

# СТРОИТЕЛЬСТВО И АРХИТЕКТУРА

А. В. Соснин [A. V. Sosnin]

УДК 699.841:  
624.94.012.45:  
624.044.3

## К ВОПРОСУ УЧЁТА ДИССИПАТИВНЫХ СВОЙСТВ МНОГОЭТАЖНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КАРКАСНЫХ ЗДАНИЙ МАССОВОГО СТРОИТЕЛЬСТВА ПРИ ОЦЕНКЕ ИХ СЕЙСМОСТОЙКОСТИ

## ABOUT DISSIPATION PROPERTIES OF MULTI-STOREY RC FRAME BUILDINGS OF LARGE-SCALE-CONSTRUCTION PROJECTS AT THEIR EARTHQUAKE-RESISTANCE ESTIMATION

Светлой памяти моего научного руководителя  
**Виктора Георгиевича Беднякова<sup>1</sup>**

*В статье рассматриваются параметры, характеризующие способность многоэтажных железобетонных зданий<sup>2</sup> массового строительства к рассеянию энергии колебаний в постановке спектрального метода. Предложено при оценке дефицита их сейсмостойкости для построения расчётного спектра реакции вязкое затухание  $\xi_{el}$  уточнять с учётом значения периода собственных колебаний  $T$ ; суммарное (эффективное) затухание  $\xi_{eff}$  – с учётом фактического срока эксплуатации. В качестве инструментария автор использовал алгоритм учёта рассеяния энергии в нелинейной расчётной процедуре «А» метода спектра несущей способности, реализованной в SAP2000<sup>3</sup>. Для объектов исследования предложено уточнённое значение коэффициента  $K_{\psi}$  для расчёта линейно-спектральным методом (ЛСМ) по СП 14.13330.2014.*

*Factor characterized a dissipation energy capability of multi-story RC large-scale construction buildings in the Response Spectrum Method formulation are considered in the article. It is suggested for their earthquake-resistance shortage estimation for demand spectrum a viscous damping  $\xi_{el}$  to calculate with a value of fundamental period  $T$  and total damping  $\xi_{eff}$  with an actual working lifespan. As a tool-feature is used energy dissipation technique of the Capacity Spectrum Method procedure «A», which has been realized in the software SAP2000. An adjusted value of damping modification factor  $K_{\psi}$  for SP 14.13330.2014 computational estimation is offered for research objects.*

**Ключевые слова:** многоэтажные каркасные здания; дефицит сейсмостойкости; коэффициент  $K_{\psi}$  (в редакции СП 14.13330); рассеяние энергии землетрясения; суммарное затухание колебаний; энергоёмкость; коэффициент учёта гистерезисного поведения; категория уязвимости здания; срок эксплуатации здания.

**Key words:** multi-storey frame buildings; earthquake-resistance shortage; damping modification factor  $K_{\psi}$  (to SP 14.13330 formulation); earthquake energy dissipation; total damping; energy-output ratio; hysteresis modification factor; structural behavior type; building lifespan.

<sup>1</sup> Бедняков Виктор Георгиевич (1953–2013), кандидат технических наук, старший научный сотрудник, начальник Лаборатории надёжности строительных конструкций Научно-технического центра по ядерной и радиационной безопасности (НТЦ ЯРБ) Госатомнадзора России; автор более 130 научных трудов в области сейсмостойкости сооружений. Сфера научных интересов Беднякова В.Г. включала учёт взаимодействия сооружений с основанием, построение спектров реакции, разработка расчётных методик. До конца 2012–2013 учебного года он являлся научным руководителем диссертационного исследования автора настоящей работы.

<sup>2</sup> К зданиям массового строительства автор относит объекты, удовлетворяющие требованиям п. 3 табл. 3 и табл. 7 СП 14.13330.2014, без сейсмоизоляции.

<sup>3</sup> Интегрированный программный комплекс SAP2000; сертификат соответствия №0896541 выдан Федеральным агентством по техническому регулированию и метрологии 10.10.2016 г. Разработчик комплекса – компания Computers & Structures, Inc (CSI), основанная в 1975 году, признана лидером в области разработки инновационных программных продуктов для строительного проектирования и расчётов в области сейсмостойкого строительства. Программное обеспечение от компании CSI используют более 50 000 тысяч официальных пользователей в различных странах мира. Комплекс SAP2000 считается базовым инструментарием, применяемым Министерством обороны США для расчётов зданий и сооружений на устойчивость к прогрессирующему обрушению. Официальный дистрибьютор CSI на территории России – ООО «НИП-Информатика»; юридический адрес: г. Санкт-Петербург; ул. Фучика, д. 4, лит. К (<http://www.nipinfor.ru/>).

**Введение. Постановка задачи.** Колебания всякой реальной системы всегда сопровождаются потерей энергии. В инженерном деле способность материала конструкций рассеивать энергию колебаний принято характеризовать коэффициентом поглощения  $\psi$  (пси) по Сорокину Е. С. [1]. Этот коэффициент зависит от многих факторов, и, являясь величиной нестабильной, даже для одних и тех же материалов и конструкций изменяется в довольно широких пределах [2]. Для практического использования в расчётах зданий на сейсмические воздействия рекомендуется  $\psi$  принимать равным 0,66. Графическая визуализация зависимости между силой и деформацией материала конструкции при циклическом изменении перемещений известна всем инженерам. С основными параметрами, характеризующими рассеяние энергии колебаний в конструкциях, коэффициент  $\psi$  связан следующими соотношениями [1]:

$$\psi = \frac{\Delta W}{W} = 2\pi \gamma = 2\delta = 4\pi \xi, \quad (1)$$

где  $\Delta W$  – необратимая часть работы (поглощённая энергия) за один цикл колебаний, равная площади петли гистерезиса;  $W$  – работа, совершаемая силами упругости за  $\frac{1}{4}$  цикла колебаний системы, характеризующая накопленную в ней энергию деформации;  $\gamma$  – коэффициент неупругого сопротивления, характеризующий свойство материала при его деформациях поглощать внешнюю энергию (чаще всего используется в практике проектирования и нормирован для многих материалов);  $\delta$  – логарифмический декремент колебаний;  $\xi$  – относительный коэффициент затухания (демпфирования), здесь в долях от критического значения.

В соответствии с действующими нормами при оценке сейсмостойкости зданий массового строительства параметры демпфирования принимаются неизменными на протяжении всего их жизненного цикла. В соответствии с требованиями пункта 3 таблицы 5 СП 14.13330.2014 (далее по тексту – таблица 5) для каркасных зданий с диафрагмами в постановке ЛСМ принимается, что параметр  $\zeta$  равен «стандартному» 5 %-му (по Био М. А. [3]) значению от критического (характерен затуханию в железобетоне), что соответствует коэффициенту  $K_\psi$  равному 1,0. Выбор подходящего значения  $\xi$  вообще является не простой задачей, поскольку параметры затухания, содержащиеся в отечественных нормах проектирования, как правило, характеризуют или какой-то строительный материал, или несложную однородную конструкцию [2]. Не понятно, почему для каркасных зданий, соответствующих императивным требованиям пункта 3 таблицы 5 с конструктивной системой из железобетона и со стальным остовом, коэффициент  $K_\psi$  в постановке *ceterisparibus* назначается одинаковым (1,0). Ведь экспериментально установлено, что у конструкционной стали параметр затухания  $\xi$ , как правило, в 2 раза меньше, чем у железобетона. При этом влияние гибкости объектов исследования на величину  $K_\psi$  оценивается только наличием связевых элементов жёсткости и способностью стенового заполнения включаться в работу системы. При назначении  $K_\psi$  почему-то не учитывается дифференциация каркасных зданий в зависимости от их этажности, или периода собственных колебаний по низшему тону  $T_1$ . Ведь очевидно же, что для каркасной системы одного и того же конструктивного исполнения высотой, например, 4 и 16 этажей параметры затухания не могут быть одинаковыми; это подтверждается натурными экспериментами, например, [4]. К тому же, при оценке дефицита сейсмостойкости на этапе выбора  $\xi$  не принимается во внимание ни категория технического состояния конструкций, ни остаточный эксплуатационный ресурс сооружения. Хотя достоверно известно, что с возрастом у зданий, в процессе преодоления ими землетрясений, значение  $T_1$ , зафиксированное на стадии их ввода в эксплуатацию, может увеличиваться в 1,5÷2 раза вследствие реализации различных дефектов и повреждений [5-7]. Естественно, что будет трансформироваться и их способность к рассеянию энергии землетрясения. Однако, при выявлении фактической сейсмостойкости зданий существующей застройки эти важные нюансы, если и учитываются инженером, то только косвенным (не расчётным) способом. В настоящей статье предпринята попытка частично заполнить обозначенные пробелы с помощью методологии нелинейного статического (Pushover) анализа, базовые термины которой приведены автором в работах [8, 9]. Рассматриваемые здесь вопросы уточняют и дополняют положения, указанные в статье [10]. Публикация носит прикладной характер и может оказаться полезной широкому кругу лиц, имеющих отношение к проектированию, обследованию и эксплуатации зданий массового строительства в сейсмических районах.

#### **О поправочном коэффициенте, учитывающих диссипативные свойства конструкций в постановке спектрального метода**

В зарубежных нормах проектирования сейсмостойких конструкций для корректировки стандартного затухания упругого спектра реакции применяется коэффициент  $\eta$  (эта), называемый Damping modification (scale) factor (далее – DMF). Существует целый ряд эмпирических выражений для определения коэффициентов DMF, которые в разное время получили Newmark N. M. и Hall W. J. (1973); Kawashima K. и Aizawa K. (1986); Ashour S. A. и Hanson R. D. (1987); Idriss I. M. (1993); Bommer J. J., Elnashai A. S. и Weir A. G. (2000); Ramirez O. M. и его коллеги (2002); Otani Sh. и Kanai N. (2002); Lin Y. Y. и Chang K. C. (2003); Priestley M. J. N., Calvi G. M. и Kowalsky M. J. (2007); Stafford P. J., Mendis R. и Bommer J. J. (2008); Hatzigeorgiou G. D. (2010); Benahmed B., Hammoutene M. и Cardone D. (2016) и др. При оценке DMF ими рассматривались разные диапазоны периода собственных колебаний  $T_1$  и параметра затухания  $\xi$ ; учитывались те или иные харак-

теристики землетрясений, в том числе: магнитуда, эпицентральное расстояние, типы грунтовых условий площадки строительства. Ниже представлены только некоторые из выражений DMF, которые, по мнению автора, могут оказаться полезными инженеру в расчётах многоэтажных зданий.

Ashour S. A. и Hanson R. D. (1987) [11] при получении поправочного коэффициента к стандартному спектру рассматривали 12 синтезированных записей и инструментальные данные реальных землетрясений, в том числе Эль Центро (El Centro, Калифорния; 18.05.1940; M=6.9; h=16 км) и Керн Каунти (CernCounty, Taft; 21.07.1952; M=7.3, h=16 км). При различных значениях T (0.05÷3 с) и  $\xi$  (0÷150 %) они получили следующее выражение для поправочного коэффициента  $\eta$ :

$$\eta = \frac{\left[ 0.05 \times \left( 1 - e^{-\alpha \left( \frac{\xi}{100} \right)} \right) \right]^{0.5}}{\left( \frac{\xi}{100} \right) \times \left( 1 - e^{-0.05\alpha} \right)}, \quad (2)$$

где  $\alpha$  – показатель степени, принимаемый в интервале значений 18÷65 в зависимости от характеристик расчётного землетрясения (для объектов исследования, представленных в таблице 3, принят равным 37);  $\xi$  – здесь и далее по тексту (если это специально не оговорено автором) относительный коэффициент затухания в % от критического значения.

Idriss I. M. (1993) [12] при получении коэффициента масштабирования рассматривал инструментальные записи горизонтальных компонент землетрясений Сан Фернандо (SanFernando, Калифорния; 09.02.1971; M=6.7; h=13 км) и Империял Вэлли (ImperialValley; Калифорния; 15.10.1979; M=6.4; h=8 км). Для значений T (0.03÷5 с) и  $\xi$  (1÷5 %) он получил следующее выражение:

$$\eta = a_1 - b_1 \times \ln(\xi), \quad (3)$$

где  $a_1$  и  $b_1$  – это коэффициенты регрессии в функции периода T (для объектов исследования, представленных в таблице 3, они имеют следующие значения: для 4-этажного здания – 1.541 и 0.3361; для 9-этажного – 1.5831 и 0.3626; для 15-этажного – 1.444 и 0.2759 соответственно).

Bommer J. J., Elnashai A. S. и Weir A. G. (2000) [13], применив инструментальные записи произошедших в Европе событий, характеризующихся различными магнитудами M (4÷7.5) и эпицентральными расстояниями до 200км, для систем с  $\xi$  (0÷30 %) при значениях T (0÷3 с) получили выражение:

$$\eta = \left( \frac{10}{5 + \xi} \right)^{0.5} \cdot 0.55. \quad (4)$$

Эта формула в дальнейшем вошла в Еврокод-8 (EN 1998-1:2004. Eurocode-8: Design of Structures for Earthquake Resistance; далее по тексту – EC8). В предыдущей редакции EC8 (1994) коэффициент  $\eta$  определялся из выражения:

$$\eta = \left( \frac{7}{2 + \xi} \right)^{0.5} \cdot 0.7. \quad (5)$$

Отметим, что формула (5) применена также в нормах сейсмостойкого строительства республики Алжир DTR BC 2-48 (2003).

В Японских нормах проектирования сейсмостойких конструкций (JapaneseSeismicDesignCode) применены результаты исследований Otani Sh. и Kanai N. (2002) [14], в которых поправочный коэффициент к стандартному затуханию определяется так:

$$\frac{1.5}{1 + 10 \times \left( \frac{1}{100} \right)} \cdot 0.4, \quad (6)$$

где h – то же, что и параметр  $\xi$ .

В редакции Индийских норм проектирования сейсмостойких конструкций (IS 1893:2002. IndianSeismicCode: Part 1) поправочный коэффициент для соответствующего значения затухания  $\xi$  (0÷30 %) уже представлен инженеру в готовом табличном виде; представленные значения соответствуют применению выражение вида:

$$\eta = \left( \frac{5}{\xi} \right)^{0.4} \cdot 0.5. \quad (7)$$

Эта же несложная для запоминания формула приведена в нормах проектирования сейсмостойких конструкций Испании (1990) и Франции (1994).

Lin Y. Y. и Chang K. C. (2003) [15] обработали пакет из 1053(!) инструментальных записей 102 землетрясений, характеризующихся различными магнитудами M (5.5÷7.5) и эпицентральными расстояниями до 180 км. При различных значениях T (0.01÷10 с) и  $\xi$  (2÷50 %) было получено следующее выражение:

$$\eta = 1 - \left( \frac{T^{0.8}}{(T+1)^{0.65}} \right) \times a, \quad (8)$$

где  $a$  – множитель, определяемый из выражения вида:

$$a = 1.303 + 0.436 \times \ln \left( \frac{\xi}{100} \right). \quad (9)$$

При этом не рассматривались площадки с неблагоприятными грунтовыми условиями, расположенные в зоне влияния тектонических разломов.

Из крайних исследований в области формулировки математических выражений для DMF примечательны две работы. Во-первых, исследование Hatzigeorgiou G. D. (2010) [16], который при выполнении расчётов обработал 310 записей землетрясений (в том числе, 210 инструментальных), характеризующихся различными магнитудами  $M$  ( $5 \div 8$ ) и эпицентрными расстояниями до 60 км. При различных значениях  $T$  ( $0.1 \div 5$  с) и  $\xi$  ( $0.5 \div 50$  %) он рассмотрел 4 типа грунтовых условий, и, учитывая различное расположение площадки относительно зоны влияния тектонического разлома, получил для  $\eta$  следующее выражение:

$$\eta = 1 + (\xi - 5) \times \left[ 1 + c_1 \ln(\xi) + c_2 (\ln(\xi))^2 \right] \times \left[ c_3 + c_4 \ln(T) + c_5 (\ln(T))^2 \right], \quad (10)$$

где  $c_i$  – коэффициенты регрессии (здесь  $i=1 \div 5$ ), зависящие от типа грунтовых условий и расположения площадки относительно зоны влияния тектонического разлома (для объектов исследования, представленных в таблице 3, указанные коэффициенты для спектра ускорений имеют следующие значения: -38358, 0.03787, -0.10881, 0.03939, 0.02404 соответственно). Вторая работа – исследование Benahmed'a B., Hammoutene M. и Cardone D. (2016) [17], которые применили 21 инструментальную запись и, рассмотрев 3 типа грунтовых условий, получили выражение вида:

$$\eta = 0.941 + \left( \frac{0.009 \times 100}{\xi} \right) + 0.028 \times \left( \frac{\xi}{100T} \right) - 1.335 \times \left( \frac{\xi}{100} \right). \quad (11)$$

Следует отметить, что выражение (11) применимо для систем, характеризующихся высоким демпфированием (например, для конструктивных систем с активной сейсмозащитой).

При всём многообразии выражений DMF к стандартному затуханию упругого спектра реакции, приведённых в зарубежных регламентах, в них есть одна отличительная особенность от требований СП 14.13330.2014, – инженер может регулировать значение поправочного коэффициента, опираясь на результаты современных исследований, инженерную интуицию и практический опыт. В отечественных технических документах в формульном виде поправочный коэффициент к стандартному демпфированию присутствует в стандарте организации «Проектирование в сейсмических районах. Основные расчётные положения» (МГСУ, 2012), разработанном Джинчвелашвили Г. А. и Мкртычевым О. В. В соответствии с примечанием к таблице П.6 указанного документа [с. 83, 18] коэффициент  $K_\psi$  допускается определять из выражения:

$$K_\psi = \frac{10}{5 + \xi}. \quad (12)$$

### Концепция учёта рассеяния энергии за счёт упруго-пластических деформаций конструкций

Преобладающее большинство заказчиков, с которыми, начиная с 2009 года, довелось побеседовать автору статьи, изъявляли желание о допустимости выхода из строя при сильном (редком) землетрясении только несущих элементов проектируемого здания. В таком случае, решая задачу с применением только ЛСМ, для коэффициента допускаемых повреждений  $K_1$  приходится принимать значение 1,0. А это означает, что энергия внешнего воздействия, приходящаяся на здание, не рассеивается; эту энергию вынуждены поглотить несущие элементы системы, обеспечивая при этом её неповреждаемость. В мировой практике проектирования сейсмостойких конструкций такой подход принято считать крайне нерациональным (к слову – существуют системы, которые самостоятельно априори не могут обеспечить такую расчётную предпосылку, например, деревянные дома с несущими стенами из бруса, даже укрепленные стальными тяжами и нагелями). Энергия, приходящаяся на сейсмостойкое здание при сильном (редком) землетрясении, уже не может быть представлена только упругими несовершенствами (микрoplastическими деформациями, тепловым эффектом, образованием волосяных трещин и т.д.); и несущие элементы просто не могут не повреждаться, – поэтому в них должно реализовываться затухание колебаний за счёт упруго-пластического деформирования конструкций. При этом энергии понадобятся «специальные» пути для выхода.

Чтобы обеспечить зданию необрушаемость при действии сильного (редкого) землетрясения, зоны пластичности должны обладать способностью принимать и возвращать большие количества энергии на единицу объёма. Высокая степень её рассеяния при сильном землетрясении обеспечивается посредством образования как можно большего количества пластических шарниров. Если зоны пластичности не будут устроены должным образом, то конструкция (в лучшем случае её часть) неизбежно разрушится (рис. 1а).



Рис. 1. Повреждения колонн каркасных зданий во время землетрясений:

а) разрушение монолитной железобетонной колонны нижнего этажа здания больницы Олив-Вью (OliveView Hospital) вследствие дефицита поперечного армирования во время землетрясения в Сан-Фернандо (SanFernando, Калифорния; 09.02.1971;  $M=6.7$ ;  $h=13$  км) [21]; здание не обрушилось за счёт наличия в системе колонн со спиральным поперечным армированием;

б) разрушение стыка отправочных марок сборной железобетонной придиафрагменной колонны одного из 9-этажных жилых зданий, уцелевших во время Спитакского события (Армения; 07.12.1988;  $M=6.9$ ;  $h=10$  км) [22];

в) повреждение монолитных железобетонных колонн здания ZelzahAvenueCarPark на территории кампуса Калифорнийского национального университета во время землетрясения в Нортридже (Northridge, Калифорния; 17.01.1994;  $M=6.7$ ;  $h=18$  км) [23]; здание частично разрушилось из-за наличия в системе «слабых» поперечных ригелей.

Ярким примером тому являются грубейшие отклонения, допущенные при устройстве стыков отправочных марок колонн домостроительной серии 111 в условиях строительных площадок Лениакана (Гюмри) и Спитака. Эти отклонения 7 декабря 1988 года просто «уничтожили» задатки способности 9-этажных зданий селитебной застройки к пластическому деформированию (рис. 16). Установлено, что стыки колонн нижних этажей разрушились уже при реализации горизонтальной реакции  $VD$ , рассматриваемой инженером при конструировании несущих конструкций по прочностному критерию [19, 20].

Способность здания (сооружения) к эффективному рассеянию энергии сильного землетрясения в мировой практике проектирования сейсмостойких конструкций принято оценивать коэффициентом пластичности  $\mu_R$ . Конструкция, характеризующаяся достаточным значением  $\mu_R$  способна бороться с землетрясением не обрушаясь [2, 5, 7]. От величины  $\mu_R$  зависит значение коэффициента редукции сейсмических сил  $R_p$ , который в трактовке таблицы 4 СП 14.13330.2014 согласуется с коэффициентом допускаемых повреждений  $K_1$ . Поэтому  $K_p$  в редакции указанного свода правил никак не может учитывать способность зданий и сооружений к рассеянию энергии землетрясения (как указано в названии таблицы 5), поскольку этот коэффициент, посредством поправки графика  $\beta(T)$ , оказывает влияние только на величину сейсмической реакции  $V_D$ .

При этом говорить об отсутствии понятия энергоёмкости в ЛСМ, конечно же, будет не совсем справедливо. Корректнее сказать, что методология ЛСМ учитывает его частично, поскольку в ней рассматривается только упругая энергия  $W$ , которая затрачивается на работу, как правило, бетона и продольного армирования несущих конструкций (рис. 2).

Такая методологическая предпосылка хорошо согласуется с последствиями разрушительных землетрясений, во время которых тело несущих элементов, имеющих достаточное поперечное армирование, как правило, оставалось не разрушенным (рис. 1в). Принимая этот подход, следует научиться оценивать энергию, рассеиваемую за счёт работы конструкций в упруго-пластической стадии деформирования, и тщательным образом изучить рассматриваемую проблематику. Однако, несмотря на историю разрушительных землетрясений, в актуализированных редакциях СНиП II-7-81\* параметры зон пластичности на стадии расчётного обоснования до сих пор не учитываются.

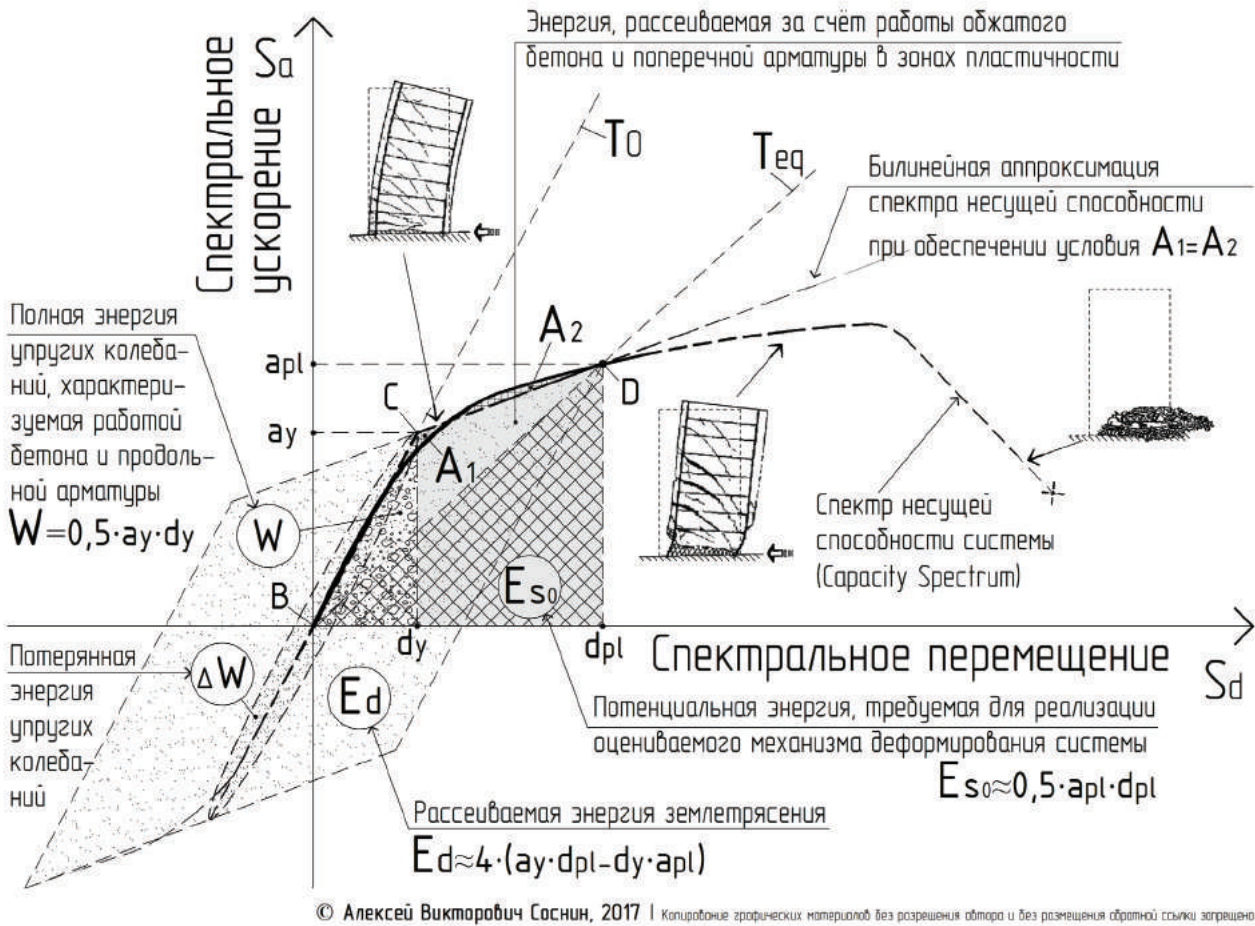


Рис. 2. Графическая визуализация распределения потенциальной энергии при реализации механизма пластического деформирования при сильном (редком) землетрясении

**Особенности учёта затухания колебаний в упруго-пластической стадии работы конструкций**

Адаптивный механизм учёта затухания колебаний в упруго-пластической стадии деформирования конструкций предлагается в расчётной процедуре метода спектра несущей способности (англ. Capacity Spectrum Method, CSM), учреждённого в Американском регламенте по усилению железобетонных зданий ATC-40 (SeismicEvaluationandRetrofitofConcreteBuildings, 1996). Рассматриваемая методология позволяет реализовать энергетический подход в оценке сейсмостойкости сооружения. Под энергией здесь понимается способность системы совершать работу, имеющую размерность силы, умноженную на расстояние. Рассматривается одномассовый осциллятор (далее – SDOF), упругопластическая реакция которого от первого статического нагружения определяется кривой несущей способности (кривой равновесных состояний) формата «сила-деформация» V-Δ [8]. Любая точка этой кривой может быть соединена с началом координат прямой линией. Каждая из таких точек определяет эквивалентную систему, масса которой равна массе системы. Жёсткость, определяемая наклоном прямой, характеризует секущую жёсткость системы (на рис. 3 – линия, характерная T<sub>eq</sub>). Порядок трансформации кривой равновесных состояний в спектр несущей способности описан автором в работе [8]. На рис. 3 автором работы приведена обобщённая и дополненная графическая интерпретация алгоритма, учитывающего удельную потерю энергии в системе при сильном землетрясении.

Здесь энергия воздействия E<sub>d</sub>, рассеиваемая за счёт демпфирования, определяется из следующего выражения:

$$E_d = 4(a_y d_{pl} - d_y a_{pl}), \tag{13}$$

где a<sub>y</sub> и a<sub>pl</sub> – ординаты (спектральные ускорения) графика спектра несущей способности, характерные пределу упругости и расположению точки упруго-пластических свойств системы, соответственно; d<sub>y</sub> и d<sub>pl</sub> – абсциссы (спектральные перемещения) графика спектра несущей способности, характерные пределу упругости и расположению точки упруго-пластических свойств системы, соответственно (рис. 3). Максимальная потенциальная энергия E<sub>s0</sub>, требуемая для реализации прогнозируемого механизма деформирования системы, определяется из выражения:

$$E_{s0} \gg \frac{a_{pl} d_{pl}}{2}. \tag{14}$$

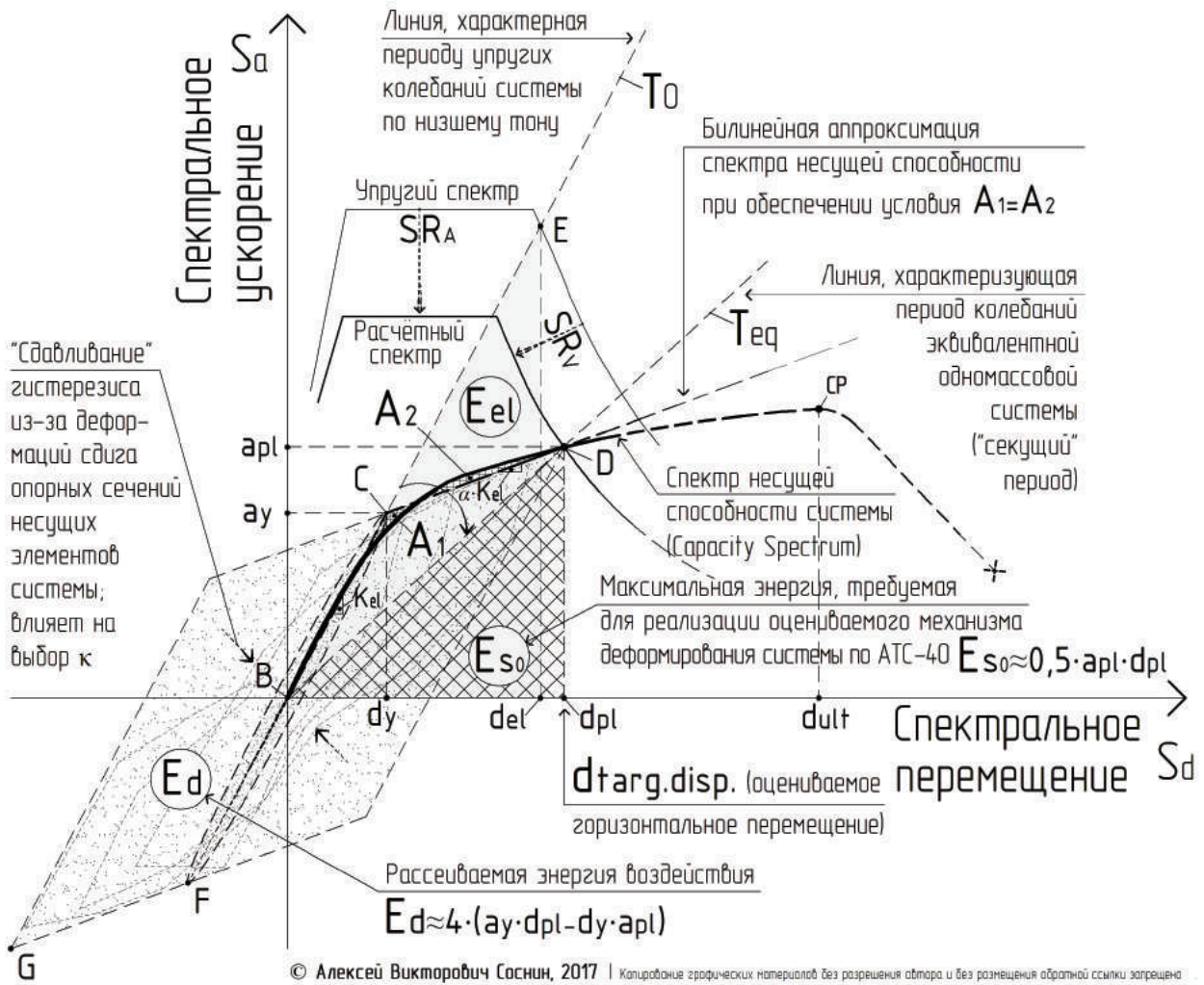


Рис. 3. Схема определения удельной потери энергии в упруго-пластической стадии работы системы

Важно отметить, что при определении величины  $E_{s0}$  присутствует некоторое упрощение: потенциальная энергия равна не площади треугольника B-D- $d_{pl}$  (рис. 3), а площади фигуры, расположенной под спектром несущей способности, как это показано в рекомендуемом Приложении В к Еврокоду-8 (в EC8 обозначается –  $E_m^*$ ). Если принять для жёсткости эквивалентной SDoF-системы значение, соответствующее  $T_{eq}$ , то при стремлении коэффициента податливости системы  $\mu_R$  к бесконечности, отношение энергии  $E_d$ , заключённой в объёме гистерезиса, к потенциальной энергии  $E_{s0}$  будет стремиться к 8,0. Соответственно, эквивалентный относительный коэффициент затухания при квазирезонансе может приблизиться к значению  $2/\pi$ . Тогда дополнительное затухание колебаний (в долях от критического) в упруго-пластической стадии за счёт повреждения несущих элементов, ответственных за реализацию допускаемого механизма пластического деформирования, определяется следующим образом:

$$\xi_0 = \frac{1}{4\pi} \times \frac{E_d}{E_{s0}} = \frac{0.637(a_y d_{pl} - d_y a_{pl})}{a_{pl} d_{pl}} \quad (15)$$

Тогда суммарное (эффективное) затухание (в %) определяется из выражения:

$$\xi_{eff} = \xi_{el} + \frac{63.7(a_y d_{pl} - d_y a_{pl})}{a_{pl} d_{pl}} \times \kappa \quad (16)$$

где  $\xi_{el}$  – затухание колебаний конструкции, «закладываемое» в систему на стадии концептуального проектирования (как правило, равно 5%);  $\kappa$  – поправочный коэффициент к затуханию  $\xi_0$ , упрощённо учитывающий возможные неопределённости при оценке реального гистерезисного характера деформирования железобетонных конструкций (англ. hysteresis modification factor); является функцией категории уязвимости сооружения. Выбор коэффициента  $\kappa$  производится в соответствии с таблицей 1, специально сформированной автором с применением положений ATC-40.

Таблица 1

Значение поправочного коэффициента к для дополнительного затухания  $\xi_0$  в зависимости от категории уязвимости объекта капитального строительства

Характеристики землетрясения, [пример землетрясения]	1 Тип здания в зависимости от пластичности системы категория уязвимости здания (А, В или С)				
	Дополнительное затухание в системе в упруго-пластической стадии $\xi_0$ (%)   коэффициент к (д.е.)				
событие малой продолжительности; с крайне редкими сильнейшими толчками; на площадке вблизи области влияния разлома, [города округа Империял (1940) относительно разлома Сан Андреас]	тип 1		тип 2	тип 3	
	А		В	С	
	$\xi_0$	к			
	$\leq 16,25$	1,0			
$> 16,25$	$(1,13 - 0,008 \xi_0) \geq 0,77$				
продолжительное событие; на площадке вне зоны влияния разлома, [г. Бухарест (1977) относительно зоны Вранча]	В		С		
	$\xi_0$	к	$\xi_0$	к	С
	$\leq 25$	$\frac{2}{3}$	любое значение	$\frac{1}{3}$	
	$> 25$	$(0,845 - 0,007 \xi_0) \geq 0,53$			

Примечание – В таблице рассмотрены следующие типы зданий (сооружений):

тип 1 – сейсмостойкие здания, конструктивная система которых содержит незначительное количество элементов, сконструированных без антисейсмических мероприятий;

(!) принимается, что система обладает хорошей способностью к рассеянию энергии землетрясения (сейсмостойкость системы соответствует заявленной сейсмичности площадки);

тип 2 – здания, конструктивная система которых включает, как несущие элементы, удовлетворяющие требованиям сейсмостойкого строительства, так и элементы, сконструированные без соблюдения необходимых антисейсмических мероприятий;

(!) принимается, что система обладает умеренной способностью к рассеянию энергии землетрясения;

тип 3 – здания, конструктивная система которых обладают недостаточной способностью к рассеянию энергии землетрясения (сейсмостойкость системы допускается считать не соответствующей расчётной сейсмичности площадки строительства).

Выражение (16) основано на допущении, что диссипация энергии, связанная с гистерезисным поведением, и диссипация, связанная со скоростью деформации, независимы друг от друга. Второе слагаемое в выражении (16) характеризует энергию, затрачиваемую на работу повреждения зон пластичности. Форма гистерезиса, представленная на рис. 3 (назовём её «эталонной»), характерна реакции достаточно податливой конструктивной системы с относительным коэффициентом затухания колебаний в упруго-пластической стадии не более 30 % при землетрясении малой продолжительности. Для оценки реакции систем, которым характерно иное гистерезисное поведение, и вводится поправочный коэффициент к. Он призван интегрально учесть целый ряд особенностей, в том числе: прогнозируемую скорость поперечных сейсмических волн в массиве грунта; магнитуду воздействия; заявленный класс пластичности системы; возможные отступления от норм, допущенные при проектировании и т.д.

Оценка суммарного затухания является важным этапом, предворяющим вычисление коэффициентов редукции  $SR_A$  и  $SR_V$  к упругому спектру реакции (рис. 3). Оценка коэффициента редукции к «полочке» спектра (т.е. к значению ускорения) производится так:

$$SR_A = \frac{3.21 - 0.68 \times \ln(\xi_{eff})}{2.12} \quad (17)$$

Для вычисления коэффициента редукции к параболическому участку спектра (с постоянной скоростью) применяется выражение:

$$SR_V = \frac{2.31 - 0.41 \times \ln(\xi_{eff})}{1.65} \quad (18)$$

При этом коэффициент редукции  $SR_A$  принимается равным не менее 0.33, 0.44 и 0.56; а коэффициент  $SR_V$  не менее 0.5, 0.56 и 0.67 для категорий А, В и С соответственно. Здесь важно сразу отметить, что в рассматриваемом контексте коэффициенты редукции  $SR_A$  и  $SR_V$  не имеют абсолютно никакой связи с коэффициентом  $K_1$  в постановке СП 14.13330.2014.



**О коэффициенте, учитывающем способность зданий и сооружений к рассеянию энергии**

Практикой установлено, что чем больше рассеивается энергии за один цикл деформаций сооружения, тем эффективнее его поведение во время землетрясения. Очевидно, что такая способность конструктивных систем должна оцениваться каким-то показателем.

Для оценки энергии, затрачиваемой на упруго-пластической стадии работы несущих конструкций каркасных зданий, в 2005 году Chao Sh-H. и Goel S.C. предложили применять коэффициент поглощения  $\gamma$ , который является частью разработанной ими вариации нелинейного статического анализа, – метода проектирования с заданным уровнем повреждений (англ. Performance-Based Plastic Design Method) [24]. Для предупреждения разночтений с коэффициентом неупругого сопротивления материала  $\gamma$ , обозначим его далее, как  $\gamma_{Ch-G}$ . Определяется этот коэффициент из предположения равенства энергий (рис. 3):

$$(E_y + E_{pl}) = \gamma_{Ch-G} \left( \frac{M \times S_v^2}{2} \right) = \frac{\gamma_{Ch-G} M}{2} \left( \frac{T}{2\pi} S_a g \right)^2, \tag{19}$$

где  $E_y$  – упругая энергия, равная площади треугольника В-С-d<sub>y</sub> (соответствует работе совершаемой бетоном и продольным армированием несущих элементов);  $E_{pl}$  – необратимая энергия пластических деформаций, равная площади фигуры dy-C-D-d<sub>pl</sub> (соответствует работе, совершаемой обжатым бетоном и поперечным армированием, установленным в зонах пластичности); M – масса системы;  $S_v$  – значение псевдоскорости; T – период собственных колебаний системы;  $S_a$  – спектральное ускорение. Однако, рассматриваемый метод имеет две базовые расчётные предпосылки: а) для представления кривой несущей способности системы применяется билинейная аппроксимация без упрочнения; б) для каркасных зданий, реакция которых «подчиняется» концепции эквивалентных энергий N. M. Newmark'a и W. J. Hall'a [25], коэффициент  $\gamma_{Ch-G}$  будет стремиться к 1,0 (рис. 4).

Учитывая особенности трансформации спектра несущей способности формата  $S_a$ - $S_d$  в кривую равновесных состояний формата V- $\Delta$  [8], формулу (19) можно преобразовать к виду:

$$\frac{V_y}{2} \times (2d_{ult} - d_y) = \gamma_{Ch-G} \left( \frac{V_{el} d_{el}}{2} \right), \tag{20}$$

где  $V_y$  – горизонтальная сейсмическая реакция, соответствующая пределу упругости несущих конструкций системы;  $d_{ult}$  – спектральное перемещение, соответствующее расположению точки упруго-пластических свойств системы на кривой несущей способности вблизипозиции, характерной уровню повреждений несущих конструкций в момент перед обрушением (СР; англ. Collapse Prevention; рис. 3);  $V_{el}$  – горизонтальная сейсмическая реакция, соответствующая несущей способности упругой системы;  $d_{el}$  – спектральное перемещение, соответствующее пересечению кривой, характерной начальной жёсткости системы, с упругим спектром реакции (ответа).

Если в выражении (20) значения горизонтальных реакций в уровне основания заменить на соответствующие им перемещения, то получим следующее равенство:

$$\gamma_{Ch-G} \left( \frac{d_{el}}{d_y} \right) = \left( \frac{2d_{ult} - d_y}{d_{el}} \right). \tag{21}$$

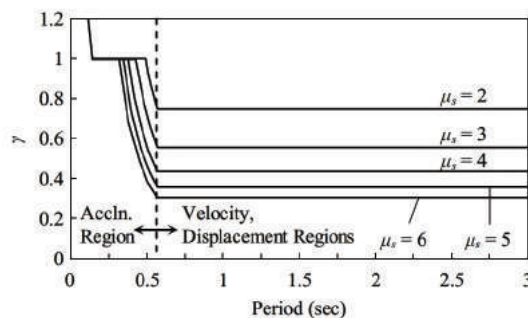


Рис. 4. Графическая визуализация зависимости коэффициента поглощения энергии  $\gamma_{Ch-G}$  от периода собственных колебаний  $T_1$  для различных значений коэффициента податливости  $\mu_R$  [27]

Учитывая формульный аппарат для определения коэффициента пластичности  $\mu_R$  и коэффициента редукции  $R_\mu$  [26], получим для коэффициента  $\gamma_{Ch-G}$  упрощённое выражение:

$$\gamma_{Ch-G} \gg \frac{2\mu_R - 1}{R_\mu^2}, \tag{22}$$

где  $\mu_R$  – коэффициент пластичности, равный отношению перемещения от максимальной горизонтальной нагрузки ( $d_{pl}$ ) к предельному перемещению при упругом деформировании ( $d_y$ );  $R_\mu$  – коэффициент редукации сейсмических сил, учитывающий резервы несущей способности за счёт податливости системы (англ. Seismic-force-modification ductility factor). У специалиста сразу может возникнуть вопрос: какое значение  $\gamma_{Ch-G}$  считать оптимальным для объектов исследования? В качестве оценки величины коэффициента  $\gamma_{Ch-G}$  в первом приближении, воспользуемся результатами исследования Liao W.-Ch. и Goel'я S. C. (2012) [27], в котором реакция сейсмостойкого четырёхэтажного железобетонного каркаса с периодом  $T_1=0,81$ с при коэффициенте  $\mu_R=3,64$  характеризуется  $\gamma_{Ch-G}$  равным 0,47 (для значения предельного относительного перегиба этажа 1,82 %). Очевидно, что важную роль при оценке этого параметра играет податливость системы и критерий деформативности, выбранный на стадии концептуального проектирования. Завышенное значение  $\gamma_{Ch-G}$  (стремящееся к 0,8) будет свидетельствовать о неудовлетворительной способности конструктивной системы к рассеиванию энергии землетрясения.

**Об уточнении суммарного затухания колебаний объектов существующей застройки**

В контексте положений по оценке суммарного затухания колебаний конструкций при сильном (редком) землетрясении, важно отметить, что в зарубежной практике существуют альтернативные выражения для параметра  $\xi_{eff}$ , учитывающие пластичности системы. Например, в регламенте Американского МЧС (Federal Emergency Management Agency) FEMA-440 (Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures; 2005) приведена следующая формула:

$$\xi_{eff} = \xi_{el} + \frac{63.7(\mu_R - 1)(1 - \alpha)}{\mu_R(1 + \alpha\mu_R - \alpha)} \times \kappa, \tag{23}$$

где  $\kappa$  – то же, что и в выражении (16);  $\alpha$  – коэффициент, характеризующий отношение жёсткости системы за пределом упругости к её начальной жёсткости (англ. post-elastic stiffness value); определяется из следующего выражения:

$$\alpha = \frac{\left( \frac{a_{pl} - a_y}{d_{pl} - d_y} \right)}{\left( \frac{a_y}{d_y} \right)} \tag{24}$$

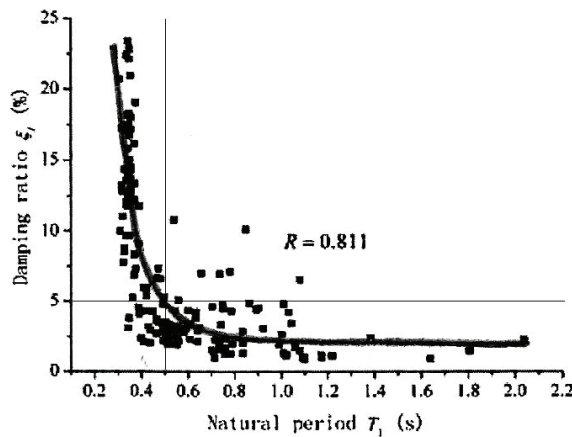


Рис. 5. Кривая зависимости затухания  $\xi$  упругих колебаний многоэтажных железобетонных зданий от периода собственных колебаний  $T_1$  (горизонтальная ось), полученная в экспериментах Zh. Zhang'a, Ch. Cho (2000) [32]

Gulkan P. и Sozen M. A. (1974) [28] в результате проведения натурных экспериментов на железобетонных каркасных зданиях, применяя модель деформирования железобетона при циклическом воздействии Такеда (Takeda T. M.; 1970 [29]), получили следующую формулу:

$$\xi_{eff} = \xi_{el} + 0.2 \left( 1 - \frac{1}{(\mu_R)^{0.5}} \right). \tag{25}$$

Kowalsky M. J., Priestley M. J. N. и MacRae G. A. (1994) [30] в своих исследованиях также использовали вышеуказанную упруго-пластическую модель деформирования с изменяющейся жёсткостью. Принимая показатель степени множителя к начальной жёсткости « $\alpha$ » для ветви разгрузки равным  $\frac{1}{2}$ , получили для расчёта железобетонных конструкций выражение:

$$\xi_{eff} = \xi_{el} + \frac{1}{\pi} \left[ 1 - \left( \frac{1-\alpha}{\mu_R} + \alpha \right) (\mu_R)^{0.5} \right]. \quad (26)$$

Для систем, поведение которых допускается описывать идеальной упруго-пластической диаграммой состояния, выражение (26) преобразуется к виду:

$$\xi_{eff} = \xi_{el} + \frac{1}{\pi} \left( 1 - \frac{1}{(\mu_R)^{0.5}} \right). \quad (27)$$

$$\xi_{el} = 1.945 + 0.195 \times T_1^{-3.779}, \quad (28)$$

где  $T_1$  – период собственных колебаний по низшему тону (в секундах). Примечательно, что при значении  $T_1 < 0,48$  с относительный коэффициент затухания резко возрастает от стандартного 5 %-го значения. Например, при  $T_1 = 0,3$  с параметр  $\xi$  равен 20 %. На стадии концептуального проектирования для оценки коэффициента относительного затухания упругих колебаний многоэтажных зданий прямоугольной формы в плане, формулу (28) с учётом стандарта ISO 8466:2010 (Mechanical vibration and shock – Vibration of fixed structures – Guidelines for the measurement of vibration and evaluation of their effects on structures, 2013) удобнее будет преобразовать:

$$\xi_{el} = 1.945 + 0.195 \left( \frac{H}{64} \right)^{-3.779}, \quad (29)$$

где  $H$  – высота здания (в метрах) от уровня средней планировочной поверхности земли в месте устройства отмотки до низа перекрытия верхнего этажа.

Практикующие специалисты согласятся с тем, что при вводе в эксплуатацию и ближе к её завершению здание в сейсмическом районе не может иметь одинаковую способность к рассеянию энергии сильного (редкого) землетрясения. Среди прочих критериев, влияющих на податливость системы, отмечается деградация жесткости под воздействием слабых землетрясений и обеспечение своевременного проведения ремонтных работ. Эту особенность на стадии поверочной оценки технического состояния зданий и сооружений автор предлагает учитывать посредством корректировки коэффициента  $k$ . Тогда выражение (16) примет следующий вид:

$$\xi_{eff} = \xi_{el.Zh-Ch} + \left( \frac{63.7 (a_y d_{pl} - d_y a_{pl})}{a_{pl} d_{pl} K_{Eso}} \right) \times K_T, \quad (30)$$

где  $\xi_{el.Zh-Ch}$  – относительный коэффициент затухания, определяемый по эмпирической формуле Zhang'a-Cho (2000) [32];  $K_{Eso}$  – поправочный коэффициент к значению потенциальной энергии  $E_{s0}$ , учитывающий некоторое упрощение, связанное с определением фактической площади фигуры под спектром несущей способности (таблица 2);  $K_T$  – поправочный коэффициент к параметру затухания  $\xi_0$ , определяемый из выражения (31).

В свою очередь коэффициент  $K_T$  определяется из выражения:

$$K_T = k \times K_{s.l.}, \quad (31)$$

где  $k$  – то же, что и в выражении (16);  $K_{s.l.}$  – коэффициент, характеризующий техническое состояние здания в зависимости от фактического срока его эксплуатации; предлагается определять его из следующего выражения:

$$K_{s.l.} = \left( 1 - \frac{T_{ex}}{T_{st}} \right)^{0.5}, \quad (32)$$

где  $T_{ex}$  – фактический срок эксплуатации (в годах) рассматриваемого здания (сооружения);  $T_{st}$  – нормативный срок эксплуатации (в годах) объектов рассматриваемого класса (при отсутствии подобной информации в технических документах в первом приближении его допускается принимать равным 100 лет).

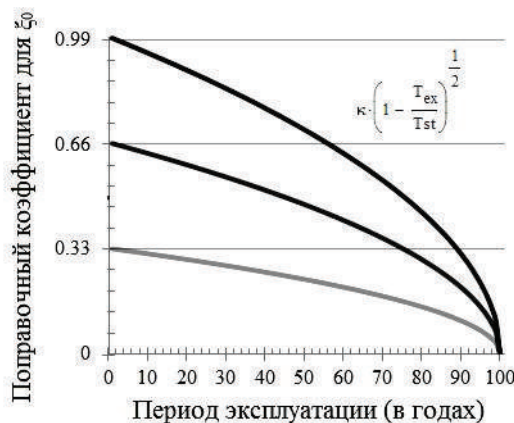


Рис. 6. Графическая визуализация зависимости поправочного коэффициента  $K_T$  от срока эксплуатации сооружения

На рис. 6 представлена зависимость, характеризующая потерю способности системы рассеивать энергию землетрясения в процессе эксплуатации. Например, сейсмостойкое здание, соответствующее категории А (таблица 1), под воздействием частых (слабых) землетрясений к середине расчётного срока эксплуатации без проведения капитального ремонта может «приобрести» признаки, свойственные категории уязвимости В. Приближаясь же к границе предельной эксплуатации, сооружение может вообще стать малоприспособным для дальнейшей эксплуатации без проведения ремонтных работ и специальных антисейсмических мероприятий.

Таблица 2

Коэффициент, учитывающий расчётное упрощение, связанное с определением величины потенциальной энергии  $E_{sp}$ , необходимой для реализации механизма деформирования

№ п/п	Тип здания или сооружения	Значение $K_{Eso}$
1	Каркасные здания без связевых элементов жёсткости	1,4
2	Каркасные здания с «гибким» нижним этажом (допускается применять для силосных корпусов без связевых элементов в объёме подсилосного этажа)	1,3
3	Многоэтажные каркасные здания со связевыми элементами жёсткости, при коэффициенте $K_{L,sh,b}$ в рассматриваемом направлении сейсмического воздействия, меньшем либо равном 0,15 (пункт 8 примечаний к таблице 3)	1,2
4	То же, что и в пункте 3, при $K_{L,sh,b} > 0,15$	1,1
5	Здания перекрёстно-стеновой конструктивной системы со стенами из железобетонных крупнопанельных или монолитных конструкций	1,0

Таблица 3

Результаты оценки коэффициентов, учитывающих в различных расчётных методиках способность зданий и сооружений к рассеянию энергии

№	<sup>1</sup> Краткая характеристика объекта	<sup>2</sup> $T_p$ $T_{ult}$ с	<sup>3</sup> $\xi$ , %	$\delta$	$\gamma$	$\psi$	<sup>4</sup> DMF	<sup>5</sup> $K_v$	$\xi_{eff}$ , %	$\mu_R$	$R_\mu$	$\gamma_{Ch-G}$
1	0,4g; 14,7×9,6×11,8; 4-этажный <sup>6</sup> рамный каркас; без стенового заполнения; вдоль поперечной оси; натурные испытания; СНиП II-A.12-1969* (в ред. 1977 г.)	$\frac{0,62^{(ф)}}{1,08^{(ф)}}$	3,13	0,197	0,063	0,40	1,140 1,157 1,109 1,142 1,206 1,103 1,167 1,139 1,229	$\frac{1,0}{1,3}$	(н.о.)	4,0 <sup>(ф)</sup>	<sup>7</sup> 4,0 <sup>(т)</sup>	0,44
2	0,2g; 18,88×18,88×27,5; 9-этажное по серии 111; крупные панели из лёгкого бетона $t=240$ мм; вдоль диафрагм ( <sup>8</sup> $K_{L,sh,b}=0,15$ ); сопоставительный; СНиП II-7-81 (в ред. 1982 г.)	$\frac{0,48^{(ф)}}{1,05^{(ф)}}$	5,07	0,1	0,32	0,64	0,995 0,995 0,997 0,995 0,994 0,999 0,995 0,995 0,993	$\frac{1,0}{1,0}$	(н.о.)	1,5	<sup>11</sup> 1,5 <sup>(н)</sup>	0,89
3	0,1g; 23,48×16,75×48,3; 15-этажное каркасное с диафрагмами ( $K_{L,sh,b}=0,31$ ); кирпичная кладка $t=510$ мм; вдоль поперечной оси; численный эксперимент; СНиП II-7-81* (в ред. 2000 г.)	$\frac{1,43^{(ф)}}{2,46^{(ф)}}$	1,99	0,125	0,04	0,25	1,246 1,253 1,195 1,250 1,444 1,302 1,323 1,207 1,429	$\frac{1,0}{1,0}$	<sup>12</sup> 8,5	<sup>13</sup> 2,2	<sup>7</sup> 2,2 <sup>(т)</sup>	0,7

Примечания

<sup>1</sup> В столбце 2 последовательно перечислены основные характеристики объектов исследования: ускорение в уровне основания (в долях g); размеры здания L×B×H (м); этажность здания; вертикальные ограждающие конструкции; направление сейсмического воздействия; способ оценки параметров кривой несущей способности (натурный, численный эксперимент; аналитический; сопоставительный; статистический и др.); нормативный документ, примененный для определения расчётной сдвигающей силы в уровне основания, учитываемой при конструировании несущих элементов.

<sup>2</sup> В столбце 3 в знаменателе указаны значения периодов колебаний по низшему тону при достижении горизонтальной реакции в уровне основания её предельного значения (в момент перед обрушением).

<sup>3</sup> Значение  $\xi$  определено из выражения, полученного в результате натуральных экспериментов Zh. Zhang'a и Ch. Cho (2009).

<sup>4</sup> В столбце 8 последовательно приведены значения поправочных коэффициентов DMF, полученные с применением следующих исследований и стандартов: Ashour S. A. и Hanson R. D. (1987), Idriss I. M. (1993), Bommer J. J. et al. (2000), Otani Sh. и Kanai N. (2002), IS 1893:2002, Lin Y. Y. и Chang K. C. (2003), DTR BC 2-48 (2003), Hatzigeorgiou G. D. (2010), Джинчвелашвили Г. А. и Мкртычев О. В. (2012).

<sup>5</sup> В числителе приведено значение коэффициента  $K_{\psi}$ , определённое в соответствии с нормами, указанными в столбце 2; в знаменателе – значение, указанное в таблице 5 СП 14.13330.2014.

<sup>6</sup> Значения, указанные в ячейке 13, получены в 1968 году Шапиро Г. А. и Захаровым В. Ф. в результате проведения натурального эксперимента [с.139; 34]. В связи с тем, что информация о наличии диафрагм и вертикальных ограждающих конструкций в рассматриваемом каркасном здании отсутствует, в настоящей работе принято, что остовом здания является рамный каркас без стенового заполнения.

<sup>7</sup> Указаны значения коэффициента редукиции  $R_{\mu}$ , определённые с применением концепции эквивалентных энергий и эквивалентных перемещений N. M. Newmark'a и W. J. Hall'a (1982) [25].

<sup>8</sup>  $K_{L_{sh.w}}$  – коэффициент, учитывающий отношение погонной длины сонаправленных диафрагм каркасного здания к длине рам в рассматриваемом направлении.

<sup>9</sup> Значение ТУ, указанное в числителе в ячейке 23, принято по результатам экспериментов Мелкумяна М. Г. [35].

<sup>10</sup> Значение  $T_{int}$ , указанное в знаменателе в ячейке 23, принято по исследованиям Аминтаева Г. Ш. [36].

<sup>11</sup> Значение принято с учётом исследований D. Mitchell'a et al. (2003) [37].

<sup>12</sup> Значение определено из выражения (16).

<sup>13</sup> Значение  $R_{\mu}$  получено в результате численной оценки упруго-пластической реакции здания в комплексе SAP2000 v.17.1. В качестве критерия необрушения принято положение точки свойств вблизи левой границы участка кривой, характеризующей допустимые повреждения несущих конструкций (вблизи уровня IO – от англ. Immediate Occupancy), при достижении относительного горизонтального перегиба этажа постоянного значения  $\Delta=0,5\%$  [9].

<sup>14</sup> Постоферы, указанные в скобках, имеют следующую смысловую интерпретацию: (ф) – фактические значения, полученные в результате проведения натуральных испытаний; (т) – теоретические значения; (н) – значения, приведённые в зарубежных нормах по расчёту сейсмостойких конструкций, с учётом прогнозируемых технических решений, принятых при конструировании ответственных несущих конструкций; (н.о.) – значение не определялось.

Если при оценке параметров затухания учесть срок эксплуатации здания от момента ввода в эксплуатацию до капитального ремонта по Добромыслову А. Н. (ЦНИИПромзданий, 2001), то выражение (32) можно преобразовать к виду:

$$K_{s.l.} = \left( 1 - \frac{\lambda T_{ex}}{0.16} \right)^{0.5}, \quad (33)$$

где  $\lambda$  – постоянная износа (б.р.), определяемая по данным технического мониторинга на основании изменения несущей способности конструкций на момент обследования:

$$\lambda = \frac{-\ln y}{t_f}, \quad (34)$$

здесь  $y$  – относительная надёжность, определяемая по Рекомендациям [33] с учётом категории технического состояния обследуемой конструкции в зависимости от выявленных повреждений;  $t_f$  – срок эксплуатации здания (сооружения) на момент обследования (в годах).

Параметры, учитывающие способность зданий и сооружений к рассеянию энергии, рассмотренные в настоящей статье, для частных примеров железобетонных каркасных зданий высотой 4, 9 и 15 этажей представлены в таблице 3.

Основные положения настоящей статьи могут быть применены для доработки и/или поверочной оценки технических решений зданий повторного применения, концептуально схожих с решениями домостроительной серии 1.020.1-2с/89.

### Выводы

1) Практика проектирования многоэтажных железобетонных зданий в сейсмических районах показывает, что на параметры армирования некоторых несущих конструкций влияют и основные сочетания эксплуатационных нагрузок. Значения логарифмического декремента колебаний  $\delta$ , указанные в пункте 11.1.10 СП 20.13330.2011, определены с учётом параметров затухания, соответствующих материалу несущих конструкций, а не конструктивной системе в целом. Поэтому при оценке интенсивности пульсационной составляющей ветровой нагрузки было бы логично учесть имеющиеся результаты натуральных экспериментов,

например, Zh. Zhang'a и Ch. Cho (2009) [32], и в инженерных расчётах значение  $\delta$  для объектов исследования с периодом собственных колебаний по низшему тону  $T_1 \geq 0,8$  с принимать равным 0,15.

2) Анализ механизмов повреждения зданий, спроектированных в сейсмических районах с применением спектрального метода, подтверждает справедливость энергетического подхода, заложенного в основу механики разрушения. Однако, в базовом методе расчёта зданий массового строительства в формулировке СП 14.13330 продолжают использоваться термины «напряжения» и «прочность», т.е. понятие силы.

Опираясь на базис исследований Sh.-H. Chao, S. C. Goe'я и W.-Ch. Liao [24, 27], и учитывая положения, указанные в работе A.S. Elnashai и A.M. Mwafy [26], можно сделать вывод, что зоны пластичности многоэтажных железобетонных каркасных зданий массового строительства, спроектированных с применением только ЛСМ по СНиП II-7-81 и его актуализированных редакций, «обязаны», не разрушаясь, обеспечить 70 %-ое(!) поглощение энергии события, на них приходящейся.

3) Сопоставительный анализ формул для определения  $\eta$ , применяющихся в зарубежной практике, очень важен, поскольку оценка интенсивности сейсмических сил в методологии нелинейного статического анализа основана на спектральном подходе. Принимая во внимание результаты оценки  $\xi$  по формуле Zhang'a-Cho (2009) и содержание столбца 8 таблицы 3, представляется целесообразным при определении расчётных сейсмических нагрузок, действующих на железобетонные каркасные здания с диафрагмами жёсткости выше 12 этажей, в формуле (2) СП 14.13330.2014 коэффициент  $K\psi$  принимать равным не менее 1,3. При этом такой расчётной предпосылки следует придерживаться вне зависимости от особенностей реализации технических решений по устройству стенового заполнения в проектное положение.

4) В расчётах зданий, возведённых с применением известных домостроительных серий, для построения расчётного спектра реакции предлагается не ограничиваться стандартным 5 %-ым демпфированием, а учитывать их реальные диссипативные параметры, зависящие от высоты здания и категории его технического состояния. В качестве одного из путей устранения недочётов классической (по ЛСМ) оценки дефицита сейсмостойкости [38] зданий и сооружений массового строительства автор предлагает методологию спектра несущей способности, с внедрением выражения (31). Пока учесть его в комплексе SAP2000 получается только посредством пользовательской корректировки настроек редактора «Structural behavior type». В поверочных расчётах объектов исследования, спроектированных в южных районах России только с применением ЛСМ (с  $K_1 < 0,5$ ) [9], при использовании рассматриваемой процедуры нелинейного анализа коэффициент  $k$  рекомендуется принимать равным не более 0,35. При этом, оценивая сейсмостойкость зданий, несущие элементы которых были сконструированы без должных антисейсмических мероприятий, расчётные параметры зон пластичности и составляющие выражения (30) обязательно нужно сочетать логическими связями (например, учётом в SAP2000 настройки «Conforming Transverse Reinforcement», применением соответствующих параметров диаграмм состояния и т.д.). Эффективность выражения (30), безусловно, требуется оценить на серии расчётов зданий и сооружений существующей застройки.

#### ЛИТЕРАТУРА

1. Сорокин Е. С. Динамический расчёт несущих конструкций зданий. М.: Госстройиздат, 1956. 337 с.
2. Сейсмостойкое строительство зданий / И. Л. Корчинский, Л. А. Бородин, А. Б. Гроссман и др.; под ред. И. Л. Корчинского. Учебное пособие для ВУЗов. М.: Высшая школа, 1971. 320 с.
3. Biot M. A. A Mechanical Analyzer for the Prediction of Earthquake Stress // Bulletin of the Seismological Society of America. Vol.31. No.2. 1941. PP. 151–171.
4. Карцивадзе Г. Н., Бюс И. Е., Кахиани Л. А. Динамические параметры железобетонных многоэтажных каркасных зданий // Бетон и железобетон. 1968. № 8. С. 18–21.
5. Ньюмарк Н., Розенблюэт Э. Основы сейсмостойкого строительства / Сокр. пер. с англ. Г. Ш. Подольского; под ред. Я. М. Айзенберга. М.: Стройиздат, 1980. 344 с. Перевод изд.: *Fundamentals of earthquake engineering* / N. M. Newmark, E. Rozenblueth. New York: Prentice-Hall, Inc.
6. Мамаева Г. В. Федяков М. В., Федякова С. Н. Информация о работе инженерно-сейсмометрической службы Петропавловска-Камчатского // Совершенствование системы наблюдений за колебаниями зданий. М., 1986. С. 62–69.
7. Золотков А. С. Сейсмостойкость монолитных зданий. Кишинёв: Картя Молдовой, 2000. 284 с.
8. Соснин А. В. Об особенностях методологии нелинейного статического анализа и его согласованности с базовой нормативной методикой расчёта зданий и сооружений на действие сейсмических сил // Вестник ЮУрГУ. Серия «Строительство и архитектура». 2016. Т. 16. № 1. С. 12–19. – DOI: 10.14529/build160102. – URL: <http://vestnik.susu.ru/building/article/view/4667>
9. Соснин А. В. О параметрах диафрагм жёсткости железобетонных каркасных зданий для строительства в сейсмических районах (по результатам расчётов многоэтажного жилого здания методом нелинейного статического анализа в SAP2000) // Жилищное строительство. 2016. № 4. С. 17–25.
10. Соснин А. В. Особенности оценки дефицита сейсмостойкости железобетонных каркасных зданий методом нелинейного статического анализа в SAP2000 // Техническое регулирование в транспортном строительстве. 2015. № 6(14). URL: [trts.esrae.ru/25-137](http://trts.esrae.ru/25-137).
11. Elastic seismic response of buildings with supplemental damping: Report No. UMCE 87-1; S.A. Ashour, R.D. Hanson, University of Michigan, Ann Arbor, MI.
12. Procedures for selecting earthquake ground motions at rock sites: Report No. NIST GCR 93-625; I. M. Idriss, National Institute of Standard and Technology, 1993.

13. Bommer J. J., Elnashai A. S., Weir A. G. Compatible Acceleration and Displacement Spectra for Seismic Design Codes // Proceedings of the 12-th World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, 2000. Paper No. 0207. 8 p.
14. Otani S., Kanai N. Japanese State of Practice in Design of Seismically Isolated Buildings // The 4-th U.S.-Japan Workshop on Performance-Based Earthquake Engineering Methodology for Reinforced Concrete Building Structures, 22-24 October, 2002, Toba, Japan. PP. 13–28.
15. Lin Y. Y., Chang K. C. Study on Damping Reduction Factor for Buildings under Earthquake Ground Motions // Journal of Structural Engineering, ASCE. 2003. No. 129(2). PP. 206–214. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9445(2003)129:2(206)
16. Hatzigeorgiou G. D. Damping Modification Factors for SDoF Systems Subjected to Near-Fault, Far-Fault and Artificial Earthquakes // Earthquake Engineering and Structural Dynamics. 2010. No. 39. PP. 1239–1258. DOI: 10.1002/eqe.991
17. Benahmed B., Hammoutene M. и Cardone D. Effects of Damping Uncertainties on Damping Reduction Factors // Periodica Polytechnica Civil Engineering. 2016. Paper No. 9665. 10 p. DOI: 10.3311/PPci.9665
18. Мкртычев О. В., Джинчвелашвили Г. А. Проблемы учёта нелинейностей в теории сейсмостойкости (гипотезы и заблуждения). М.: изд-во МГСУ, 2012. 192 с.
19. Wyllie L. A. Analysis of the Collapsed Armenian Precast Concrete Frame Buildings // Earthquake Engineering, The 10-th World Conference, Rotterdam, 1992. Vol. 1. PP. 63–66.
20. Hagjian A. H. The Spitak, Armenia earthquake – Why so much destruction? // The 10-th World Conference of Earthquake Engineering, Balkema, Rotterdam. PP. 5–10.
21. Reinforced Concrete Moment Frame Building without Seismic Details: Housing Report No. 111-14-09-2004; H. Faison, C.D. Comartin, K. Elwood; edited by M.M. Hachem and A. Irfanoglu, an initiative of Earthquake Engineering Research Institute & International Association for Earthquake Engineering. 62 p.
22. Bettinger S. Concrete Buildings Damaged in Earthquake (A Collection of Case Studies) [Электронный ресурс]. Режим доступа: <http://db.concretecoalition.org>, свободный. – Загл. с экрана.
23. The Northridge, California Earthquake of 17 January 1994: A Field Report By Earthquake Engineering Field Investigation; by ed.A. Blakeborough, P.A. Merriman, M.S. Williams, University of Oxford, 1994, 195 p.
24. Goel S.C., Chao S.-H. Performance-Based Plastic Design: Earthquake-Resistant Steel Structures, International Code Council, USA, Washington, DC, 2009.
25. Newmark N.M., Hall W.J. Earthquake Spectra and Design // Earthquake Engineering Research Institute, EERI, Berkeley, California, 1982. 103 p.
26. Elnashai A.S., Mwafy A.M. Overstrength and Force Reduction Factors of Multistorey Reinforced-Concrete Buildings // The Structural Design of Tall Buildings. 2002. No. 11. PP. 329–351. DOI:10.1002/tal.204
27. Liao W.-Ch., Goel S.C. Performance-Based Plastic Design and Energy-Based Evaluation of Seismic Resistant RC Moment Frame // Journal of Marine Science and Technology. 2012. Vol. 20. No. 3. PP. 304–310.
28. Gulkan P., Sozen M.A. Inelastic Responses of Reinforced Concrete Structures to Earthquake Motions // ACI Journal Proceedings. 1974. Vol. 71. No. 12. PP. 604–610.
29. Takeda T. M. Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes // Journal of the Structural Division, ASCE. 1970. Vol. 96. No. ST12. PP. 2557–2573.
30. Displacement-Based Design; A Methodology for Seismic Design Applied to Single Degree of Freedom Reinforced Concrete Structures: Report No. SSRP-94/16; M.J. Kowalsky, M.J.N. Priestley, G.A. MacRae, University of California, La Jolla, 1994.
31. Priestley M. J. N., Grant D. N., Blandon C. A. Direct Displacement-Based Seismic Design // The 2005 New Zealand Society for Earthquake Engineering Conference. Paper No. 33. 11 p.
32. Zhang Zh., Cho Ch. Experimental Study on Damping Ratios of In-Situ Buildings // WorldAcademy of Science, Engineering and Technology, 2009. 5 p.
33. Рекомендации по оценке надёжности строительных конструкций зданий и сооружений по внешним признакам. М.: ЦНИИПромзданий, 2001. 53 с.
34. Вибрационные испытания зданий / Гос. ком.по делам строит. и арх. при Госстрое СССР, ЦНИИЭПЖилища; под ред. Г. А. Шапиро. М.: Стройиздат, 1972. 160 с.
35. Melkumyan M. G. Experimental Investigation of Efficiency of Tuned Single and Double Mass Damper and its Application in the Form of an Additional Upper Floor for Seismic Protection of Existing Multistory Buildings // Construction Engineering. 2013. Vol. 1. Issue 2. PP. 15–24.
36. Аминтаев Г. III. Сейсмическая безопасность – цель, сейсмостойкость сооружений – средство // Инженерные изыскания. 2014. № 2. С. 48–53.
37. Mitchell D., Tremblay R., Karacabeyli E., Paultre P., Saatcioglu M., Anderson D.L. Seismic Force Modification Factors for the Proposed 2005 Edition of the National Building Code of Canada // Canadian Journal of Civil Engineering. 2003. No. 30. PP. 308–327. DOI: 10.1139/L02-111
38. Джинчвелашвили Г. А., Мкртычев О. В., Соснин А. В. Анализ основных положений СП 14.13330.2011 «СНиП II-7-81\*. Строительство в сейсмических районах» // О возможных принципиальных ошибках в нормах проектирования, приводящих к дефициту сейсмостойкости сооружений в 1–2 балла. Сборник трудов семинара, 15 сентября 2011 г. М.: МГСУ, 2011. С. 19–27.

## REFERENCES

1. Sorokin E. S. Dinamicheskij raschet nesushchikh konstruktivnykh zdaniy. М.: Gosstroyizdat, 1956. 337 s.
2. Seysmostoykoe stroitel'stvo zdaniy / I. L. Korchinskiy, L. A. Borodin, A. B. Grossman i dr.; pod red. I. L. Korchinskogo. Uchebnoe posobie dlya VUZov. М.: Vysshaya shkola, 1971. 320 s.
3. Biot M. A. A Mechanical Analyzer for the Prediction of Earthquake Stress // Bulletin of the Seismological Society of America. Vol.31. No.2. 1941. PP. 151–171.
4. Kartsivadze G. N., Byus I. E., Kakhiani L. A. Dinamicheskie parametry zhelezobetonnykh mnogoetazhnykh karkasnykh zdaniy // Beton i zhelezobeton. 1968. № 8. S. 18–21.
5. N'yumark N., Rozenblyuet E. Osnovy seysmostoykogo stroitel'stva / N. N'yumark; Sokr. per. s angl. G.Sh. Podol'skogo; pod red. Ya.M. Ayzemberga. М.: Stroyizdat, 1980. 344 s. Perevod izd.: Fundamentals of earthquake engineering / N. M. Newmark, E. Rozenblueth. New York: Prentice-Hall, Inc.

6. Mamaeva G. V. Fedyakov M. V., Fedyakova S.N. Informatsiya o rabote inzhenerno-seysmometricheskoy sluzhby Petropavlovskaya-Kamchatskogo // Sovershenstvovanie sistemy nablyudeniya za kolebaniyami zdaniy. M., 1986. S. 62–69.
7. Zolotkov A. S. Seysmostoykost' monolitnykh zdaniy. Kishinev: Kartya Moldovey, 2000. 284 s.
8. Sosnin A. V. Ob osobennostyakh metodologii nelineynogo staticheskogo analiza i ego soglasovannosti s bazovoy normativnoy metodikoy rascheta zdaniy i sooruzheniy na deystvie seysmicheskikh sil // Vestnik YuUrGU. Seriya «Stroitel'stvo i arkhitektura». 2016. T. 16. № 1. S. 12–19. DOI: 10.14529/build160102. URL: <http://vestnik.susu.ru/building/article/view/4667>
9. Sosnin A. V. O parametrah diafragm zhestkosti zhelezobetonnykh karkasnykh zdaniy dlya stroitel'stva v seysmicheskikh rayonakh (po rezul'tatam raschetov mnogoetazhnogo zhilogo zdaniya metodom nelineynogo staticheskogo analiza v SAP2000) // Zhilishchnoe stroitel'stvo. 2016. № 4. S. 17–25.
10. Sosnin A. V. Osobennosti otsenki defitsita seysmostoykosti zhelezobetonnykh karkasnykh zdaniy metodom nelineynogo staticheskogo analiza v SAP2000 // Tekhnicheskoe regulirovanie v transportnom stroitel'stve. 2015. № 6(14). URL: [trts.esrae.ru/25-137](http://trts.esrae.ru/25-137).
11. Elastic seismic response of buildings with supplemental damping: Report No. UMCE 87-1; S.A. Ashour, R.D. Hanson, University of Michigan, Ann Arbor, MI.
12. Procedures for selecting earthquake ground motions at rock sites: Report No. NIST GCR 93-625; I.M. Idriss, National Institute of Standard and Technology, 1993.
13. Bommer J.J., Elnashai A.S., Weir A.G. Compatible Acceleration and Displacement Spectra for Seismic Design Codes // Proceedings of the 12-th World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, 2000. Paper No. 0207. 8 p.
14. Otani S., Kanai N. Japanese State of Practice in Design of Seismically Isolated Buildings // The 4-th U.S.-Japan Workshop on Performance-Based Earthquake Engineering Methodology for Reinforced Concrete Building Structures, 22-24 October, 2002, Toba, Japan. PP. 13–28.
15. Lin Y. Y., Chang K. C. Study on Damping Reduction Factor for Buildings under Earthquake Ground Motions // Journal of Structural Engineering, ASCE. 2003. No. 129(2). PP. 206–214. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9445(2003)129:2(206)
16. Hatzigeorgiou G. D. Damping Modification Factors for SDoF Systems Subjected to Near-Fault, Far-Fault and Artificial Earthquakes // Earthquake Engineering and Structural Dynamics. 2010. No. 39. PP. 1239–1258. DOI: 10.1002/eqe.991
17. Benahmed B., Hammoutene M. i Cardone D. Effects of Damping Uncertainties on Damping Reduction Factors // Periodica Polytechnica Civil Engineering. 2016. Paper No. 9665. 10 p. DOI: 10.3311/PPci.9665
18. Mkrtychev O.V., Dzhyinchvelashvili G.A. Problemy ucheta nelineynostey v teorii seysmostoykosti (gipotezy i zabluzhdeniya). M.: izd-vo MGSU, 2012. 192 s.
19. Wyllie L. A. Analysis of the Collapsed Armenian Precast Concrete Frame Buildings // Earthquake Engineering, The 10-th World Conference, Rotterdam, 1992. Vol. 1. PP. 63–66.
20. Hagjian A. H. The Spitak, Armenia earthquake – Why so much destruction? // The 10-th World Conference of Earthquake Engineering, Balkema, Rotterdam. PP. 5–10.
21. Reinforced Concrete Moment Frame Building without Seismic Details: Housing Report No. 111-14-09-2004; H. Faison, C.D. Comartin, K. Elwood; edited by M.M. Hachem and A. Irfanoglu, an initiative of Earthquake Engineering Research Institute & International Association for Earthquake Engineering. 62 p.
22. Bettinger S. Concrete Buildings Damaged in Earthquake (A Collection of Case Studies) [Elektronnyy resurs]. Rezhim dostupa: <http://db.concretcoalition.org>, svobodnyy. Zagl. s ekrana.
23. The Northridge, California Earthquake of 17 January 1994: A Field Report By Earthquake Engineering Field Investigation; by ed.A. Blakeborough, P.A. Merriman, M.S. Williams, University of Oxford, 1994, 195 p.
24. Goel S.C., Chao S.-H. Performance-Based Plastic Design: Earthquake-Resistant Steel Structures, International Code Council, USA, Washington, DC, 2009.
25. Newmark N. M., Hall W. J. Earthquake Spectra and Design // Earthquake Engineering Research Institute, EERI, Berkeley, California, 1982. 103 p.
26. Elnashai A. S., Mwafy A. M. Overstrength and Force Reduction Factors of Multistorey Reinforced-Concrete Buildings // The Structural Design of Tall Buildings. 2002. No. 11. PP. 329–351. DOI:10.1002/tal.204
27. Liao W.-Ch., Goel S. C. Performance-Based Plastic Design and Energy-Based Evaluation of Seismic Resistant RC Moment Frame // Journal of Marine Science and Technology. 2012. Vol. 20. No. 3. PP. 304–310.
28. Gulkan P., Sozen M. A. Inelastic Responses of Reinforced Concrete Structures to Earthquake Motions // ACI Journal Proceedings. 1974. Vol. 71. No. 12. PP. 604–610.
29. Takeda T. M. Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes // Journal of the Structural Division, ASCE. 1970. Vol. 96. No. ST12. PP. 2557–2573.
30. Displacement-Based Design; A Methodology for Seismic Design Applied to Single Degree of Freedom Reinforced Concrete Structures: Report No. SSRP-94/16; M. J. Kowalsky, M. J. N. Priestley, G. A. MacRae, University of California, La Jolla, 1994.
31. Priestley M. J. N., Grant D. N., Blandon C. A. Direct Displacement-Based Seismic Design // The 2005 New Zealand Society for Earthquake Engineering Conference. Paper No. 33. 11 p.
32. Zhang Zh., Cho Ch. Experimental Study on Damping Ratios of In-Situ Buildings // WorldAcademy of Science, Engineering and Technology, 2009. 5 p.
33. Rekomendatsii po otsenke nadezhnosti stroitel'nykh konstruksiy zdaniy i sooruzheniy po vneshnim priznakam. M.: TsNIIPromzdaniy, 2001. 53 s.
34. Vibratsionnye ispytaniya zdaniy / Gos. kom.po delam stroit. i arkh. pri Gosstroe SSSR, TsNIIEPzhilishcha; pod red. G. A. Shapiro. M.: Stroyizdat, 1972. 160 s.
35. Melkumyan M. G. Experimental Investigation of Efficiency of Tuned Single and Double Mass Damper and its Application in the Form of an Additional Upper Floor for Seismic Protection of Existing Multistory Buildings // Construction Engineering. 2013. Vol. 1. Issue 2. PP. 15–24.
36. Amintaev G. Sh. Seysmicheskaya bezopasnost' – tsel', seysmostoykost' sooruzheniy – sredstvo // Inzhenernye izyskaniya. 2014. № 2. S. 48–53.
37. Mitchell D., Tremblay R., Karacabeyli E., Paultre P., Saatcioglu M., Anderson D.L. Seismic Force Modification Factors for the Proposed 2005 Edition of the National Building Code of Canada // Canadian Journal of Civil Engineering. 2003. No. 30. PP. 308–327. DOI: 10.1139/L02-111



38. Dzinchvelashvili G. A., Mkrtychev O. V., Sosnin A. V. Analiz osnovnykh polozheniy SP 14.13330.2011 «SNiP II-7-81\*. Stroitel'stvo v seysmicheskikh rayonakh» // O vozmozhnykh printsipial'nykh oshibkakh v normakh proektirovaniya, privodyashchikh k defitsitu seysmostoykosti sooruzheniy v 1–2 balla. Sbornik trudov seminarov, 15 sentyabrya 2011g. M.: MGSU, 2011. S. 19–27.

#### ОБ АВТОРЕ

**Соснин Алексей Викторович**, старший преподаватель кафедры Зданий и сооружений на транспорте Смоленского филиала Московского государственного университета путей сообщения Императора Николая II (МГУПС (МИИТ)); соискатель; 214012, Смоленск, ул. Беляева, д. 45, тел.: +7 (4812) 27-97-20, E-mail: syabryauskas@mail.ru

**Sosnin Aleksei Victorovich**, Senior lecturer of the department Buildings and structures on transport of the Moscow State University of Railway Engineering (MIIT), Smolensk Branch; candidate; Bldg 45, Belyaeva St, Smolensk, 214012, Russian Federation, tel.: +7 (4812) 27-97-20, E-mail: syabryauskas@mail.ru

### К ВОПРОСУ УЧЁТА ДИССИПАТИВНЫХ СВОЙСТВ МНОГОЭТАЖНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КАРКАСНЫХ ЗДАНИЙ МАССОВОГО СТРОИТЕЛЬСТВА ПРИ ОЦЕНКЕ ИХ СЕЙСМОСТОЙКОСТИ

**А. В. Соснин**

Рассматриваются параметры, характеризующие способность многоэтажных железобетонных каркасных зданий к рассеянию энергии колебаний. Расчёты современных многоэтажных зданий массового строительства на действие сильного (редкого) землетрясения по СП 14.13330.2014 допускается выполнять только по линейно-спектральному методу (ЛСМ). Работа их несущих конструкций в пластической стадии деформирования учитывается введением понижающего коэффициента  $K_1$  к интенсивности сейсмических сил. Согласно табл. 5 указанного свода правил способность рассчитываемых зданий к рассеянию энергии землетрясения учитывается коэффициентом  $K_\psi$ . Согласно СП 14.13330.2014  $K_\psi$ , являясь, по сути, поправочным коэффициентом к параметрам кривой  $\beta_1(T)$ , оказывает влияние только на величину горизонтальной сейсмической реакции, учитываемой при конструировании несущих элементов системы. В отечественных нормах проектирования параметры затухания, как правило, характеризуют или какой-то строительный материал, или несложную однородную конструкцию. Для каркасных зданий с диафрагмами принимается, что относительный коэффициент затухания (демпфирования)  $\xi$  равен стандартному 5%-му значению от критического, что отвечает коэффициенту  $K_\psi$  равному 1,0.

Автором предлагается при назначении коэффициента  $K_\psi$  учитывать для параметра  $\xi$  значение, соответствующее колебаниям пространственной системы в целом, и применять дифференцированный подход к назначению  $\xi$  для каркасных зданий в зависимости от их этажности, или периода собственных колебаний по низшему тону  $T_1$ . Решая поставленную задачу, автор применил результаты натуральных экспериментов Zh. Zhang и Ch. Cho (2009) и эмпирические выражения для коэффициента  $\eta$  (эта). В статье рассмотрены частные примеры объектов капитального строительства высотой 4, 9 и 15 этажей. На стадии концептуального проектирования многоэтажных железобетонных зданий прямоугольной формы в плане предлагается оценку значения  $\xi$  выполнять по формуле (1), полученной Zh. Zhang и Ch. Cho (2009), но с учётом выражения, представленного стандарта ISO 8466:2010.

В статье рассмотрена методология проектирования с заданным уровнем повреждений, позволяющая применить энергетический подход в оценке сейсмостойкости объектов исследования. В качестве инструментария использован алгоритм учёта рассеяния энергии в нелинейной расчётной процедуре «А» метода спектра несущей способности, реализованной в SAP2000. В результате исследования предложены уточнения к выражению суммарного (эффективного) затухания  $\xi_{\text{эф}}$  применяемого для определения коэффициентов редукции  $SR_A$  и  $SR_V$  к упругому спектру реакции. Так, на этапе оценки значения параметра  $\xi_0$ , учитывающего затухание колебаний в упруго-пластической стадии работы конструкций, автор предлагает учитывать категорию их технического состояния и остаточный эксплуатационный ресурс сооружения. Отмечается, что ЛСМ в редакции СП 14.13330.2014 рассматривает только упругую энергию, затрачиваемую на работу, как правило, бетона и продольной арматуры несущих элементов. Для повышения достоверности инженерной оценки параметров армирования несущих конструкций объектов исследования в сейсмических районах предлагается значение декремента колебаний  $\delta$  для зданий с  $T_1 \geq 0,8$  с принимать равным 0,15. Отмечается, что при определении расчётных сейсмических нагрузок, действующих на железобетонные каркасные здания с диафрагмами жёсткости выше 12 этажей, в формуле (2) СП 14.13330.2014 коэффициент  $K_\psi$  следует принимать равным не менее 1,3 вне зависимости от особенностей реализации технических решений по устройству стенового заполнения в проектное положение.

**ABOUT DISSIPATION PROPERTIES OF MULTI-STOREY RC FRAME BUILDINGS  
OF LARGE-SCALE-CONSTRUCTION PROJECTS AT THEIR EARTHQUAKE-RESISTANCE ESTIMATION****A. V. Sosnin**

Parameters characterizing capability of multi-storey RC frame buildings to dissipate of fluctuation energy are considered in the article. It is noted that the Seismic Building Design Code SP 14.13330.2014 permits to use only Response Spectrum methodology (RSM) for earthquake-resistance estimation of large-scale-construction (LCS) multi-storey buildings under seismic loads characterized a strong (rare) earthquake. The seismic-force-reduction factor  $K_1$  (in the SP 14.13330.2014 formulation) uses for accounting of plastic deformations in structural members. In accordance with the table No.5 of SP 14.13330.2014 (hereinafter referred to as – table No.5) capability of research objects to dissipate of earthquake energy is accounted by the damping scale factor  $K_\psi$ . Herewith the equation (2) of the SP 14.13330.2014 shows that the  $K_\psi$  is modification ratio for a  $\beta_i(T)$  curve and it has influence only on a value of design base shear force. In Russian design codes, as a rule, damping parameters characterize either some structural materials or a simple homogeneous structure. In accordance with the section No.3 of the table No.5 damping value is 5 percentage uses for frame building with shear walls and it equal to unity for the  $K_\psi$ .

It is submitted during assignment the  $K_\psi$ -factor to account behavior of a spatial system and to use differentiate approach for selection of a damping ratio  $\xi$  depending on height and fundamental period  $T_i$  of frame buildings. In-situ experimental tests conducted by Zh. Zhang и Ch. Cho (2009) and empirical equations for damping modification factor  $\xi$  were used by the author for solving the research problem. As the anecdotal research objects of the article were used buildings with height of 4, 9 and 15 storeys. It is offered on conceptual earthquake-resistant design stage of rectangular multi-storey RC buildings to accomplish an estimation of damping ratio  $\xi$  with the equation (1) obtained by Zh. Zhang и Ch. Cho (2009) but with into account the equation which was presented on page 25 of ISO 8466:2010.

Performance-Based Plastic Design methodology enabling to use energy approach in earthquake-resistance estimation of the research objects is considered in the article. As a tool-feature is used energy dissipation technique of the Capacity Spectrum Method procedure «A», which has been realized in the software SAP2000. Refinements for total damping  $\xi_{eff}$  applied for estimation of elastic-spectrum-reduction factors SRA и SRV were submitted by the author after the research. So, it is suggested for evaluation of hysteretic damping (equivalent viscous damping)  $\xi_0$  to use damage level of a structure and its actual working lifespan. It is noted that the RSM (in the SP 14.13330.2014 formulation) considers elastic strain energy only which is pumped into performance, as a rule, of concrete and longitudinal reinforcement of RC members. The author suggests for authenticity improvement of an engineering estimation of reinforcement parameters to assume logarithmic decrement value is equal to 0,15 for research objects with fundamental period  $T_1 \geq 0,8$  sec. It is noted that the damping modification factor  $K_\psi$  (in the SP 14.13330.2014 formulation) ought to take as not less than 1,3 for calculating of demand seismic loads exerting on RC frame buildings with shear walls with height more than 12 storeys. And the condition should be taken regardless of technical decision features on an external infill arrangement.