

# Строительные конструкции, здания и сооружения

УДК 624.94.012.45:699.841:624.044.3

DOI: 10.14529/build210202

## ДЕТЕРМИНИРОВАННАЯ ОЦЕНКА ДЕФИЦИТА СЕЙСМОСТОЙКОСТИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КАРКАСОВ

**А.В. Соснин<sup>1,2</sup>**

<sup>1</sup> Научно-исследовательская лаборатория оценки безопасности результатов проектирования и сейсмостойкости строительных конструкций, г. Смоленск, Россия

<sup>2</sup> Центральный научно-исследовательский и проектный институт жилых и общественных зданий (ЦНИИЭП жилища), г. Москва, Россия

Исследованы резервы сейсмостойкости железобетонного каркаса из 4 этажей, испытанного ЦНИИЭП жилища в 1968 году с применением вибрационной машины В-2. Принималось, что каркас возведен в г. Ашхабаде на площадке со средними грунтовыми условиями, характеризующейся расчетной сейсмичностью 9 баллов. Над каркасом автором проведен численный эксперимент; оценки выполнены с применением расчетных процедур методологии нелинейного статического (Pushover) анализа в SAP2000. Рассматривается оценка дефицита сейсмостойкости ( $I_d$ ), обусловленного недостаточной способностью объектов исследования к редуцированию сейсмических сил. Отмечается, что в имеющихся формулировках дефицита сейсмостойкости отсутствует четкая связь  $I_d$  с понятием допускаемых повреждений при сильном землетрясении. Пояснен порядок количественной оценки  $I_d$  с применением диаграммы деформирования каркаса. Указывается, что оценка дефицита сейсмостойкости для объектов исследования должна захватывать область больших перемещений такой диаграммы. При воздействии, удовлетворяющем параметрам спектра реакции  $S_a(T)$ , полученного из кривой  $\beta(T)$  СНиП II-A. 12–62, дефицит сейсмостойкости в исследуемом каркасе отсутствует. При этом допускаемому уровню повреждений каркаса соответствует коэффициент  $K_1$ , равный 0,34. Расчетами установлено, что каркас способен выдержать горизонтальное воздействие, схожее с параметрами основного толчка Ашхабадского землетрясения 1948 г. Проверка сейсмостойкости каркаса с применением спектра  $S_a(T)$ , полученного из кривой  $\beta(T)$  СП 14.13330, привела к чрезмерно консервативной оценке  $I_d$ . Отмечается, что величина коэффициента допускаемых повреждений  $K_1$  может оказывать влияние на формирование  $I_d$  только в железобетонных каркасных зданиях и сооружениях, обладающих низкой пластичностью. Дефицит сейсмостойкости в объектах исследования обуславливается недостаточными параметрами поперечного армирования зон пластичности.

*Ключевые слова: дефицит сейсмостойкости, железобетонные каркасные здания (сооружения), требуемая сейсмостойкость, коэффициент допускаемых повреждений  $K_1$ , коэффициент запаса сейсмостойкости, концепция нелинейного статического анализа, диаграмма деформирования здания, пластичность сооружения.*

### 1. Описание проблемы. Постановка задачи исследования

Анализ последствий землетрясений подтверждает, что проблема достоверности количественной оценки дефицита сейсмостойкости ( $I_d$ ) действительно существует: целеполагание есть, но способы и методы для проведения достоверной оценки  $I_d$  четко не определены. В отечественной практике проектирования и обследования зданий (сооружений) существующей массовой застройки единой формулировки для определения дефицита сейсмостойкости до сих пор нет. В действующих правилах проектирования термин «дефицит сейсмостойкости» с соответствующим ему определением не приводится. Но в имеющихся формули-

ровках  $I_d$  присутствует понятие о расчетной (фактической) сейсмостойкости существующего сооружения. Сейсмостойкость каркаса здесь будет рассматриваться в контексте определения термина «сейсмостойкость сооружения», указанного в абзаце 2 пункта 3.15 СП 14.13330.2018.

Величину  $I_d$  объектов исследования массового строительства инженеры оценивают, как правило, только путем расчетов линейно-спектральным методом (ЛСМ) с применением коэффициента  $K_1$ , в баллах шкалы MSK–64 (путем математического округления до целого значения). В границах действующего правового поля инженер не может оценивать дефицит сейсмостойкости в дробных значениях, поскольку нормативные документы обяза-

тельного применения оперируют понятием целого балла. На XXI научно-практической Щукинской конференции (с международным участием), состоявшейся 04.10.2018 г. в Институте физики Земли им. О.Ю. Шмидта Российской академии наук, было много существенных замечаний по указанной проблеме. Так, М.А. Клячко отмечал, что балл макросейсмической шкалы MSK-64 является неполной характеристикой землетрясения; балл, по своей сути, – есть категория, которая назначается. Между макросейсмической и инструментальной характеристиками землетрясения нет четкого соответствия. В докладе О.В. Павленко на наглядных примерах было показано, что единой формулы для связи балла с пиковым ускорением нет. В работе [1] отмечается, что шкала MSK-64, как, впрочем, и другие известные макросейсмические шкалы, в основном акцентируют внимание на констатационной части и фиксируют результаты сейсмических событий уже постфактум. При этом указанная шкала базируется на достаточно устаревшей классификации типов зданий (сооружений) и не отражает результатов инженерного анализа последствий землетрясений, произошедших после введения ее в практику проектирования.

При изучении проблемы, обозначенной в названии статьи, инженер может натолкнуться на кажущуюся дилемму, суть которой представляется в следующем. С одной стороны, например, в сборнике [2] со ссылкой на пояснения Ю.А. Бержинского указано, что в зданиях и сооружениях массового строительства, спроектированных по нормам, присутствуют весьма существенные резервы несущей способности и что такие резервы, обусловленные работой конструкций за пределом упругости, используются не полностью. Там же поясняется, что сейсмостойкость здания обуславливается не только расчетными процедурами, но живучестью здания и специальными конструктивными (антисейсмическими) мероприятиями и соответствующим качеством строительства.

Для того чтобы инженеру окончательно стало понятно, о каких резервах здесь идет речь, обратимся к пояснениям, приведенным в [3]. Там специально выделена концептуальная предпосылка линейно-спектральной методики правил проектирования в сейсмических районах, которая была заложена в ЛСМ с момента разработки и которая определяется выражением:

$$\Phi_{\text{пр}} = \Phi_e + \Delta\Phi = \frac{\Phi_e}{K_1}, \quad (1)$$

где  $\Phi_{\text{пр}}$  – уровень сейсмического воздействия, соответствующий предельному состоянию здания в целом;  $\Phi_e$  – уровень, обозначенный как расчетно-упругий;  $\Delta\Phi$  – дополнительные резервы (позволяющие сооружению приспособляться к сейсмическим воздействиям), проявляющиеся главным образом в упруго-пластической стадии деформи-

рования конструкций;  $K_1$  – коэффициент допускаемых повреждений зданий, сооружений. В отношении выражения (1) в [3] приводятся следующие пояснения. Сейсмостойкость здания может быть повышена либо за счет увеличения его расчетно-упругого уровня (за счет увеличения прочности несущих конструкций), либо за счет конструктивных мероприятий, обеспечивающих реализацию дополнительных резервов  $\Delta\Phi$ . Акцентируется внимание на то, что сейсмические нагрузки, определяемые с применением линейно-спектральной методики норм, обеспечивают требуемую надежность зданий при сейсмических воздействиях только тогда, когда гарантированно(!) реализуются резервы несущей способности  $\Delta\Phi$ . В правой части выражения (1) определена связь предельного состояния здания с коэффициентом  $K_1$ .

То, что дополнительные резервы несущей способности в некоторых типах зданий действительно существуют, следует из результатов (в том числе приведенных в [4]) более чем 100 натурных вибрационных экспериментов, выполненных ЦНИИЭП жилища в период 1964–1992 гг. (из пояснений Г.Н. Ашкинадзе, полученных по e-mail – А.С.), начиная от Кишинева и Белграда на западе до Петропавловска-Камчатского на востоке и Ашхабада на юге. Такие же резервы отмечаются в пояснениях Ю.А. Бержинского со ссылкой на результаты натурных экспериментов над зданиями в 1980–1994 гг. [2]; о таких резервах можно судить из результатов обследований последствий Карпатского (1986) [3, с. 327], Спитакского (1988) и других землетрясений. Но наличие таких резервов отмечается в основном в зданиях, остов которых представлен перекрестно-стеновой системой из крупных железобетонных панелей (!).

В результатах исследования [5], основанных на методах прецедентного анализа реальных потерь во время прошлых сильных землетрясений (со ссылкой на статистические данные), указано, что с дефицитом сейсмостойкости, не превышающим 2 балла, сейсмически обусловленных безвозвратных людских потерь почти нет. Но снова в тексте [5] встречается пояснение, что указанная информация относится к крупнопанельным зданиям.

С другой стороны, в интернет-издании газеты МК.ru со ссылкой на исследования, проводимые Московским государственным строительным университетом [6], приведены пояснения о том, что в правилах проектирования допущена серьезная ошибка, которая обуславливает недостаточную прочность современных многоэтажных зданий и которая в итоге привела к дефициту сейсмостойкости в 2 балла для большинства зданий и сооружений гражданского назначения (каких именно типов конструктивных систем – не поясняется). Далее указывается, что предпосылкой формирования такого дефицита является неверное назначение величины коэффициента редукации, учитывающего снижение сейсмических сил.

На фоне пояснений, указанных в «Московском Комсомольце», исследования, проводимые Ф.Ф. Аптикаевым [7] в области оценки расчетных уровней сейсмических воздействий, дополнительно раскрывают возможные причины аномально большого количества жертв и огромного ущерба при землетрясениях, произошедших в СССР (по сравнению, например, с США). В исследованиях А.М. Курзанова [8] по этому поводу отмечается, что причинами страшных последствий Спитакского землетрясения (1988) являются ошибки в нормативных расчетных моделях сооружения и воздействия. В той же статье указано, что линейно-спектральный метод расчета не соответствует реальной физической модели воздействия; со ссылкой на С.В. Полякова отмечается, что принципиальной ошибкой норм является измерение разрушительной способности землетрясения только мерой ускорения основания сооружения. Из работы [9], посвященной вопросам исследования причин разрушений 9-этажных железобетонных каркасно-панельных зданий во время указанного Спитакского события, следует, что одной из основных предпосылок таких последствий определяется несоответствие между антисейсмическими мероприятиями, принятыми при их проектировании, и назначенным для коэффициента  $K_1$  значением 0,25.

В процессе углубленного изучения указанной проблемы выяснилось, что каждый из вышеперечисленных научных результатов по-своему правочислен. Дефицит сейсмостойкости следует связывать с дифференциацией опасности для здания (конкретного типа конструктивной системы) быть разрушенным при сильном землетрясении, поскольку зависит от особенностей его остова. Учитывая все изложенные пояснения, важно разобраться, сможет ли, например, железобетонный каркас противостоять землетрясениям, если в нем предварительно будет выявлен дефицит сейсмостойкости в 1 балл макросейсмической шкалы. Если для крупнопанельных зданий получены результаты натурных испытаний, подтверждающие для них резервы, соответствующие коэффициенту запаса прочности 3–4, то для каркасных зданий (без диафрагм и связей жесткости) подобные резервы практически не установлены [4]. К тому же в отношении каменных, крупноблочных и панельных [5, 10], а также монолитных зданий с перекрестно-стеновой конструктивной системой [3] макросейсмические данные накоплены уже в достаточном количестве, но для железобетонных каркасных зданий (особенно, новых домостроительных серий) таких наблюдений в отечественной практике явно недостаточно. Непосредственно после указанного Спитакского и Шикотанского (1994) землетрясений анализировать состояние объектов исследования практически было не на чем. Поэтому в свое время [11] устанавливали дефицит сейсмостойкости 5-этажных каркасно-каменных зданий типового проекта 115-102-4с/1 пришлось с приме-

нением экспертных неформализованных оценок. Трудности тогда были обусловлены еще и осознанием того, что достоверную количественную оценку  $I_d$  с применением ЛСМ провести оказалось не возможно. Из анализа выражения (1) следует, что линейно-спектральная методика априори не предназначена для проведения проверок способности зданий и сооружений к редуцированию сейсмических сил, поскольку такая способность (применяя термин IT) «защита» в параметре  $\Delta F$ . В этом контексте концепция обеспечения сейсмостойкости, заложенная в основу ЛСМ, вполне отождествляется с принципом работы полупроводникового диода.

Результаты упомянутых натурных экспериментов ЦНИИЭП жилища над зданиями с различными конструктивными системами позволяют сформулировать следующий предварительный вывод. Если неверное назначение величины коэффициента  $K_1$  действительно является причиной формирования дефицита сейсмостойкости в зданиях и сооружениях, то в зону неприемлемого значения  $I_d$ , однозначно, попадают объекты исследования. Настоящая работа является непосредственным продолжением исследований старших коллег из ЦНИИЭП жилища, основана на результатах исследования [12], при этом в ней также дополнительно развиваются выводы, изложенные в [13].

### *Гипотеза, цель, задачи исследования и методика проведения работы*

Гипотеза исследования – дефицит сейсмостойкости железобетонных каркасных зданий и сооружений массового строительства (проектируемых и спроектированных только с применением ЛСМ) формируется не столько из-за неверного назначения величины коэффициента  $K_1$ , но в целом из-за неверно оцененной (недооцененной) и/или необеспеченной (соответствующим армированием) способности объектов исследования к редуцированию сейсмических сил, в основном обуславливаемой пластичностью системы.

Цель работы – на основании анализа результатов экспериментов, проведенного в работе [12], предложить подход к количественной оценке  $I_d$  и, применяя концепцию Pushover анализа, определить особенности влияния коэффициента  $K_1$  на формирование дефицита сейсмостойкости в объекте исследования при расчетном землетрясении.

Для этого потребуется решить следующие задачи: 1) разобраться с имеющейся терминологией, применяемой в области оценки дефицита сейсмостойкости строительных конструкций, зданий и сооружений; 2) разработать графическую схему, поясняющую суть предлагаемой количественной оценки  $I_d$ ; 3) установить, какую величину  $I_d$  можно считать предельно допустимой для объекта исследования в рассматриваемой постановке задачи; 4) выявить резервы несущей способности каркаса

при оценке его живучести от действия сильного землетрясения; 5) исследовать вопрос – будет ли зависеть величина  $I_d$  для рассматриваемого каркаса от полученного значения  $K_1$ ; 6) на примере результатов количественной оценки  $I_d$  исследуемого каркаса показать основательность смысловой коллизии, рассмотренной в работе [14], и объективность подхода, предложенного автором в работе [15].

#### **Краткое описание методики проведения работы**

Учитывалось, что одним из объективных критериев правомерности и безопасности расчетных рекомендаций является анализ результатов экспериментальных исследований предельных состояний конструкций и изучение последствий сильных (разрушительных) землетрясений [16]. Настоящая работа основана на результатах натурного и численного экспериментов, проведенных сотрудниками ЦНИИЭП жилища над железобетонным сборно-монолитным рамным каркасом фрагмента жилой блок-секции из 4 этажей размерами в осях  $14,7 \times 9,6$  м, высотой 11,8 м, возведенным в г. Ашхабаде. Важно добавить, что натурные испытания указанного каркаса проводились ЦНИИЭП жилища совместно с Институтом сейсмостойкого строительства Госстроя Туркменистана. Принималось, что проект каркаса разрабатывался для строительства в районе железнодорожной станции на площадке, характеризующейся средними грунтовыми условиями. Поведение каркаса исследовалось при действии инерционных сил, имитирующих сейсмические, интенсивностью, соответствующей 9 «условным» баллам шкалы MSK–64. Экспериментальное значение начальной частоты собственных колебаний  $f$  каркаса для случая направления инерционных сил вдоль поперечной оси определено равным 1,67 Гц ( $T_x = 0,599$  с); теоретическое – 1,642 Гц ( $T_x = 0,609$  с) [12]. Теоретические оценки  $I_d$  выполнены с применением расчетных алгоритмов, реализованных в SAP2000 (лиц. Asset ID 128227). Все нижеследующие рассуждения и оценки будут основаны на применении расчетных спектров действия сейсмических колебаний, полученных с применением кривых коэффициента динамичности  $\beta_i$ , и известных очаговых характеристиках основного толчка Ашхабадского землетрясения (1948). Различия в оценках способности редуцирования изучаемой системы при проведении количественных оценок  $I_d$  будут приведены к единице измерения макросейсмической шкалы.

В статье будут упоминаться «неправильные» и «правильные» здания (в формулировке [3, с. 318]); к последним будем относить объекты, удовлетворяющие требованиям пункта 4.1 СП 14.13330. Здания, не удовлетворяющие указанным требованиям, будем относить к «неправильным». Будут рассмотрены следующие уровни повреждений несущих конструкций: (Ю) – уровень предельной нормальной эксплуатации, характеризующийся час-

тичной или полной потерей эксплуатационных свойств системой, (LS) – уровень повреждений, допускаемых при условии обеспечения безопасности жизнедеятельности [14]. При этом подстрочным индексом (L) (например,  $LS_{(L)}$ ) будем обозначать повреждения, соответствующие участку диаграммы деформирования системы слева от точки, характерной рассматриваемому уровню повреждений; индексом (R) – справа от рассматриваемой точки упруго-пластических свойств. Местами в тексте будут применяться пояснения Методики Камчатскгражданпроекта (2009) [17].

Направление исследования соответствует пункту 20(д) Стратегии научно-технологического развития Российской Федерации. Статья пригодится инженерам при проведении работ в рамках Федеральных целевых программ по повышению устойчивости жилых домов, основных объектов и систем жизнеобеспечения в сейсмических районах Российской Федерации. Она может заинтересовать заказчиков, вкладывающих инвестиции в проектирование реконструкций зданий и сооружений массового строительства, а также андеррайтеров страховых компаний.

#### **2. Онтология определения дефицита сейсмостойкости в практике проектирования**

В документе [18] (2011) указано, что дефицит сейсмостойкости в баллах определяется как разность между сейсмичностью площадки строительства и расчетной (фактической) сейсмостойкостью существующего объекта. В Методике (2009) [17] дефицит сейсмостойкости определяется как разность между требуемой расчетной сейсмостойкостью здания и фактической, определяемой годом постройки, категорией грунтов по сейсмическим свойствам и др. Но расчетная сейсмостойкость сооружения не всегда соответствует его фактической способности сопротивляться сейсмическим силам [4, табл. 23]. К тому же на практике встречаются расчетные ситуации, когда параметры некоторых ответственных несущих конструкций многоэтажного каркасного здания, подобранные по результатам его расчетов на сейсмические нагрузки, перекрывались обязательными превентивными антисейсмическими мероприятиями и результатами расчетов на эксплуатационные сочетания, включающие интенсивную ветровую нагрузку. Такая ситуация может наблюдаться при проектировании объектов исследования, например, в районах с умеренной сейсмичностью [19]. Тогда с применением трактовок дефицита сейсмостойкости, указанных, например в [18, 20, 21], сложно будет обеспечить проведение точных оценок  $I_d$  для целей оптимизации затрат на реализацию мероприятий сейсмоусиления. Более информативные определения о дефиците сейсмостойкости, по мнению автора, были представлены в СТП 2.13–90 [22], а позже в Руководстве РД 31.3.06–2000. В этих документах указано, что фактический уро-

вень сейсмостойкости – есть уровень, выявленный квалифицированными специалистами при обследовании сооружения, перенесшего землетрясение, близкое к расчетному событию; когда состояние сооружения в целом оценивается с учетом характера повреждений, их относительного количества, и влияния на общую поврежденность его конструктивной системы. Реальный дефицит сейсмостойкости сооружения тогда определяется как расхождение между требуемым и фактическим уровнем его сейсмостойкости, а условный – как расхождение между требуемым и оценочным уровнями сейсмостойкости. Но в рассмотренных определениях представлены формулировки, не позволяющие подойти к вопросу количественной оценки  $I_d$  на стадии оценки живучести при сильном землетрясении.

### 3. Предлагаемый подход к количественной оценке дефицита сейсмостойкости

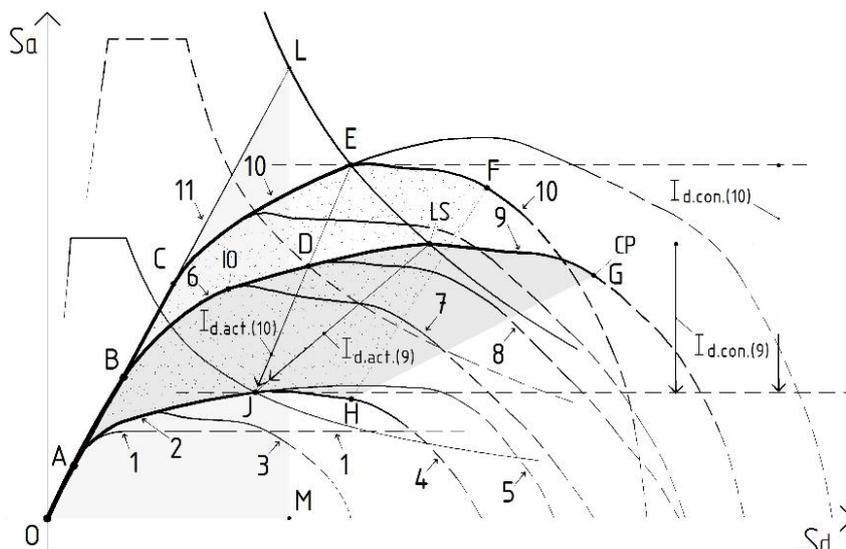
Если принять, что сейсмостойкость сооружения априори характеризуется его реальной способностью редуцировать сейсмические силы [14], то представится возможным уточнить выше приведенные определения для  $I_d$ . Только прежде важно разобраться с вопросом: что же понимать под «т р е б у е м ы м» уровнем сейсмостойкости? Обеспечить такой «требуемый» уровень может понадобиться, например, в случае повышения фоновой сейсмичности площадки после уточнения карт ОСР, в случае технического перевооружения и (или) реконструкции при повышении эксплуатационных нагрузок, в случае изменения норм права в области безопасности зданий и сооружений и др. В пособии [22] и других вышеуказанных работах по указанному вопросу пояснения не приводятся. Поэтому примем, что «требуемый» уровень будет соизмерим с допускаемым (в том числе учитывающим имеющийся бюджет заказчика) уровнем повреждений. Опираясь на понятийный аппарат Pushover-методологии, примем, что «требуемая» сейсмостойкость будет определяться положением точки упруго-пластических свойств на кривой деформирования каркасного здания вблизи уровня повреждений  $LS_{(R)}$ .

Учитывая вышеприведенные определения, предлагается величину дефицита сейсмостойкости  $I_d$  находить как отличие в оценках способности конструктивной системы к редуцированию сейсмических сил, з а к л а д ы в а е м о й в сооружение при расчете и на стадии конструирования, и т р е б у е м о й для восприятия расчетного землетрясения при условии обеспечения благоприятного механизма пластического деформирования, соответствующего сейсмической сдвигающей силе в уровне основания, при которой в несущих элементах системы (ответственных за обеспечение ее сейсмостойкости на рассматриваемой площадке строительства) реализуются допускаемые повреждения, согласованные заинтересованными лицами на стадии концептуального проектирования.

Достоверно неизвестно, проходил ли исследуемый каркас испытание землетрясением, близким к расчетному событию. Поэтому в рамках настоящей работы реальный дефицит сейсмостойкости  $I_{d,act}$  будем определять с применением диаграммы деформирования (учитывающей фактические параметры зон пластичности каркаса), прошедшей проверку соответствия с результатами натурального эксперимента. Величину  $I_{d,act}$  будем находить как отличие в оценках, полученных с применением опорного спектра и спектра реакции, соответствующего «требуемой» сейсмической реакции сооружения с повреждениями, допускаемыми в рассматриваемой постановке задачи. В качестве опорного спектра реакции будем принимать кривую, которая применялась при определении параметров арматуры элементов каркаса с применением ЛСМ. Условный дефицит  $I_{d,con}$  будем оценивать с применением так называемой эталонной кривой. Примем, что эталонная кривая должна согласовываться с реакцией системы, несущие конструкции которой имеют параметры, достаточные для соответствия требованиям, предъявляемым к сейсмостойкому зданию (например, по критерию значения коэффициента  $\mu_R$  и/или коэффициента  $R$  для конструктивных систем-аналогов; так же пояснено в [14]). При получении требуемой диаграммы деформирования для объектов исследования будем стремиться к такому ее виду, который бы качественно сходилась с кривой 9. Графическая визуализация предлагаемого подхода для оценки  $I_d$  представлена на рис. 1.

Выявленное отличие в оценках  $I_{d,act}$  будем определять с привязкой масштабного коэффициента  $SF$  к расчетному спектру реакции, принимая  $SF$  в качестве параметра, эквивалентного изменению интенсивности сейсмического воздействия, с последующим переводом  $SF$  в доли единицы измерения макросейсмической шкалы (аббр.  $SF$  соответствует термину *Scale Factor* в обозначениях, принятых в SAP2000). В таком случае опорный спектр будет соответствовать значению  $SF = 1,0$ . Определение интенсивности сейсмического воздействия будем вести с градацией через 0,5 балла; такая точность хорошо обеспечивается алгоритмами, применяемыми при нахождении положения точки упруго-пластических свойств системы. Для подтверждения допустимости такой оценки в качестве обоснования примем результаты макросейсмического обследования территории населенных пунктов, например, после Карпатского землетрясения в 1986 г. [3] и после землетрясения в Петропавловске-Камчатском в 1971 г. [23, с. 86].

Составим выражение для оценки  $I_d$ , в котором значению коэффициента  $SF$ , равному 1,0, будет соответствовать  $I_d = 0$ . В рассматриваемой постановке задачи коэффициент запаса сейсмостойкости будем рассматривать как частный случай определения коэффициента  $SF$  при условии, что проверка  $I_d$  системы проводится с применением спектра



© Алексей Викторович Соснин, 2021 | Копирование графических материалов без разрешения автора и без размещения обратной ссылки запрещено.  
 © Alexey Viktorovich Sosnin, 2021 | Copy the graphic materials without the author's permission and without placing the backlink is prohibited.

**Рис. 1. Схема концепции оценки дефицита сейсмостойкости с применением спектра несущей способности (представлен в формате ADRS):**

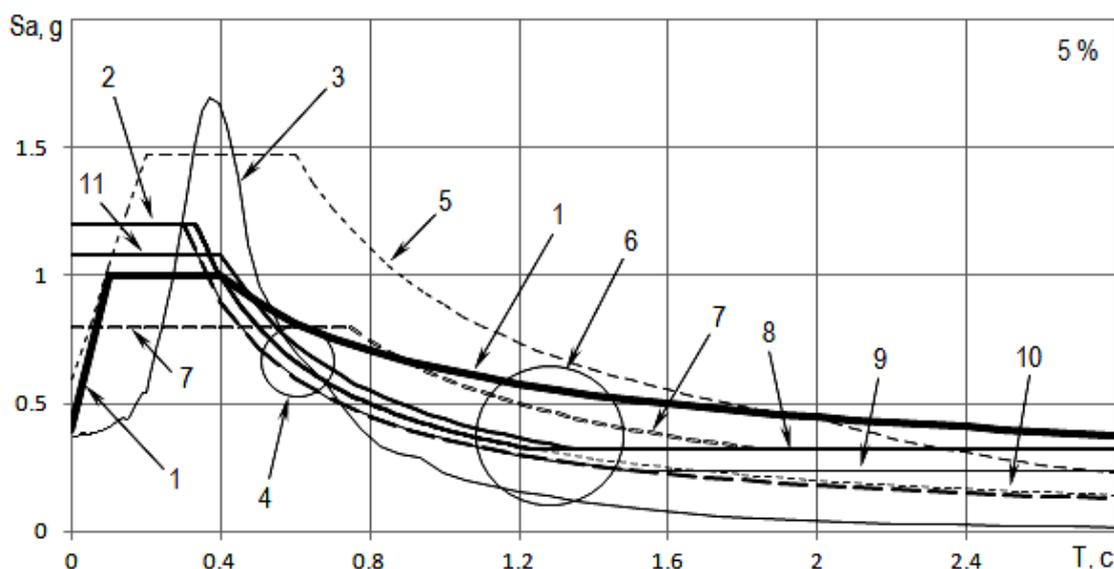
- 1 – диаграмма деформирования, соответствующая стадии проектирования системы (участок диаграммы в области больших перемещений показан условно);
- 2 – общий участок кривых 3, 4 и 5, соответствующий предельной нормальной эксплуатации (IO);
- 3, 5 – диаграммы деформирования, характерные фактической несущей способности с низкой (3) и высокой (5) пластичностью;
- 4 – кривая, соответствующая фактической несущей способности (сейсмостойкости) системы с умеренной пластичностью;
- 6 – общий участок кривых 7, 8 и 9, соответствующий предельной нормальной эксплуатации (IO);
- 7, 8 – диаграммы деформирования, характерные несущей способности (сейсмостойкости), требуемой при проектировании реконструкции (сейсмоусилении), для систем с низкой (7) и умеренной (8) пластичностью;
- 9 – диаграмма деформирования, характерная требуемой несущей способности, рассматриваемой при проектировании реконструкции (сейсмоусилении) сооружения;
- 10 – диаграмма деформирования, характерная реакции системы с высокой прочностью и низкой пластичностью (например, крупнопанельного здания);
- 11 – линия, соответствующая начальной жесткости системы;
- F<sub>O.A.B.D.G.H.J</sub> – фигура, соответствующая области оценки дефицита сейсмостойкости I<sub>d,act(9)</sub>;
- F<sub>O.A.B.C.E.F.H.J</sub> – фигура, соответствующая области оценки дефицита сейсмостойкости I<sub>d,act(10)</sub>;
- F<sub>O.L.M</sub> – фигура, соответствующая упругой реакции системы

реакции, параметры которого для стадии определения расчетных сейсмических нагрузок и для стадии оценки наступления предельных состояний соответствуют параметрам, принятым на этапе проектирования. При рассмотрении стандартной ситуации SF следующим образом должен согласовываться со значением I<sub>d</sub>: меньшему значению коэффициента запаса сейсмостойкости должно соответствовать наличие дефицита сейсмостойкости в системе, большему – присутствие в ней резервов сейсмостойкости.

Учитывая положения работы [14], условный I<sub>d,con</sub> объектов исследования предлагается определять в целочисленных значениях балла из выражения

$$I_{d,con} = \text{round} \left[ \log_i \left( \frac{V_{el}}{V_D R_\mu R_R R_S \left( 1 - \frac{T_{ex}}{T_{st}} \right)^{0.5}} \right), 0 \right], \quad (2)$$

где i – индекс в основании логарифма (зависящий от увеличения сейсмического эффекта с повышением интенсивности землетрясения на один балл) принимается равным 2, если оценка проводится с применением шкалы MSK-64; принимается равным 2,5 в случае учета результатов исследований [24]; V<sub>el</sub> – сейсмическая сдвигающая сила в уровне основания, соответствующая несущей способности упругой системы; V<sub>D</sub> – сейсмическая сдвигающая сила в уровне основания, учтенная при выполнении расчетов элементов сооружения на сейсмические нагрузки; R<sub>μ</sub> – коэффициент, учитывающий резервы сейсмостойкости, реализующиеся за счет пластичности перемещений системы; R<sub>R</sub> – коэффициент, учитывающий резервы несущей способности, определяемые поведением системы при переходе n-го количества связей в пластическое состояние и уменьшении ее степени статической неопределимости; R<sub>S</sub> – коэффициент, учитывающий приемлемое превышение напряжений в сечениях конструкций при действии сейсми-



**Рис. 2. Графики спектров реакции, применяемых при оценке  $I_{d,act}$  исследуемого каркаса:**  
 1 – утолщенная кривая, полученная из графика коэффициента  $\beta(T)$ , принятого в СНиП II-7-81\* (2000), СП 14.13330.2014 и СП 14.13330.2018 (для средних грунтовых условий); 2 – плато спектров реакции, полученных из графиков  $\beta(T)$  СНиП II-A.12-62, СНиП II-A.12-69, СНиП II-7-81 (для грунтов I категории по сейсмическим свойствам); 3 – упругий спектр реакции, соответствующий интерпретации параметров основного толчка Ашхабадского землетрясения (06.10.1948;  $M = 7.3$ ;  $h = 10$  км;  $R = 20$  км; взброс; дисперсные связанные грунты, с сейсмической жесткостью по скорости поперечных волн для связанных дисперсных грунтов  $615 \text{ г/см}^3 \cdot \text{м/с}$  при мощности расчетной толщи 20 м); 4 – область положения спектров реакций, соответствующего периоду упругих колебаний каркаса; 5 – пунктирная кривая спектра реакции тип С Еврокод 8, соответствующая сейсмологическим условиям и интенсивности указанного Ашхабадского события; 6 – область положения спектров реакций, соответствующего периоду свободных колебаний каркаса в предельном состоянии, характеризующем повреждениями уровня  $LS_{(R)}$ ; 7 – пунктирная кривая спектра реакции, полученная из графика коэффициента динамичности  $\beta(T)$  СНиП II-7-81 (для грунтов III категории по сейсмическим свойствам); 8 – горизонтальный участок, соответствующий спектрам реакции, полученным из графиков коэффициента динамичности  $\beta(T)$  СНиП II-A.12-69 и СНиП II-7-81 (для грунтов I, II и III категории по сейсмическим свойствам); не опускаются ниже значения  $Sa(T) = 0,32g$ ; 9 – горизонтальный участок, соответствующий спектру реакции, полученному из графика коэффициента динамичности  $\beta(T)$  СНиП II-A.12-62; не опускается ниже значения  $Sa(T) = 0,24g$ ; 10 – кривые, соответствующие участкам спектров реакции, полученных из графиков  $\beta(T)$  СНиП II-A.12-62 и СНиП II-A.12-69, модифицированным путем принудительного приближения к оси абсцисс; 11 – плато спектра реакции, полученного из графика коэффициента динамичности  $\beta(T)$  СНиП II-7-81 (для грунтов II категории по сейсмическим свойствам)

ческих сил за счет изыскания резервов прочности;  $T_{ex}$  – фактический срок (в годах) эксплуатации сооружения;  $T_{st}$  – его нормативный срок эксплуатации (при отсутствии подобной информации в нормативных документах для железобетонных каркасов зданий, удовлетворяющих требованиям качества строительства, указанный срок в первом приближении рекомендуется принимать равным не менее 50 лет).

Реальный дефицит сейсмостойкости изучаемой системы будем определять из выражения (3), в дробных значениях балла макросейсмической шкалы (с округлением полученного результата до сотых):

$$I_{d,act} = \text{round} \left[ \log_i \left( \frac{1}{SF \left( 1 - \frac{T_{ex}}{T_{st}} \right)^{0.5}} \right), 2 \right], \quad (3)$$

где  $i$ ,  $T_{ex}$  и  $T_{st}$  – то же, что в выражении (2);  $SF$  – масштабный коэффициент, соответствующий положению точки упруго-пластических свойств системы для рассматриваемого уровня повреждений.

Выражения (2) и (3) представлены в параметрах MathCAD. В скобках знаменателя дроби выражений (2) и (3) приведена поправка за износ несущих конструкций, которая (в дополнение к алгоритму учета категории уязвимости сооружения [25]) позволяет точнее учесть остаточный ресурс проверяемой системы. Для проведения оценок  $I_{d,act}$  принимались спектры реакции, представленные на рис. 2. Основные результаты исследования представлены в графическом и табличном виде. В настоящей статье рассмотрена только реакция каркаса вдоль поперечной оси X.

#### 4. Основные результаты исследования

Основные результаты настоящего исследования представлены в табличном (см. таблицу) и в графическом виде (рис. 3 и 4).

**Результаты количественной оценки дефицита сейсмостойкости для железобетонного каркаса**

Спектр реакции	Ур. повр.	SF	V <sub>sh.b.</sub>	Δ <sub>t.d.</sub>	A <sub>t.d.</sub>	T <sub>ult.</sub>	ξ <sub>eff</sub>	δ <sub>arg.dr.</sub>	μ <sub>R</sub>	R <sub>μ.M-B</sub>	γ <sub>Ch-G</sub>	R	K <sub>1</sub>	I <sub>d</sub> <sup>1)</sup>	K <sub>Z(кр)</sub>	SDI <sup>2)</sup>	d <sub>cp</sub> (I <sub>d</sub> ) <sup>3)</sup>
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
СНиП II-A.12-62	Ю <sub>(R)</sub>	0,76	54,9	38	0,205	0,785	0,266	0,539	1,81	1,88	0,74	1,84	0,543	-0,30	1,29	0,35	2 (-0,5)
СНиП II-A.12-62	LS <sub>(L)</sub>	1,10	53,2	62	0,186	1,08	0,416	1,124	2,48	2,60	0,58	2,51	0,4	+0,14	1,77	0,43	3 (-1,0)
СНиП II-A.12-69	Ю <sub>(R)</sub>	0,62	55,0	38	0,205	0,795	0,21	0,539	1,81	1,88	0,74	1,84	0,543	-0,69	1,31	0,35	2 (-0,5)
СП 14.13330.2018 <sup>4)</sup>	" <sup>5)</sup>	0,44	"	"	"	"	"	"	"	"	"	(н.о.)	(н.о.)	-1,18	"	"	"
Ашхабад (1948)	"	0,95	55,1	39	0,204	0,799	0,277	"	"	"	"	1,84	0,54	-0,07	1,31	"	"
СНиП II-A.12-62	LS <sub>(R)</sub>	1,23	52,0	76	0,180	1,232	0,467	1,853	3,08	3,23	0,50	2,95	0,339	+0,30	2,02	0,75	3 (-1,5)
СНиП II-A.12-69	"	1,02	"	"	"	1,234	0,337	"	"	"	"	2,95	0,339	+0,03	2,03	"	"
СП 14.13330.2018 <sup>4)</sup>	"	0,59	"	"	"	1,236	"	"	"	"	"	(н.о.)	(н.о.)	-0,76	"	"	"
Ашхабад (1948)	"	2,40	52,0	77	"	1,238	0,468	"	"	"	"	2,95	0,338	+1,26	2,03	"	"

Примечание. V<sub>sh.b.</sub> – горизонтальная сдвигающая сила в уровне основания (тс), при реализации которой конструкции здания получают предельные деформации и повреждения, допускаемые в рассматриваемой постановке задачи; Δ<sub>t.d.</sub> – горизонтальное перемещение основного покрытия системы (мм), соответствующее расположению точки упруго-пластических свойств на кривой спектра несущей способности; A<sub>t.d.</sub> – спектральное ускорение (в долях g), соответствующее положению точки упруго-пластических свойств при реализации рассматриваемого механизма пластического деформирования; T<sub>ult.</sub> – период колебаний системы (с), соответствующий максимальной сдвигающей силе в уровне основания, при реализации которой конструкции здания получают предельные деформации и повреждения, допускаемые от действия инерционных сил, имитирующих сейсмическое воздействие; ξ<sub>eff</sub> – суммарное (эффективное) затухание, учитывающее вязкое затухание колебаний конструкции, и дополнительное гистерезисное затухание в упруго-пластической стадии, реализующееся при сильном землетрясении за счет повреждения несущих элементов, ответственных за формирование допускаемого механизма пластического деформирования (ед.д.); δ<sub>arg.dr.</sub> – относительный горизонтальный перекося этаж (%), в несущих элементах которого реализуются предельно допускаемые повреждения, влияющие на сейсмостойкость системы в целом (перекося определялся в пределах первого надземного этажа); μ<sub>R</sub> – коэффициент податливости системы; R<sub>μ.M-B</sub> – коэффициент редуцирования пластичности перемещений; γ<sub>Ch-G</sub> – коэффициент поглощения энергии колебаний по эмпирическому выражению Chao Ch.-H. и Goel S.C. (2005), описание которого на русском языке представлено в работе [25] (большое значение указанного коэффициента будет свидетельствовать о низкой способности сооружения к рассеянию энергии землетрясения); R – коэффициент редуцирования, равный отношению упругой реакции системы к сдвигающей силе в уровне основания, учитываемой на стадии расчета параметров несущих элементов с применением прочностного критерия; K<sub>1</sub> – референтное значение коэффициента допускаемых повреждений, определяемое по результатам расчетов методом нелинейного статического анализа; K<sub>Z(кр)</sub> – предельный коэффициент деформативности (по А.И. Мартемьянову, 1979), равный отношению периода собственных колебаний здания, находящегося в состоянии перед достижением предельного состояния, к значению периода колебаний, соответствующему стадии введения его в эксплуатацию; SDI – аббр. английского сочетания Structural Damage Index [29], которое можно перевести как показатель повреждения конструкций (в % от всех конструкций здания, влияющих на его сейсмостойкость); d<sub>cp</sub> – средняя степень повреждения по шкале MSK-64 с соответствующим ей значением дефицита сейсмостойкости I<sub>d</sub> (в скобках) для допускаемого уровня повреждений; (н.о.) – значения не определялись в рамках настоящей экспериментально-теоретических исследований; поскольку параметры армирования несущих конструкций определялись с применением спектра реакции, параметры которого отличаются от кривой, полученной из графика коэффициента динамичности β(T) СНиП II-A.12-62.

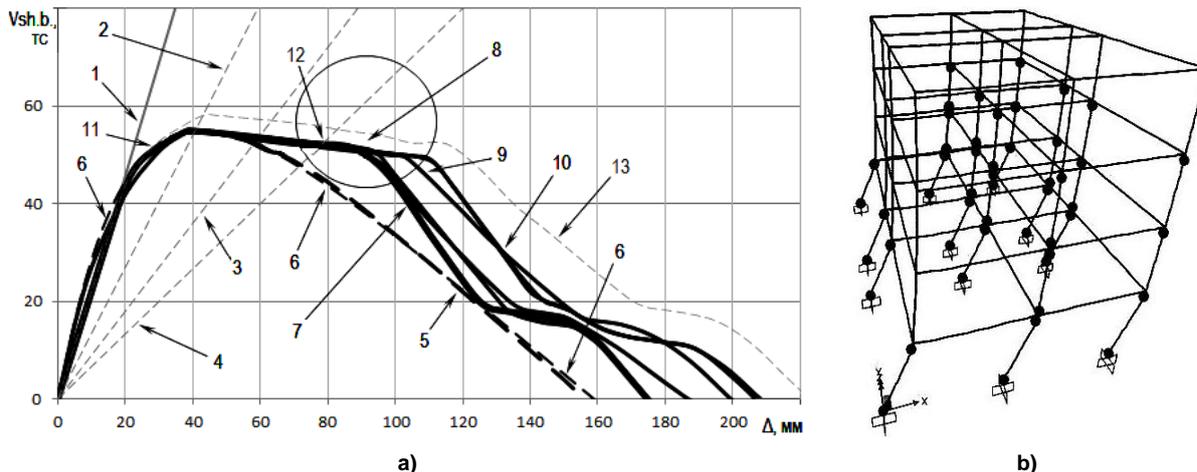
<sup>1)</sup> При определении I<sub>d</sub> индекс i в основании логарифма выражения (3) принимался равным 2.

<sup>2)</sup> Показания SDI приведены для каркасов категории Ordinary (Non-ductile) Moment Resisting Frame.

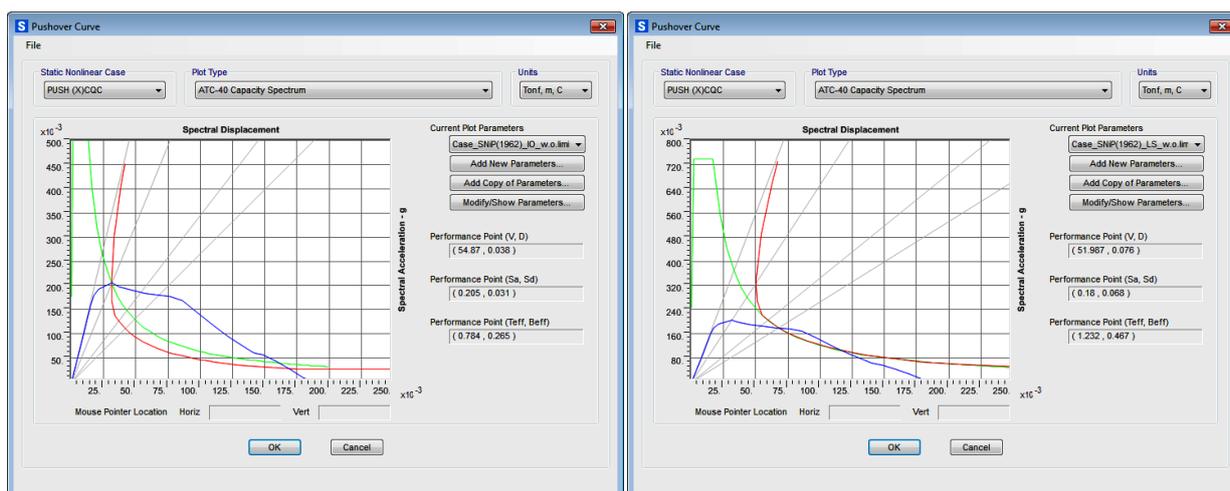
<sup>3)</sup> Значения приняты по Методике Камчатскгражданпроекта (2009): так, степень повреждений 2 соответствует работоспособному состоянию системы, степень повреждений 3 – ограниченно работоспособному (при такой категории технического состояния согласно указанной Методике дефицит может достигать до 1,5 балла).

<sup>4)</sup> Данные также соответствуют применению спектра реакции, полученного из кривой β(T) СНиП II-7-81\*(2000) и СП 14.13330.2014.

<sup>5)</sup> Знак (") – знак повтора, представляющий собой двойной штрих, указывает, что буквы(а), цифра(ы) и (или) символ(ы), обозначенные над ним, повторяются в рассматриваемой ячейке.



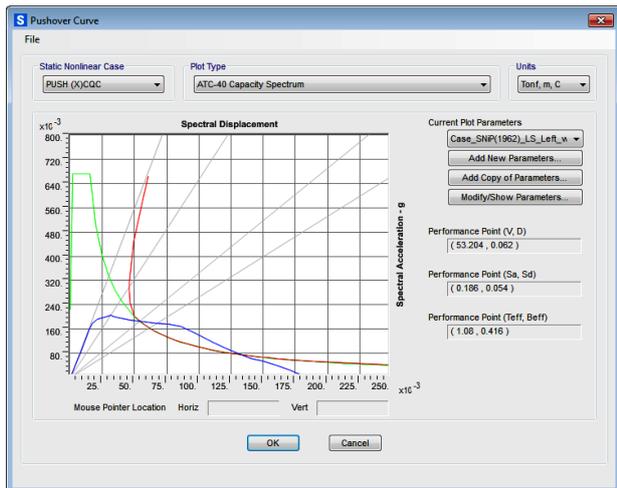
**Рис. 3. (а) Графическое сопоставление результатов натурального и численного экспериментов при воздействии инерционных сил вдоль оси X с оценкой параметров ниспадающей ветви диаграмм деформирования; (б) механизм пластического деформирования каркаса с формированием «гибкого» нижнего этажа; соответствует кривой 7 (уровень повреждений LS, точка 12):** 1 – прямая, соответствующая теоретическому значению периода собственных колебаний (0,609 с); 2 – прямая, соответствующая значению периода колебаний при максимальной инерционной силе, зафиксированной во время проведения натурального эксперимента  $T_{ш. Qmax}$ ; 3 – прямая, соответствующая предельному значению периода колебаний каркаса, зафиксированному при завершении натурального эксперимента; 4 – прямая, соответствующая значению периода колебаний при предельно допускаемых перемещениях каркаса, рассматриваемых при проведении численного эксперимента  $T_{ult}$  (1,231 с), для уровня LS; 5 – кривая (утолщенная пунктирная линия), полученная после проведения натурального эксперимента с применением выражения (1); 6 – кривая (тонкая пунктирная линия), полученная численным экспериментом при применении выражения (2); на рисунке обозначены три характерных участка этой кривой; 7 – участок ниспадающей ветви кривых равновесных состояний, полученных при проведении численного эксперимента, с применением начальных параметров поперечной арматуры (д. 6 ш. 100–150 мм) в зонах пластичности; 8 – пологий участок ниспадающей ветви (ограничен кружком) кривых равновесных состояний, характеризующий основное отличие результатов численного эксперимента от натурального испытания; 9 – то же, что и 7, с применением поперечной арматуры д. 8 ш. 100 мм в зонах пластичности; 10 – то же, что и 9, с применением поперечной арматуры д. 10–12 ш. 100 мм в зонах пластичности; 11 – участок, соответствующий началу образования в колоннах каркаса локального механизма «splice failure», характеризующегося повреждением стыка продольной арматуры, соединенной внахлестку с последующими продергиванием (нарушением сцепления) арматуры в бетоне; 12 – точка, соответствующая реализации в каркасе повреждений, характерных уровню LS; 13 – пунктирная кривая, соответствующая реакции каркаса, арматура зон пластичности в несущих конструкциях которого определена с применением подхода, описанного в работах [15, 26].



**а)** При уровне повреждений  $IO_{(R)}$  при учете спектра реакции, полученного из кривой  $\beta(T)$  СНиП II-A.12–62

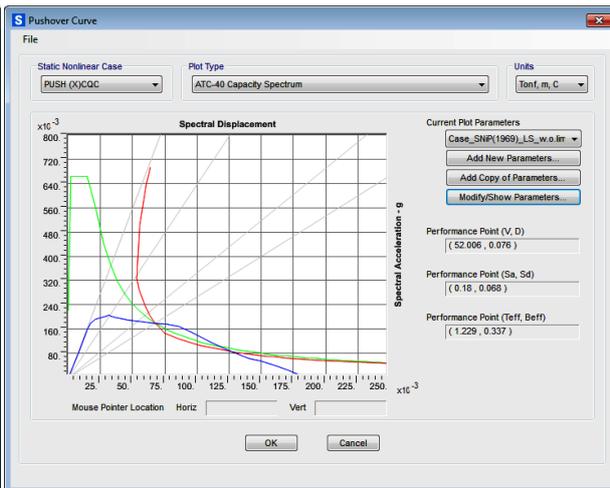
**б)** То же, что и на рис. 4(а) для уровня повреждений  $LS_{(R)}$

**Рис. 4. Диаграммы деформирования, соответствующие реакции исследуемого каркаса вдоль оси X для случаев применения различных спектров ответа; оценки  $I_d$  выполнены для уровней повреждений IO и LS (в среде SAP2000)**



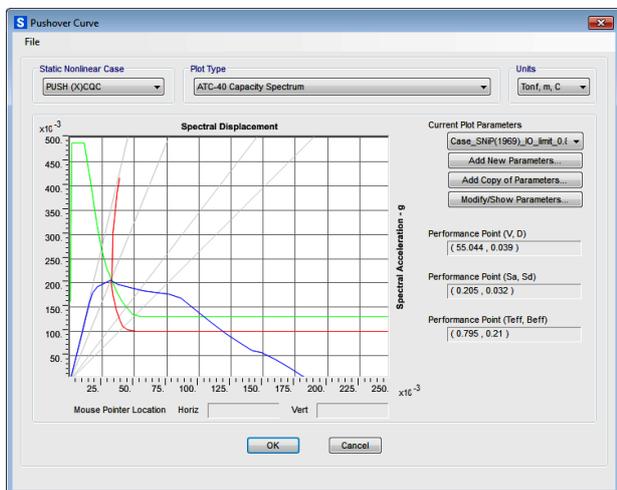
c)

То же, что и на рис. 4(a) для уровня повреждений  $LS_{(L)}$



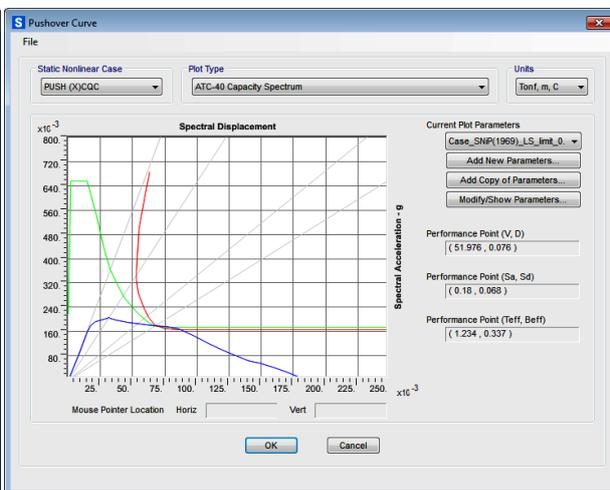
d)

При уровне повреждений  $LS_{(R)}$  при учете спектра реакции, из модифицированной кривой  $\beta(T)$  СНиП II-A.12-69



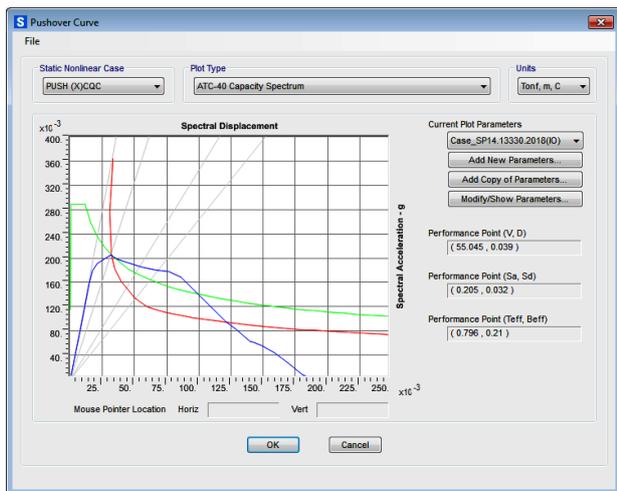
e)

При уровне повреждений  $IO_{(R)}$  при учете спектра реакции, полученного из кривой  $\beta(T)$  СНиП II-A.12-69



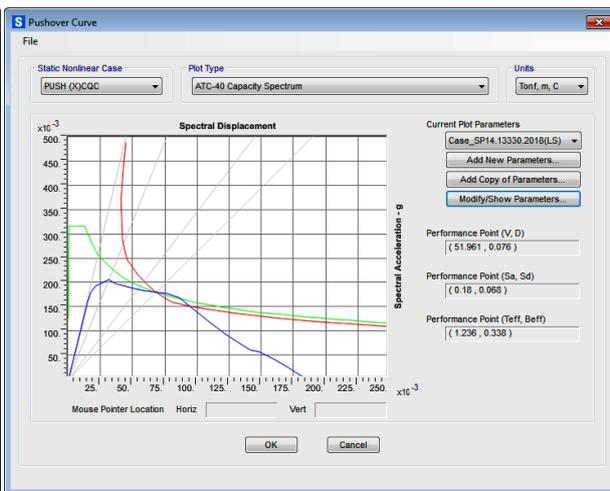
f)

То же, что и на рис. 4(e) для уровня повреждений  $LS_{(R)}$



g)

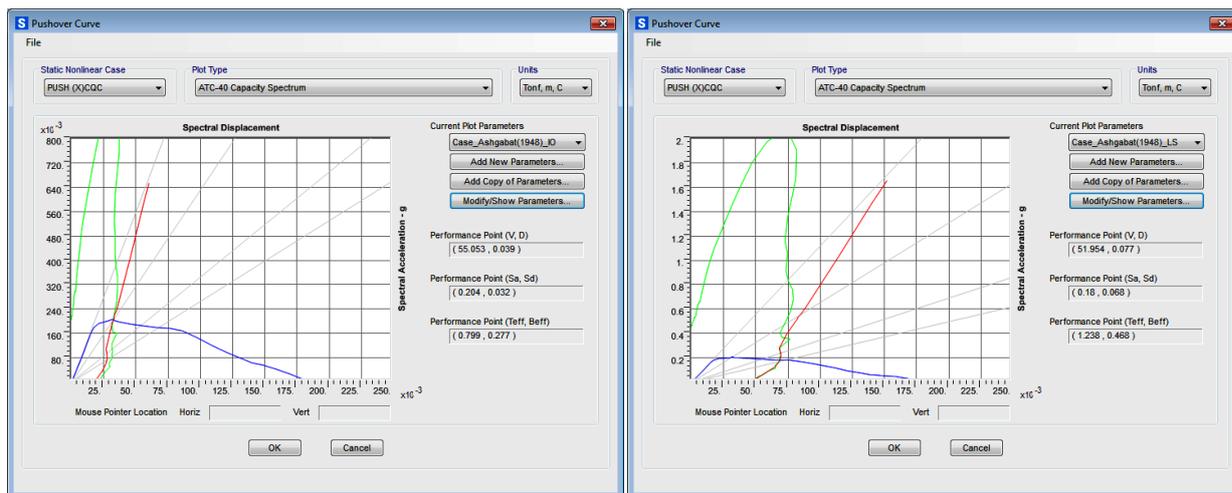
При уровне повреждений  $IO_{(R)}$  при учете спектра реакции, полученного с применением кривой  $\beta(T)$  СП 14.13330.2018



h)

То же, что и на рис. 4(g) для уровня повреждений  $LS_{(R)}$

Рис. 4. Продолжение



и) При уровне повреждений  $IO_{(R)}$  при учете спектра реакции Ашхабадского землетрясения 1948 года

ж) То же, что и на рис. 4 (и) для уровня повреждений  $LS_{(R)}$

**Рис. 4. Окончание**

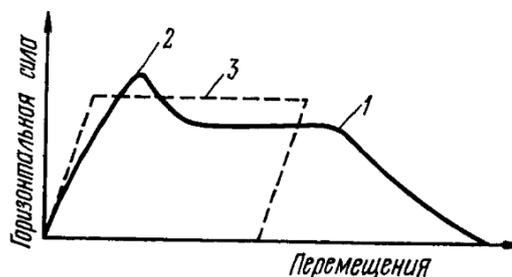
*Примечание.* На графиках указаны прямые, соответствующие периодам колебаний системы (перечисляются слева направо): начальному значению  $T_i$ , далее значению  $T_{ult,IO}$ , потом  $T_{ult,Ш}$  (где  $T_{ult,Ш}$  – значение периода колебаний каркаса, зафиксированное при завершении натурального эксперимента [4]), а затем  $T_{ult,LS}$  (см. таблицу результатов). Следует отметить, что на графиках рис. 4 представлены спектры несущей способности в формате ADRS, без учета коэффициента преобразования  $PF_1$  (пояснено в [27]).

## 5. Обсуждение результатов исследования

В дополнение к результатам, представленным в работе [12], важно указать, что качественный вид диаграммы деформирования каркаса, полученной в ходе проведения численного эксперимента для целей оценки  $I_d$ , характеризуется наличием в каркасе так называемых резервных линий обороны [28, с. 235], суть которых заключается в использовании элементов (или их частей), разрушение которых приводит к диссипации энергии колебаний, но не вызывает разрушение системы в целом. Наличие в системе указанных «резервных линий обороны» отражается на ее общем поведении таким образом, что оно становится подобным введению в систему определенной степени пластичности. Такую аналогию можно представить схематично (рис. 5) так, как показано в переведенном издании монографии Н. Ньюмарка и Э. Розенблюэта [28, рис. 8.1]. Можно рассматривать эти схематические пояснения как указание на то, каким должен быть качественный вид диаграммы деформирования реально сейсмостойкого здания. О необходимости таких «резервных линий обороны», видимо, и упоминается в результатах анализа последствий Спитакского землетрясения [5, с. 57]. Пунктирная трехлинейная диаграмма на рис. 5, по мнению автора, показывает, что (в случае применения подобной аппроксимации для оценки резервов сейсмостойкости системы вместо кривой ее равновесных состояний) горизонтальный участок такой аппроксимации не должен выходить за габариты участка фактической диаграммы деформирования, ограниченного уровнем повреждений  $LS$  (см. рис. 1 и 4). Графические результаты прове-

денного численного эксперимента подтверждают, что полученные кривые равновесных состояний каркаса отлично согласуются с представленной схематической аналогией.

В случае реализации внешнего воздействия, удовлетворяющего параметрам кривой спектра реакции, полученного из графика  $\beta(T)$  СНиП II-A.12–62, в исследуемом каркасе дефицит сейсмостойкости не выявляется, но его реакция не удовлетворяет требованиям правил проектирования по первоочередному образованию зон пластичности в несущих элементах каркасных зданий. При этом положению точки упруго-пластических свойств системы на диаграмме деформирования соответствует значение  $K_1$ , определяемое 0,34.



**Рис. 5. Аналогия между пластической работой сооружения и «линиями обороны» (по Н.М. Ньюмарку и Э. Розенблюэту, 1971):**

1 – точка, соответствующая разрушению второй «линии обороны»; 2 – точка, соответствующая разрушению первой «линии обороны»; 3 – пунктирная кривая, соответствующая диаграмме работы эквивалентной упругопластической системы. На рисунке сохранены обозначения и пояснения, приведенные в [28]

Если подставить в выражение (2) для параметров  $R_\mu$ ,  $R_R$  и  $R_S$  значения, принимаемые на стадии концептуального проектирования (учитывая, что каркас в поперечном направлении состоит всего из двухпролетных рам, без учета поправки за износ), то в целочисленных значениях шкалы MSK-64 получим:

$$I_{d.con.} = \text{round} \left[ \log_2 \left( \frac{0,592}{0,148 \times 1,5 \times 1,3 \times 1,2} \right), 0 \right] = 1,0.$$

Если подставим вместо произведения коэффициентов  $R_\mu \times R_R \times R_S$  значение 2,95, указанное в таблице, то  $I_{d.con.}$  определяется равным 0, что согласуется с результатами количественной оценки  $I_{d.акт.}$

В случае реализации внешнего воздействия, удовлетворяющего параметрам кривой спектра реакции, характерного горизонтальной составляющей основного толчка Ашхабадского землетрясения, при допущении повреждений уровня  $LS_{(R)}$ , в каркасе присутствуют резервы сейсмостойкости, эквивалентные 1 баллу по MSK-64. Примечательно, что участок спектра на рис. 4(i), соответствующий принятому спектру реакции Ашхабадского события, в месте пересечения с диаграммой деформирования каркаса имеет почти постоянные значения спектрального перемещения (по сравнению со спектрами, полученными из графиков  $\beta_i$ ). Представляется объективным отметить, что в случае проведения расчетов с применением спектров Ашхабадского землетрясения важно было учитывать вертикальную компоненту воздействия. Но ни СНиП II-A.12-62, ни последующие за ним редакции правил проектирования в сейсмических районах (включая СП 14.13330.2018) не предусматривают применение совместного влияния горизонтальной и вертикальной компоненты сейсмического воздействия в расчетах каркасных железобетонных зданий массового строительства. Поэтому для обеспечения чистоты сопоставительных оценок в настоящей работе воздействие вертикальной компоненты на каркас не учитывалось.

Предлагается значение индекса SDI (по А.К. Eleftheriadou et al., 2013 [29]), указанного в столбце 17 таблицы, рассматривать в качестве показателя использования резервов сейсмостойкости (по аналогии с коэффициентом использования, применяемым в Structure CAD) для объектов исследования с высокой пластичностью; для указанной категории каркасов максимальное значение SDI предлагается отождествлять с максимальным допустимым для них значением  $I_d$ , равным 1,0.

В таблице присутствуют результаты, указывающие на то, что малой величины дефицита сейсмостойкости  $I_d$  соответствует меньшее значение  $K_1$ . Поэтому несколько парадоксальными, на первый взгляд, покажутся такие результаты, когда: (i) при допущении слабых повреждений выявляются значительные различия в оценках дефицита, определяемые значениями -0,3 и -1,18; (ii) для каркаса, имеющего повреждения  $d_{cp} = 3$

в случае воздействия сильного землетрясения, характерные наличие дефицита сейсмостойкости 1,5 балла (по Методике Камчатскгражданпроекта, 2009), в настоящем исследовании определяются некоторые резервы сейсмостойкости  $I_d = +0,34$ . Первое расхождение по перечислению (i) понятно – оно объясняется применением кривых внешнего воздействия с достаточно консервативными параметрами «хвостовой» части спектра формата Sa(T), представленного в линейном масштабе. Расхождение по перечислению (ii) следует объяснять разными подходами в оценке дефицита сейсмостойкости. Оценка, предусматривающая применение только ЛСМ, основана на концепции прочности, когда при оценке  $I_d$  рассматривается граница реализации повреждений, характеризующих уровень Ю. Это подтверждается тем, что при оценке  $I_d$  для уровня допускаемых повреждений, соответствующих Ю, значения, указанные в столбцах 15 и 18, получаются сопоставимыми (при округлении с точностью до 0,5 балла). При выявлении дефицита сейсмостойкости инженер, использующий только ЛСМ, ничего не может поделать, как только применить стандартные антисейсмические мероприятия и способы усиления, за счет которых «задирается» вверх соответствующий участок диаграммы деформирования (см. рис. 1, кривая 10). Но в настоящей статье предложен подход к оценке  $I_d$ , в первую очередь, основанный на концепции пластичности, когда кривая диаграммы деформирования в разумных пределах «развивается» в горизонтальном направлении (см. рис. 1, кривая 9). Поэтому значения  $I_d$ , указанные в столбцах 15 и 18, при рассмотрении уровня повреждений LS имеют кардинально разные значения.

Результаты, указанные в строке 3 таблицы для уровня повреждений  $Ю_{(R)}$ , с некоторой оговоркой удовлетворяют критерию оценки, приведенному в отчете ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко по экспериментальным исследованиям зданий с помощью вибрационных машин (1985) [30]. Оговорка заключается в том, что при учете нормативных воздействий в исследуемом каркасе не выявляется дефицит сейсмостойкости в целочисленных значениях шкалы MSK-64, но в случае оценки  $I_d$  в долях балла определяется равным -0,3; что, в свою очередь, согласуется с положениями Методики Камчатскгражданпроекта (2009).

Из анализа таблицы результатов следует, что проверка величины  $I_d$  с применением спектра реакции, полученного из кривой  $\beta(T)$  СП 14.13330.2018, приводит к консервативной оценке дефицита исследуемого каркаса за счет завышения параметров участка расчетного спектра ответа (построенного в линейном масштабе), соответствующего области постоянных скоростей и постоянных перемещений. Положение точки свойств каркаса, соответствующее уровню LS, также с трудом удавалось зафиксировать на диаграмме деформирования

с применением спектра, полученного из кривой  $\beta(T)$  СНиП II-A.12–69. Поэтому участок спектра, характеризующего область постоянных перемещений, пришлось модифицировать путем принудительного снижения к оси абсцисс (см. рис. 4(d)). Такие манипуляции наводят на мысль о том, что, может быть, для определения расчетных сейсмических нагрузок и для оценки резервов сейсмостойкости объективнее применять разные кривые спектра реакции.

При анализе рис. 3 и 4 и результатов таблицы четко определяется обратно пропорциональная связь, установленная выражением (1) между уровнем повреждения  $\Phi_{пр}$  и коэффициентом  $K_1$ : большому объему повреждений, при условии обеспечения достаточной пластичности системы, соответствует меньшее значение коэффициента  $K_1$ .

### Выводы и инсайты, основанные на результатах исследования

1. Предложенный подход к количественной оценке дефицита сейсмостойкости попадает в область определения методов целенаправленного проектирования (по Л.Ш. Килимнику, 1980), и может применяться при реконструкции и сейсмозащите зданий и сооружений. Расхождение между оценками  $I_d$ , соответствующими разным уровням повреждений, хорошо коррелирует с оценками сейсмического эффекта, проводимыми при сборе макросейсмических данных последствий сильных землетрясений. Условия применения предложенного подхода соответствуют требованиям части 6 статьи 15 Федерального закона от 30.12.2009 г. № 384-ФЗ «Технический регламент о безопасности зданий и сооружений» (далее – Технический регламент) и позволяют в полной мере реализовать условия обеспечения безопасности, установленные пунктом 6.19.3 СП 14.13330.2018. Предложенный подход позволяет с достаточной для обоснования затрат заказчика точностью выполнять оценки дефицита сейсмостойкости с округлением до 0,5 балла.

2. В случае реализации внешнего воздействия, соответствующего параметрам кривой расчетного спектра реакции, полученного из графика  $\beta(T)$  СНиП II-A.12–62, дефицит сейсмостойкости в исследуемом каркасе отсутствует. Значение  $I_d$ , определяемое положением точки упруго-пластических свойств системы на диаграмме деформирования каркаса (см. рис. 3, кривая 7), характеризуется  $K_1$ , эквивалентным значению 0,34. Диаграмма 7 получена в [12] при условии назначения зон пластичности длиной 0,34 м на приузловых участках несущих элементов каркаса при установке поперечных хомутов из стержней  $d_6$  мм арматуры А240 с шагом 100–150 мм. При выполнении оценок по критерию Дуона – Купера (L. Duan, T.R. Cooper, 1995; пояснено в [12]) значение  $I_d$  для каркаса равно 1,1. Из таблицы результатов следует, что несоответствие между величиной коэффициента  $K_1$  и

целью расчета на сейсмическое воздействие РЗ (по СП 14.133300.2018) определяется, но влияние  $K_1$  на формирование величины дефицита сейсмостойкости при прочих равных условиях не устанавливается. В постановке задачи настоящего исследования коэффициент запаса сейсмостойкости (рассматриваемый как частный случай коэффициента SF) не имеет четкой связи с коэффициентом  $K_1$ .

3. Выводы о влиянии  $K_1$  на формирование дефицита сейсмостойкости в зданиях и сооружениях необходимо формулировать на основании анализа результатов натурных экспериментов и материалов обследования технического состояния последствий сильных и разрушительных землетрясений, а теоретические оценки делать очень осторожно.

Проблема с дефицитом сейсмостойкости, представленная в «Московском Комсомольце», действительно существует. Разрабатывая современные многоэтажные железобетонные здания, авторы проектов как бы «натягивают» на них требования, изначально предназначенные для «правильных» объектов капитального строительства. Формирование дефицита сейсмостойкости в объектах исследования обуславливается не столько величиной  $K_1$ , сколько отсутствием согласованности между  $K_1$  и подходами к назначению и определению расчетных и конструктивных параметров зон пластичности. После проведенного анализа результатов исследования представляется очевидным, что дефицит сейсмостойкости в объектах исследования в первую очередь может формироваться недостаточным поперечным армированием в зонах пластичности. При этом длина участка, принимаемого для расстановки поперечных хомутов, начинает оказывать влияние только тогда, когда значение относительного горизонтального перекоса этажа приближается к предельно допустимым значениям для уровня LS (пояснено в [12]). Хотя эти утверждения для объектов исследования и будут верны во многих случаях, их нельзя считать абсолютно справедливыми. Тем не менее для проектирования современных зданий нужно скорректировать цель расчета на РЗ, уточнить значение  $K_1$ , привести дополнительные требования к специальным мероприятиям по конструированию, а также дополнительно и обстоятельно в пункте 4.1 СП 14.13330 расписать правила концептуального проектирования и сделать их обязательными для целей соблюдения требований Технического регламента.

Представим, что при проектировании объектов исследования будет применяться  $K_1$ , равный 0,5 (вывод 3 в [12]), но изменения в требованиях правил проектирования к параметрам зон пластичности внесены не будут. Для оценки такой ситуации обратимся к рис. 3, найдем на нем кривую 13. Учитывая расчетные положения [15, 26], для объекта исследования можно сделать следующий вывод. Увеличение значения  $K_1$  до 0,5 почти

не окажет влияния на положение начала пологого участка диаграммы деформирования, практически не повлияет на сейсмостойкость системы и не скажется на ее живучести. Указанное увеличение  $K_1$  приведет к повышению  $K_D$  в 1,4 раза, что в свою очередь не означает, что при этом  $K_G$  будет увеличиваться в 1,4 раза (коэффициенты  $K_D$  и  $K_G$  пояснены в [14]). Это следует объяснять тем, что сейсмические силы, генерируемые в объектах исследования при сильном землетрясении, не равны сдвигающей силе в уровне основания, поскольку на формирование  $K_G$  основное влияние оказывает способность системы к образованию повреждений.

Можно попробовать предположить, что  $K_1$  не связан с параметрами зон пластичности. Но тогда говорить о наличии дефицита сейсмостойкости, формирующегося в объектах исследования из-за  $K_1$ , следует только в случае комплексной оценки значения сдвигающей силы, формирующейся в уровне основания, солидарно с оценкой деформаций системы в области больших перемещений. При этом следует учитывать, что при значении  $K_1$ , стремящемся к 1,0, система при расчетном землетрясении должна быть способна воспринимать энергию колебаний почти без повреждений несущих конструкций (графически пояснено в [25]).

4. Применение только линейно-спектрального метода с различными поправками к расчетам приводит к тому, что оценка  $I_d$  в практике проектирования объектов массового строительства производится как бы вслепую. В лучшем случае такой подход приведет инженера к чрезмерно консервативным оценкам  $I_d$ , но негативно отразится на бюджете заказчика из-за неадекватного распределения металлоемкости в границах габаритов бетона остова объектов исследования. При оценке  $I_d$  следует применять подходы, основанные на концепции пластичности, когда кривая диаграммы деформирования изучаемой системы развивается в сторону, но не вверх.

Поэтому, опираясь на результаты настоящей работы, представляется объективным предложить дополнить абзац 4 пункта 6.19.7 СП 14.13330.2018, указав, что для обеспечения требований Технического регламента необходимо использовать усиление стен, рам, вертикальных связей не только для обеспечения восприятия усилий от расчетных сейсмических воздействий, но и для обеспечения реализации допустимых горизонтальных деформаций. С применением коэффициента  $K_1$  следует допускать только предварительные ориентировочные оценки  $I_d$ . В разделе 6.19 указанного свода правил необходимо указать, что расчеты усиливаемых зданий следует выполнять только путем непосредственного учета особенностей нелинейного деформирования конструкций. При определении в расчетах коэффициента запаса сейсмостойкости важно указывать примененные при этом критерии оценки.

5. В настоящей работе также показано, что оценка дефицита сейсмостойкости каркаса тесно связана с оценкой его живучести, но такого определения нет в СП 14.13330.2018. Термин «живучесть сооружения» был включен в Изменение № 1 к указанному своду правил, которое сейчас отменено приказом Минстроя России от 29.01.2021 г. № 27/пр.

Анализ результатов численного эксперимента [12] позволяет предположить, что ошибки при назначении  $K_1$  не смогут оказать существенного влияния на сейсмостойкость объектов исследования, если при их проектировании применялся дифференцированный подход к обеспечению живучести объектов исследования при сильных землетрясениях (рассмотренный в работах [15, 26]), с которым согласуются положения пункта 5.2 СП 14.13330.2018.

6. Для обеспечения рациональности вложения инвестиций в рамках федеральных целевых программ по повышению устойчивости жилых домов в национальные стандарты и своды правил (включенные в перечень документов, применение которых на обязательной основе обеспечивает соблюдение требований Технического регламента) необходимо внести термин «дефицит сейсмостойкости» с соответствующим ему определением.

7. В работе [31] отмечается, что при оценке сейсмостойкости зданий важнейшее значение имеет изучение его работы при высоких уровнях деформаций. Но с применением кривой коэффициента динамичности СП 14.13330.2018 не получится оценить живучесть объектов исследования с пластичностью выше средней. Поэтому представляется объективным предложить в следующей редакции СП 14.13330 для обеспечения требований абзаца 6 пункта 4.1 (при проведения оценок живучести объектов исследования) согласовать расчетные положения пункта 5.2(а) и пункта 5.6 указанного свода правил. Ограничение для  $\beta_i$ , равное 0,8, предлагается оставить исключительно для определения расчетных сейсмических нагрузок, действующих на многоэтажные здания и высокие, гибкие сооружения, но не для проверок (по пункту 5.2(б)) параметров их конструкций. Повышение параметров  $\beta_i$  в правой (ниспадающей, характеризующей область низких частот) части кривой  $\beta(T)$  произошло в редакции СНиП II-7-81\* (2000). Это может свидетельствовать о попытке учета влияния землетрясений, подобных генерируемым Зоной Вранча, с целью формирования некоторого запаса при определении расчетных сейсмических нагрузок для проектирования многоэтажных зданий. Но при таком повышении параметров кривой  $\beta(T)$ , вероятно, была упущена особенность применения этой кривой и для целей оценки  $I_d$ . Поэтому представляется возможным для указанных случаев (при новом проектировании и для определения дефицита сейсмостойкости) принимать разные

кривые  $\beta_i$  и к тому же перейти сразу к спектрам реакции, о чем уже упоминалось неоднократно.

На первый взгляд представляется объективным, что участок кривой  $\beta(T)$  СП 14.13330.2018, характеризующих область высоких частот, нужно бы приподнять, как указано в упомянутых исследованиях специалистов Института физики Земли, а участок, соответствующий области низких частот, опустить, чтобы оценка дефицита сейсмостойкости объектов исследования была более строгой. Этот вывод, однако, не вполне справедлив. Как показали результаты экспериментально-теоретических исследований, представленные в [12], поднятие «полочки» спектра реакции не будет иметь такого решающего значения для объектов исследования, обладающих достаточной пластичностью. Повышение  $\beta_i$  актуально только для жестких конструкций, сейсмостойкость которых определяется концепцией прочности (первое слагаемое в выражении (1)), например, для АЭС, – что, собственно, и учтено в РБ-006–98. Для объектов исследования, сейсмостойкость которых определяется концепцией пластичности, повышение  $\beta_i$  приведет к повышению металлоемкости за счет увеличения количества продольной арматуры несущих конструкций. Видимо, разработчики СНиП II-7–81 учитывали указанные особенности и, руководствуясь действующей в то время политикой строжайшей экономии строительных материалов, установили для  $\beta_i$  максимальное значение равным 2,5. В этом контексте также будет уместным учесть экспертное мнение Н. Ньюмарка и Э. Розенблюста, которые отмечали, что обычно требуемая степень пластичности сооружения может быть обеспечена почти без повышения его стоимости [28].

8. В ответ на пояснения, представленные в [6, 9], важно сформулировать некоторые тезисы в защиту положений СНиП II-7–81.

В СНиП II-7–81 не может быть места ошибке, приписываемой величине  $K_1$ . Подосновой требований указанных норм и правил, относящихся к объектам исследования, являются натурные испытания зданий (сооружений) и анализ их повреждений и разрушений при землетрясениях в Ашхабаде (1948), Фукуи (Япония, 1848), Ташкенте (1966), Махачкале (1970), Буйнакске (1971), Петропавловске-Камчатском (1971), Газли (1976), Кишиневе (1977) и др. Из трудов известных специалистов советской школы сейсмостойкого строительства, например, И.И. Гольденבלата, К.С. Завриева, Л.Ш. Килимника, И.Л. Корчинского, А.Г. Назарова, Н.А. Николаенко, С.В. Полякова, следует, что концепция СНиП II-7–81 для целей проектирования каркасных зданий и сооружений основана на обеспечении сейсмостойкости не столько за счет прочности, но пластичности их остова (чтобы сделать такой вывод, достаточно изучить исследования Килимника Л.Ш. [16]). При этом обязательным условием реализации указанной концепции является качественное выполнение строительно-

монтажных работ, особенно по устройству сопряжений и стыков несущих элементов. К тому же СНиП II-7–81 разрабатывался для проектирования «правильных»(!) зданий и сооружений, являющихся объектами шкалы MSK–64.

Положения СНиП II-7–81 не так подробно расписаны, как сейчас требуется для понимания современному молодому инженеру. Последнее объясняется тем, что во многих строительных учебных заведениях России до сих пор не читается курс «Сейсмостойкость сооружений». Есть все основания полагать, что СНиП II-7–81 разрабатывался для инженера не рядовой проектной организации, а для крупных отраслевых институтов, сотрудники которых имели практику проектирования именно сейсмостойких зданий (сооружений) и регулярно совершенствовали полученные при этом навыки. Каркасные здания, удовлетворяющие требованиям к первоочередному образованию зон пластичности в горизонтальных несущих конструкциях (что говорит о формировании в них механизма «сильные колонны – слабые ригели» при землетрясении), спроектированные советскими инженерами, в редком случае будут обладать низкой способностью к пластическому деформированию. Методологически это требование заложено в основу СНиП II-7–81 и согласовано со значением коэффициента допускаемых повреждений, указанных в нормах и правилах того времени.

9. Дополнительной целью анализа проведенных экспериментально-теоретических исследований в предложенном формате была подача систематизированной информации о концепции сейсмостойкости, являющейся основой СНиП II-7–81, чтобы инженер имел возможность составить свое собственное мнение или присоединиться к выше изложенному. Полученные автором диаграммы деформирования и выводы, сделанные на основе их анализа, следует считать справедливыми для исследуемого каркаса. Но, учитывая типичность принятых размеров конструкций и диапазон варьирования исследуемых факторов, представляется объективным полагать, что установленные логические связи являются общими для объектов с подобной конструктивной системой и могут быть использованы для количественной оценки их дефицита сейсмостойкости.

### Благодарность автора

Автор выражает свою искреннюю благодарность д.т.н., проф. Александру Моисеевичу Уздину (ПГУПС) за подробный отзыв и ценные замечания по существу материалов исследования [12], а также юристу Наталье Михайловне Лахтовской за анализ правовой базы, соответствующей теме исследования.

Настоящая работа выполнена в рамках НИР № Ш.1972/02.2021-дс (пр. от 08.02.2021 г. № 37-к), проведенной лабораторией, при поддержке Союза «Смоленская торгово-промышленная палата».

## Литература

1. Некоторые проблемы построения региональной шкалы сейсмической интенсивности и пути их решения / С.И. Шерман, Ю.А. Бержинский, Н.И. Демьянович, В.А. Павленов // *Проблемы земной цивилизации*. – Иркутск: ИрГТУ, 1996. – Вып. 1, ч. 1. – С. 156–164.
2. Гаскин, В.В. Как проектируют сейсмостойкие дома в Иркутске / В.В. Гаскин. 2-я ред. – Иркутск: ИрГУПС, 2009. – 136 с.
3. Карпатское землетрясение 1986 г. / под ред. А.В. Друмя, Н.В. Шабалина, Н.Н. Складнева и др. – Кишинев: Штиинца, 1990. – 331 с.
4. Вибрационные испытания зданий / Г.А. Шапиро, Ю.А. Симон, Г.Н. Ашкинадзе и др.; Госкомитет по делам строительства и архитектуры при Госстрое СССР, ЦНИИЭП жилища; под ред. Г.А. Шапиро. – М.: Стройиздат, 1972. – 160 с.
5. Уроки Спитака: очерк о Спитакском землетрясении, о его последствиях и невыученных уроках / Г.Л. Кофф, Ю.И. Баулин, В.И. Смирнов и др.; под ред. Г.Л. Коффа, В.С. Беляева. – Владивосток: Дальнаука, 2008. – 156 с.
6. Веденева, Н. У Сочи нет запаса прочности // *Московский Комсомолец*. – 2011. – № 25749. – <https://www.mk.ru/social/2011/09/18/624571-u-sochi-net-zapasa-prochnosti.html>, свободный. – Загл. с экрана.
7. Антикаев, Ф.Ф. Новые строительные нормы: Шаг вперед, два шага назад / Ф.Ф. Антикаев // *Геология и геофизика Юга России*. – 2020. – № 10(2). – С. 71–81.
8. Курзанов, А.М. Сейсмобезопасность Большого Сочи / А.М. Курзанов // *Промышленное и гражданское строительство*. – 2010. – № 10. – С. 54–55.
9. Hadjian, A.H. The Spitak, Armenia earthquake – Why so much destruction? / A.H. Hadjian // *Earthquake Engineering, The 10-th World Conference*. – 1992. – Balkema, Rotterdam. – P. 5–10.
10. К землетрясению без риска / А.В. Викулин, В.Н. Дрозюк, Н.В. Семенец, В.А. Широков. – Петропавловск-Камчатский: СЭТО-СТ, 1997. – 120 с.
11. Соснин, А.В. Особенности оценки дефицита сейсмостойкости железобетонных каркасных зданий методом нелинейного статического анализа в SAP2000 / А.В. Соснин // *Техническое регулирование в транспортном строительстве*. – 2015. – № 6(14). – С. 97–110.
12. Соснин, А.В. Сопоставление допускаемых повреждений железобетонных каркасных зданий с целью расчетов на сейсмические воздействия / А.В. Соснин // *Жилищное строительство*. – 2021. – № 1–2. – С. 50–80. DOI: 10.31659/0044-4472-2021-1-2-50-80
13. Джинчвелашвили, Г.А. Анализ основных положений СП 14.13330.2011 «СНиП II-7–81\*. Строительство в сейсмических районах» / Г.А. Джинчвелашвили, О.В. Мкртычев, А.В. Соснин // *Промышленное и гражданское строительство*. – 2011. – № 9. – С. 17–21.
14. Соснин, А.В. Об уточнении коэффициента допускаемых повреждений  $K_1$  и его согласованности с концепцией редукации сейсмических сил в постановке спектрального метода (в порядке обсуждения) / А.В. Соснин // *Вестник гражданских инженеров*. – 2017. – № 1(60). – С. 92–114.
15. Соснин, А.В. Методика двухстадийного расчета армирования элементов железобетонных каркасных зданий и сооружений на действие сейсмических сил с применением концепции нелинейного статического анализа. Часть 1: Постановка задачи, структура методики, информационная база исследования и стратегия определения параметров зон пластичности / А.В. Соснин // *Вестник ЮУрГУ. Серия «Строительство и архитектура»*. – 2018. – Т. 18, № 1. – С. 5–31.
16. Килимник, Л.Ш. Методы целенаправленного проектирования в сейсмостойком строительстве / Л.Ш. Килимник. – М.: Наука, 1980. – 155 с.
17. Методика по обследованию зданий типовой застройки с целью определения их сейсмостойкости и необходимости сейсмоусиления (объект 4431/2008), утверждена приказом Министерства строительства Камчатского края от 30.06.2009 г., разработана ГУП Камчатского края «Камчатскгражданпроект» (рассмотрена и рекомендована к утверждению на Межведомственном научно-техническом экспертном совете по сейсмостойкому строительству и сейсмической опасности в Камчатском крае от 15.06.2009 г.)
18. Проект свода правил «Порядок оценки дефицита сейсмостойкости зданий и сооружений в системах жизнеобеспечения». – М.: Российская Ассоциация по сейсмостойкому строительству и защите от природных и техногенных воздействий (РАСС), 2011. – 22 с.
19. Исследование влияния параметров диафрагм, принятых на стадии концептуального проектирования, на реакцию многоэтажного железобетонного рамно-связевого каркаса методом нелинейного статического анализа (для района с умеренной сейсмичностью): Отчёт о НИР / Смоленский филиал Московского государственного университета путей сообщения (МГУПС (МИИТ)); Руководитель темы А.В. Соснин. – № 02/15-НИР. – Смоленск: СФ МИИТ, 2015. – 25 с.
20. Абакаров, А.Д. К оценке сейсмического риска территорий / А.Д. Абакаров, И.Б. Курбанов // *Вестник Дагестанского государственного технического университета*. Технические науки. – 2014. – № 1(32). – С. 68–76.
21. Критерии оценки дефицита сейсмостойкости существующих зданий и сооружений в рамках федеральной целевой программы / В.И. Смирнов, А.А. Бубис, П.А. Сушков, Н.Ю. Воронцова // *Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений*. – 2012. – № 4. – С. 20–24.

22. СТП 2.13–90. Методическое пособие по обследованию и паспортизации существующего фонда зданий и сооружений КЗАКВО. – Тбилиси: 293 Военпроект Министерства Обороны, 1990. – 51 с.
23. Макросейсмическое обследование последствий землетрясения 24 (25) ноября 1971 г. в Петропавловске-Камчатском и сопоставление результатов с сейсмическим микрорайонированием / Н.С. Борисова, И.А. Еришов, Т.Г. Константинова и др. // Вопросы инженерной сейсмологии. Вып. 17. Колебания грунтов и зданий при землетрясениях; под ред. С.В. Медведева. – М.: Наука, 1975. – С. 71–86.
24. Mikhailova, N.N. Some correlation relations between parameters of Seismic Motions / N.N. Mikhailova, F.F. Aptikaev // Journal of Earthquake Prediction Research. – 1996. – Vol. 5, no. 2. – P. 257–267.
25. Соснин, А.В. К вопросу учета диссипативных свойств многоэтажных железобетонных каркасных зданий массового строительства при оценке их сейсмостойкости / А.В. Соснин // Современная наука и инновации. – 2017. – № 1(17). – С. 127–144.
26. Соснин, А.В. Информационная база и формула методики двойного расчета сейсмостойких железобетонных каркасных систем с применением концепции нелинейного статического анализа / А.В. Соснин // Жилищное строительство. – 2017. – № 12. – С. 37–49.
27. Соснин, А.В. Об особенностях методологии нелинейного статического анализа и его согласованности с базовой нормативной методикой расчета зданий и сооружений на действие сейсмических сил / А.В. Соснин // Вестник ЮУрГУ. Серия «Строительство и архитектура». – 2016. – Т. 16, № 1. – С. 12–19.
28. Ньюмарк, Н. Основы сейсмостойкого строительства. / Н. Ньюмарк, Э. Розенблюэт; сокр. пер. с англ. Г.Ш. Подольского, под ред. Я.М. Айзенберга. – М.: Стройиздат, 1980. – 344 с.
29. Eleftheriadou, A.K. Correlation of Structural Seismic Damage with Fundamental Period of RC Buildings / A.K. Eleftheriadou, A.I. Karabinis // Open Journal of Civil Engineering. 2013. No. 3. pp. 45–67.
30. Научно-технический отчет по теме «Разработать руководство по проведению экспериментальных исследований зданий с помощью вибрационных машин инерционного действия, направленных на определение резервов несущей способности сооружений». – М.: ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко, 1985. – 363 с.
31. Шапиро, Г.А. Вибрационный метод испытания жилых и общественных зданий / Г.А. Шапиро, Г.Н. Ашкинадзе, Ю.А. Симон. – М.: Центр научно-технической информации по гражданскому строительству и архитектуре. Серия «Жилые здания», 1967. – 63 с.

**Соснин Алексей Викторович**, руководитель научно-исследовательской лаборатории оценки безопасности результатов проектирования и сейсмостойкости строительных конструкций (Смоленск), главный специалист, инженер ПКО-2 Центрального научно-исследовательского и проектного института жилых и общественных зданий (ЦНИИЭП жилища (Москва)). syabryauskas@mail.ru, seism.estim.lab@mail.ru

Поступила в редакцию 27 марта 2021 г.

DOI: 10.14529/build210202

## A DETERMINISTIC ESTIMATION OF EARTHQUAKE-RESISTANCE SHORTAGE OF RC FRAMES

**A.V. Sosnin<sup>1,2</sup>**, syabryauskas@mail.ru, seism.estim.lab@mail.ru

<sup>1</sup> Scientific-Research Laboratory of Design Outcomes Safety Estimation and Earthquake-Resistance of Building Structures, Smolensk, Russian Federation

<sup>2</sup> Central AO "TSNIIEP zhilishcha" – Institute for Complex Design of Residential and Public Buildings» (AO "TSNIIEP zhilishcha"), Moscow, Russian Federation

Earthquake-resistance reserves for a 4-storey reinforced concrete frame were investigated; the frame was in-situ tested in 1968 by TSNIIEP zhilishcha with application of a powerful vibration machine B-2 type. It is taken that erected in Ashgabat on a site characterized average soil conditions and 9 points at the MSK–64 scale. A computational experiment under the frame had been recently conducted by the author; estimations were performed with calculations procedures of the non-linear static Pushover analysis methodology in SAP2000 software. An estimation of earthquake-resistance shortage (further  $I_d$ ) caused by insufficient ability of study objects to reduce seismic forces is considered. It is noted that existing definitions of earthquake-resistance shortage do not contain clear relationship between an  $I_d$  and safe-limit-state damages at a severe earthquake. A procedure for quantitative estimation of  $I_d$  using the frame Pushover curve is explained. It is pointed out that an estimation

of earthquake-resistance shortage for study objects should cover a large displacement region on a Pushover curve. An earthquake-resistance shortage at an action event satisfied with response acceleration spectrum  $S_a(T)$  which was obtained from a  $\beta(T)$ -curve of Seismic Building Design Code SNiP II-A.12–62 for the frame is absent. In this case seismic-force-reduction factor (an analogue of  $K_1$ -factor) for the frame is equal to 0.34. Computational estimates have shown that the frame can withstand a horizontal seismic loads similar to main shock parameters of the 1948 Ashgabat Earthquake. Checking of earthquake-resistance for the frame with a response spectrum  $S_a(T)$  was obtained from a  $\beta(T)$ -curve of Seismic Building Design Code SP 14.13330 has led up to overly conservative estimation of the  $I_d$ . It is noted that a value of seismic-force-reduction factor  $K_1$  factor can affect formation on an  $I_d$  value only in non-ductile reinforced concrete frame buildings and structures. Having of earthquake-resistance shortage in the study objects is mainly due to poor transverse/web reinforcement parameters in hinge zones.

*Keywords:* earthquake-resistance shortage, RC frame buildings (structures), required earthquake-resistance, seismic-force-reduction factor  $K_1$  (in Seismic Building Design Code SP 14.13330 formulation), earthquake-resistance safety factor, pushover analysis conception, Pushover curve of building, ductility of structures.

### References

1. Sherman S.I., Berzhinskiy Yu.A., Dem'yanovich N.I., Pavlenov V.A. [Some Problems of Definition a Regional Seismic-Intensity Scale and their Solving Ways]. *Problemy zemnoy tsivilizatsii* [Problems of Earthly Civilization]. Irkutsk, IrGTU Publ., 1996. iss. 1, part 1, pp. 156–164. (in Russ.)
2. Gaskin V.V. *Kak proyektiruyut seysmostoykiye doma v Irkutske* [How to Design Buildings in Irkutsk]. Irkutsk, IrGUPS Publ., 2009. 136 p.
3. Drumya A.V. (Ed.), Shabalina N.V. (Ed.), Skladneva N.N. (Ed.), Grafova S.S. (Ed.), Oyzermana V.I. (Ed.). *Karpatkoye zemletryaseniye 1986 g* [The 1986 Carpathian Earthquake]. Kishinev, Shtiintsa Publ., 1990. 334 p.
4. Shapiro G.A. (Ed.), Simon Yu.A., Ashkinadze G.N., Zakharov V.F., Barkov Yu.V. *Vibratsionnyye ispytaniya zdaniy* [In-Situ Vibration Tests of Buildings]. Moscow, Stroyizdat Publ., 1972. 160 p.
5. Koff G.L. (Ed.), Baulin Yu.I., Smirnov V.I., Bekker A.T., Dzhinchvelashvili G.A., Lobatskaya R.M., Ryumina E.V., Chesnokova I.V., Kotlov V.F., Malakhovskiy A.A., Ten Su Mun, Ivashchenko A.I., Frarafonov A.E. *Uroki Spitaka: ocherk o Spitakskom zemletryaseni, o ego posledstviyakh i nevyuchennykh urokakh* [Lessons of Spitak: Issue about the Spitak Earthquake, about its Aftermaths and Unlearned Lessons]. Vladivostok, Dal'nauka Publ., 2008. 156 p.
6. Vedeneyeva N.U. [Sochi Has no a Safety Reserve]. *Moskovskiy Komsomolets* [Moscow's Comsomolets], 2011, no. 25749. (in Russ.). Available at: <https://www.mk.ru/social/2011/09/18/624571-u-sochi-net-zapasa-prochnosti.html>, svobodnyy. – Zagl. s ekrana.
7. Aptikayev F.F. [New Building Codes: One Step Forward, Two Steps Backward]. *Geologiya i geofizika Yuga Rossii* [Geology and Geophysics of the South of Russia], 2020, no. 10(2), pp. 71–81. (in Russ.)
8. Kurzanov A.M. [Earthquake-Resistance Safety of Sochi]. *Promyshlennoye i grazhdanskoye stroitel'stvo* [Industrial and Civil Construction], 2010, no. 10, pp. 54–55. (in Russ.)
9. Hadjian A.H. [The Spitak, Armenia earthquake – Why so Much Destruction?]. *Earthquake Engineering, the 10-th World Conference*, 1992, Balkema, Rotterdam Publ., pp. 5–10.
10. Vikulin A.V., Drozdyuk V.N., Semenets N.V., Shirokov V.A. *K zemletryaseniyu bez riska* [To an Earthquake without a Risk]. Petropavlovsk-Kamchatskiy, S·ETO-ST Publ., 1997. 120 p.
11. Sosnin A.V. [Assessment Features of Earthquake-Resistance Shortage of Reinforced Concrete Frame Buildings by Nonlinear Static Pushover Analysis in SAP2000 Software]. *Tekhnicheskoye regulirovaniye v transportnom stroitel'stve* [Technical Regulation in Transport Construction], 2015, no. 6(14), pp. 97–110. (in Russ.)
12. Sosnin A.V. [Comparison of Allowed Damages with a Purpose of Calculating Procedures Used to Design of Reinforced Concrete Moment Frames Loaded by Seismic Forces]. *Zhilishchnoye stroitel'stvo* [Housing Construction], 2021, no. 1–2, pp. 50–80. (in Russ.). DOI: <https://doi.org/10.31659/0044-4472-2021-1-2-50-80>
13. Dzhinchvelashvili G.A., Mkrtcheyev O.V., Sosnin A.V. [An Analysis of Main Provisions of Seismic Building Design Code SP 14.13330.2011 “SNIP II-7–81\*. Construction in Seismic Areas”]. *Promyshlennoye i grazhdanskoye stroitel'stvo* [Industrial and Civil Construction], 2011, no. 9, pp. 17–21. (in Russ.)
14. Sosnin A.V. [On the Refinement of the Coefficient of Permissible Damage  $K_1$  and its Consistency with the Concept of Reduction of Seismic Forces in the Formulation of the Spectral Method (as Discussed)]. *Vestnik grazhdanskikh inzhenerov* [Bulletin of Civil Engineers], 2017, no. 1(60), pp. 92–114. (in Russ.)
15. Sosnin A.V. [A Two-Step-State Reinforcement Estimation Technique of RC Frame Buildings and Structures Members Under Seismic Loads Using the Pushover Analysis Conception. Part 1: Research Objective, Technique Framework, Research Infobase and Determination Approach of Hinge Zones Features]. *Bulletin of the South Ural State University. Ser. Building and Architecture*, 2018, vol. 18, no. 1, pp. 5–31. (in Russ.). DOI: 10.14529/build180101.

16. Kilimnik L.Sh. *Metody tselenapravlennoy proyektirovaniya v seysmostoykom stroitel'stve* [Performance Plastic Design Targeted Methods in Earthquake Engineering]. Moscow, Nauka Publ., 1980. 155 p.

17. *Metodika po obsledovaniyu zdaniy tipovoy zastroyki s tsel'yu opredeleniya ikh seysmostoykosti i neobkhodimosti seysmousileniya (ob'yekt 4431/2008), utverzhdena prikazom Ministerstva stroitel'stva Kamchatskogo kraya ot 30.06.2009g., razrabotana GUP Kamchatskogo kraya "Kamchatskgrazhdanproyekt" (rassmotrena i rekomendovana k utverzhdeniyu na Mezhhvedomstvennom nauchno-tekhnicheskom ekspertnom sovete po seysmostoykomu stroitel'stvu i seysmicheskoy opasnosti v Kamchatskom kraye ot 15.06.2009g.)* [A Standard Technique for Surveying of Typical Buildings in Order to Determine their Earthquake-Resistance and Retrofitting Necessity (Object 4431/2008), Approved by an Order Dated 06.30.2009 of Ministry of Construction of the Kamchatka Territory, Was Developed by «Kamchatskgrazhdanproyekt» (Reviewed and Recommended for Approval by an Interdepartmental Scientific Technical Expert Council on Earthquake-Resistant Construction and Seismic Hazard in the Kamchatka Territory from 15.06.2009)]. Petropavlovsk-Kamchatskiy, 2009.

18. *Proyekt svoda pravil "Poryadok otsenki defitsita seysmostoykosti zdaniy i sooruzheniy v sistemakh zhizneobespecheniya"* [Draft Code of Practice "A Assessment Procedure of Earthquake-Resistance Shortage of Buildings and Structures in Life-Support Systems"]. Moscow, Russian Association for Earthquake Resistant Construction and Protection from Natural and Anthropogenic Actions (RASS), 2011. 22 p.

19. Sosnin A.V. (Ed.). *Issledovaniye vliyaniya parametrov diafragm, prinyatykh na stadii kontseptual'nogo proyektirovaniya, na reaktsiyu mnogoetazhnogo zhelezobetonnoy ramno-svyazevogo karkasa metodom nelineynogo staticheskogo analiza (dlya rayona s umerennoy seysmichnost'yu)*: [Investigation of Influence of Shear Walls Parameters Adopted at Conceptual Design Stage on a Behavior of Multi-Storey RC Braced Frame by Nonlinear Static Pushover Analysis (for an Area with Moderate Seismicity)]. *Otchët o NIR / Smolenskiy filial Moskovskogo gosudarstvennogo universiteta putey soobshcheniya (MGUPS (MIIT)); Rukovoditel' temy A.V. Sosnin. № 02/15-NIR* [Research Report no. 02/15. Smolensk branch of Moscow State University of Railway Engineering (MIIT)]. Smolensk, SF MIIT Publ., 2015. 25 p.

20. Abakarov A.D., Kurbanov I.B. [To the Assessment of Seismic Risk of Areas]. *Bulletin of Dagestan State Technical University. Technical Science*, 2014. no. 1(32). pp. 68–76. DOI: 10.21822/2073-6185-2014-32-1-68-77. (in Russ.).

21. Smirnov V.I., Bubis A.A., Sushkov P.A., Vorontsova N.Yu. [Assessment Criteria of Earthquake-Resistance Shortage of Existing Buildings and Structures within Framework of a Federal Target Program]. *Seysmostoykoye stroitel'stvo. Bezopasnost' sooruzheniy* [Earthquake-Resistant Construction. Safety of Structures], 2012, no. 4, pp. 20 – 24. (in Russ.)

22. *STP 2.13–90. Metodicheskoye posobiye po obsledovaniyu i pasportizatsii sushchestvuyushchego fonda zdaniy i sooruzheniy KZAKVO* [STP 2.13–90. Methodological Manual for Surveying and Certification of an Existing Fund of Buildings and Structures of the Transcaucasian Military District]. Tbilisi, 293 Voenproyekt Ministerstva Oborony, 1990. 51 p.

23. Borisova N.S., Ershov I.A., Konstantinova T.G., Fedyakova S.N., Shumilina L.S., Medvedeva S.V. (Ed.). [A Macroseismic Survey of the 24(25) November, 1971 Petropavlovsk-Kamchatsky Earthquake and Comparison of Results with Seismic Microzoning]. *Voprosy inzhenernoy seysmologii. Kolebaniya gruntov i zdaniy pri zemletryaseniya* [Engineering Seismology Issues. Vibrations of Soils and Buildings During Earthquakes]. Moscow, Nauka Publ., 1975, iss. 17, pp. 71–86. (in Russ.)

24. Mikhailova N.N., Aptikaev F.F. [Some Correlation Relations Between Parameters of Seismic Motions]. *Journal of Earthquake Prediction Research*. Moscow–Beijing, 1996, vol. 5, no. 2, pp. 257–267.

25. Sosnin A.V. [About Dissipation Properties of Multi-Story RC Frame Buildings of Large-Scale Construction Projects at their Earthquake-Resistance Estimation]. *Sovremennaya nauka i innovatsii* [Modern Science and Innovation], 2017, no. 1(17), pp. 127–144. (in Russ.)

26. Sosnin A.V. [Infobase and Formula of a Two-Step-State Computation Technique of RC Earthquake-Resistance Frame Systems Using the Pushover Analysis Conception]. *Zhilishchnoye stroitel'stvo* [Housing Construction], 2017, no. 12, pp. 37–49. (in Russ.)

27. Sosnin A.V. [About Pushover Analysis Features and its Coherence with the Standard Calculation Procedure (CSM) of Building and Structures under Seismic Loads], *Bulletin of the South Ural State University. Ser. Building and Architecture*, 2016, vol. 16, no. 1, pp. 12–19. (in Russ.). DOI: 10.14529/build160102.

28. Newmark N.M., Rosenblueth E. [Fundamentals of earthquake engineering]. Abbr. transl. from English by G.Sh. Podolsky, ed. by YA.M. Ajzenberg. Moscow, Stroyizdat Publ., 1980. 344 p.

29. Eleftheriadou A.K., Karabinis A.I. [Correlation of Structural Seismic Damage with Fundamental Period of RC Buildings]. *Open Journal of Civil Engineering*, 2013, no. 3, pp. 45–67.

30. Nauchno-tekhnicheskij otchet po teme "Razrabotat' rukovodstvo po provedeniyu eksperimental'nykh issledovaniy zdaniy s pomoshch'yu vibratsionnykh mashin inertsiionnogo deystviya, napravlennykh na opredeleniye rezervov nesushchey sposobnosti sooruzheniy" [Scientific and Technical Report, 1985. To Develop a Guide for Conducting Experimental Studies of Buildings Using Inertial Vibration Machines Aimed at Determining the Reserves of the Bearing Capacity of Structures]. Moscow, TsNIISK im. V.A. Kucherenko Publ., 1985. 363 p.

31. Shapiro G.A., Ashkinadze G.N., Simon Yu.A. *Vibratsionnyy metod ispytaniya zhilykh i obshchestvennykh zdaniy* [A Vibration Method of In-Situ Experiments of Residential and Public Buildings]. Moscow, Tsentr nauchno-tekhnicheskoy informatsii po grazhdanskomu stroitel'stvu i arkhitekture Publ., 1967. 63 p.

*Received 27 March 2021*

---

**ОБРАЗЕЦ ЦИТИРОВАНИЯ**

Соснин, А.В. Детерминированная оценка дефицита сейсмостойкости железобетонных каркасов / А.В. Соснин // Вестник ЮУрГУ. Серия «Строительство и архитектура». – 2021. – Т. 21, № 2. – С. 12–31. DOI: 10.14529/build210202

**FOR CITATION**

Sosnin A.V. A Deterministic Estimation of Earthquake-Resistance Shortage of RC Frames. *Bulletin of the South Ural State University. Ser. Construction Engineering and Architecture*. 2021, vol. 21, no. 2, pp. 12–31. (in Russ.). DOI: 10.14529/build210202

---