

На правах рукописи

Нгуен Куок Донг

**ДИНАМИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ МНОГОЭТАЖНЫХ ЗДАНИЙ
ПРИ ЗЕМЛЕТРЯСЕНИИ**

05.23.17 – Строительная механика

АВТОРЕФЕРАТ
диссертации на соискание ученой степени
кандидата технических наук

Санкт-Петербург – 2010

Работа выполнена на кафедре строительной механики в ГОУ ВПО «Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет».

Научный руководитель: заслуженный деятель науки и техники РФ, доктор технических наук, профессор, почетный член РААСН
Масленников Александр Матвеевич
(СПБГАСУ)

Официальные оппоненты: доктор технических наук, профессор
Рутман Юрий Лазаревич
(ОАО КБ специального машиностроения, г. Санкт Петербург)

кандидат технических наук, ст. препод.
Дмитровская Любовь Николаевна
(ПГУПС)

Ведущая организация: ГОУ ВПО «Санкт-Петербургский государственный политехнический университет»

Защита диссертации состоится 24 декабря 2010 г. в 14ч.30 мин. на заседании диссертационного совета Д **212.223.03** при ГОУ ВПО «Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет» по адресу: 190005, Санкт-Петербург, 2-я Красноармейская ул., д. 4, зал заседаний (219). Факс: (812) 316-58-72

С диссертацией можно ознакомиться в фундаментальной библиотеке ГОУ ВПО «Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет».

Автореферат разослан « » ноября 2010 г.

Ученый секретарь
диссертационного
совета д.т.н., проф.

Л.Н. Кондратьева

ОБЩАЯ ХАРАКТЕРИСТИКА РАБОТЫ

Актуальность темы диссертации. Ежегодно на земном шаре, включая Вьетнам, происходит свыше 300 тыс. землетрясений, большинство из которых имеет небольшую силу или проявляется в ненаселенных районах. Однако некоторые очаги сильных землетрясений располагаются близко к населенным районам. По переписи на территории Вьетнама было более 13 землетрясений свыше 7 баллов. Такие землетрясения сопровождаются разрушениями несейсмостойких зданий и сооружений, гибелью людей и уничтожением материальных и культурных ценностей, накопленных трудом многих поколений.

В настоящее время чрезвычайно актуальными являются исследование конструкций в процессе разрушений, учет влияния податливости основания на колебания конструкций и защита гражданских высотных зданий, находящихся в сейсмически активных районах. При сильных землетрясениях в процессе колебаний происходит частичное разрушение конструкций (отслоение бетона, обрыв связей, появление пластических деформации и т. п.). В таких случаях сооружение становится конструктивно нелинейным. Возможные места разрушения устанавливаются на основании статического расчета. В большинстве случаев расположение мест образования пластических шарниров в конструкциях при действии статической и динамической нагрузок совпадают. Поэтому исследование в процессе разрушения конструкции является одной из важнейших проблем для повышения сейсмостойкости конструкции.

При расчете зданий на сейсмическое воздействие по СНиП учет основания производится через коэффициент динамичности, который зависит от категории грунта по сейсмическим свойствам и от периодов собственных форм колебаний. При расчете высоких зданий на воздействие фрагментов реальных акселерограмм непосредственное применение коэффициента динамичности не оговаривается. В диссертации приводится исследование влияния податливости основания на колебания зданий путем непосредственного расчета по акселерограммам.

Повышение сейсмостойкости зданий достигается различными способами. Один из них применение систем специальной сейсмозащиты, обеспечивающих проскальзывание зданий относительно их оснований. В настоящее время благодаря созданию новых конструкционных материалов, прочных и долговечных пластмасс, идея сейсмоизоляции зданий с помощью элементов скольжения получила логическое развитие и конструктивное оформление. В диссертации предлагается расчет систем с сейсмоизолирующим скользящим поясом на воздействие фрагментов реальных акселерограмм. Изложенное выше свидетельствует об актуальности предлагаемой темы исследования.

Цели и задачи диссертационной работы

Диссертационная работа направлена на исследование поведения статически неопределимых стержневых систем при динамическом воздействии в виде колебания основания, что имеет место при землетрясении. Для достижения указанной цели предлагается осуществить решение следующих задач:

- создание специального численного метода решения поставленных задач;
- исследование совместимости результатов расчета по спектральному методу с расчетом на основе акселерограмм;
- исследование влияния коэффициента поглощения энергии на колебание зданий при землетрясении;
- исследование влияния податливости основания на колебание зданий при землетрясении;
- исследование эффективности систем с сейсмоизолирующим скользящим поясом с нелинейным демпфированием;
- разработка алгоритма расчета и составление программы учета дефектов, возникающих в здании при землетрясении.

Научная новизна диссертации

- Составлена программа решения системы дифференциальных уравнений движения сосредоточенных масс;
- На основании расчетов по реальным акселерограммам установлена область достоверности расчетов по спектральной теории;
- Созданы алгоритм и программа расчета влияния податливости основания на колебание зданий при землетрясении;
- Созданы алгоритм и программа учета дефектов в здании при землетрясении;
- Создана математическая модель, алгоритм и программа расчета систем с сейсмоизолирующим скользящим поясом с нелинейным демпфированием.

Практическая значимость. Разработаны алгоритмы и на их основе составлены программы, которые позволяют еще на стадии проектирования конструкций исследовать их работоспособность при динамических воздействиях различного характера и дать рекомендации, направленные на улучшение их работы. Приведен ряд практических рекомендаций, полученных в процессе расчетов.

Достоверность разработанных теоретических положений, математических моделей и выводов обеспечивается корректностью постановки задачи, использованием общепринятых в строительной механике допущений, тестированием программного комплекса, а также сопоставлением с работами других авторов.

На защиту выносятся:

- Программы сейсмического расчета численным методом многоэтажных зданий;
- Результаты оценки достоверности спектрального метода на основе расчета по акселерограммам;
- Результаты влияния коэффициента поглощения на колебания при землетрясении;
- Результаты расчета и выводы по влиянию податливости основания на колебание железобетонных и металлических конструкций при сейсмическом воздействии;

- Математическая модель сейсмоизолирующего скользящего пояса с нелинейным демпфированием;
- Результаты влияния дефектов высоких зданий, возникающих при различных землетрясениях;
- Выявление динамического эффекта, возникающего при внезапном разрушении в процессе землетрясения.

Апробация работы и публикации. Основные результаты диссертационной работы доложены и обсуждены на 61-й и 62-й международных научно-технических конференциях молодых ученых, Санкт-Петербург, СПбГАСУ, 2007 г. и 2008 г.; на 66-й научной конференции профессоров, преподавателей, научных работников, инженеров и аспирантов университета, Санкт-Петербург, СПбГАСУ, 2009 г.; на XXIII Международной конференции «Математическое моделирование в механике деформируемых тел и конструкций. Методы граничных и конечных элементов». СПб., 2009. Основное содержание диссертации опубликовано в 6 печатных работах, в том числе две статьи в изданиях из перечня ВАК РФ.

Структура и объем диссертации. Диссертация состоит из введения, 5 глав, списка использованных источников из 116 наименований и содержит 144 страницы основного текста, 81 рисунок, 19 таблиц, 5 приложений.

СОДЕРЖАНИЕ РАБОТЫ

Во введении обосновывается актуальность рассматриваемой темы, приведены общая характеристика работы и основные положения, которые автор выносит на защиту.

В первой главе дается обзор развития и современного состояния теории сейсмостойкости. Существенный вклад в современное состояние теории сейсмостойкости внесли Я.М. Айзенберг, В.С. Беляев, А.Н. Бирбраер, М. Био, Дж. Блюм, И.В. Гольденблат, К.С. Завриев, Г.Н. Карцивадзе, И.В. Корчинский, А.М. Масленников, С.В. Медведев, А.Г. Назаров, Ш.Г. Напетваридзе, Н.А. Николаенко, Н. Мононобе, Ф. Омори, В.С. Поляков, Э. Розенблюэт, Ю.Л. Рутман, О.А. Савинов, А.М. Уздин, Т. Хаузнер, Э.И. Хачиян, С.Г. Шульман и другие.

Вторая глава посвящена методам расчета на сейсмическое воздействие. Выполнен вручную расчет 5-этажной железобетонной рамы по СНиП. Результаты ручного счета сравниваются с таковыми, полученными с помощью ПК ЛИРА и SCAD (табл. 1). Анализ результатов показал, что ЛИРА дает результаты более близкие к официальному расчету. Поэтому эта программа далее используется как вспомогательная для дальнейших расчетов.

Таблица 1

	Макс. перемещение 5-го этажа, м	Расчет вручную	Расхождение, %
Расчет по SCAD	0,0546	0,0756	27,8
Расчет по ЛИРА	0,0779	0,0756	3

Для решения поставленных задач составлена специальная программа в символах вычислительной системы MatLAB. Эта же система использована и для составления всех последующих программ. Программа представляет численный метод решения системы дифференциальных уравнений движения сосредоточенных масс. В общем виде уравнения при сейсмическом воздействии имеют вид.

$$M\ddot{Y}_t + C\dot{Y}_t + KY_t = -[MF_\Delta]\ddot{Y}_0(t). \quad (1)$$

Здесь M , C , K – матрицы масс, демпфирования и жесткости; $Y_t, \dot{Y}_t, \ddot{Y}_t$ – векторы перемещений, скоростей, ускорений масс системы с конечным числом степеней свободы; F_Δ – матрица квазистатических перемещений (при консольной схеме здания эта матрица будет единичной); $\ddot{Y}_0(t)$ – амплитуды заданных ускорений.

При прямом интегрировании уравнения (1) реализуется численная итерационная процедура по времени. Чтобы найти решение уравнений (1) на каком-то интервале времени временной отрезок делится на конечное число интервалов Δt и равновесие рассматривается в дискретных точках данного отрезка. Значения векторов $Y_t, \dot{Y}_t, \ddot{Y}_t$ для каждого последующего интервала времени вычисляются с помощью результатов, полученных на предыдущем шаге времени.

Метод будет безусловно устойчивым, если коэффициенты интегрирования будут находиться в пределах $\alpha \in (0,5; +\infty); \beta \in (0,5\alpha; 0,25(0,5 + \alpha)^2)$, где $\alpha = a_7/\Delta t; \beta = a_8/(\Delta t)^2$ совершенно очевидно, что оптимальная устойчивость и наибольшая точность зависит от величин α и β от решаемой задачи. Эти вопросы рассматривались в диссертации специально. На основе численных экспериментов Н.М Ньюмарк показал, что при решении линейных задач оптимальную устойчивость и наибольшую точность обеспечивают граничные значения α и β , т. е. $\alpha = 0,5$ и $\beta = 0,25$.

Для иллюстрации предлагаемого численного метода на рис. 1 изображены расчетные схемы рам, а на рис. 2, 3, 4 приведены развернутые во времени колебания масс верхних этажей от фрагментов трех акселерограмм в 8 баллов.

Для оценки достоверности численного метода составлена программа аналитического решения этой же задачи. В предлагаемом аналитическом методе сейсмическое воздействие в виде акселерограммы аппроксимируется трапециoidalными импульсами (рис. 5). Задача решается в линейной постановке.

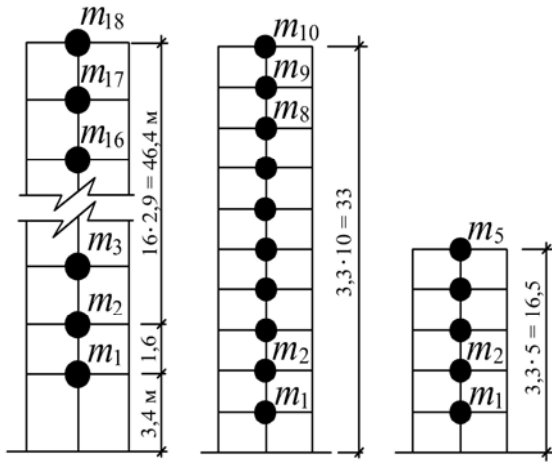


Рис. 1. Расчетные схемы

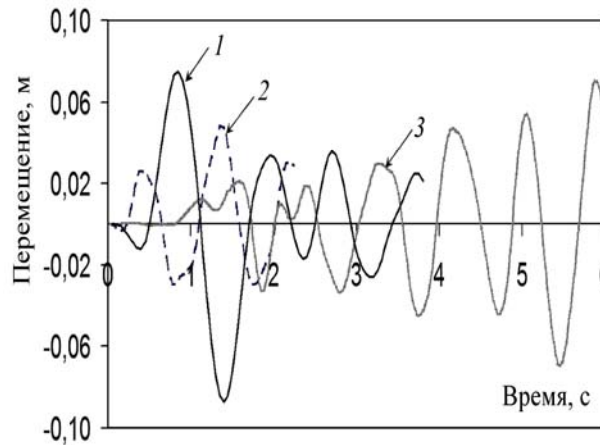


Рис. 2. Перемещения в 5-этажной раме от различных акселерограмм.

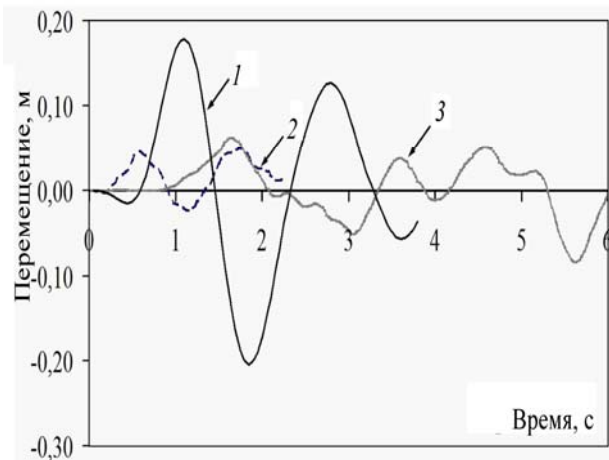


Рис. 3. Перемещения в 10-этажной раме от различных акселерограмм.

1,2,3 – Перемещения верхнего этажа от Карпатского землетрясения, при землетрясении в США 1954, при землетрясении Эль-Центро.

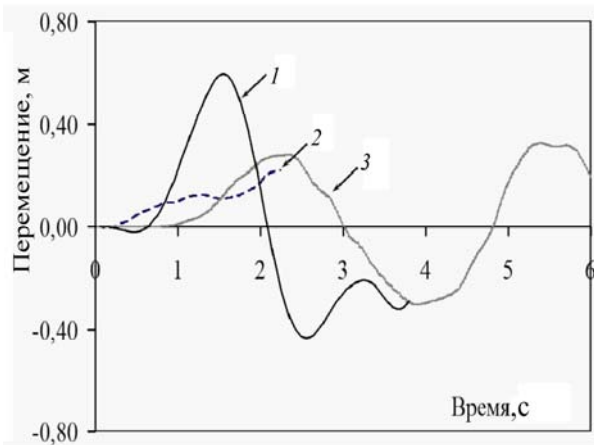


Рис. 4. Перемещения в 18-этажной раме от различных акселерограмм.

В отличие от численного интегрирования дифференциальных уравнений движения сосредоточенных масс, предложенный метод требует существенно меньше вводимой исходной информации и времени счета.

Дифференциальное уравнение движения сосредоточенных масс при кинематическом воздействии имеют следующий вид

$$FM\ddot{Y}(t) + FB\dot{Y}(t) + Y(t) = -FMF_{\Delta}\ddot{Y}_0(t) \quad (2)$$

Учет затухания колебаний осуществляется только одним членом $\exp(-\alpha_j t)$.

Решение системы уравнений находится в виде:

$$y_j(t) = \int_{-\infty}^{\infty} Y_j(\omega) \exp(i\omega t) d\omega, \quad (3)$$

где ω – спектральная переменная.

Правые части уравнений с помощью преобразования Фурье заменяются спектральными функциями:

$$\Delta_j(t) = \int_{-\infty}^{\infty} F_j(\omega) \exp(i\omega t) d(\omega), \quad (4)$$

Далее вычисляются вторые производные $\ddot{y}_j(t)$ от (3) и подставляются вместе с (4) в (2). После приведения подобных членов и вынесения общего множителя $\exp(i\omega t)d\omega$ под знаком интеграла остается система линейных уравнений относительно неизвестных функций $Y_j(\omega)$:

$$\begin{aligned} (1 - \delta_{11}m_1\omega^2)Y_1(\omega) - \delta_{12}m_2\omega^2Y_2(\omega) - \dots - \delta_{1n}m_n\omega^2Y_n(\omega) &= F_1(\omega); \\ -\delta_{21}m_1\omega^2Y_1(\omega) + (1 - \delta_{22}m_2\omega^2)Y_2(\omega) - \dots - \delta_{2n}m_n\omega^2Y_n(\omega) &= F_2(\omega); \\ \dots &\dots \\ -\delta_{n1}m_1\omega^2Y_1(\omega) - \delta_{n2}m_2\omega^2Y_2(\omega) - \dots + (1 - \delta_{nn}m_n\omega^2)Y_n(\omega) &= F_n(\omega). \end{aligned}$$

Неизвестные функции определяются по правилу Крамера:

$$Y_j(\omega) = D_j / D;$$

$$D = (-1)^n a_{2n} \omega^{2n} - (-1)^n a_{2(n-1)} \omega^{2(n-1)} \dots a_2 \omega^2 + 1,$$

где $a_{2n} = |F \cdot M|$.

Для произвольного значения $j = k$

$$\begin{aligned} D_k = F_k(\omega) &\left[1 - \left(\sum_j \delta_{jj} m_j \right) \omega^2 + C_{k4} \omega^4 - \dots + (-1)^n C_{k,2(n-2)} \omega^{2(n-2)} - (-1)^n C_{k,2(n-1)} \omega^{2(n-1)} \right] + \\ &+ \sum_j F_j(\omega) \left[\delta_{kj} m_j \omega^2 + C_{j4} \omega^4 - \dots + (-1)^n C_{j,2(n-2)} \omega^{2(n-2)} - (-1)^n C_{j,2(n-1)} \omega^{2(n-1)} \right] \end{aligned} \quad (5)$$

Здесь $j = 1, 2, \dots, n$, кроме k .

В выражении (5) множители $C_{j,2(n-1)}$ при $\omega^{2(n-1)}$ равны соответствующим алгебраическим дополнениям A_{jk} определителя a_{2n} . Множители $C_{j,2(n-2)}$ при $\omega^{2(n-2)}$ (степени только четные) вычисляются следующим образом: A_{jk} принимаются за исходные определители; для имеющих в этих определителях элементов с одинаковыми индексами составляется сумма алгебраических дополнений. При этом знаки берутся с учетом уменьшенного размера определителя и учитываются знаки исходных определителей. Эта процедура продолжается вплоть до множителя при ω^4 . При вычислении алгебраических дополнений берутся только неодинаковые члены.

Перед интегрированием удобно разделить числитель и знаменатель выражения для $Y_j(\omega)$ на a_{2n} и ввести обозначение $b_0 = 1/a_{2n}$, а затем умножить числитель и знаменатель на $(-1)^n$. Знаменатель можно представить в виде произведения, т. е.

$$y_k(t) = (-1)^n b_0 \int_{-\infty}^{\infty} \frac{D_k \exp(i\omega t) d\omega}{\prod_{q=1}^{q=2n} (\omega - \omega_q)}, \quad (6)$$

Здесь ω_q – корни полинома, находящегося в знаменателе.

Для дальнейшего решения необходимо уточнить вид воздействия. Как уже отмечалось, акселерограмма состоит из трапеций, как правило, «перевернутых» (см. рис.5). В этом случае

$$\Delta_k(t) = \Delta_k y_0(t) = \Delta_k y_{01} + \Delta_k S_1 t_1; \quad (7)$$

$$S_1 = (\ddot{y}_{02} - y_{01}) t_1 / \tau_1; \Delta_k = -\sum_{j=1}^n \delta_{kj} m_j \delta_{k\Delta}.$$

$$F_k(\omega) = \frac{\Delta_k \ddot{y}_{01} (1 - \exp(-i\omega\tau))}{2i\pi\omega} + \frac{\Delta_k S_1}{2\pi} \left[i\tau \frac{\exp(-i\omega\tau_1)}{\omega} + \frac{\exp(-i\omega\tau_1)}{\omega^2} - \frac{1}{\omega^2} \right]. \quad (8)$$

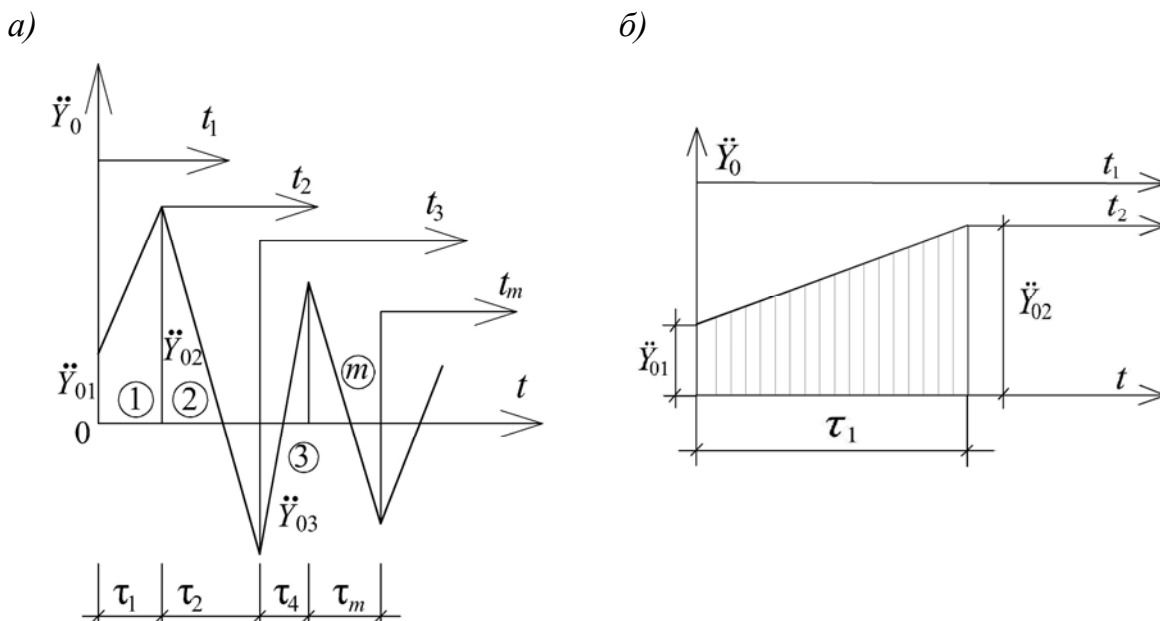


Рис. 5. а – произвольная акселерограмма; б – фрагмент акселерограммы в форме трапецидального импульса

Расчетная схема при сейсмическом воздействии (учитываются только горизонтальные колебания) принимается такой, что на все массы воздействие оказывается одинаковым. В этом случае все $\delta_{k\Delta}$ будут равны единице. Подстановка значения (8) в (5), а затем в (6) и интегрирование по вычетам приводит к окончательным результатам.

Для времени $t_1 \leq \tau_1$

$$y_k(t) = b_0 \left\{ \sum_{j=1}^n A_{kj} [\ddot{y}_{01} \exp(-\alpha_j t_1) \cos \omega_j t_1 - (\ddot{y}_{01} + S_1 t_1)] + \sum_{j=1}^n \frac{A_{kj}}{\omega_j} (\exp(-\alpha_j t_1) \sin \omega_j t_1) \right\}$$

Для $t_1 \geq \tau_1$

$$y_k(t) = b_0 \left\{ \sum_{j=1}^n A_{kj} [\ddot{y}_{01} \exp(-\alpha_j t_1) \cos \omega_j t_1 - \ddot{y}_{02} \exp(-\alpha_j t_2) \cos(\omega_j t_2)] + S_1 \sum_{j=1}^n \frac{A_{kj}}{\omega_j} \right\} \\ \left(\exp(-\alpha_j t_1) \sin \omega_j t_1 - \exp(-\alpha_j t_2) \right)$$

Здесь $t_2 = t_1 - \tau_1$; $b_0 = \prod_{j=1}^n \omega_j^2$; ω_j – угловые частоты свободных колебаний конструкции. В формулах введены обозначения:

$$A_{kj} = \frac{(-1)^n \omega_k^2}{\prod_q \left(\frac{\omega_j^2}{\omega_q^2} - 1 \right)} \left[\frac{\delta_{k\Delta} \Delta_k}{\omega_j^2} + \sum_{g=1}^{g=2n-3} B_{gk} \omega_g^{g-1} \right];$$

$g = 1, 3, \dots (2n - 3)$ – нечетные числа;

$q = 1, 2, \dots, n$, кроме k ;

$$B_{1k} = -\delta_{1\Delta} \Delta_k \sum_j \delta_{jj} m_j + \sum_j \delta_{j\Delta} \Delta_j m_j;$$

.....

$$B_{(2n-3),k} = \sum_{j=1}^n (-1)^n \delta_{j\Delta} \Delta_j C_{j,2(n-1)}.$$

Изложенным путем вычисляются перемещения. Силы инерции находятся как обычно:

$$J_k(t) = -m_k [\ddot{y}_k(t) + \ddot{y}_0(t)].$$

По приведенным формулам составлен алгоритм и программа для ПК. В качестве примера рассмотрена рама четырехэтажного здания с учетом основания. На рис. 6 и 7 представлены результаты сравнения перемещений аналитического решения 1-го и 4-го этажей здания с учетом основания при воздействии Карпатского землетрясения с результатами численного решения. Сравнение графиков позволяет сделать вывод о достоверности результатов численного решения, так как ординаты графиков получились одного порядка.

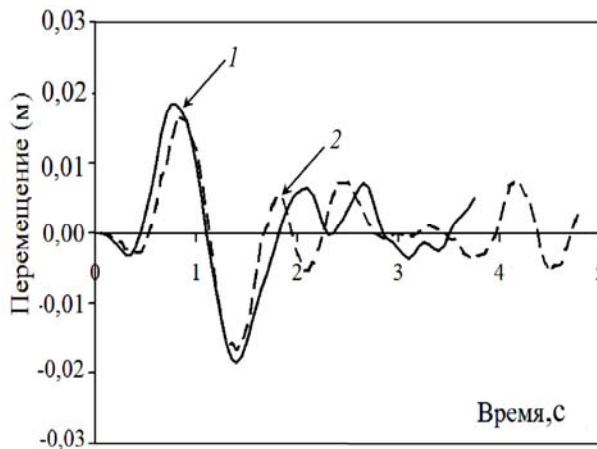


Рис. 6. Перемещение 1-го этажа. 1- Расчет численным методом. 2- Расчет аналитическим методом.

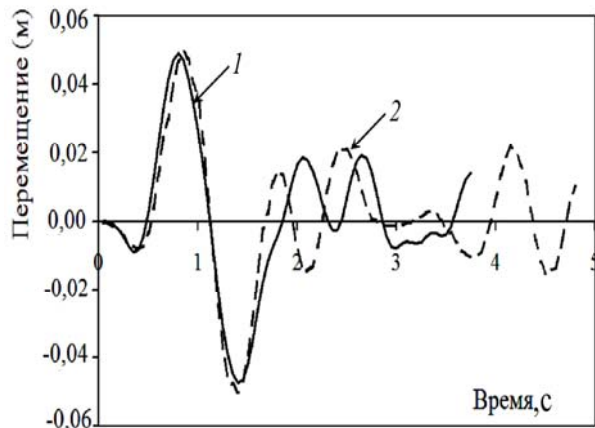


Рис. 7. Перемещение 4-го этажа. 1- Расчет численным методом. 2- Расчет аналитическим методом.

Глава 3. В главе 2 было показано, (впрочем, это отмечается и в технической литературе) расхождение результатов расчета по СНиП с результатами расчета с использованием фрагментов акселерограмм. Естественно возникает вопрос о соответствии расчетов по СНиП более строгим расчетам с использованием акселерограмм. Для установления соответствия расчетов по СНиП расчетам с использованием акселерограмм выбраны три рамы различной жесткости. В начале рамы рассчитаны по СНиП с помощью ПК ЛИРА; расчет по этой программе совпадает с ручным расчетом, как показано в главе 2. Затем рамы рассчитывались с использованием акселерограммы с переменным средним периодом.

За основу исследований взята структура акселерограммы Калифорнийского землетрясения 1949 г. По Российской шкале это землетрясение относится к 7 баллам. Число ординат амплитуды ускорений $N = 231$. При $\Delta t = 0,023$ с. акселерограмма за $t = 5,313$ с. имеет 16,6 циклов (средний период колебаний $T_a = 0,32$ с.). Наиболее опасны для зданий частоты колебаний от 0,05 до 10 Гц. Меняя средний период акселерограммы от 0,05 до 10 Гц, определяется Δt . Например, для 0,1 Гц время действия акселерограммы $t = 0,1 \cdot 16,6 = 1,66$ с. $\Delta t = t/N = 1,66/231 = 0,00719$ с., для 10 Гц $\Delta t = 0,719$ с. В качестве оценки величины воздействия принято перемещение массы верхнего этажа.

Расчеты выполнены с помощью программы численного метода. Результаты вычислений приведены на графиках (рис. 8, 9). Графики для каждой рамы построены в относительных координатах. По горизонтальной оси отложены соотношения периодов T_i/T_0 , а по вертикальной оси – отношение перемещений Z_i^{\max}/Z_0 . Здесь T_0 – основной период колебания конструкции; Z_0 – перемещение массы верхнего этажа, определяемый по СНиП. T_i и Z_i^{\max} – соответственно средние периоды используемых акселерограмм и максимальные перемещения верхнего этажа, получаемые с их помощью.

На уровне 1 (см. рис. 8) показан результат расчета по СНиП. Квадратиками показаны результаты, получаемые с использованием акселерограмм: 1 – Калифорнийское землетрясение 1949 года; 2 – Карпатское землетрясение 1977 года; 3 – Землетрясение Эль Центро (1940 г.); 4 – Землетрясение в США (1954 г.). Положение этих точек находится следующим образом: на горизонтальной оси откладывается соотношение периодов колебаний, как указано выше, а на вертикальной оси – отношение полученного с помощью акселерограммы результата к результату по СНиП. При этом учитывается балльность акселерограммы, т. е. полученное значение делится на результат, полученный по СНиП соответствующей балльности. Поскольку в основу расчета положена акселерограмма Калифорнийского землетрясения, то точка 1 легла на кривую графика. График позволяет определить процент расхождения результатов по СНиП и по акселерограммам. Графики по сути представляют собой огибающую воздействия акселерограмм с периодами от 0,07 с до 7,0 с.

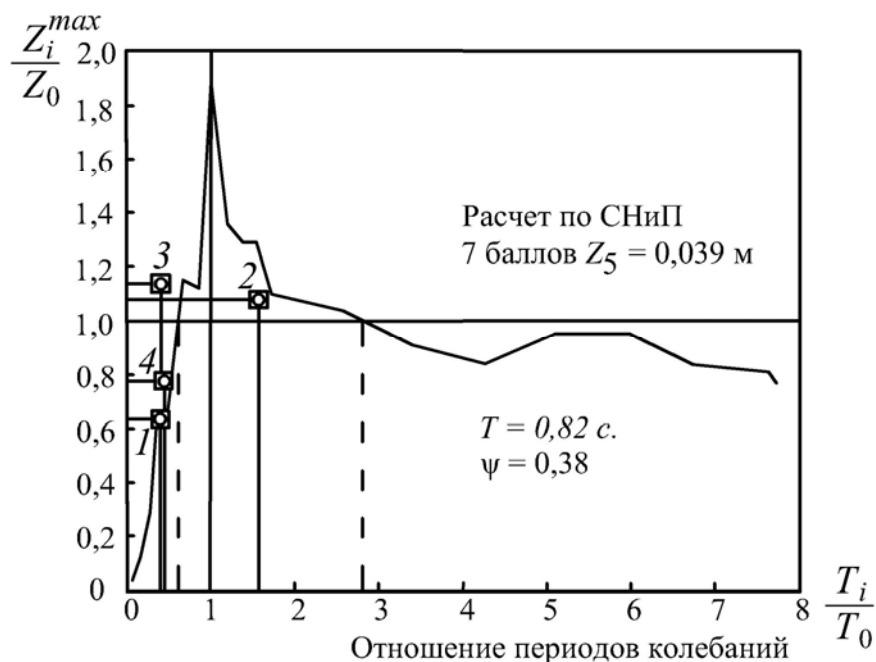


Рис. 8. Зависимость перемещений от периодов для 5-этажной рамы

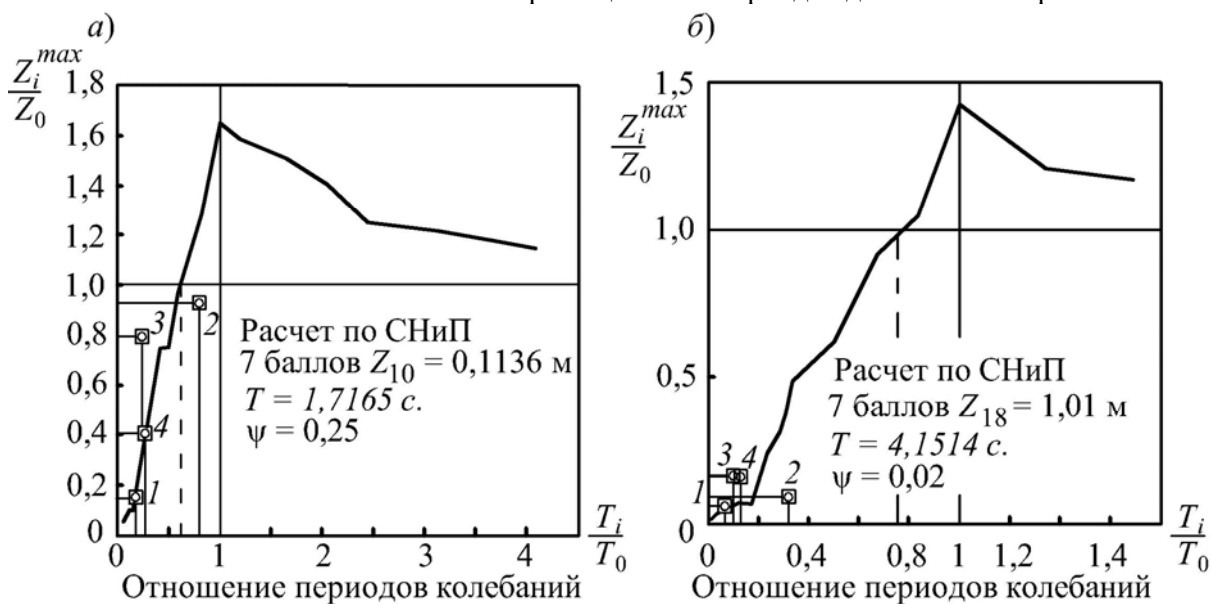


Рис. 9. Зависимость перемещений от периодов: а – для 10-этажной рамы, б – для 18-этажной рамы.

Анализ графиков на рис. 8, 9, дает основание сделать следующие выводы о расчете по спектральной теории (по СНИП).

1. Для «жестких» сооружений (рис. 8) расчет по СНИП представляет как бы средние значения результатов расчета по фрагментам реальных акселерограмм, так как значения последних могут быть как больше, так и меньше значений результатов по СНИП. Видимо, спектральный метод и разрабатывался для такого типа малоэтажных зданий. Но, в отличие от расчета по акселерограммам, СНИП не улавливает возможные для этих зданий резонансы.

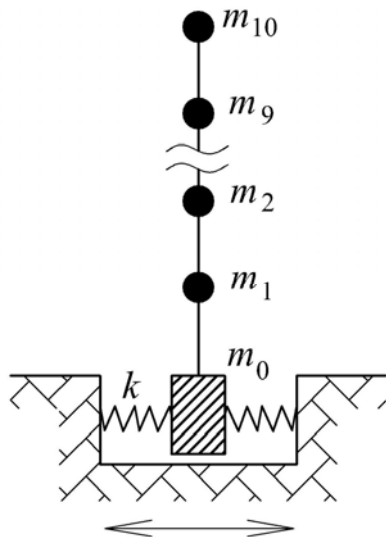
2. Для зданий «средней» жесткости (рис. 9, а) спектральный метод почти полностью обеспечивает надежность зданий. Резонансные явления практически исключаются.

3. Совершенно не приспособлен спектральный метод для расчета «гибких» сооружений (рис. 9, б). Для таких зданий и сооружений метод дает большой запас прочности. Резонансные явления здесь полностью исключены. Впрочем, по СНиП расчет зданий более 16 этажей рекомендуется производить с использованием акселерограмм.

В этой же главе приведено исследование влияния коэффициента поглощения на максимальное перемещение здания при широком изменении коэффициента поглощения.

Глава 4 посвящена учету упругого основания и сейсмоизолирующему скользящему поясу. Исследование проводится на частном примере 10-этажной рамы.

Для учета этого явления между грунтом и стенкой фундамента вводятся упругие связи, учитывающие податливость грунта. Грунт представляется моделью Винклера с одним коэффициентом постели и с двусторонней непрерывной связью. Для учета массы фундамента вводится дополнительная степень свободы. В итоге расчетная схема для протяженных зданий примет вид (рис. 10). Жесткость упругих связей представляется через коэффициент постели k (кН/м³). При принятой расчетной схеме при приложении к фундаменту единичной безразмерной силы все здания переместятся на величину $\delta_0 = 1/k$, как твердое тело. Принимается, что фундамент столбчатый с размерами в разрезе 0,8 × 0,2 м. В расчет вводится одна рама, фундамент шириной 1 м, отличное основание $k = 20 \text{ кг/см}^3 = 2 \cdot 10^5 \text{ кН/м}^3$, или с учетом ширины фундамента.



$$f = \begin{array}{|c|c|c|} \hline \delta_0 & \delta_0 & \delta_0 \\ \hline \delta_0 & \delta_{ik} = [10 \cdot 10] & \delta_0 \\ \hline \delta_0 & & \delta_0 \\ \hline \end{array}$$

Рис. 10. Расчетная схема 10-этажного здания

Рис. 11. Матрица податливости с учетом основания

$k = 2,0 \cdot 10^5 \cdot 2 \cdot 1 = 4 \cdot 10^5 \text{ кН/м}$. Податливость $\delta_0 = 1/4 \cdot 10^5 = 2,5 \cdot 10^{-6} \text{ кН/м}$.

Вследствие увеличения числа степеней свободы изменяются размеры матриц. Если приложить $F = 1$ к фундаменту, то он сместится на величину δ_0 .

На эту же величину сместятся все массы; если приложить $F = 1$ к любой из масс, то фундамент также сместится на δ_0 . Перемещение массы будет $\delta_{ik} + \delta_0$. На рис. 11 представлена матрица податливости с учетом основания.

В качестве объекта принята одна 10-этажная рама (рис. 10), выделенная из здания. Фундамент принят столбчатым, недеформируемым, с площадью контакта с грунтом 2 м^2 . Это несколько идеализированная схема. Масса фундамента принята равной 70 т. Воздействие на конструкцию принималось в виде фрагмента акселерограммы Карпатского землетрясения (по российской шкале интенсивности – 8 баллов). Условно принимается, что акселерограмма записана на грунте рядом со зданием.

На рис. 12 представлено развернутое во времени изменение изгибающего момента, возникающего внизу средней стойки (сплошная линия – без учета основания; штриховая линия – для $k = 2,0 \text{ кг/см}^3$; пунктирная линия – для $k = 8,0 \text{ кг/см}^3$). Совершенно очевидно, что податливость грунта для принятой расчетной схемы в виде консоли не оказывает заметного влияния на усилия. На рис. 13 показан график колебаний массы 10-го этажа при тех же условиях, что и на рис. 12. Этот график также указывает на незначительное влияние податливости основания на колебания зданий, естественно, если грунт неводонасыщенный.

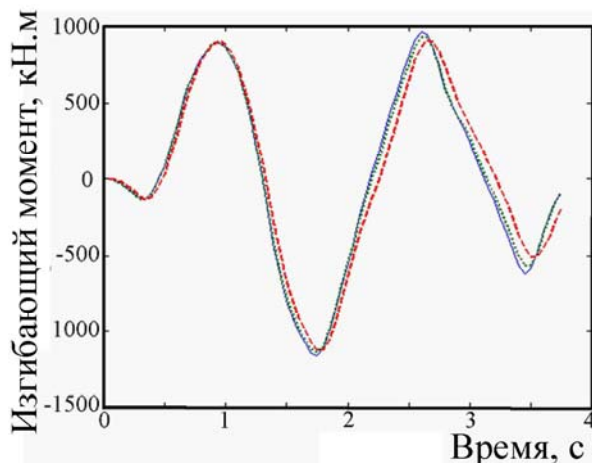


Рис. 12. Изменение момента в стойке

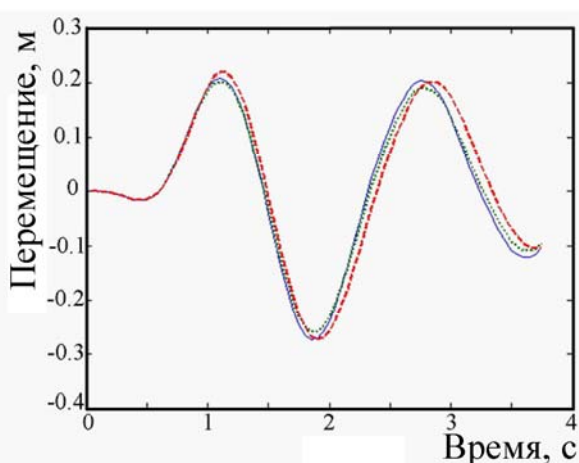


Рис. 13. Перемещение 10-го этажа от Карпатского землетрясения

В этой же главе предлагается расчет систем с сейсмоизолирующим скользящим поясом на воздействие фрагментов реальных акселерограмм. Система непосредственно соединена с нелинейным демпфером с жесткостью $r(y)$ (рис. 14), которая является функцией величины смещения, т. е. $r(y) = f(y)$.

Нелинейность задается полиномом

$$r(y) = a_0 + a_1 \cdot y + a_2 \cdot y^2 + a_3 \cdot y^3 + a_4 \cdot y^4 + a_5 \cdot y^5 + a_6 \cdot y^6.$$

Варьируя параметры a_i можно получить различные виды кривых. Используемая кривая приведена на рис. 15. График построен при следующих значениях a_i :

$$a_0 = 0; \quad a_1 = -0,00000000010647 \cdot 10^{15}; \quad a_2 = 0,00000015092901 \cdot 10^{15}$$

$$a_3 = -0,00004114043210 \cdot 10^{15}; \quad a_4 = 0,00531412894376 \cdot 10^{15};$$

$$a_5 = -0,31608367626904 \cdot 10^{15}; \quad a_6 = 7,12543819540051 \cdot 10^{-15};$$

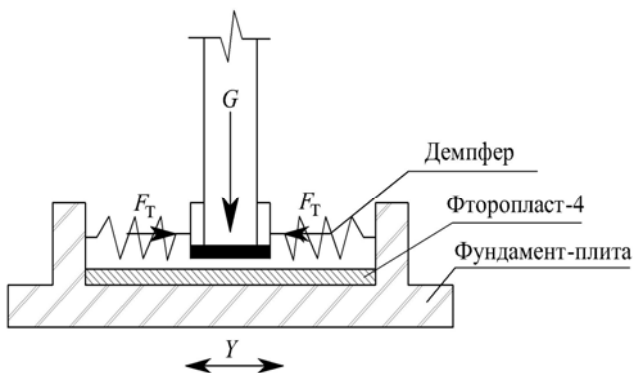


Рис. 14. Модель системы с сейсмоизолирующим скользящим поясом

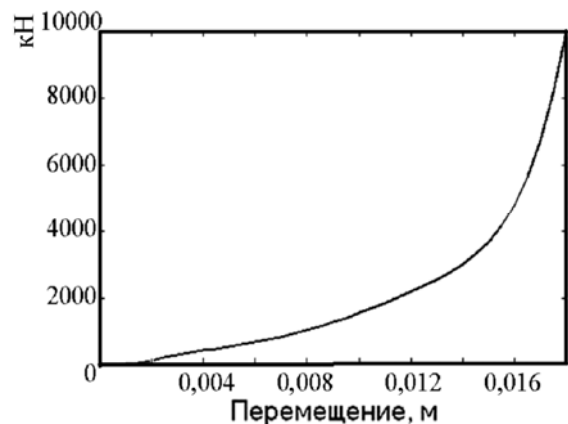


Рис. 15. Кривая изменения жесткости

Принятая модель демпфирования обеспечивает плавный переход от состояния покоя к движению, что понижает динамический эффект в начале скольжения. Такая же цель преследуется вследствие устранения жесткого упора удар, о который вызывает также дополнительный динамический эффект. Скольжение осуществляется между сталью и фторопластом-4, значение коэффициента трения принимается равным $k = 0,1$.

Для решения задачи разработан алгоритм и составлена программа. Расчет ведется на воздействие фрагментов реальных акселерограмм. Программа представляет собой численное решение системы нелинейных дифференциальных уравнений движения сосредоточенных масс. В нее заложено два цикла: итерации по времени и итерации по нелинейности (внутренний цикл).

Рассчитываемая система представляется двумя состояниями: до момента смещения и после. При смещении вводится дополнительная масса, представляющая нижнюю часть первого этажа, что, естественно, увеличивает число степеней свободы системы. Начало сдвига определяется моментом, когда сумма сил инерции равна или превосходит силу трения $J_J \geq F_T = k G$.

Для оценки эффективности системы с сейсмоизолирующим скользящим поясом рассчитана 10-этажная железобетонная рама. Рама имеет следующие характеристики: все стойки одинакового сечения и высота каждого этажа равны 3,3 м, пролеты по 6 м. Характеристики жесткости рамы следующие: для стоек $EA_c = 5\,300\,000$ кН; $EI_c = 110\,505$ кН·м; для ригелей $EA_p = 3\,704\,700$ кН; $EI_p = 120\,482$ кН·м. Массы этажей сведены к средним стойкам: $m_{1-9} = 51$ т; $m_{10} = 61,5$ т. Дополнительная масса принята равной 51 т.

В программе рассматриваются два состояния, и с помощью программных комплексов типа ЛИРА составляются матрицы податливости и матрицы демпфирования. Основной период колебаний рамы $T = 1,7165$ с, элементы матрицы демпфирования вычисляются исходя из коэффициента поглощения $\psi = 0,25$.

Давление на основание от одной рамы составляет
 $G = (51 \cdot 10 + 61,5) \cdot 9,81 = 5606,4 \text{ кН}; F_T = 0,1 \cdot 5606 \approx 560 \text{ кН}.$

Вычисление выполним для фрагмента акселерограммы Карпатского землетрясения 1977 г. интенсивностью в 8 баллов. Землетрясение в 7 баллов в данном примере не вызывают смещений. Сначала построим график изменения сумм сил инерции, чтобы выяснить, будет ли превышение силы трения (рис. 16), значения, которых обозначены прямыми линиями.

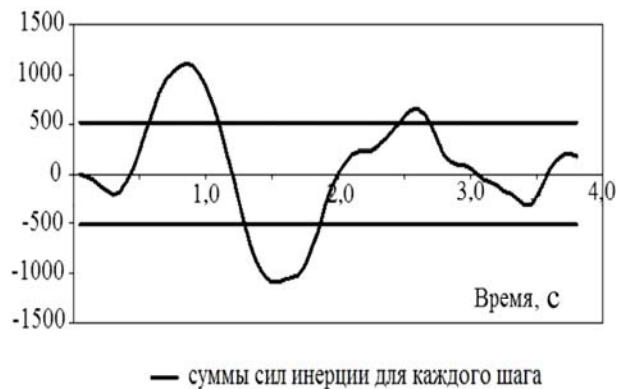


Рис. 16. Выявление превышения сил трения

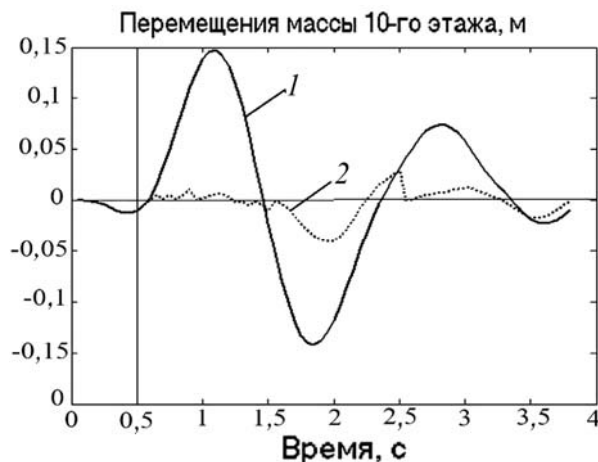


Рис. 17. Перемещения массы 10-го этажа с учетом скользящего пояса; 1– перемещение 5-го этажа системы без скользящего пояса. 2– перемещение 5-го этажа системы со скользящим поясом

По рисунку видно, что при $t \approx 0,6 \text{ с}$. произойдет первый сдвиг, что и подтверждено рис. 17, где пунктирной линией показано перемещение массы 10-го этажа с учетом сейсмоизолирующего скользящего пояса. Сплошной линией показаны перемещения той же массы без учета скользящего пояса. График показывает эффективность гашения колебаний с помощью скользящего пояса. Амплитуды перемещений уменьшились в несколько раз. Для относительно жестких сооружений и зданий скользящий пояс оказывается весьма эффективным, значительно поглощающим энергию внешнего воздействия.

Максимальное перемещение основания рамы по скользящему поясу возникло в момент времени $t \approx 0,6 \text{ с}$ и составило $0,0012 \text{ м}$. Всего за весь процесс было 8 смещений, но все они были меньше первого. Перемещения были в обе стороны. Окончательный сдвиг составил $0,00138 \text{ м}$. Очевидно, что такое смещение не нарушает различных коммуникаций, входящих в здание. Далее исследуется влияние жесткости здания на эффективность сейсмоизолирующего скользящего пояса путем рассмотрения рамы с другой жесткостью.

Рассчитаем 5-этажное здание, рама получена из 10-этажного здания путем удаления верхних пяти этажей. Основной период – $0,8179 \text{ с}$. Коэффициент поглощения $0,38$. Дополнительную массу на уровне пола первого этажа также принимаем равной 51 т . По-прежнему возьмем Карпатское землетрясение. Другие землетрясения в 8 баллов дают примерно такой же эффект. Определим силу трения:

$$F_T = 0,1 \cdot 51 \cdot 5 \cdot 9,81 = 251 \text{ кН.}$$

На рис. 18. показано, что при $t \approx 0,25$ с. произойдет первый сдвиг, где пунктирной линией показано перемещение массы 5-го этажа с учетом сейсмоизолирующего скользящего пояса. Сплошной линией – перемещения той же массы без учета скользящего пояса. График показывает эффективность гашения колебаний с помощью скользящего пояса. Амплитуды перемещений уменьшились в несколько раз.

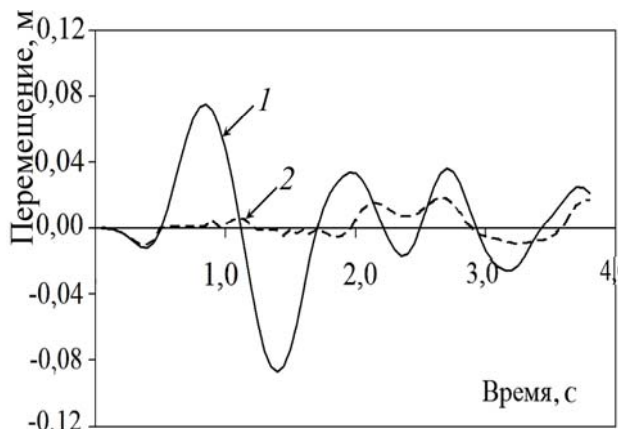


Рис. 18. Перемещения массы 5-го этажа с учетом скользящего пояса: 1- перемещение 5-го этажа системы без скользящего пояса; 2- перемещение 5-го этажа системы со скользящим поясом

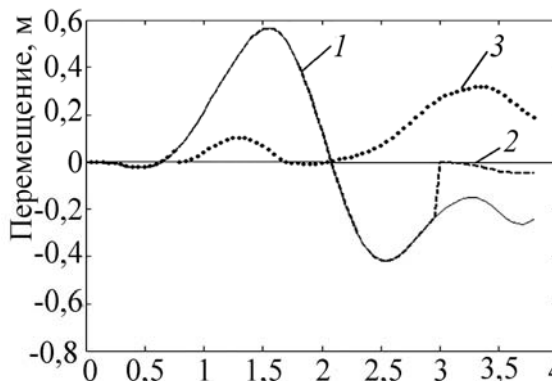


Рис. 19. Перемещения массы 18-го этажа с учетом скользящего пояса: 1– перемещение 18-го этажа системы без скользящего пояса; 2– перемещение 18-го этажа системы со скользящим поясом; 3– перемещение 18-го этажа системы со скользящим поясом при уменьшении коэффициента трения

Далее рассчитывается 18-этажное здание при прежних условиях. Коэффициент поглощения 0,022. Все массы одинаковы и составляют 13 т, и дополнительная масса на уровне пола первого этажа также принимается равной 13 т. Определим силу трения:

$$F_T = 0,1 \cdot 13 \cdot 19 \cdot 9,81 = 242,3 \text{ кН.}$$

Результаты вычислений приведены на рис. 19 штриховой линией. Сила трения была преодолена только в конце процесса колебаний примерно при $t \approx 3$ с. Эффект пришелся на конец процесса, т. е. фактически эффекта не было. Произошел один сдвиг на $4,1384 \cdot 10^{-4}$ м. Однако, если уменьшить коэффициент трения и принять, например, $F_T = 150$ кН, то ситуация резко меняется. Сдвиг происходит в начале процесса (при $\sim 0,75$ с) и наличие скользящего пояса «срезает» максимальные амплитуды перемещений (пунктирная линия на рис. 19). В этом случае произошло два сдвига. Максимальное перемещение равно $9,5147 \cdot 10^{-4}$ м. Остаточный сдвиг – $4,4835 \cdot 10^{-4}$ м. Применение скользящего пояса к гибким высоким сооружениям следует применять с осторожностью, так как сдвиг происходит внизу, а верхняя часть как сейсмомасса может оставаться на месте, что приводит к дополнительным деформациям.

В пятой главе исследовано поведение статически неопределимых стержневых систем при воздействиях, которые могут превышать расчетные значения. Одним из таких воздействий является землетрясение. Вследствие такого воздействия в конструкции могут произойти разрушения отдельных элементов или превышение предельных значений напряжений. В частности,

могут возникнуть шарниры текучести. В таких случаях опасным становится не только разрушение элемента или появление шарнира текучести, но переход заданной n раз статически неопределимой системы в систему $(n - 1)$ статически неопределимую, что понижает несущую способность конструкции. Вычисления по программе справедливы только при движении масс в одну сторону. Закрытие шарниров текучести не предусматривается. Краткая блок-схема программы приведена на рис. 20. На рисунке f_i – матрицы податливости ($i = 0, 1, 2, 3$); S_i – изгибающие моменты в сечении i от сил инерции; m – матрица масс; d – матрица демпфирования; M_T – предельный момент. Расчет ведется на воздействие фрагментов реальных акселерограмм.

Рассчитаем 10-этажную железобетонную раму (рис. 21,а). В программе рассматривается 4 состояния, для каждого из которых с помощью программных комплексов типа ЛИРА составляются матрицы податливости и матрицы демпфирования. Элементы матрицы демпфирования вычисляются исходя из коэффициента поглощения $\psi = 0,25$ в зависимости от периодов собственных колебаний конструкции. Матрица масс остается без изменения.

Нулевое состояние – рама без дефектов. В состоянии 1 (см. рис. 21) вводится шарнир текучести в нижнем сечении средней стойки первого этажа, так как там при горизонтальной нагрузке возникает максимальный изгибающий момент. В состоянии 2 вводятся в связи с симметрией еще 2 шарнира текучести в нижних сечениях крайних стоек. В состоянии 3 вводится 4-й шарнир текучести в верхнем сечении средней стойки первого этажа. Появление шарниров текучести в верхних сечениях крайних стоек вызывает разрушение конструкции.

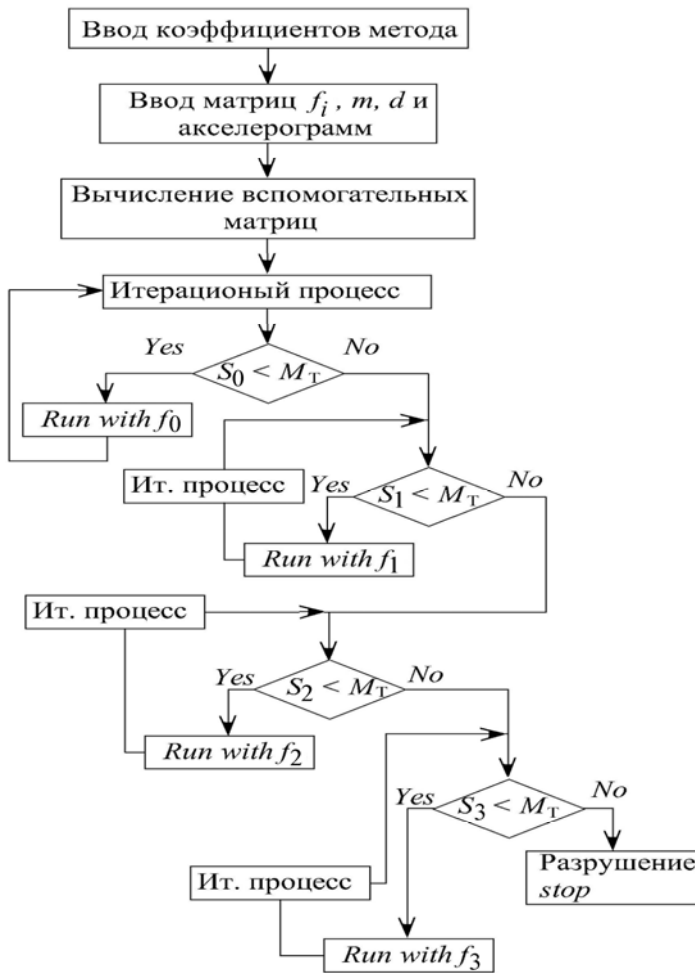


Рис. 20. Краткая блок-схема

Определим приближенно предельный момент M_T . Для прямоугольного сечения пластический момент сопротивления $W_T = 0,4 \cdot 0,5^2 / 4 = 0,025 \text{ м}^3$. Для тяжелого бетона естественного твердения класса B20 $R_B = 15 \text{ 000 кН/м}^2$. При изгибе $R_H = 1,25R_B$. В результате $M_T = 0,025 \cdot 1500 \cdot 1,25 = 470 \text{ кН}\cdot\text{м}$.

Результаты вычислений приведены на графике (рис. 21,а). Шарнир в сечении 1 появился на первом шаге. Шарнир 2 появился на 2-ом шаге при $t = 0,01 \text{ с}$. Шарнир в сечении 3 появился на 6-ом шаге по времени при $t = 0,03 \text{ с}$. Сумма сил инерции для 1-го этажа к моменту разрушения была равна 379 кН, а перемещение массы 10-го этажа составило 0,065 м.

Теоретически на основании кинематической теоремы метода предельного равновесия при механизме бокового смещения 1-го этажа максимальное значение силы определяется по формуле для стоек постоянного сечения:

$$F_T = \sum_j J_j = \frac{2M_T \cdot n}{h}, \text{ где } n - \text{число стоек на этаже; } h - \text{высота этажа; для}$$

$$\text{данного случая } F_T = \frac{2 \cdot 470 \cdot 3}{3,3} = 855 \text{ кН, что естественно больше 379 кН. При}$$

воздействии на эту же раму акселерограммы Калифорнийского землетрясения не было достигнуто ни в одном сечений значения $M_T = 470 \text{ кН}\cdot\text{м}$ (рис. 22, а).

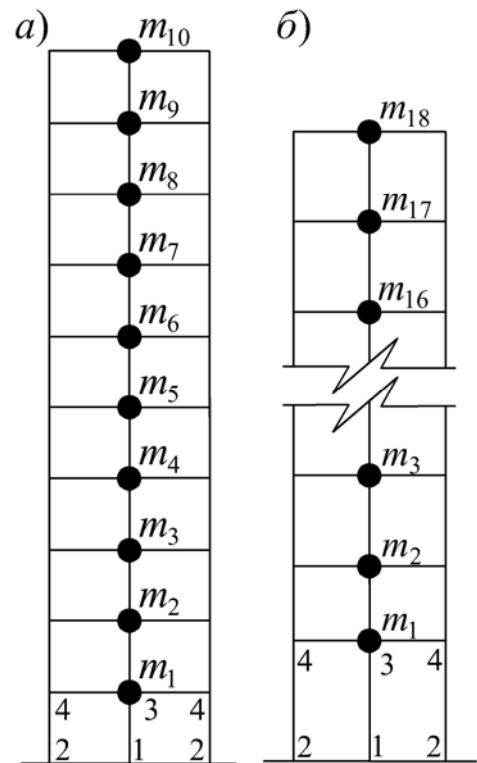


Рис. 21. Расчетная схема:
а – 10-этажной рамы; б – 18-этажной рамы

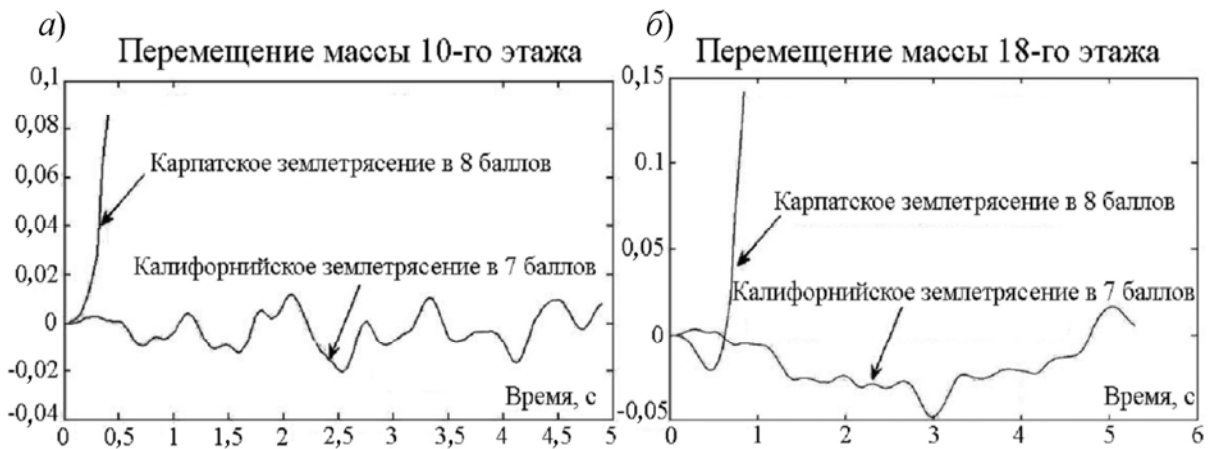


Рис. 22. а – перемещение 10-го этажа; б – перемещение 18-го этажа

Следующий пример 18-этажная стальная рама с жесткими узлами (рис. 21, б). Рама имеет следующие характеристики жесткости: все стойки одинакового сечения $EA_c = 949\,248$ кН; $EI_c = 8775$ кН·м²; ригели также все одинаковы $EA_p = 1\,120\,000$ кН; $EI_p = 12823$ кН·м. Как и в предыдущем примере, распределенная масса сосредоточена у средней стойки по этажам $m_{1-18} = 13$ т. Для стоек из широкополочного двутавра предельный момент

$$M_T = 215\,000 \cdot 4,96 \cdot 10^{-4} \cdot 1,15 = 123 \text{ кН·м.}$$

Результаты вычислений приведены на рис. 22,б от Карпатского землетрясения рама лавинообразно разрушилась при $t = 0,85$ с. через 17 шагов. Перемещение массы 18-го этажа к моменту разрушения было равно 0,1420 м. При Калифорнийском землетрясении рама, как и в предыдущем случае, не разрушается. Максимальное перемещение от этого землетрясения равно 0,0485 м. Предельная сила для обеспечения реализации механизма бокового смещения первого этажа $F_T = 2 \cdot 123 \cdot 3/3,4 = 217$ кН. Значение суммы сил инерции, при котором произошло разрушение, равно 164 кН что, естественно, меньше 217 кН. Проведенные вычисления показывают, что рассматриваемые рамы могут возводиться в районах сейсмичностью в 7 баллов. Однако при строительстве в районах с большей балльностью они требуют дополнительных мер по их усилению.

Статическое появление дефектов в виде шарниров текучести или разрушения связей может произойти в любой ситуации при запредельных воздействиях. В этом случае остаточный ресурс конструкции можно оценить через отношения энергии до появления дефекта и после. Пусть \mathcal{E}_0 – энергия цельной конструкции, а \mathcal{E}_d – энергия конструкции после появления дефекта. В качестве критерия оценки оставшейся несущей способности принимается отношение $k = \mathcal{E}_0 / \mathcal{E}_d$. Это соотношение меняется от единицы до нуля. Единица соответствует исходной конструкции, а стремление к нулю – разрушению. Естественно, разрушение может наступить в любой момент в зависимости от величины нагрузки. Выражение энергии для плоских изгибаемых стержневых систем без учета влияния поперечных сил имеет вид:

$$\mathcal{E} = W - U = \sum \frac{1}{2} \int_0^l \frac{(M(x))^2}{EI(x)} dx + \sum \frac{1}{2} \int_0^l \frac{(N(x))^2}{EA(x)} dx - \sum \int_0^l q(x)w(x) dx.$$

Фактически достаточно определить $\mathcal{E} = -0,5 U$. В диссертации приведено несколько примеров.

Рассмотренные примеры не учитывают процесс разрушения. Более интересным представляется случай внезапного хрупкого разрушения связи, при котором задача становится динамической. Кроме внезапного приложения нагрузки к преобразованной системе, которая сама уже создает колебания, возникает еще импульс. В результате внезапного разрушения накопленная потенциальная энергия частично переходит в кинетическую энергию. Естественно, это создает дополнительное к внезапно приложенной нагрузке силовое воздействие, величина которого определяется значением реакции в разрушенной связи.

Рассматривается железобетонный козырек, заземленный по длинной стороне и подпертый стойками по концам по другой стороне. Размер плиты $3 \times 1,5$ м; бетон В15, $E = 20\,500\,000$ кН·м; коэффициент Пуассона 0,13.; толщина 6 см. Разбивка плиты на конечные элементы приведена на рисунке. Вес плиты и нагрузка приведены к узловой. Значения масс в тоннах приведены на рисунке. Сначала определим коэффициент несущей способности: $k = \mathcal{E}_0 / \mathcal{E}_1 = 4,43 \cdot 10^{-3} / 10,78 \cdot 10^{-3} = 0,41$. Состояние плиты после удаления стойки показано на рис. 23.

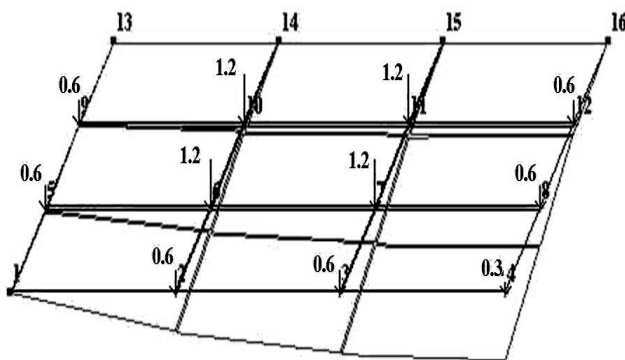


Рис. 23. Состояние плиты после удаления стойки

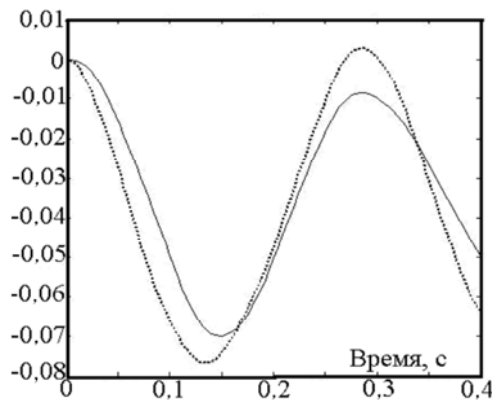


Рис. 24. Перемещение угловой массы, м

Далее выполняется динамический расчет. Если не учитывать импульс от внезапного удаления связи, то прогибы увеличатся примерно в два раза по сравнению со статическими, как и следовало ожидать. Для учета импульса нужно определить величину силы и время ее действия. Величина силы равна реакции в удаленной стойке. Она примерно равна 1 кН. Для определения времени действия введем гипотезы: 1. Допустим, что сила изменяется от полной величины до нуля по линейному закону. 2. Сила равна нулю в момент, когда система достигает в своем движении нового равновесного состояния. Время можно получить, если принять силу постоянной и взять для этого случая решение для одной степени свободы от внезапно приложенной нагрузки без учета демпфирования

$$y(t) = y_{ст} (1 - \cos \omega_1 t).$$

Здесь $y_{ст}$ – прогиб в состоянии статического равновесия; ω – угловая частота свободных колебаний. При достижении прогиба значения $y_{ст} \cos \omega t = 0$. Наименьшее значение $\omega t = \pi/2$. Отсюда $t = \pi/2 \omega$ или после замены частоты периодом $t = 0,25 T_1$. Для силы, изменяющейся по линейному закону, решение, приведенное выше, уже будет другим. При принятых выше упрощениях оно примет вид:

$$y(t) = y_{ст} \left[1 - \frac{t}{\tau} + (-\cos \omega_1 t + \frac{1}{\omega \tau} \sin \omega_1 t) \right].$$

Здесь τ – искомое время. При $y(t) = y_{ст}$ $t = \tau$. В итоге получим трансцендентное уравнение:

$$1 + \cos \omega \tau - (1/\omega \tau) \sin \omega \tau = 0.$$

Корни этого уравнения дают значения: 1) $\tau = 0,374 T_1$; 2) $\tau = 0,493 T_1 \approx 0,5 T_1$. Последнее значение получается, если пренебречь синусом. На графике (рис. 24) показано колебание массы 0,3 т. Пунктирная линия показывает добавку от импульса при значении $\tau = 0,374 T_1$.

ОСНОВНЫЕ ВЫВОДЫ И РЕЗУЛЬТАТЫ

1. Показано, что наиболее полно отвечают официальным расчетам по СНиП результаты, получаемые с помощью ПК ЛИРА.

2. В символах вычислительного комплекса MatLAB составлена программа численного решения системы дифференциальных уравнений движения сосредоточенных масс от произвольной нагрузки, включая фрагменты акселерограмм реальных землетрясений.

3. Для оценки достоверности численного метода составлена программа аналитического решения задач с помощью преобразования Фурье.

4. Получено подтверждение того факта, что расчеты по СНиП и по акселерограммам, как правило, не совпадают. Заметное расхождение навело на мысль о необходимости оценки достоверности спектрального метода расчета на сейсмическое воздействие. Проведенное исследование и построение огибающих, позволило сделать следующие выводы:

а) для «жестких» сооружений расчет по СНиП представляет средние значения результатов расчета по фрагментам реальных акселерограмм, так как значения последних могут быть как больше, так и меньше, чем значения результатов по СНиП. Но в отличие от расчета по акселерограммам СНиП не улавливает возможные для этих зданий резонансы;

б) для зданий «средней» жесткости спектральный метод почти полностью обеспечивает надежность зданий. Резонансные явления практически исключаются. Естественно, четкой границы между жесткостями зданий нет;

в) совершенно не приспособлен спектральный метод для расчета «гибких» сооружений. Для таких зданий и сооружений метод дает большой запас прочности. Резонансные явления здесь полностью исключаются.

5. Учет податливости основания на линейное смещение заметное влияние оказывает только на «жесткие» сооружения. Влияние податливости основания зависит не только от коэффициента постели, но и от податливости сооружения.

6. Создана программа решения нелинейной задачи в символах системы MatLAB. Программа использована для расчета с учетом скользящего пояса с нелинейным демпфированием.

7. Сейсмоизолирующий скользящий пояс с нелинейным демпфированием является эффективным способом гашения колебаний. Совместный учет сейсмоизолирующего пояса и податливости основания для жестких сооружений приводит к дальнейшему понижению уровня колебаний. Эффект совместного учета зависит и от структуры акселерограммы. Скользящий пояс к гибким высоким сооружениям следует применять с осторожностью.

8. Составлена специальная программа в символах системы MatLAB, описывающая поведение конструкции в процессе землетрясения при возникновении дефектов.

9. Исследовано колебание конструкции при внезапном разрушении отдельных элементов. Показано, что в случае мгновенного разрушения при колебании появляется еще дополнительный динамический эффект.

Основные материалы диссертации опубликованы в следующих работах:

1. **Нгуен Куок Донг.** К вопросу учета податливости основания при землетрясении [Текст]/ Нгуен Куок Донг, А.М. Масленников // 61-я Науч. конф. молодых ученых: сб. докл./С.-Петербург. гос. архитектур. - строит. ун-т., – СПб., 2008. – С. 98-101.

2. **Нгуен Куок Донг.** Влияние средней частоты акселерограмм на колебание/[Текст]/ Нгуен Куок Донг// 66-я Науч. конф. профессоров, преподавателей, науч. работники, инженеров и аспирантов ун-та: Сб. докл. /С. - Петерб. гос. архитектур. - строит. ун-т., – СПб., 2009. –С. 197–202.

3. **Нгуен Куок Донг.** Приближенный учет дефектов, возникающих в конструкции при землетрясении [Текст]/ А.М. Масленников, Нгуен Куок Донг// 62-я Науч. конф. молодых ученых: сб. докл./С.-Петербург. Гос. архитектур. – строит. ун-т., СПб., 2009. - С. 60-65.

4. **Масленников А.М.** Возможные оценки несущей способности конструкций при возникновении дефектов [Текст]/ А.М. Масленников, Нгуен Куок Донг // Труды XXIII Международной конф., Математическое моделирование в механике деформируемых тел и конструкций. Методы граничных и конечных элементов. – СПб., сентябрь 2009. –С. 260–265.

5. **Масленников А.М.** О достоверности спектрального метода при расчете на сейсмическое воздействие [Текст] / А.М. Масленников, Нгуен Куок Донг // Вестник гражданских инженеров. –СПб, –2010. № 2(23). –С. 51–54. (Из списка ВАК).

6. **Масленников А.М.** Динамический расчет систем с сейсмоизолирующим скользящим поясом с нелинейным демпфированием [Текст] / А.М. Масленников, Нгуен Куок Донг // Промышленное и гражданское строительство – 2010, № 5. С. 57–59. (Из списка ВАК).

Подписано к печати ____ .11.2010. Формат 60x84 1/16. Бум. офсетная.

Усл. печ. л. 1,4. Тираж 100 экз. Заказ _____

Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет.
190005, Санкт-Петербург, ул. 2-ая Красноармейская, д. 4.

Отпечатано на ризографе. 190005, Санкт-Петербург, ул. 2-ая Красноармейская, д. 5.