



О.В. Мкртычев, Г.А. Джинчвелашвили

# ПРОБЛЕМЫ УЧЕТА НЕЛИНЕЙНОСТЕЙ В ТЕОРИИ СЕЙСМОСТОЙКОСТИ (ГИПОТЕЗЫ И ЗАБЛУЖДЕНИЯ)



Библиотека научных разработок и проектов МГСУ



МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ  
РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ

Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение  
высшего профессионального образования  
«МОСКОВСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ СТРОИТЕЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ»

Библиотека научных разработок  
и проектов НИУ МГСУ

О.В. Мкртычев, Г.А. Джинчвелашвили

# ПРОБЛЕМЫ УЧЕТА НЕЛИНЕЙНОСТЕЙ В ТЕОРИИ СЕЙСМОСТОЙКОСТИ (ГИПОТЕЗЫ И ЗАБЛУЖДЕНИЯ)

*2-е издание*

Москва 2014

УДК 624.04; 550.3

ББК 38.112

М 71

СЕРИЯ ОСНОВАНА В 2008 ГОДУ

Р е ц е н з е н т ы:

доктор технических наук, профессор *Е.Н. Курбацкий*,  
заведующий кафедрой подземных сооружений  
(Московский государственный университет путей сообщения (МИИТ));  
кандидат технических наук, старший научный сотрудник  
*В.Г. Бедняков*, заведующий лабораторией надежности строительных  
конструкций (ФБУ «НТЦ ЯРБ»)

*Монография рекомендована к публикации научно-техническим советом МГСУ*

**Мкртычев, О.В.**

**М 71** Проблемы учета нелинейностей в теории сейсмостойкости (гипотезы и заблуждения) : монография / О.В. Мкртычев, Г.А. Джинчвелашвили ; М-во образования и науки Росс. Федерации, Моск. гос. строит. ун-т. — 2-е изд. — Москва : МГСУ, 2014. — 192 с. (Библиотека научных разработок и проектов НИУ МГСУ).

**ISBN 978-5-7264-0801-9**

Проанализированы научные основы важных аспектов расчета и проектирования конструкций зданий и сооружений в сейсмических районах. Рассматриваются укоренившиеся заблуждения в теории сейсмостойкости, препятствующие дальнейшему ее развитию. Излагаются некоторые аспекты проектирования конструкций зданий и сооружений в сейсмических районах.

Для специалистов по сейсмостойкому строительству, проектировщиков, а также научных работников и аспирантов, занимающихся нелинейными расчетами.

**УДК 624.04; 550.3**

**ББК 38.112**

ISBN 978-5-7264-0801-9

© ФГБОУ ВПО «МГСУ», 2013

*Если я видел дальше других, то потому,  
что стоял на плечах гигантов.  
Исаак Ньютон (1643–1727),  
английский математик, механик,  
астроном и физик*

## **ОТ АВТОРОВ**

Следуя той мудрости, что «Земля не бонус, полученный от природы, или от Бога, а кредит, взятый у будущих поколений», безусловно, можно предположить, что никто из нас не хотел бы оставить будущим поколениям «мины» в виде зданий, а то и целых населенных пунктов с дефицитом сейсмостойкости.

Анализ разрушительных последствий целого ряда землетрясений в России (Сахалин), Армении (Спитак), Грузии, Индонезии, Перу, Китае, Гаити, Японии с применением возможностей новейших вычислительных комплексов убедительно показывает несовершенство, недостаточную эффективность, а зачастую и ошибочность ряда принципов и допущений в современной теории сейсмостойкости, требует внимательного анализа и нового взгляда на данную проблематику.

Нельзя сказать, что раньше никто не замечал этих проблем. Целый ряд крупнейших специалистов высказывал свои сомнения относительно многих современных «постулатов» теории сейсмостойкости. Однако разрозненные исследования сложных научных, технологических и инженерных проблем не позволили современной науке о сейсмостойкости в полной мере раскрыть физический механизм и закономерности изменений, происходящих в несущих конструкциях зданий. В то же время «келейность» в принятии и сложность в применении современных российских норм практикующими специалистами, в преддверии перехода страны к Еврокодам, требуют широкого, открытого и честного обсуждения и консенсусного подхода при разработке как новых российских норм, так и национальных приложений к вводимым в РФ Еврокодам.

Трудность и недостаточная изученность проблем сейсмостойкого строительства имеют, в значительной мере, своим следствием условность и дискуссионность многих общепринятых положений в действующих нормах проектирования и строительства в сейсмических районах как в РФ, так и в других странах.

Авторы выражают глубокую признательность профессорам Е.Н. Курбацкому, С.В. Кузнецову, а также старшему научному сотруднику В.Г. Беднякову за ценные замечания и предложения, высказанные при обсуждении некоторых положений, вошедших в окончательную редакцию книги.

Отдельная благодарность нашим друзьям и учителям В.Д. Райзеру, Ю.П. Назарову, Н.Н. Шапошникову, М.А. Марджанишвили, и, увы, уже ушедшим Н.А. Николаенко, И.И. Гольденблату, Ш.Г. Напетваридзе, А.А. Амосову, Д.Н. Соболеву, Н.Н. Леонтьеву<sup>1</sup> ..., в общении с которыми собственно только и возможно было развитие научной мысли.

---

<sup>1</sup> Приносим свои извинения и особую благодарность всем тем, кого ввиду своей невнимательности и ограниченности места на страницах этой книги мы не смогли указать...

## **ВВЕДЕНИЕ**

Землетрясения по своим разрушительным последствиям, числу жертв и деструктивному воздействию на среду обитания человека занимают одно из первых мест среди других природных катастроф. Предотвратить землетрясения невозможно, однако их разрушительные последствия и количество человеческих жертв могут быть уменьшены путем создания достоверных карт сейсмического районирования, применения адекватных норм сейсмостойкого строительства и проведения в сейсмоактивных районах долгосрочной политики, основанной на повышении уровня осведомленности населения и федеральных органов об угрозе землетрясений и умении противостоять подземной стихии.

Различными аспектами теории сейсмостойкости занималось не одно поколение выдающихся отечественных и зарубежных ученых. Вот далеко не полный их список: Я.М. Айзенберг, В.А. Амбарцумян, А.А. Амосов, Н.В. Ахвледиани, М.Ф. Барштейн, В.В. Болотин, И.И. Гольденблат, С.С. Григорян, С.С. Дарбинян, В.К. Егупов, К.С. Завриев, В.Б. Зылев, А.М. Жаров, Т.Ж. Жунусов, Г.Н. Карцивадзе, И.Л. Корчинский, Г.Л. Кофф, Е.Н. Курбацкий, А.М. Курзанов, М.А. Марджанишвили, В.Л. Мондрус, Ш.Г. Напетваридзе, Ю.И. Немчинов, Н.А. Николаенко, С.В. Поляков, А.Г. Назаров, Ю.П. Назаров, Л.Ш. Килимник, В.А. Ржевский, А.П. Сеницын, С.Б. Сеницын, А.Е. Саргсян, Э.Е. Хачиян, К.М. Хуберян, Дж. Блюм, Э. Чопра, Г. Хаузнер, Н. Ньюмарк, Э. Розенблюэт, П. Дженингс, В. Бертеро, Р. Клаф, Дж. Пензиен, Дж. Борджерс и многие другие. Именно их усилиями были заложены основы сравнительно молодой науки – теории сейсмостойкости сооружений.

Нельзя предполагать, чтобы здания и сооружения после восьми-, а тем более девятибалльных землетрясений не получили повреждений. Сильное землетрясение – явление относительно редкое, и требование полной сохранности всех зданий и сооружений при таком воздействии было бы экономически неоправданным, не говоря о том, что при решении этой задачи во многих случаях можно встретиться с почти непреодолимыми техническими трудностями.

«Вместе с тем сейсмостойкое строительство должно гарантировать безопасность жизни людей и сохранность больших материальных и культурных ценностей при самых сильных землетрясениях. Во многих

случаях можно решить эту задачу, отнюдь не требуя полной сохранности зданий или сооружений. В них могут появляться трещины и местные повреждения, что потребует потом капитального ремонта, но если жизнь людей и наиболее ценное оборудование сохранены, можно считать подобные здания и сооружения сейсмостойкими» [19].

Способность конструктивных систем противостоять сейсмическим воздействиям за пределами упругости, как правило, допускает их проектирование на сопротивление сейсмическим усилиям, меньшим, чем усилия, соответствующие линейной упругой реакции.

Чтобы избежать явного неупругого анализа конструкций при проектировании, способность конструкции к рассеянию энергии, благодаря преимущественно упругопластическому поведению ее элементов и другим механизмам, в действующих нормах проектирования учитывается посредством выполнения упругого анализа на основании расчетного спектра реакции путем введения коэффициента редукции для упругого спектра реакции.

Усилиями многих ученых разработаны методы, позволяющие использовать эту концепцию для расчета поведения нелинейных колебаний сооружений при сейсмических воздействиях. В нормах большинства стран применяется концепция редукции при учете нелинейных эффектов для определения расчетных сейсмических нагрузок. В частности, в нормах Узбекистана по сейсмостойкому строительству концепция редукции при учете нелинейных эффектов используется для определения расчетных сейсмических усилий при расчете отдельных конструктивных элементов.

Такой подход является общепринятым, но результаты последних исследований в области сейсмостойкого строительства свидетельствуют о возможном возникновении дефицита сейсмостойкости при проектировании зданий и сооружений с использованием данной методики.

Обеспечение надежности сейсмостойкого строительства, несомненно, представляет собой сложнейшую инженерную задачу, сложность которой определяется неполнотой информации о внешнем воздействии и недостаточной изученностью работы сооружений при интенсивных динамических нагрузках. В этих условиях по основным проблемам сейсмостойкого строительства идут острые дискуссии. Для разрешения основных проблем теории сейсмостойкости, а также для воспитания высококвалифицированных кадров следует всячески поощрять широкие дискуссии и обсуждения этих проблем на совещаниях, конференциях и в открытой печати.

Философия, заложенная в отечественных нормах, была революционной для своего времени, сегодня она сдерживает развитие теории сейсмостойкости, так как не учитывает современных тенденций. В частности, так называемый «Push over» анализ (нормы КНР [67], Еврокод 8 [61] и др.), основанный на принципе «необрушения сооружения». По-существу, это анализ поведения здания «вблизи области прогрессирующего обрушения» [61]. Вполне очевидно, что критерии такого рода повышают надежность сооружений, запроектированных по этой концепции.



## 1. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ СОВРЕМЕННОЙ ТЕОРИИ СЕЙСМОСТОЙКОСТИ

Теория сейсмостойкости представляет собой самостоятельный раздел динамики сооружений, который характеризуется специфическими задачами и методами исследований.

Спектральная методика принята в настоящее время в качестве основной в нормативных документах на проектирование и строительство сейсмостойких сооружений. Эта методика регламентируется строительными кодами большинства стран и в частности СНиП II-7-81 «Строительство в сейсмических районах» [38].

Спектральная теория сейсмостойкости основана на введении понятия спектра ускорений или ее модификации в виде коэффициента динамичности. Практические расчеты на действие сейсмических сил регламентируются нормативными документами, в основу которых, как правило, положена так называемая линейно-спектральная теория М. Био. В первоначальном виде основу метода составляли экспериментально измеренные ускорения маятников, обладавших различными периодами собственных колебаний, под действием землетрясения (рис. 1.1).

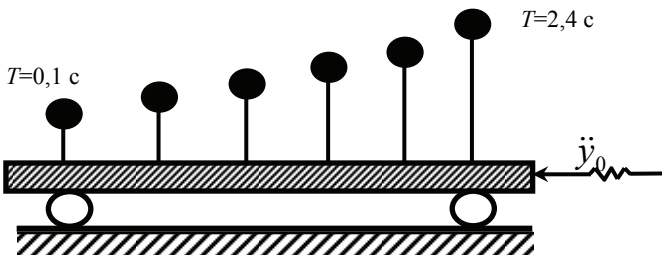


Рис. 1.1. Принципиальная схема моделирующего устройства (по М. Био)

Полученные под воздействием перемещений основания по закону, отвечающему реальным землетрясениям, максимальные значения таких ускорений представляются в функции периода собственных колебаний маятника (пробного осциллятора) и образуют *спектр реакций*, который служит основой для определения сейсмической нагрузки.

В основу методики расчета положены так называемые *расчетные спектры*, которые определяются как огибающие ряда спектров реак-

ций различных реальных землетрясений. Кроме того, обычно используется допущение о поведении основания сооружения как единого жесткого тела (без явного указания на эту гипотезу), предполагая, что все опорные точки конструкции движутся поступательно по одинаковому закону  $x_0(t)$ . Перемещения системы отсчитываются от положения точки основания, а инерционные силы определяются не относительным, а абсолютным ускорением. Для системы с одной степенью свободы массой  $M$ , жесткостью  $K$  и частотой  $\omega = \sqrt{K/M}$ , с учетом сил внутреннего сопротивления в рамках гипотезы по Рэлею получим:

$$\frac{d^2(u(t) + x_0(t))}{dt^2} + 2\xi\omega \frac{du(t)}{dt} + \omega^2 u(t) = 0, \quad (1.1)$$

или, перенося заданное ускорение основания в правую часть, получим:

$$\frac{d^2 u(t)}{dt^2} + 2\xi\omega \frac{du(t)}{dt} + \omega^2 u(t) = -\frac{d^2 x_0(t)}{dt^2}. \quad (1.2)$$

При нулевых начальных условиях решение дифференциального уравнения (1.2) выражается через интеграл Дюамеля:

$$u(t) = -\frac{1}{\omega_D} \int_0^t \ddot{x}_0(\tau) \exp[-\xi\omega(t-\tau)] \sin[\omega_D(t-\tau)] d\tau, \quad (1.3)$$

где  $\xi$  – параметр затухания в % от критического;  $\omega_D$  – круговая частота свободных затухающих колебаний осциллятора (с учетом рассеяния энергии):

$$\omega_D = \omega\sqrt{1-\xi^2}. \quad (1.4)$$

Если под сейсмической нагрузкой понимать силу инерции, действующую на упругую систему

$$F(t) = -M(\ddot{x}_0(t) + \ddot{u}(t)), \quad (1.5)$$

то, дифференцируя дважды (1.5), после несложных преобразований, учитывающих, что  $\xi \ll 1$ , получим силы инерции в виде:

$$F(t) = -Mw(t, \xi, T), \quad (1.6)$$

где

$$w(t, \xi, T) = \ddot{Z}(t) = -\frac{2\pi}{T} \int_0^t \ddot{x}_0(\tau) \exp\left[-\frac{2\pi\xi}{T}(t-\tau)\right] \sin\left[\frac{2\pi}{T}(t-\tau)\right] d\tau, \quad (1.7)$$

представляет собой ускорение колебаний линейного осциллятора с периодом собственных колебаний  $T=2\pi/\omega$  и коэффициентом неупругого сопротивления  $\gamma=2\xi$ . Максимальное значение сейсмической силы при этом окажется равным

$$\max(F(t)) = -M\ddot{Z}_{\max}(T), \quad (1.8)$$

где  $\ddot{Z}_{\max}(T)$  – так называемый *спектр ускорений*, т.е. функция, описывающая максимальные значения абсолютных ускорений линейного осциллятора в зависимости от его периода собственных колебаний при некотором фиксированном значении  $\xi$  и заданном кинематическом воздействии  $\ddot{x}_0(t)$ .

Впервые такие спектры были получены Г. Хаузнером [46, 64] при обработке и усреднении калифорнийских землетрясений (рис. 1.2).

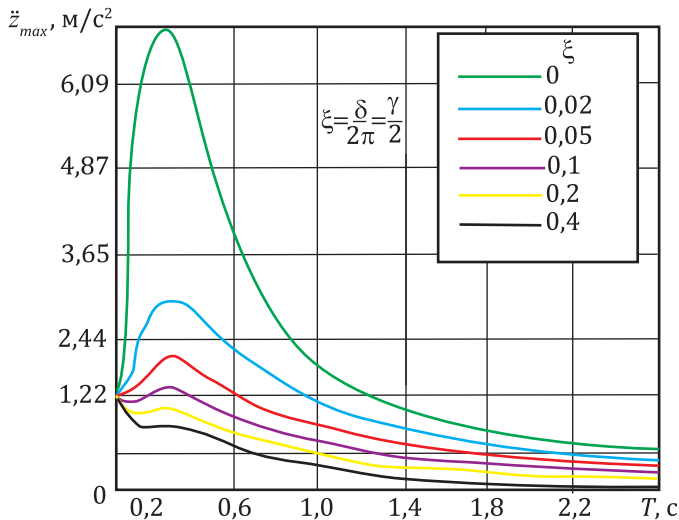


Рис. 1.2. Сглаженные усредненные спектры реакции ускорения (по Г. Хаузнеру)

В нормах [38] до 1981 г. спектр ускорений был представлен в виде

$$\ddot{Z}_{\max}(T) = k_c g \beta(T), \quad (1.9)$$

где коэффициент сейсмичности  $k_c$  зависит от балльности землетрясения (он удваивается при увеличении на каждый балл), а коэффициент динамичности  $\beta(T)$ , впервые введенный И.Л. Корчинским, задан графиками в зависимости от типа грунта основания на строительной площадке. Значение  $\gamma$  принято усредненным и равным 0,1. Ускорение силы тяжести  $g$  введено в (1.9) в силу того, что нормы оперируют не массами  $M$ , а весом конструктивных элементов  $Q$ .

Для систем со многими степенями свободы уравнения решаются методом разложения по формам собственных колебаний, и для каждой формы модальная сейсмическая нагрузка определяется как для системы с одной степенью свободы.

Рассмотрим формальный расчет системы с конечным числом степеней свободы на действие сейсмических инерционных сил, с использованием метода разложения по формам собственных колебаний для системы, приведенной на рис. 1.3.

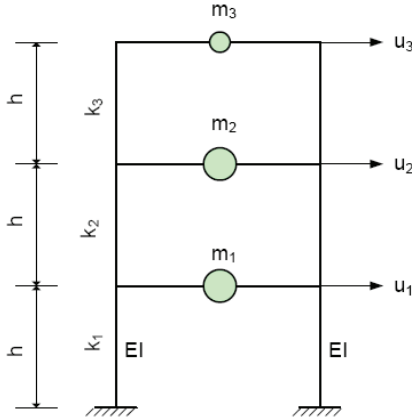


Рис. 1.3. Расчетная динамическая модель здания, работающего на сдвиг

Уравнение движения системы можно записать как

$$[\mathbf{M}]\ddot{\mathbf{U}} + [\mathbf{C}]\dot{\mathbf{U}} + [\mathbf{K}]\mathbf{U} = -[\mathbf{M}]\ddot{\mathbf{I}}u_g(t). \quad (1.10)$$

Здесь учтем, что для любых форм колебаний  $\vec{\Phi}_m$  и  $\vec{\Phi}_n$  ( $m \neq n$ ) справедливы условия ортогональности собственных форм колебаний:

$$\vec{\Phi}_m^T [\mathbf{M}] \vec{\Phi}_n = \begin{cases} 0, & m \neq n \\ M_n, & m = n \end{cases}. \quad (1.11)$$

$$\vec{\Phi}_m^T [\mathbf{K}] \vec{\Phi}_n = \begin{cases} 0, & m \neq n \\ K_n, & m = n \end{cases}. \quad (1.12)$$

Допустим, что существует такое линейное преобразование:

$$\mathbf{U} = [\mathbf{\Phi}] \mathbf{\bar{Y}}. \quad (1.13)$$

Подставляя уравнение (1.11) в уравнение (1.10), получим

$$[\mathbf{M}][\mathbf{\Phi}]\ddot{\mathbf{\bar{Y}}} + [\mathbf{C}][\mathbf{\Phi}]\dot{\mathbf{\bar{Y}}} + [\mathbf{K}][\mathbf{\Phi}]\mathbf{\bar{Y}} = -[\mathbf{M}]\ddot{\mathbf{I}}u_g(t). \quad (1.14)$$

Умножая это уравнение слева на матрицу  $[\mathbf{\Phi}^T]$ , получим

$$[\mathbf{\Phi}^T][\mathbf{M}][\mathbf{\Phi}]\ddot{\mathbf{\bar{Y}}} + [\mathbf{\Phi}^T][\mathbf{C}][\mathbf{\Phi}]\dot{\mathbf{\bar{Y}}} + [\mathbf{\Phi}^T][\mathbf{K}][\mathbf{\Phi}]\mathbf{\bar{Y}} = -[\mathbf{\Phi}^T][\mathbf{M}]\ddot{\mathbf{I}}u_g(t). \quad (1.15)$$

Матричное уравнение (1.15) представляет собой систему несвязанных уравнений относительно обобщенной координаты  $Y_n$ . Используя условия ортогональности (1.11) и (1.12), получаем:

$$M_j \ddot{Y}_j + C_j \dot{Y}_j + K_j Y_j = -[\Phi^T][M]\bar{I}u_g(t) \quad (1.16)$$

или

$$\ddot{Y}_j + 2\xi_j \omega_j \dot{Y}_j + \omega_j^2 Y_j = -\Gamma_j u_g(t), \quad (1.17)$$

$$\Gamma_j = \frac{\bar{\Phi}_j^T [M] \bar{I}}{\bar{\Phi}_j^T [M] \bar{\Phi}_j},$$

где  $j=1,2,...,n$  – фактор влияния форм колебаний.

Так как движения, описываемые координатами  $\bar{Y}$ , являются гармоническими колебаниями, то из выражения (1.13) видно, что общие решения системы со многими степенями свободы можно представить в виде суперпозиции собственных форм колебаний.

Для расчета динамической реакции используется линейно-спектральная теория (ЛСТ) сейсмостойкости. Предположим, что спектр ускорений основания задается следующим графиком (рис. 1.4, при  $\xi=0,05$ ):

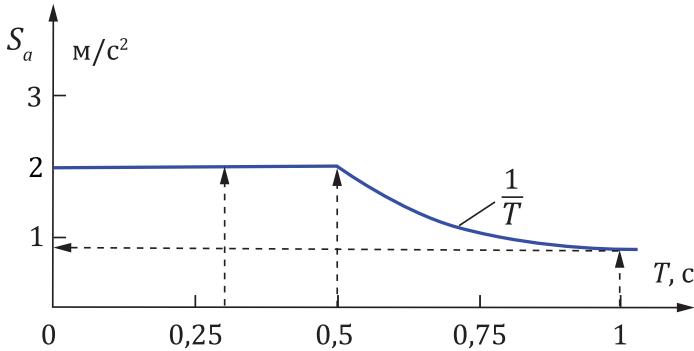


Рис. 1.4. Спектр ускорения

Максимальные поэтажные горизонтальные перемещения каркаса по формам колебаний:

$$U_{\max,j} = \frac{S(\xi_j, T_j)}{\omega_j^2} \Phi_j \frac{\bar{\Phi}_j^T [M]}{\bar{\Phi}_j^T [M] \bar{\Phi}_j} \quad (1.18)$$

Максимальные поэтажные перемещения каркаса с учетом влияния всех форм колебаний:

$$U_{\max} = \sqrt{\sum_{j=1}^n (U_{\max,j})^2}. \quad (1.19)$$

Инерционные сейсмические усилия на уровне этажей получаются с использованием следующей формулы:

$$F_j = [\mathbf{M}] \phi_j \Gamma_j S(\xi, T_j). \quad (1.20)$$

Результирующий вектор усилий по этажам:

$$\mathbf{F}^k = \sqrt{\sum_{j=1}^n (F_j^k)^2}. \quad (1.21)$$

Таким образом, метод разложения по собственным формам колебаний в комбинации с использованием спектральной теории сейсмостойкого строительства имеет большое прикладное значение для динамического расчета конструкций.

Полученные таким образом расчетные значения внутренних силовых факторов от сейсмических воздействий используют для составления особого сочетания расчетных усилий в требуемых сечениях элементов конструкции.

При разработке нормативного варианта спектральной методики в основу расчета положена формула определения инерционных сейсмических нагрузок (1.20). Однако входящие в нее параметры определены эмпирически на основе имеющегося опыта прошлых землетрясений. Подробное описание построения сбалансированной системы коэффициентов имеется в работе [31, 40].

Регламентируемая СНиП II-7-81 формула для определения инерционных сейсмических нагрузок  $S_{ij}$  на массу  $m_i$  по  $j$ -й форме колебаний имеет вид:

$$S_{ij} = K_1 K_2 A Q_j \beta_i K_\psi \eta_{ij}. \quad (1.22)$$

В отличие от теоретически полученной формулы (1.20) в формулу (1.22) введены три дополнительных коэффициента:

$K_1$  – коэффициент, учитывающий допускаемые повреждения зданий и сооружений (величина, обратная к коэффициенту редукции  $R$ );

$K_2$  – коэффициент, учитывающий конструктивные особенности зданий и сооружений;

$K_\psi$  – коэффициент, зависящий от диссипативных свойств конструкций и оснований, принимаемый одинаковым для всех форм колебаний и назначаемый на основании опыта прошлых землетрясений.

В теории сейсмостойкости нормативный расчет трактуется двояко как:

1) расчет на сильное и редкое землетрясение. В зданиях и сооружениях допускаются пластические деформации и локальные повреждения, не приводящие к обрушению конструкции в целом. Расчет

производится с помощью линейно упругих методов, в связи с этим предельно допустимые усилия в элементах конструкции могут быть увеличены путем введения коэффициента  $K_1$ . Такая трактовка нормативной методики предполагает, что при слабых землетрясениях будет обеспечена нормальная эксплуатация зданий и сооружений [40]. Вероятно, здесь речь идет о двух различных предельных состояниях: абсолютном (необрушение конструкции), которое в наших нормах не регламентируется, и втором предельном состоянии (по методу предельных состояний), проверка по которому в [38] не предполагается;

2) расчет на слабое и частое землетрясение. Для зданий и сооружений должны быть выполнены условия второго предельного состояния, т.е. должны быть обеспечены условия нормальной эксплуатации. При выполнении расчета коэффициент  $K_1$  не вводится. Такая трактовка нормативной методики предполагает, что при сильных землетрясениях не произойдет обрушения конструкции, т.е. будут выполняться условия так называемого абсолютного предельного состояния.

В отечественных нормах [38] расчет ведется по первой группе предельных состояний, которая не совпадает с абсолютным предельным состоянием. Это противоречит выше изложенной идеологии сейсмостойкого строительства.

## ОГЛАВЛЕНИЕ

От авторов. ....	3
Введение. ....	5
1. Общие положения современной теории сейсмостойкости. ....	8
2. Обзор подходов к учету нелинейной работы конструкций. ....	15
2.1. Энергетические критерии оценки несущей способности сооружений. ....	17
2.2. Оценка несущей способности сооружений при сейсмических воздействиях методом Ньюмарка. ....	22
2.3. Способы определения коэффициента пластичности. ....	25
2.4. Основные идеи и методы корректной оценки несущей способности сооружений при сейсмических воздействиях. ....	29
2.5. Особенности применения метода предельного равновесия. ....	31
2.6. Анализ условий разрушения нерегулярных пластических систем при повторно-переменном нагружении. ....	35
2.7. Анализ механизмов обрушения упругопластических систем и принцип свободы выбора возможных перемещений. ....	37
2.8. Теоремы о возможности реализации механизмов потери устойчивости или прогрессирующего обрушения системы. ....	40
2.9. Особенности применения кинематического метода теории свободы выбора возможных перемещений к описанию механизма разрушения упругопластических систем при сейсмических воздействиях. ....	48
3. Учет нелинейных эффектов в отечественных и зарубежных нормативных документах. ....	52
3.1. Основные положения Еврокода 8 по проектированию сейсмостойких сооружений. ....	53
3.1.1. Правила проектирования железобетонных зданий. ....	57
3.1.2. Правила проектирования зданий с металлическим каркасом. ....	59
3.1.3. Правила для комплексных зданий и зданий с каркасом из жесткой арматуры. ...	61



3.1.4. Специфические правила для деревянных зданий. ....	61
3.1.5. Специфические правила для каменных зданий. ....	63
3.2. Основные положения норм проектирования сейсмостойких сооружений Республики Узбекистан. ....	64
3.3. Основные положения Турецких норм по учету нелинейной работы конструкций. ....	69
3.4. Основные положения Алжирских норм в части назначения коэффициента редукции. ...	69
3.5. Основные положения Индийских норм. ....	72
3.6. Нелинейные спектры реакции в нормах США. ....	74
3.7. Особенности сейсмостойкого проектирования в нормативных документах КНР. ....	75
3.8. Некоторые положения отечественных норм. .	84
4. Результаты теоретических исследований нелинейной работы сооружений при сейсмических воздействиях и анализ последствий землетрясений. .	87
4.1. Развитие расчетных динамических моделей сооружения. ....	88
4.2. Теоретические исследования нелинейной работы каркасных зданий методом расчленения с использованием интегральных характеристик. .	98
4.3. Исследования нелинейной работы каркасных зданий на воздействие акселерограмм реальных землетрясений с использованием интегральных характеристик. ....	104
4.4. Обзор ряда исследований систем с переменными параметрами и адаптивных систем сейсмозащиты. ....	106
4.5. Экспериментально-теоретические исследования рамных каркасов в условиях интенсивных динамических воздействий. ....	108
4.6. Основные выводы из анализа поведения зданий при Спитакском землетрясении 1988 г. .	113
5. Исследование работы зданий и сооружений методами нелинейной динамики с учетом физической, геометрической и конструктивной нелинейностей. ....	128
5.1 Неявные и явные методы интегрирования уравнений движения. ....	128

5.2 Численные эксперименты простых систем с использованием одномерных РДМ. ....	130
5.2.1. Линейный и нелинейный осциллятор. ...	130
5.2.2. Описание неупругой работы материала конструкций с помощью интегральных моделей. .	131
5.2.3. Одномерные системы с конечным числом степеней свободы. ....	136
5.2.4. Реакция железобетонной колонны со сосредоточенной массой. ....	139
5.3. Исследование сложных многоэлементных систем. ....	141
5.3.1. Многоэлементная перекрестно-стенная система. ....	141
5.3.2. Учет нелинейности при расчете многоэтажного монолитного здания на интенсивное сейсмическое воздействие. ....	145
6. Расчет зданий, оснащенных системами активной сейсмозащиты, с учетом нелинейной работы конструкций. ....	154
Основные выводы. ....	167
Библиографический список. ....	170
Приложение. Основные расчетные положения стандарта организации Московского государственного строительного университета (СТО МГСУ) «Строительство в сейсмических районах». ....	174

Научное издание

**Мкртычев** Олег Вартанович,  
**Джинчвелашвили** Гурам Автандилович

ПРОБЛЕМЫ УЧЕТА НЕЛИНЕЙНОСТЕЙ  
В ТЕОРИИ СЕЙСМОСТОЙКОСТИ  
(ГИПОТЕЗЫ И ЗАБЛУЖДЕНИЯ)

.....

Редактор *Н.А. Котова*  
Подготовка иллюстраций *Н.А. Кильдишева*  
Верстка *Н.А. Котова*  
Фото на обложке *Г.А. Джинчвелашвили, Г.Л. Кофф*

Подписано к печати 17.02.2014 г. Формат 60×84 1/16. Печать офсетная.  
И-30. Усл. печ. л. 11,1. Уч.-изд. л. 9,2. Тираж 100 экз. Заказ № 60

Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение  
высшего профессионального образования  
«Московский государственный строительный университет».

Издательство МИСИ – МГСУ.  
Тел. (495) 287-49-14, вн. 13-71, (499) 183-97-95,  
e-mail: [ric@mgsu.ru](mailto:ric@mgsu.ru), [rio@mgsu.ru](mailto:rio@mgsu.ru).

Отпечатано в типографии Издательства МИСИ – МГСУ.  
Тел. (499) 183-91-90, (499) 183-67-92, (499) 183-91-44.  
129337, Москва, Ярославское ш., 26