

УДК 624.042:519.2

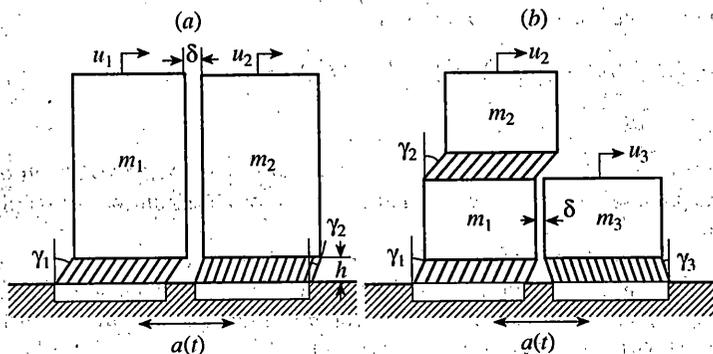
© 2002 г. В.В. БОЛОТИН, О.В. ТРИФОНОВ

О СОУДАРЕНИЯХ КОНСТРУКЦИЙ ПРИ СИЛЬНЫХ ЗЕМЛЕТРЯСЕНИЯХ

Ударное взаимодействие конструкций при сильных землетрясениях рассмотрено с учетом нелинейного деформирования, повреждений несущих элементов и больших относительных перемещений. В основу положена жестко-коллапсирующая модель, в которой все эффекты повреждения, разрушения и местной потери устойчивости локализуются в пределах наиболее нагруженных зон (например, нижних этажей в случае многоэтажных зданий), а остальные части конструкции рассматриваются как твердые тела. Чтобы изучить амбивалентный характер ударных взаимодействий, поведение двух соседних многоэтажных зданий сопоставлено с поведением отдельно стоящего здания. Рассмотрено взаимодействие соседних зданий различной этажности; в частности, моделировался процесс разрушения многоэтажного здания как результат его ударного взаимодействия с соседним зданием пониженной этажности.

1. Ударное взаимодействие соседних зданий, а также соседних блоков оборудования рассматривалось рядом авторов [1–4]. Обычно здание схематизируется в виде упругих стержней с сосредоточенными массами, и ударное взаимодействие моделируется в рамках теории Ньютона (передача скоростей) или теории Пуассона (передача количества движения). Внешнее воздействие, задаваемое как горизонтальное перемещение основания, также моделировалось простейшими аналитическими соотношениями. Процессы повреждения, разрушения и тем более коллапса (полного обрушения или опрокидывания) вообще не рассматривались.

Интерес к этому классу задач строительной механики существенно возрос после землетрясения в Мехико 1985 года. Как известно [2, 5], это землетрясение оказалось разрушительным для центральной части города. Сильно пострадали высотные здания, построенные относительно недавно в соответствии с нормами проектирования последнего поколения. С сейсмологической точки зрения эти последствия легко объяснимы. Центральная часть города построена на очень слабых грунтах, демпфирующих высокочастотные составляющие сейсмических волн. Поэтому в акселерограммах преобладали низкочастотные составляющие, по отношению к которым высотные здания с низкими частотами собственных колебаний (порядка 1 Гц и менее) наиболее уязвимы. Более сложна картина ударного взаимодействия соседних зданий. Эффект от этого взаимодействия может быть как положительным, так и отрицательным. При землетрясении в Мехико 1985 года среди разрушенных высотных зданий 40% были расположены на углах квартала, сопротивляясь сейсмическому воздействию в одиночку. Многие здания в районах плотной застройки пострадали значительно меньше. Это произошло как за счет повышения суммарной жесткости зданий, так и из-за дополнительных потерь энергии при соударениях с малыми относительными перемещениями. С другой стороны, многоэтажные здания, расположенные вблизи зданий пониженной этажности, пострадали сильнее. При этом основ-



Фиг. 1

ные повреждения, как и следовало ожидать, получили этажи более высокого здания, находящиеся несколько выше соседних зданий. Все это подвергает серьезному сомнению универсальность рекомендаций архитектурно-планировочного характера — строить соседние здания так, чтобы исключить их контакт при существенных перемещениях их верхних этажей [5]. Сходная ситуация имеет место с сейсмозащитой крупных блоков оборудования, что особенно важно для энергетики, химической и нефтегазовой промышленности. Блоки оборудования внутри здания также могут испытывать сильные удары (как между собой, так и с ограждающими элементами). Здесь также имеем много неясностей относительно взаимодействия этих блоков при сильных землетрясениях.

В данной статье используются упрощенные модели сооружений и оборудования, представляя их в виде системы твердых тел, соединенных зонами повреждений и разрушения [6]. Именно в этих областях сосредоточены все необратимые процессы — пластические деформации, накопление повреждений, нелинейное рассеяние энергии, локальная потеря устойчивости и локальные разрушения. Такие модели позволяют упростить расчет, что может оказаться существенным, например, при оценке показателей надежности по методу Монте-Карло [7, 8]. Основным преимуществом, однако, является то, что параметры модели, учитывая все необратимые явления в интегральной форме, доступны непосредственной оценке из эксперимента на моделях или блоках натурального размера в форме зависимостей типа междуэтажный сдвиг — междуэтажная сдвигающая сила. При этом эксперименты могут проводиться как на сейсмических стендах, так и путем моделирования циклических смещений по программе, следующей заданным сейсмограммам.

Простейшие модели показаны на фиг. 1. Два взаимодействующих здания одинаковой этажности представлены на фиг. 1, а в виде двух твердых тел с деформируемыми нижними этажами. В первом приближении деформации можно задать двумя углами сдвига γ_1 и γ_2 . Пренебрегая укорочением колонн, введем горизонтальные перемещения твердых тел $u_1 = h \sin \gamma_1$ и $u_2 = h \sin \gamma_2$, где h — начальная высота зоны повреждений. Соответствующие вертикальные перемещения будут $w_1 = h(1 - \cos \gamma_1)$, $w_2 = h(1 - \cos \gamma_2)$. При этом углы γ_1 и γ_2 не предполагаются малыми. Однако начиная с углов порядка 0.1 рад повреждения становятся критически необратимыми: как правило, далее следует монотонный рост углов сдвига. Линейное приближение $u_1 \approx h\gamma_1$, $u_2 \approx h\gamma_2$, $w_1 \approx w_2 \approx 0$ соответствует учету перемещений в рамках так называемого P — Δ эффекта [9].

Силы сопротивления сдвигу Q_1 и Q_2 являются функциями истории нагружения и роста повреждений. Примем для функций $Q_1(\gamma_1)$ и $Q_2(\gamma_2)$ кусочно-линейные зависимости с разупрочнением, интенсивность которого зависит от мер повреждений D ,

и D_c . Разупрочнение введем соотношениями

$$c_E = c_E^0(1 - \eta_E D), \quad c_H = c_H^0(1 - \eta_H D), \quad Q_Y = Q_Y^0(1 - \eta_Q D) \quad (1.1)$$

$$0 < \eta_E \leq 1, \quad 0 < \eta_H \leq 1, \quad 0 < \eta_Q \leq 1$$

где параметры c_E , c_H и Q_Y имеют смысл коэффициентов жесткости при упругом и упругопластическом сдвиге и максимальной сдвигающей силы на упругой стадии деформирования.

В формулы (1.1) входит комбинация мер повреждений D_s и D_c . Последние предполагаем зависящими как от максимальных по модулю углов сдвига за предысторию деформирования, так и от накопленной суммы циклических деформаций. Простейшее представление для меры повреждений имеет вид

$$D = \eta D_s + (1 - \eta) D_c, \quad D_s = \frac{1}{\gamma_s} \max_{0 \leq \tau \leq t} |\gamma(\tau)|, \quad D_c = \frac{1}{\gamma_c} \sum_{0 \leq \tau \leq t} |\Delta\gamma(\tau)| \quad (2)$$

В формуле (1.2) использованы обозначения $0 \leq \gamma \leq 1$, $\Delta\gamma$ – размах угла сдвига в пределах цикла деформирования, $\gamma_s > 0$ и $\gamma_c > 0$ – нормировочные постоянные, имеющие порядок предельной необратимой деформации. Существенно, что модель учитывает как снижение коэффициента упрочнения (включая появление участка с убывающим касательным модулем), так и снижение коэффициентов упругости при разгрузке и повторном нагружении [6].

В задачу об ударе входят силы взаимодействия твердых блоков. В отличие от контактных взаимодействий в машинах и механизмах, где деформации имеют в основном упругий характер и локализованы в малых зонах [10], здесь необходимо учитывать взаимодействие по большой контактной поверхности. Введем суммарную нормальную составляющую N_{12} и суммарную силу трения G_{12} . Обе силы отнесем ко всей плоскости взаимодействия, рассматривая силу N_{12} как функцию перемещения $\delta = u_1 - u_2 - \Delta$, где Δ – начальное значение зазора. Очевидно, что перемещение δ имеет смысл контактного обжатия взаимодействующих тел и что $N_{12} = 0$ при $\delta \leq 0$. Для зависимости $N_{12}(\delta)$ также примем кусочно-линейную диаграмму. Первый участок, соответствующий упругому взаимодействию блоков, задаем коэффициентом жесткости c_{EN} и максимальным значением перемещения δ_E , при котором контактное деформирование остается упругим. Участок неупругого взаимодействия задаем коэффициентом жесткости c_{HN} . Из-за отсутствия достаточно полных данных примем, что линии разгрузки и повторного нагружения проходят через начало координат. Это автоматически дает соотношение $N_{12} = 0$ при $\delta \leq 0$. При этом коэффициент упрочнения зависит от повреждений, вносимых контактным деформированием. Мету повреждений введем аналогично тому, как это сделано в формуле (1.2).

Силу трения между контактирующими поверхностями возьмем пропорциональной нормальной составляющей силы взаимодействия $G_{12} = fN_{12}$, где f – коэффициент трения. При этом допускается относительное скольжение поверхностей. При $fN_{12} \geq G_0$, где G_0 – сила сцепления, скольжение приостанавливается. До нарушения этого неравенства имеет место соотношение $\gamma_1 = \gamma_2$. Таким образом,

$$G_{12} = \begin{cases} 0, & \delta \leq 0 \\ fN_{12} \operatorname{sign}(\gamma'_1 - \gamma'_2), & \delta > 0, \quad |fN_{12}| < G_0 \\ G_0 \operatorname{sign}(\gamma'_1 - \gamma'_2), & \delta > 0, \quad |fN_{12}| \geq G_0 \end{cases} \quad (1.3)$$

где штрихами обозначено дифференцирование по времени.

Применительно к зданиям различной этажности (фиг. 1, θ) целесообразно рассматривать по крайней мере две зоны повреждений у более высокого здания. Одна зона располагается у нижних этажей, другая – на уровне, превышающем здание мень-

шей этажности. В этом простейшем случае имеем три обобщенных координаты – углы междуэтажного сдвига $\gamma_1, \gamma_2, \gamma_3$ и соответствующие перемещения $u_1 = h_1' \sin \gamma_1$, $u_2 = u_1 + h_2 \sin \gamma_2$, $u_3 = h_3 \sin \gamma_3$, где h_1, h_2, h_3 – высота поврежденных зон, например, междуэтажные расстояния. Взаимодействие трех блоков с массами m_1, m_2 и m_3 дается силами сдвига Q_1, Q_2 и Q_3 , а также силами взаимодействия N_{13} и G_{13} . Связь между последними аналогична зависимостям (1.3).

Внешнее воздействие задается в виде ускорений основания $a_x(t)$ и $a_z(t)$, одинаковых (вследствие близкого расстояния) для обоих зданий. В качестве ускорений могут быть использованы как акселерограммы реальных землетрясений, типичных для данного региона, так и искусственные акселерограммы. В свое время было предложено [11–13] моделировать ускорения основания в виде реализаций стационарных гауссовских процессов, модулированных "псевдоогibaющими" – медленно изменяющимися функциями времени. Последующие предложения являются лишь модернизациями ранее предложенной модели. В данной статье расчеты выполнены без учета вертикальной составляющей ускорения, а горизонтальная составляющая обозначена просто $a(t)$ (фиг. 1). Простейшая модель имеет вид

$$a(t) = A_0 c t \exp(1 - ct) \varphi(t), \quad t > 0 \quad (1.4)$$

где A_0 – пиковое значение псевдоогibaющей, параметр c характеризует продолжительность сильной фазы землетрясения, стационарный гауссовский случайный процесс $\varphi(t)$ имеет единичную дисперсию и спектральную плотность:

$$S(\omega) = \frac{2\alpha\theta^2}{\pi[(\omega^2 - \theta^2)^2 + 4\alpha^2\omega^2]} \quad (1.5)$$

где θ – доминантная частота; параметр α характеризует ширину спектра.

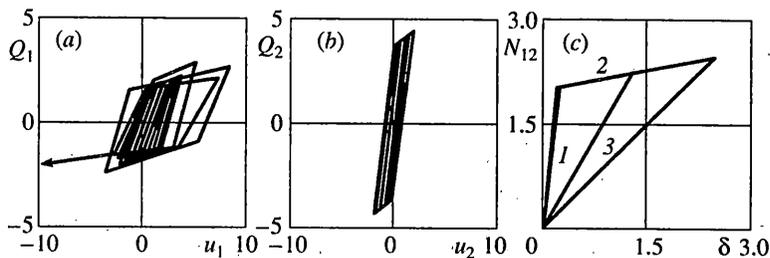
2. Динамика модели двух взаимодействующих зданий, показанной на фиг. 1, a , определяется системой уравнений

$$m_1 h_1 \gamma_1'' + b_1 \gamma_1' - m_1 g \sin \gamma_1 + Q_1 = -[m_1 a(t) + N_{12}] \cos \gamma_1 - G_{12} \sin \gamma_1 \quad (2.1)$$

$$m_2 h_2 \gamma_2'' + b_2 \gamma_2' - m_2 g \sin \gamma_2 + Q_2 = -[m_2 a(t) - N_{12}] \cos \gamma_2 + G_{12} \sin \gamma_2$$

Левые части уравнений содержат члены, которые учитывают линейную составляющую диссипации (например, из-за сопротивления среды и излучения через фундамент). Коэффициенты диссипации обозначены b_1 и b_2 . В левую часть входят также члены, учитывающие вес вышележащих частей здания. Правые части уравнений (2.1), помимо переносных сил инерции, содержат силы взаимодействия N_{12} и G_{12} . Заметим, что при $|\gamma_1| \ll 1, |\gamma_2| \ll 1$ можно положить $\sin \gamma_1 \approx \gamma_1 \approx u_1 / h_1$, $\sin \gamma_2 \approx \gamma_2 \approx u_2 / h_2$, $\cos \gamma_1 \approx \cos \gamma_2 \approx 1$ и перейти к уравнениям относительно перемещений u_1 и u_2 .

При расчете были приняты следующие численные данные: массы блоков $m_1 = 1.5 \cdot 10^6$ кг, $m_2 = 1 \cdot 10^6$ кг, высота зоны повреждений $h_1 = h_2 = 3$ м, начальные значения коэффициентов жесткости $c_{E1} = 2 \cdot 10^8$ Н/м, $c_{E2} = 4 \cdot 10^8$ Н/м, $c_{H1} = 0.1 c_{E1}$, $c_{H2} = 0.1 c_{E2}$, предельные упругие сдвиги $u_{Y1} = u_{Y2} = 1$ см. Значения коэффициентов в соотношениях (1.1) и (1.2): $\eta_E = \eta_H = 0.95$, $\eta_Q = 0.4$, $\eta = 0.5$, $\gamma_s = 0.12$, $\gamma_c = 0.35$ для обоих зданий. Собственные частоты для принятой расчетной схемы $\omega_1 = 1.84$ Гц, $\omega_2 = 3.18$ Гц. Начальный зазор между зданиями $\Delta = 5$ см. Данная величина зазора характерна для районов плотной застройки. В старых кварталах многих городов здания расположены практически вплотную. Параметры зависимости для нормальной составляющей силы взаимодействия: $c_{EN} = 1 \cdot 10^9$ Н/м, $c_{HN} = 0.02 c_{EN}$, $\delta_E = 2$ мм. Сила трения контактирующих поверхностей определяется коэффициентом трения $f = 0.4$. Предельное значение силы трения $G_0 = 4$ МН.



Фиг. 2

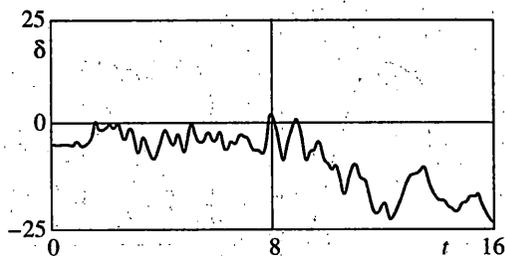
Реализации сейсмического ускорения, заданного соотношениями (1.4) и (1.5), моделировались одним из стандартных методов. Было принято $\theta = 12.56 \text{ с}^{-1}$, $\alpha = 6.28 \text{ с}^{-1}$, что соответствует инструментальным записям, полученным при землетрясении в Мексико. Параметры псевдогибающей $A_0 = 4 \text{ м/с}^2$, $c = 0.2 \text{ с}^{-1}$ соответствуют 9-балльному воздействию.

Рассмотрим результаты расчета реакции зданий с учетом их ударного взаимодействия на одну из реализаций сейсмического воздействия. Каждое из зданий, рассмотренное без учета соседнего, выдерживает данное сейсмическое воздействие с незначительными повреждениями. Особенности ударного взаимодействия конструкций показаны на фиг. 2–5.

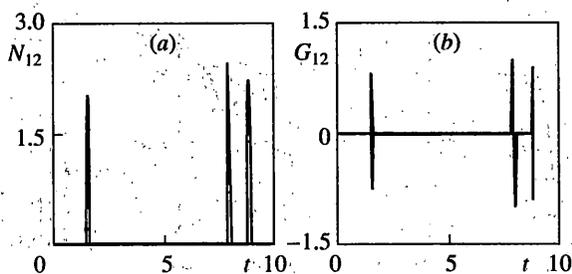
На фиг. 2, а приведена зависимость силы сопротивления сдвигу первого здания Q_1 , [МН], от перемещения u_1 , [см]. Деформирование несущих конструкций здания сопровождается накоплением повреждений и большими неупругими деформациями, приводящими к деградации несущей способности и окончательному коллапсу на 16-й секунде воздействия. Интенсивность повреждения несущих конструкций второго здания в ходе воздействия существенно ниже (фиг. 2, в). Максимальные междуэтажные сдвиги второго здания не превышают 2 см. На фиг. 2, с показана зависимость нормальной составляющей силы взаимодействия N_{12} [МН] от контактного обжатия δ [см]. На первом участке происходит упругое деформирование взаимодействующих конструкций в областях контакта. При дальнейшем возрастании δ в областях контакта возникают неупругие деформации и повреждения отдельных конструктивных элементов. Сопротивление дальнейшему вмятию уменьшается. Эти процессы схематизированы вторым участком с существенно меньшим коэффициентом жесткости. При уменьшении δ нормальная составляющая силы взаимодействия N_{12} уменьшается по прямой 3, проходящей через начало координат. Площадь, образованная петлей 1 – 2 – 3, соответствует рассеянной энергии при необратимых процессах взаимодействия.

На фиг. 3 показана история изменения параметра δ [см]. Начальное значение (при $t = 0$) соответствует зазору Δ . При $\delta \leq 0$ здания не взаимодействуют друг с другом. Значение $\delta > 0$ определяет вмятие в областях контакта. Для данной реализации сейсмического воздействия соударение зданий происходит при $t = 1.54$, 7.83 и 8.74 с и соответствует трем замкнутым петлям на диаграмме $N_{12} - \delta$ (фиг. 2, с). Два последних взаимодействия с большими ударными импульсами приводят к катастрофическим последствиям для первого здания: абсолютная величина перемещения u_1 нарастает вплоть до окончательного коллапса конструкции. Более жесткое второе здание получает при этом незначительные повреждения.

Фиг. 4 иллюстрирует зависимость составляющих N_{12} [МН] и G_{12} [МН] силы взаимодействия зданий от времени воздействия t [с]. Характер изменения нормальной составляющей N_{12} (фиг. 4, а) типичен для ударных взаимодействий: за малое время контакта сила N_{12} достигает больших значений. Сила трения по поверхности контакта G_{12} (фиг. 4, в) пропорциональна нормальной составляющей. Смена знака опреде-



Фиг. 3



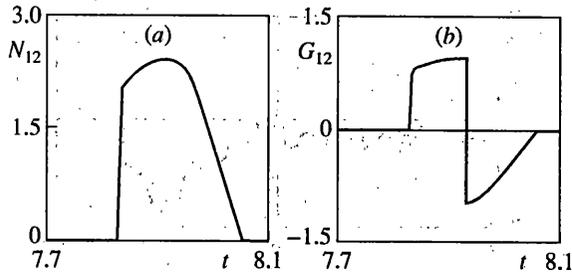
Фиг. 4

ляется изменением направления относительной скорости контактирующих поверхностей согласно (1.3).

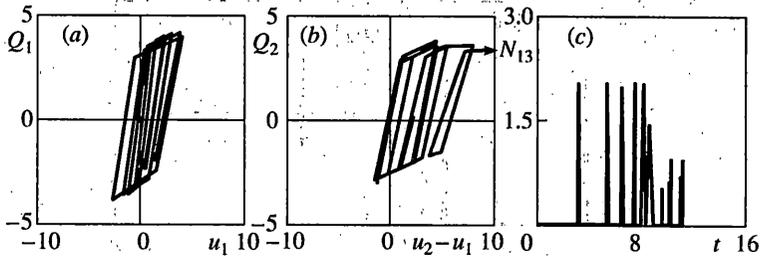
Изменение составляющих силы взаимодействия при контакте рассмотрено более подробно на фиг. 5. Начальный жесткий участок зависимости N_{12} (фиг. 5, а) соответствует первому участку на фиг. 2, с. Следующий участок до достижения максимума определяется накоплением разрушений и неупругих деформаций в областях контакта. Уменьшение силы N_{12} соответствует третьему участку на фиг. 2, с. Продолжительность взаимодействия достигает 0.25 с, что отличается от обычных значений времени порядка 10^{-4} – 10^{-2} с при соударении упругих тел. Это происходит за счет нелинейных явлений, включенных в модель заданием диаграммы для нормальной составляющей силы взаимодействия. Отмеченные особенности также присутствуют на зависимости для силы трения G_{12} (фиг. 5, в). Влияние этой составляющей на динамику взаимодействующих конструкций может быть существенным, особенно при больших углах сдвига. Значение коэффициента трения f в общем случае зависит от повреждений в областях контакта, возникших при предыдущих соударениях конструкций. Введение больших значений коэффициента f позволяет описать эффект сцепления.

3. Рассмотрим взаимодействие зданий разной этажности (фиг. 1, в). Уравнения движения модели являются частным случаем уравнений движения для двух зданий с числом жестких блоков n_1 и n_2 . Такие уравнения для больших углов сдвига получены в [6, 14]. С учетом силы взаимодействия блоков зданий уравнения примут вид

$$\begin{aligned}
 & \sum_{k=1}^j h_k [\gamma_k' \cos(\gamma_j - \gamma_k) + \gamma_k'^2 \sin(\gamma_j - \gamma_k)] \sum_{p=j}^{n_1} m_p + \sum_{k=j+1}^{n_1} h_k [\gamma_k'' \cos(\gamma_j - \gamma_k) + \\
 & + \gamma_k'^2 \sin(\gamma_j - \gamma_k)] \sum_{p=k}^{n_1} m_p + b_j \gamma_j' - \sin \gamma_j \sum_{p=j}^{n_1} m_p g + Q_j = -a(t) \cos \gamma_j \sum_{p=j}^{n_1} m_p - \\
 & - \cos \gamma_j \sum_{k=j}^{n_1} N_k - \sin \gamma_j \sum_{k=j}^{n_1} G_k \quad (j=1, \dots, n_1)
 \end{aligned} \tag{3.1}$$



Фиг. 5

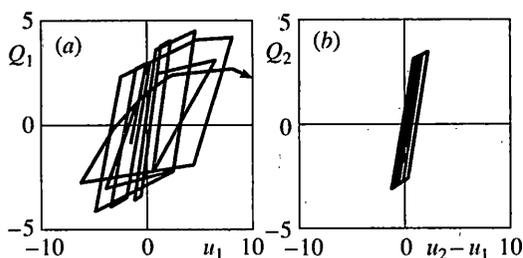


Фиг. 6

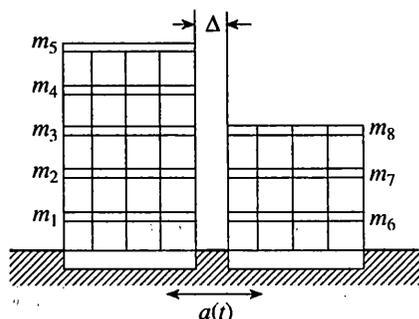
где N_k и G_k – составляющие силы взаимодействия для k -го блока первого здания. Аналогичные уравнения с изменениями в знаках при N_k и G_k можно записать для второго здания. Полученная система уравнений решается численно при заданном внешнем воздействии $a(t)$ и начальных условиях.

Расчет для схемы, показанной на фиг. 1, в, проводился при следующих данных. Массы блоков: $m_1 = 3 \cdot 10^5$ кг, $m_2 = 8 \cdot 10^5$ кг, $m_3 = 3 \cdot 10^5$ кг. Высота зон повреждений $h_1 = h_2 = h_3 = 3$ м, что соответствует повреждениям, локализованным в пределах одного из этажей здания. Параметры жесткости $c_{E1} = 3.5 \cdot 10^8$ Н/м, $c_{E2} = 3 \cdot 10^8$ Н/м, $c_{E3} = 4 \cdot 10^8$ Н/м, $c_{Hj} = 0.1 c_{Ej}$, предельные упругие междуэтажные сдвиги $\Delta u_{yj} = 1$ см ($j = 1, \dots, 3$). Коэффициенты уравнений (1.2), описывающих накопление повреждений, и соотношений (1.1), описывающих разупрочнение, заданы одинаковыми для всех зон повреждений. Принятая расчетная схема дает собственные частоты первой конструкции $\omega_1 = 2.1$ Гц, $\omega_2 = 7.5$ Гц и собственную частоту второй конструкции $\omega_1 = 5.6$ Гц. Зазор между зданиями $\Delta = 2.5$ см. Параметры силы взаимодействия блоков оставлены без изменения.

На фиг. 6, а и б приводятся зависимости для сил сопротивления сдвигу Q_1 и Q_2 [МН], для двух зон повреждений более высокого здания. По оси абсцисс отложены соответствующие сдвиги блоков u_1 и $u_2 - u_1$ [см]. Деформирование в пределах каждой зоны является существенно неупругим и сопровождается накоплением повреждений. Наибольшие повреждения возникают во второй зоне. Эта зона может рассматриваться как один или несколько этажей, расположенных над уровнем крыши соседнего здания. В ходе воздействия междуэтажные сдвиги для этого этажа достигают 10 см, что приводит к деградации несущей конструкции и коллапсу вышележащей части здания. На фиг. 6, в показана история изменения силы взаимодействия первого и третьего блоков N_{13} . В течение интенсивной фазы воздействия происходят многократные соударения, предотвращающие большие перемещения первого блока. В результате основная часть энергии воздействия рассеивается в вышележащей части здания.



Фиг. 7



Фиг. 8

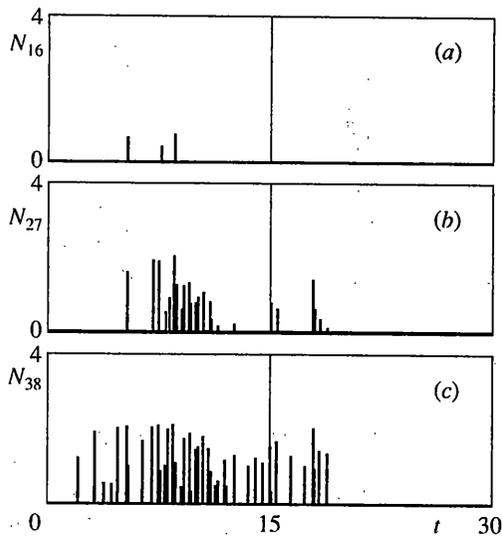
Чтобы оценить влияние соседнего здания пониженной этажности, рассмотрим динамическое поведение отдельно стоящего более высокого здания при том же воздействии. Диаграммы для сил сдвига Q_1 и Q_2 представлены на фиг. 7, *a* и *b*. Характер зависимостей существенно отличается от фиг. 6. Наиболее повреждаемыми являются нижние этажи здания, на которых при отсутствии соседнего здания, препятствующего большому деформациям, междуэтажные сдвиги достигают 10 см. В ходе воздействия наблюдается несколько циклов с большими неупругими деформациями, приводящих к снижению несущей способности и окончательному обрушению всей конструкции при $t = 8.5$ с. На вышележащих этажах здания, соответствующих второй зоне повреждений, деформации и повреждения оказались незначительными.

4. Расчет по упрощенным схемам позволяет качественно описать основные эффекты, возникающие при взаимодействии близко расположенных зданий, включая двойственное влияние соседней конструкции на сейсмостойкость здания при сильных землетрясениях. Более подробная расчетная схема предусматривает возможные деформации и повреждения на каждом этаже. Все деформации относим к междуэтажным несущим элементам (колоннам, стойкам, панелям), трактуя этажи с ограждающими элементами как жесткие плиты (фиг. 8). Нелинейная динамическая реакция такой модели при сейсмическом воздействии определяется уравнениями (3.1). При моделировании рассматриваем только нормальную составляющую силы взаимодействия конструкций, возникающую при соударении плит. Волновые эффекты не учитываются.

Расчет проводился для регулярных расчетных схем зданий со следующими значениями параметров. Для первого здания: $n_1 = 5$, $m_j = 1 \cdot 10^5$ кг, $h_j = 3$ м, $c_{Ej} = 2 \cdot 10^8$ Н/м, $c_{Hj} = 0.1c_{Ej}$, $Q_{Yj} = 2 \cdot 10^6$ Н ($j = 1, \dots, n_1$); для второго здания: $n_2 = 3$, $m_j = 1 \cdot 10^5$ кг, $h_j = 3$ м, $c_{Ej} = 3 \cdot 10^8$ Н/м, $c_{Hj} = 0.1c_{Ej}$, $Q_{Yj} = 3 \cdot 10^6$ Н ($j = 1, \dots, n_2$). Коэффициенты соотношений (1.1) и (1.2) одинаковы для всех этажей зданий и совпадают с принятыми ранее. Начальный зазор между зданиями $\Delta = 2.5$ см. Параметры силы взаимодействия оставлены без изменения.

Результаты расчета проиллюстрированы на фиг. 9. На фиг. 9, *a* показано изменение силы взаимодействия на уровне первого этажа N_{16} [МН], от времени t [с]. Соударение с относительно небольшими значениями силы N_{16} происходит три раза за все время воздействия. Это связано с достаточно большой жесткостью взаимодействующих зданий. На следующих этажах горизонтальные перемещения возрастают и взаимодействие становится более интенсивным. На третьем этаже (фиг. 9, *c*) соударения происходят в течение всей интенсивной фазы воздействия. Наибольшая частота соударений приходится на интервал $t \in (5, 10)$ с. Дополнительная информация по каждому этажу представлена в табл. 1 (нумерация соответствует фиг. 8).

В первой строке приводятся значения максимальных по модулю за время воздействия абсолютных перемещений [см], во второй строке – максимальных междуэтаж-



Фиг. 9

ных сдвигов [см], в третьей – значения меры повреждений после окончания воздействия. Обе конструкции получают незначительные повреждения. Наибольшие повреждения и междуэтажные сдвиги происходят на первом этаже пятиэтажного здания. Характерным является всплеск повреждений и междуэтажных сдвигов на четвертом этаже, расположенном над уровнем крыши соседнего здания. Этот эффект отмечен при анализе последствий землетрясения в Мехико 1985 года [5] и легко объясним с точки зрения динамики взаимодействующих конструкций. Перемещения нижних этажей более высокого здания ограничены соседним зданием, которое при значительно большей жесткости может рассматриваться как односторонняя связь. Таким образом, сейсмическая нагрузка на верхние этажи здания при контакте с соседним зданием воспринимается в основном несущими конструкциями первого этажа, деформации которого не ограничены соседним зданием.

Для сравнения в табл. 2 представлены результаты расчета отдельно стоящего пятиэтажного здания на ту же реализацию сейсмического воздействия.

Основные повреждения и междуэтажные сдвиги происходят на первом этаже здания, что приводит к коллапсу всей конструкции на двенадцатой секунде воздействия. Приведенные в таблице значения максимальных сдвигов на первом этаже относятся к моменту достижения значения $D = 1$, после чего конструкция теряет устойчивость при монотонном росте перемещений. В ходе воздействия три верхних этажа не получили каких-либо повреждений. Сравнивая эти результаты с реакцией взаимодействующих зданий, можно сделать вывод, что второе здание пониженной этажности в данном случае предохраняет менее жесткое пятиэтажное здание от больших перемещений нижних этажей. Обе конструкции выдерживают сейсмическое воздействие с минимальными повреждениями [2].

5. Предложенный подход к учету соударений близко расположенных зданий при интенсивных сейсмических воздействиях позволяет описать основные эффекты ударного взаимодействия конструкций. По результатам численного моделирования динамической реакции конструкций отмечено двойственное влияние близкого расположения зданий на их сейсмостойкость. В частности, расположение многоэтажного здания вблизи здания пониженной этажности может предотвратить большие междуэтажные сдвиги и повреждения на нижних этажах, но вызвать существенные повреждения несущих конструкций над уровнем крыши соседнего здания при ударном

Таблица 1

m_i	1	2	3	4	5	6	7	8
$\max_t u $	3.54	4.64	5.39	7.50	8.01	1.30	2.06	2.64
$\max_t \Delta u $	3.54	1.45	1.01	2.32	0.81	1.30	0.97	0.63
$\max_t D$	0.258	0.014	0	0.033	0	0.004	0	0

Таблица 2

m_i	1	2	3	4	5
$\max_t u $	12.1	13.6	14.3	14.9	15.2
$\max_t \Delta u $	12.1	1.69	1.023	0.86	0.50
D	1.0	0.017	0	0	0

взаимодействии. Аналогично может быть рассмотрено ударное взаимодействие трех и более близко расположенных зданий различной этажности. Динамическая реакция и анализ результатов при этом осложняется большим числом факторов, каждый из которых проявляется во взаимодействии с другими.

Работа выполнена при финансовой поддержке Российского фонда фундаментальных исследований (гранты 02-01-00802, 00-15-96138).

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. *Anagnostopoulos S.A.* Pounding of buildings in series during earthquakes // *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. 1988. V. 16. № 3. P. 443–456.
2. *Bertero V.V.* Observations on structural pounding // *Proc. Intern. Conf. "The Mexico Earthquakes"*. New York: ASCE, 1987. P. 264–278.
3. *Wolf J.P., Skrikerud P.E.* Mutual pounding of adjacent structures during earthquakes // *Nucl. Engng and Design*. 1980. V. 57. № 2. P. 253–275.
4. *Bensef M., Pironneau G., Sieffert J.G.* Parametric investigation on structural behaviour of single and multistorey system during shock // *Structural Dynamics – Eurodyn'96 / Eds. G. Augusti et al.* Rotterdam: Balkema, 1996. P. 71–82.
5. *The Seismic Design Handbook / Ed. F. Naeim.* New York: Van Nostrand Reinhold, 1989. 450 p.
6. *Болотин В.В., Трифонов О.В.* Предельный анализ конструкций при нестационарных динамических воздействиях // *Изв. РАН. МТТ*. 2001. № 1. С. 134–142.
7. *Bolotin V.V.* Seismic risk assessment for structures with the Monte Carlo simulation // *Probabilistic Engineering Mechanics* 1993. V. 8. № 3/4. P. 169–177.

8. *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.
9. *Tiondro J.A., Moss P.J., Carr A.J.* Seismic P – Δ effects in medium height moment resisting steel frames // Eng. Struct. 1992. V. 14. № 2. P. 75–90.
10. *Glocker Ch., Pfeiffer F.* Multibody Dynamics with Unilateral Constraints. New York: Wiley, 1996. 318 p.
11. *Болотин В.В.* Статистическая теория сейсмостойкости сооружений // Изв. АН СССР. ОТН. Механика и машиностроение. 1959. № 4. С. 123–129.
12. *Болотин В.В.* Статистические методы в строительной механике. М.: Стройиздат, 1965. 279 с.
13. *Болотин В.В.* Прогнозирование ресурса машин и конструкций. М.: Машиностроение, 1984. 312 с.
14. *Трифонов О.В.* Конструкционная надежность агрегатов башенного типа при интенсивных сейсмических воздействиях // Проблемы машиностроения и надежности машин. 2000. № 1. С. 106–112.

Москва

Поступила в редакцию
8.02.2001