНИИЭПом ВНИИТЦ, М., 1971.
6. Хисада Т., Накагава К. Вибрационные испытания различных типов специальных конструкций вплоть до разрушения. В сб.: Международная конференция по сейсмостойкому строительству в Сан-Франциско, М., «Госстройиздат», 1961.
7. Шапиро Г. А., Симон Ю. А., Ашкинадзе Г. Н., Захаров В. Ф. Вибрационные испытания зданий. М., «Стройиздат», 1972.
8. Рассказовский В. Т. Основы физических методов определения сейсмических воздействий, Ташкент, ФАН УзССР, 1973.