

Теория расчета строительных конструкций

УДК 624.94.012.45:699.841:624.044.3

DOI: 10.14529/build180101

МЕТОДИКА ДВУХСТАДИЙНОГО РАСЧЁТА 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

Научно-исследовательская лаборатория оценки безопасности результатов проектирования и сейсмостойкости строительных конструкций, г. Смоленск, Россия

Выполнен обзор техник расчёта, рассматривающих понятийный аппарат кривой равновесных состояний (кривой несущей способности) упруго-пластической системы при действии на неё сейсмических сил. Представлена структура прикладной методики двухстадийного расчёта армирования элементов сейсмостойких железобетонных каркасных зданий и сооружений, в основу которой заложен теоретический базис концепции нелинейного статического анализа. Предлагается продольное армирование несущих конструкций назначать от действия эксплуатационных нагрузок и слабых (частых) землетрясений с применением расчётов по линейно-спектральному методу (при $K_1=1,0$) в редакции СНиП II-7-81* (2000 г.). А при действии сейсмических сил, характерных сильному (редкому) событию, оценивать корректность принятых расчётных параметров зон пластичности и достаточность их насыщения поперечной арматурой. При этом допускается использовать любую наиболее подходящую нелинейную расчётную процедуру. На частном примере показана необходимость чёткого обоснования согласованности расчётных параметров зон пластичности с их конструктивными характеристиками, принимаемыми на стадии концептуального проектирования. Поясняется, что длина приузлового участка, предназначенного для расстановки усиленного поперечного армирования, и длина зоны пластичности в действительности могут иметь разные значения для одного и того же элемента. А способ оценки параметров замкнутых хомутов в месте примыкания к жёсткому узлу рам объектов исследования, только по критерию предельной поперечной силы в наклонном сечении, применим исключительно для коротких конструкций. Отмечается вклад советской научной школы (1936–1975) в развитие методологии оценки сейсмостойкости конструктивных систем с применением кривой несущей способности.

Ключевые слова: методика оценки сейсмостойкости, каркасные здания и сооружения, двухстадийная оценка армирования, кривая несущей способности, метод нелинейного статического анализа, зоны пластичности.

*Памяти моего научного руководителя
Виктора Георгиевича Беднякова*.*

Введение. Постановка задачи

Главная задача проектирования зданий и сооружений в сейсмических районах – предотвращение обрушения системы в целом при сильном (редком) землетрясении. Как показали,

например, Спитакское (1988) и Шикотанское (1994) события, применение только линейно-спектрального метода (далее – ЛСМ) не всегда гарантирует обеспечение требуемого уровня сейсмостойкости железобетонных каркасных зданий и

* **Бедняков Виктор Георгиевич (1953–2013)**, кандидат технических наук, старший научный сотрудник, заведующий Лабораторией надёжности строительных конструкций Научно-технического центра по ядерной и радиационной безопасности (НТЦ ЯРБ) Госатомнадзора России. Виктор Георгиевич является автором более 130 научных трудов в области сейсмостойкости сооружений; входил в состав авторского коллектива при разработке норм проектирования сейсмостойких атомных станций НП-031–01 (2001). Область научных интересов В.Г. Беднякова включала учёт взаимодействия сооружений с основанием при землетрясении, построение спектров реакции (ответа) и разработку расчётных методик оценки сейсмостойкости сооружений. До конца 2012/2013 учебного года он являлся научным руководителем диссертационного исследования автора настоящей работы.

сооружений массового¹ строительства. Коэффициент допускаемых повреждений K_1 учитывает пластическую реакцию объектов исследования только при слабо нелинейном характере работы конструкций. Незначительная (до 20 %) поправка к значениям коэффициента K_1 , внесённая в табл. 4 актуализированных редакций СНИП II-7-81*, не способна оказать существенного влияния на повышение сейсмостойкости объектов исследования [1], поскольку она, как правило, перекрывается конструктивными (нерасчётными) мероприятиями правил проектирования. Реализованным в них требованиям, касающимся учёта особенностей неупругого деформирования конструкций при сильных (редких) землетрясениях, присущ поверхностно-декларативный характер. Логические связи между конструктивными мероприятиями и расчётными параметрами зон пластичности несущих элементов, ответственных в остове системы за рассеяние энергии землетрясения, в нормах отсутствуют. При этом понятие «зоны пластичности» не подкреплено каким-либо математическим аппаратом. В практике проектирования железобетонных конструкций объектов массового строительства внимание инженера в основном сфокусировано на расчёте продольной арматуры по прочностному критерию. Нельзя назвать достаточными для целей сейсмостойкого проектирования требования норм к диаграмме состояния бетона, обжатого контуром поперечного армирования в объёме расчётного участка зон пластичности. К тому же, для расчётов на упруго-пластических моделях не определены критерии необрушения при действии сейсмических сил. Все перечисленные недочёты выявляются сопоставлением требований отечественных норм с результатами обследования последствий разрушительных землетрясений, положениями передовых зарубежных исследований и регламентов в области проектирования сейсмостойких конструкций [1–5]. Поэтому расчёты по пункту 5.2(б) СП 14.13330.2014 (далее – свод правил) оказываются не под силу рядовому инженеру. Выполняя их с учётом пункта 5.2.2 свода правил, даже продвинутые специалисты могут получить разные результаты, поскольку многое зависит от параметров учитываемого сейсмического воздействия.

В качестве альтернативы инженер может рассмотреть методики добровольного применения, разработанные на базе различных профилирующих (ведомственных) организаций. Однако они, как правило, не определяют порядок и способ учёта влияния конструктивных мероприятий и расчётных параметров зон пластичности в несущих конструкциях на реализацию механизма деформи-

рования системы при расчётном событии. В настоящем исследовании автором предпринята попытка раскрыть обозначенные нюансы, дополнительно пояснить сущность понятия «оценки сейсмостойкости по критерию необрушения» и пополнить базу знаний рядового расчётчика, занятого в проектировании и поверочной оценке категории технического состояния каркасных зданий и сооружений в сейсмических районах. На обозрение читателю предлагается прикладная методика (в двух частях), содержащая в своей основе положения концепции метода нелинейного статического анализа (далее – НСМ). Работа направлена на дальнейшее развитие расчётных положений, изложенных автором в публикациях [1, 6, 7].

1. Определения и обозначения, применяемые в методике

В методике автором применяются и дополнительно раскрываются следующие основные определения и обозначения:

зоны пластичности – области вероятного накопления локальных повреждений в элементах несущих конструкций, характеризующих способность системы к рассеиванию энергии воздействия и подлежащие специальному конструированию для обеспечения реализации допускаемого механизма пластического деформирования, но не приводящие к выходу из строя системы в целом;

эквивалентная длина зоны пластичности L_p – участок консолидации прогнозируемых пластических деформаций в элементе несущей конструкции (от англ. lumpedplasticity), на котором его прогиб допускается принимать с постоянным значением; в первом приближении назначается в несущих конструкциях на стадии концептуального проектирования системы;

критическое сечение зоны пластичности (по Т. Paulay и I.N. Bull, 1979 [8]) – сечение элемента плоскостью, перпендикулярной к его продольной оси, расположенное в начале расчётного участка зоны пластичности (например, на конце псевдоконсоли или вуга ригеля рамы каркаса);

приузеловой участок – участок ригеля и/или колонны, примыкающий к жёсткому узлу рам объектов исследования, предназначенный для установки принимаемой по расчёту замкнутой поперечной арматуры (хомутов);

параметр затухания ξ_0 (кси с индексом «0») – дополнительное затухание колебаний в упруго-пластической стадии, реализующееся за счёт повреждения несущих конструкций, ответственных за образование допускаемого механизма пластического деформирования [9];

критерий необрушения – условие наступления повреждения несущих конструкций здания (сооружения) на стадии, предшествующей предельному состоянию системы, при котором она ещё способна обеспечить сейсмическую безопасность жизни людей и ценного оборудования в рассмат-

¹ К зданиям и сооружениям массового строительства автор относит объекты, удовлетворяющие требованиям пункта 3 табл. 3 и табл. 7 СП 14.13330.2014 «СНИП II-7-81*. Строительство в сейсмических районах», без специальных систем сейсмозащиты.

риваемой постановке задачи (например, при новом проектировании, реконструкции, оценке дефицита сейсмостойкости или при сейсмоусилении конструкций критерии будут отличаться);

коэффициент масштабирования незаполненного/«чистого» каркаса K_S (по И.Л. Корчинскому, 1971 [10, с. 186]) – отношение периода собственных колебаний здания, определённого преимущественно экспериментальным путём с учётом влияния второстепенных конструкций (стенового заполнения, самонесущих стен, перегородок, стальных лестниц, навесных стеновых панелей) и основания, к теоретическому значению периода, найденному расчётным путём без учёта жесткостных параметров второстепенных конструкций на недеформируемом основании;

предельный коэффициент деформативности $K_{Z(кр)}$ (по А.И. Мартемьянову, 1967 [11]) – отношение периода собственных колебаний здания, находящегося в состоянии перед достижением предельного состояния, к значению периода колебаний, соответствующему стадии введения его в эксплуатацию (представительный обзор значений $K_{Z(кр)}$ приведён в монографии А.С. Золоткова [12]);

параметр SF – коэффициент масштабирования (от англ. scale factor) расчётного спектра реакции (принят в соответствие с обозначениями, установленными в комплексах компании Computers & Structures, Inc);

точка упруго-пластических свойств системы – точка на кривой несущей способности системы, характеризующая уровень повреждения основных несущих конструкций, ответственных за реализацию механизма её пластического деформирования (англ. performance/target point; далее – точка свойств [13]);

угол поворота θ (в зоне пластичности приузлового участка) – угол между касательной (к упругой оси ригеля), проведённой через нейтральную ось критического сечения, и хордой, соединяющей эту точку с точкой перегиба ригеля в пролёте;

коэффициент C_d – параметр, учитывающий отношение перемещений верха упругой системы и перемещений, полученных в результате по HCM (англ. Displacement amplification factor); по своему функционалу C_d близок к требованию примечания 2 табл. 4 СП 14.13330.

Другие термины и определения, встречающиеся в тексте, приведены автором в статьях [1, 14].

2. Обзор методик, учитывающих понятие кривой равновесных состояний при оценке сейсмической реакции каркасных систем и составляющих информационную базу исследования

2.1. О методологии нелинейного статического (Pushover) анализа

Оценить предельное состояние всякой реальной системы при сильном (редком) землетрясении с достаточной для практических целей точностью позволяет кривая равновесных состояний [1]. В зарубежной практике проектирования сейсмостойких конструкций считается, что основу кон-

цепции её применения заложили Rosenblueth E., Herrera I. (1964), Gulkan P. и Sozen M.A. (1974). А в виде прикладной техники расчёта она была впервые представлена в 1975 году американским научным коллективом под руководством Зигмунда Фримана (S.A. Freeman, J.P. Nicoletti и J.V. Tyrell [15]). Для целей оценки сейсмостойкости 80 зданий в районе верфи военно-морской базы Пьюджет Саунд они разработали алгоритм, получивший название метод спектра несущей способности (англ. Capacity Spectrum Method – CSM; 1975; назовём его методом Фримана). Позднее он был учреждён в регламенте по расчёту и усилению железобетонных зданий в сейсмических районах АТС-40 (Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings; 1996). Основные расчётные предпосылки указанного метода и порядок трансформации кривой равновесных состояний формата $V_{sh.b.}-\Delta$ в спектр несущей способности пояснены автором в работе [13]. На рис. 1 в обобщенном виде с комментариями автора представлена схема поиска точки свойств, положение которой на кривой несущей способности характеризует уровень повреждений конструкции при действии сейсмических сил [1]. Приходится отмечать, что в ряде зарубежных публикаций встречается неточность в трактовке такого понятия, как «траектория поиска расположения точки упруго-пластических свойств». Эту ломаную кривую или вообще не указывают при графическом обосновании получения точки свойств, или почему-то наделяют определением «demand spectrum», в то время как этот англоязычный термин относится к понятию «расчётного спектра реакции» (полученного при демпфировании ξ_{eff} [9]).

За два крайних десятилетия стандартная (однокомпонентная, одномодовая по Фриману) нелинейная процедура получила дальнейшее развитие в виде ряда активно развивающихся модификаций. Их преобладающее большинство направлено на совершенствование нескольких особенностей: алгоритма поиска точки свойств системы, учёта вклада высших мод, учёта крутильных деформаций системы и пошаговой корректировки распределения внешних сил по её высоте. Фонд рассматриваемых модификаций включает методики² таких исследователей, как P. Fajfar и M. Fischinger (N2-method; 1989), Kilar V. и Fajfar P. (Simplified Push-Over Analysis – SPOA; 1996), P. Fajfar и P. Gaspersic (N2-method; 1996), K.K. Sasaki, S.A. Freeman и Paret T.F (Multi-Mode Pushover Procedure – MPP; 1998), P.A. Fajfar (Extended N2-method; 1999), U. Morelli и др. (Displacement Coefficient Method – DCM; 2000), A.K. Chopra и R.K. Goel (Modal Pushover Analysis – MPA; 2002), A.S. Moghadam (Pushover Results Combination –

² После указания фамилий авторов (в скобках) приводится оригинальное англоязычное наименование указанной процедуры расчёта, её аббревиатура и год представления результатов исследований.



Рис. 1. Визуализация концепции поиска точки свойств системы (по Фриману)

PRC; 2002), M.N. Aydinoglu (Incremental Response Spectrum Analysis – IRSA; 2003), T.S. Jan, M.W. Liu, Y.C. Kao (Upper-Bound Pushover Analysis – UBPA; 2004), A.K. Chopra, R.K. Goel и С. Chintanapakdee (Modified Modal Pushover Analysis – MMPA; 2004), J. Hooper, G.A. MacRae и S.A. Mahin (Displacement Modification Method – DMM; 2005), Iwan W.D. и Guyader A. (Equivalent Linearization Method – ELM; 2005), E. Kalkan и S.K. Kunnath (Adaptive Modal Combination Procedure – AMC; 2006), M. Jianmeng, Z. Changhai и X. Lili (Improved Modal Pushover Analysis – IMPA; 2008) и M. Poursha, F. Khoshnoudian, A.S. Moghadam (Consecutive Modal Pushover – CMP; 2009) и др.

Учитывая количество, базис, цели и задачи вышеперечисленных процедур, автор предлагает объединить их общим понятием методологии нелинейного статического (Pushover) анализа. Основные положения, раскрывающие их сущность и расчётные особенности алгоритмов, приведены автором в работе [7]. Следует отметить, что преобладающее большинство этих работ направлено на получение только поверочных расчётных оценок сейсмостойкости (при заранее заданных параметрах армирования несущих элементов) при действии сейсмических сил установленной интенсивности. При этом многие из них не учитывают в основных несущих элементах конструктивные особенности зон пластичности. Поэтому их на

пряжённо-деформированное состояние (далее – НДС) для реализации благоприятного механизма пластического деформирования конструктивной системы при сильном (редком) землетрясении было выбрано автором в качестве предмета исследования в объёме изложенной методики.

В итоге, в процессе изучения представленной проблематики [7], у автора сложилось устойчивое мнение, что модель концепции НСМ имеет прикладные отечественные прототипы, которые обсуждались научным сообществом ещё до анонсирования результатов исследований Фримана. Для подтверждения достоверности такого умозаключения рассмотрим в хронологическом порядке основные положения наиболее характерных из них.

2.2. Способ оценки сейсмостойкости конструкций А.С. Тяна (1965) [16]

Объекты исследования – двумерные одноярусные рамные конструкции из идеального упруго-пластического материала. В качестве частного примера рассмотрена однопролётная рама высотой 5,0 м и пролётом 6,0 м с гравитационной нагрузкой приложенной к ригелю. Максимальное ускорение в уровне основания – 0,2g. Период собственных колебаний системы по низшему тону $T_1 = 0,363$ с. Исходный закон восстанавливающей силы представлен диаграммой «горизонтальное

перемещение – сила» формата³ $x-R$, которая приводится к билинейной аппроксимации с горизонтальной полочкой. Предельным состоянием системы считается её состояние перед образованием k_1+1 (где k – степень статической неопределимости системы) числа неподвижных пластических шарниров; определяется такое состояние величинами $x_{пр}$ и $R_{пр}$. В качестве предельных значений изгибающих моментов M в пластических шарнирах принимаются значения, по которым подобраны сечения элементов в линейной постановке по прочностному критерию.

В качестве основного показателя оценки сейсмостойкости принято максимальное горизонтальное остаточное смещение системы μ_{max} , определяемое из выражения:

$$\mu_{max} = |x_{max} - x_T|, \quad (1)$$

где x_T – горизонтальное перемещение, соответствующее упругому состоянию системы; x_{max} – максимальное горизонтальное перемещение системы. Основным критерий обеспечения сейсмостойкости представлен условием:

$$k_1 \leq \frac{(x_{пр} - x_T)}{x_T}, \quad (2)$$

где $x_{пр}$ – горизонтальное перемещение, соответствующее предельному состоянию системы; k_1 – степень развития пластических деформаций, определяемая из выражения:

$$k_1 = \frac{\mu_{max}}{x_T}. \quad (3)$$

Дополнительно в работе [16] обозначены ещё два показателя оценки сейсмостойкости – k_2 и k_3 :

$$k_2 = \frac{x_{пл\ max}}{x_{y\ max}}, \quad (4)$$

где $x_{пл\ max}$ – максимальное перемещение упруго-пластической системы; $x_{y\ max}$ – максимальное перемещение упругой системы (по сути, k_2 – это коэффициент пластичности μ_R – А.С. [1]). Энергетический критерий сейсмостойкости по Тяну представлен показателем k_3 :

$$k_3 = \frac{A_{пл\ max}}{A_{y\ max}} = \frac{0,5 R_{пр} x_T + R_{пр} \mu_{max}}{0,5 x_{y\ max} R_{y\ max}} = \frac{0,5 \left(\frac{\alpha_T}{p} \right)^2 + \alpha_T \mu_{max}}{0,5 p^2 x_{y\ max}^2}, \quad (5)$$

где $A_{пл\ max}$ – работа, совершаемая для сообщения максимального перемещения упруго-пластической

системе; $A_{y\ max}$ – работа, совершаемая при сообщении максимального перемещение упругой системы; α_T – отношение предельной нагрузки к расчётному сейсмическому весу системы (аналог коэффициента K_G [14] – А.С.); p – круговая частота свободных упругих колебаний системы.

Для различных значений коэффициента k_1 А.С. Тяном представлены графики в функции периода упругих колебаний T и α_T (рис. 2). Дополнительно выполнено их сравнение с кривыми формата $K_c \cdot \beta_i$ (по СНиП II-A.12–62), что позволяет оценить, насколько можно уменьшить предельную нагрузку упруго-пластической системы по отношению к сейсмической силе упругой системы (т. е. позволяет определить коэффициент редукиции системы R [1] – А.С.).

Отмечается, что если допустить степень развития пластических деформаций $k_1 = 2$, то α_T меньше значения, полученного по упругому спектру реакции, в среднем в 2 раза. Результатами расчётов по способу Тяна являются картина распределения пластических шарниров, эпюры M и Q , строится кривая равновесных состояний (рис. 3).

Для рассматриваемой рамы расчётное значение сейсмической силы по нормам получилось равным 2,72 т; максимальное упругое перемещение $x_y = 0,42$ см. После расчёта с применением упругого спектра реакции, А.С. Тяном получена фактическая сейсмическая сила $\approx 9,5$ т. Из расчёта предельного состояния по Б.Г. Нилу для $R_{пр}$ получено значение 4,3 т, $\alpha_T \approx 0,2$. При этом в начале реализации крайнего пластического шарнира определено максимальное горизонтальное перемещение $x_{пр} \approx 1,7$ см. Оценивая полученные результаты с применением положений работы [1], можно сделать следующие выводы. Коэффициент редукиции сейсмических сил R для системы равен 3,49. Произведение коэффициентов редукиции $R_R \cdot R_S$ равно 1,58, и тогда коэффициент редукиции пластичности перемещений получается равным $R_{\mu} = 2,21$. Применяя для рассматриваемой системы классическую концепцию эквивалентных энергий Ньюмарка – Холла (1982), получаем коэффициент пластичности μ_R равным $\approx 2,95$, что при использовании эквивалентной билинейной аппроксимации кривой несущей способности (с горизонтальной полочкой) характерно значению $x_T = 0,57$ см (а не $\approx 0,412$, как указано в [16]). В соответствие с трактовкой 1, рассмотренной в работе [1], коэффициент допускаемых повреждений K_1 получается равным 0,29; из трактовки 2 следует, что K_1 равен 0,34.

2.3. Методика оценки степени сейсмостойкости (прочности)

конструкций Г.А. Шапиро – В.Ф. Захарова (ЦНИИЭП жилища, 1968) [17]

Методика основывается на применении зависимости «суммарная инерционная сила – амплитуда колебания верха конструкции» формата $Q-A_{max}$, полученной при натурных вибрационных экспе-

³ Здесь и далее по тексту раздела 2 настоящей статьи сохранены оригинальные обозначения авторов перечисленных исследований. Контекстные комментарии автора настоящей статьи добавлены в скобках с постфактумом вида (А.С.).

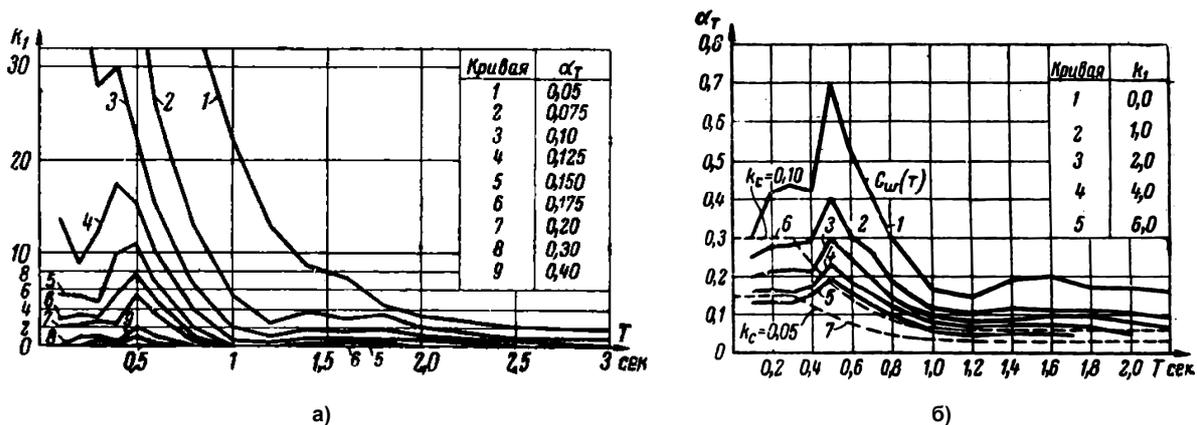


Рис. 2. Графическая визуализация зависимости от величины периода собственных колебаний T : а – степени развития пластических деформаций k_1 , б – отношения предельной нагрузки к расчётному сейсмическому весу системы α_T .

На рис. 2, б изображены следующие кривые: кривая 1 – спектр ускорений упругих систем, соответствующий 8-балльному землетрясению; кривые 2–5 – кривые $\alpha_T(T)$ при различных значениях степени развития пластических деформаций k_1 ; кривые 6–7 – спектральные кривые $K_c \cdot \beta_i$ по СНиП II-A.12–62; кривая $C_w(T)$ – спектральная кривая, характеризующая предельное усилие упругой системы при коэффициенте рассеяния энергии $\gamma = 0,1$

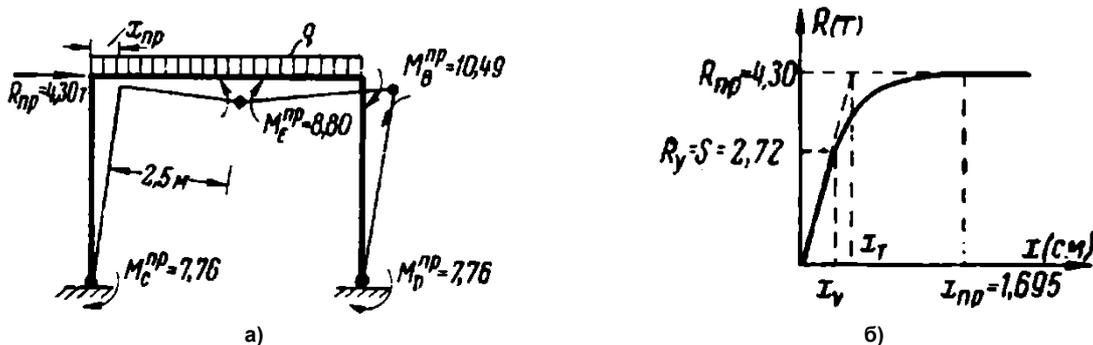


Рис. 3. Графическая визуализация результатов расчётов рамы из упругопластического материала способом Тяна: а – схема разрушения рамы с величинами предельных моментов в зонах пластичности; б – диаграмма деформирования рамы на однократное нагружение

риментях. Рассмотрены результаты испытаний ряда кирпичных, крупноблочных, каркасных, крупнопанельных и монолитных зданий. Выполнена оценка разрушения рассматриваемых систем после прохождения предельной инерционной нагрузки. Представлены кривые формата $Q-A_{\max}/H$ и $\varphi-A_{\max}$ (где H соответствует высоте здания, φ – частоте собственных колебаний). В качестве критерия оценки сейсмостойкости принят так называемый «коэффициент запаса прочности» здания (обозначим его $K_{Ш-3}$):

$$K_{Ш-3} = \frac{Q_{ult}}{Q_n}, \quad (6)$$

где Q_{ult} – максимальная инерционная сила, определённая при эксперименте; Q_n – расчётное значение сейсмической силы, вычисленное по нормам проектирования. Для применения в первом приближении рекомендуются значения $K_{Ш-3}$, равные 1,5; 1,8 и 2,0 для площадки с 7, 8 и 9-балльной сейсмичностью. В исследовании [17] введено понятие развитого и неразвитого резонанса для установления расчётных (проектных) значений сейсмиче-

ских сил. Предложено к величине инерционной силы, полученной при развитом резонансе вводить понижающий коэффициент, учитывающий эффективность пространственной работы конструкций (обозначим его K_{sp}). Равен он отношению расчётной силы (здесь имеется в виду реакция V_D [1] – А.С.) к значению Q_{ult} (здесь сила приводится уже с учётом её деления на $K_{Ш-3}$). Согласно методике Шапиро-Захарова, если величина Q_{ult} больше V_D , то все последующие системы того же типа, что и испытываемая конструкция, рассчитываются на сейсмическую нагрузку по нормам, умноженную на коэффициент K_{sp} (для каркасных систем рекомендуется значение 0,6). Если полученная величина Q_{ult} меньше рассчитанной по нормам, то усиление подлежат слабые места конструкции (расчётные участки зон пластичности – А.С.). В качестве частного примера рассмотрены результаты испытаний крупномасштабной модели (1/4 нат. вел.) 10-этажного панельного здания. Тотальное разрушение модели соответствовало реакции в уровне основания, равной 60 % от предельного значения при относительном горизонтальном перемещении

верха модели 2,1 %. Идея методики Шапиро-Захарова в том, чтобы направить мысль инженера на модификацию деталей конструкции и уточнение расчётов слабых мест путём увеличения местных коэффициентов запаса (наподобие коэффициентов, предложенных В.А. Ржевским, и внедрённых в нормы проектирования в сейсмических районах Узбекистана КМК-2.01.03–96 – А.С.) в противовес общепринятому принципу о применении необоснованных коэффициентов увеличения расчётных нагрузок на всё здание в целом (позднее этот подход подтверждался результатами других исследований, например, [14, 18–21] – А.С.).

2.4. Методика оценки предельных состояний многоэтажных каркасных зданий при сейсмических воздействиях
Л.Ш. Килимника (ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко, 1975)

Объекты исследования – многоэтажные каркасные здания. Основная расчётная предпосылка методики гласит, что распределение сдвигающих усилий по высоте сооружения в упругой стадии и в предельном состоянии подобны (т. е. форма распределения сейсмических сил не меняется на протяжении расчётной оценки при рассмотренной совокупности нагрузок; как в методе Фримана [13] – А.С.). Порядок реализации методики Килимника следующий. Сначала производится расчёт рамы в соответствии с требованиями норм; оцениваются сейсмические нагрузки S и сдвигающие усилия Q в уровне перекрытий (кроме нижнего) и их распределение по высоте сооружения. Потом нижний этаж рамы преобразуется в одномассовый нелинейный осциллятор с приведёнными параметрами жёсткости и затухания для оценки значения Q_{\max} от действия сейсмических сил, близких к реальным (считается, что материал системы подчиняется билинейной зависимости). При этом рекомендуется использовать спектры реакции, которые учитывали бы сеймотектонические особенности региона и гидрогеологические условия площадки строительства. Далее с учётом Q_{\max} оценивается распределение по высоте системы предельных сдвигающих усилий $Q_{\text{пр}}$. Принимается, что сдвигающая сила в упруго-пластической системе ($Q_{\text{пр}}$) ориентировочно составляет 60 % от значения, полученного из линейного анализа (Q). На следующем этапе модель разбивается на простые одноэтажные рамы, соединяемые по высоте простыми шарнирами. Рассматривается принцип свободы выбора возможных перемещений по Н.В. Ахвледяни (1963) [22]. Величины предельных упругих углов поворота колонн и ригелей определяются из выражения:

$$Y_y = \frac{M_m}{6i}, \quad (7)$$

где M_m – изгибающий момент в элементе рамы, соответствующий образованию пластического шарнира. Выражения для определения предельных

упругих сдвигов этажей Δ_y/h и предельных упругих сдвигающих усилий Q_y представлены в табулированном виде, и принимаются в зависимости от расчётной схемы одноэтажной рамы. Предельные углы поворота Y_{\max} определяются способностью колонн и ригелей к пластическому деформированию и назначаются по результатам анализа и обобщения экспериментальных и расчётно-теоретических исследований. На этом этапе предполагается, что установлена связь между деформационными параметрами рамы и составляющих её элементов, и определены параметры интегральной зависимости типа «восстанавливающая сила – перемещение» для отдельных этажей. По ней определяются предельные значения коэффициентов податливости для колонн и ригелей. Рассматриваются два механизма пластического деформирования. Наиболее благоприятная схема деформирования соответствует балочному механизму, при котором образование пластических шарниров допускается только в элементах ригелей. В качестве примера рассмотрена оценка сейсмостойкости 10-этажной рамы стального рамного каркаса.

2.5. Рекомендации по расчёту железобетонных рам на горизонтальные нагрузки А.А. Оганяна – М.Я. Фрайнта (ЦНИИЭП жилища, 1975) [23]

Объекты исследования – двумерные многоэтажные однопролётные рамы из сборных железобетонных элементов с гибкостью не более 7. Сейсмическая реакция системы оценивается с применением графической зависимости «суммарная нагрузка – характерное смещение». Нелинейность работы рядового несущего элемента сведена к нелинейности работы его опорных частей. При проведении нелинейного расчёта принималось, что все сечения элементов (кроме примыкающих к узлам) работают упруго, а работа опорных сечений учитывается через нелинейную обобщённую диаграмму состояния «момент – угол искажения» $M-\varphi_i$ (рис. 4). Разрушение элемента характеризуется углом искажения φ_m .

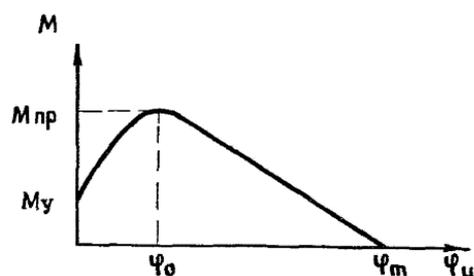


Рис. 4. Графическая визуализация диаграммы состояния «момент – угол искажения в опорном сечении» ($M-\varphi_i$) по Оганяну–Фрайнту (1975) [23]: $M_{\text{пр}}$ – изгибающий момент при максимальной нагрузке; M_y – изгибающий момент, до которого работу элемента можно считать упругой; φ_0 – угол искажения, соответствующий значению $M_{\text{пр}}$

Максимальная допускаемая нагрузка определяется методом предельного равновесия по А.А. Гвоздеву (1936). При этом применяется модальная схема распределения сейсмических сил по высоте системы [13]. Влияние гравитационных нагрузок учитывается только при определении жесткостных характеристик элементов системы и для оценки по прочностному критерию. Основную часть исследования занимает вопрос определения параметров диаграммы $M-\varphi$, учитывающей податливость сопряжения ригелей и стоек рамы. Отмечается, что параметры диаграммы в основном зависят от степени обжатия n и степени насыщения сечения продольной арматурой ω' . Первая определяется из выражения (8), вторая – из (9):

$$n = \frac{N}{R_{np} F}, \quad (8)$$

$$\omega' = \frac{F_a R_a}{F R_{np}}, \quad (9)$$

где N – продольное усилие в элементе; R_{np} – призматическая прочность; F – площадь сечения элемента; F_a – площадь сечения растянутой арматуры; R_a – расчётное сопротивление арматурной стали. При этом характеристика жёсткости расчётного участка элемента, в котором образуется зона пластичности, определяется из следующего выражения:

$$C_{np} = i_T \frac{6 \alpha_y}{1 - \alpha_y}, \quad (10)$$

где i_T – погонная жёсткость элемента при образовании трещин, определяемая из выражения (11); α_y – коэффициент, характеризующий изменение жёсткости при достижении предельного момента, определяемый из выражения (12).

$$i_T = \frac{0,85 E_6 J_6}{l}, \quad (11)$$

$$\alpha_y = \left(0,043 + 1,64 \frac{E_a \mu}{E_6 100} + 0,043 \frac{l'}{h} + 0,33n \right) \left(\frac{h_0}{h} \right)^2, \quad (12)$$

где $E_6 J_6$ – жёсткость элемента при упругой работе; l – длина элемента; E_a и E_6 – модули упругости арматуры и бетона соответственно; μ – процент армирования сечения; l' – расстояние от рассматриваемого сечения до нулевой точки на эпюре моментов; h – высота сечения; h_0 – рабочая высота сечения. Поясняется, что от степени обжатия также зависит и относительная величина α_φ (соответствует коэффициенту пластичности – А.С.):

$$\alpha_\varphi = \frac{\varphi_m}{\varphi_0}. \quad (13)$$

В качестве одного из результатов статического расчёта принимается зависимость между смещением верха системы и нагрузкой (при её монотонном возрастании до заданной величины). Отмечается зависимость сейсмостойкости системы от вида её прогнозируемого разрушения (пласти-

ческого, хрупкого и соответствующего промежуточной величине деформаций). При этом характер разрушения рам и способность их к деформированию предлагается оценивать после достижения предельной нагрузки. При рассмотрении частного примера двухэтажной рамы с процентом армирования ригелей и стоек рамы ($\approx 0,6\%$) значение коэффициента пластичности получается равным 3,0 (а коэффициент редукиции R_R [1] равным 1,25 – А.С.). В заключительной части работы отмечается, что в любом случае не следует снижать расчётную нагрузку более, чем в 2 раза (что в постановке ЛСМ актуализированных редакций СНиП II-7-81 соответствует значению $K_1 \geq 0,5$ – А.С.).

Анализ предпосылок, упрощающих допущений и расчётных положений рассмотренных отечественных методик позволяет отметить следующие нюансы. Способ Тяна не учитывает согласованность степеней повреждения элементов рам, предшествующих предельным значениям сдвигающей силы в уровне основания. Энергетические критерии обеспечения сейсмостойкости (k_2, k_3) при решении частной тестовой задачи не применялись. Методика Шапиро – Захарова не раскрывает вопросы оценки податливости испытанных зданий и их способность к рассеянию энергии, оперируя только коэффициентом запаса прочности. В ней рассмотрены резервы сейсмостойкости, сконсолидированные в объёме площади фигуры, расположенной «под кривой» равновесных состояний. В преамбуле методики Килимника отмечается важность оценки параметров глубины и протяжённости расчётных участков зон пластичности, однако в объёме расчётных положений при оценке реакции объекта исследования они не фигурируют. В методике Огаяна – Фрайнта не приводятся положения по оценке длины расчётного участка зоны пластичности и особенности специального конструирования приузловых участков.

Представляется целесообразным учесть все обозначенные нюансы, уточнить, дополнить и обобщить их в составе единой расчётной техники, доступной для применения рядовым инженером. При этом автор предлагает основные принципы и основу алгоритма построения кривой несущей способности (кривой равновесных состояний) для целей оценки реакции строительных конструкций при расчётных землетрясениях объединить общим понятием концепции нелинейного статического анализа.

3. Структура предлагаемой автором методики

3.1. Формула и основные расчётные положения методики

Методика определяет способ назначения армирования для объектов исследования с формированием логических связей между расчётными и конструктивными параметрами зон пластичности, образующихся в элементах их несущих конструкций при действии сейсмических сил, и устанавли-

вает порядок учёта этих зависимостей для реализации благоприятного механизма пластического деформирования.

В качестве базиса методики приняты теоретические основы концепции нелинейного статического анализа. При этом методикой допускается использование любой из нелинейных статических процедур, рассматриваемых в разделе 2.1. Предпосылки, допущения и расчётные возможности составляющих её математических алгоритмов, обуславливают область применения изложенной методики. В частном случае, в качестве инструментария для построения кривой несущей способности применяются утилиты, специально сгенерированные автором с применением средств программирования системы компьютерной математики MathCAD, и алгоритм трансформации метода спектра несущей способности, реализованного в программном комплексе⁴ SAP2000. Расчётная процедура Фримана была выбрана не случайно. В ней содержится вполне обоснованный механизм учёта фактической категории технического состояния несущих конструкций через коэффициент κ (каппа), уточняющий значение параметра затухания ξ_0 для оценки коэффициентов редукции расчётного спектра ответа [9]. Она прошла практическую апробацию при оценке дефицита сейсмостойкости серии зданий различных конструктивных систем [15], в том числе после разрушительных землетрясений в Borah Peak (1983), Whittier Narrows (1987), Loma Prieta (1989) и Northridge (1994). В то время как её современные модификации, составляющие фонд методологии нелинейного статического анализа, апробированы на несложных, преимущественно каркасных системах, без учёта конструктивных особенностей зон пластичности, используются в основном для исследований. С их применением задача теряет прикладной характер, поскольку они напрямую не реализованы ни в одном специализированном инженерном программном комплексе.

Основной особенностью методики является структурирование процесса расчётного анализа сейсмостойкости объектов исследования путём его деления на последовательные этапы (стадии). Из обзора существующего уровня техники многоуровневого расчёта, выполненного автором в работе [7], можно сделать вывод, что «стадийность» процесса сейсмостойкого проектирования определена, как правило, двумя базовыми расчётными

ситуациями, учитывающими интенсивность и повторяемость воздействий, возможность реализации их афтершоков, расчётные модели и методы учёта пластических деформаций конструкций, а также рассматриваемые предельные состояния и критерии оценки их наступления. При этом проявилось всё многообразие комбинаций этих составляющих, вследствие чего представление о многостадийном расчёте получило частную идентификацию. Анализируя опыт реализации расчётов на МРЗ в постановке СП 14.13330, многие практикующие специалисты и учёные в области сейсмостойкого строительства и теории сейсмостойкости сооружений на разных интеллектуальных площадках отмечают, что использование пары ПЗ-МРЗ внесло при актуализации СНиП II-7-81* много путаницы. Характерные проблемы, с которыми столкнулись проектировщики при реализации положений свода правил, пояснены, например, в работах [2, 3, 24, 25]. Специалисты отмечают, что лучше было бы ввести для целей учёта связки ПЗ-МРЗ специальный коэффициент и согласовать его с уровнем ответственности системы (так сделано, например, в части I Индийских норм проектирования сейсмостойких конструкций IS 1893:2002, см. [26, с. 15] – А.С.). Рассмотренные в работе [7] методики многоуровневого проектирования имеют свои преимущества и допущения. Можно заметить, что в некоторых из них:

- расчёт с применением спектрального метода и расчёт на упруго-пластических моделях являются двумя несвязными, и даже альтернативными оценками сейсмостойкости;

- для описания нелинейных моделей в расчётной ситуации МРЗ отсутствует стратегия обеспечения пластичности системы; в частности, в них не указано, каким образом допускать возможность развития существенных неупругих деформаций несущих и ненесущих элементов и их соединений при формировании расчётных моделей;

- представлены только общие принципы концепции стадийного расчёта без определения условий по назначению параметров зон пластичности и критериев достаточности конструктивных мероприятий для их организации в несущих элементах;

- не определены критерии наступления предельного состояния в момент перед обрушением системы при действии сильного (редкого) землетрясения.

Новизна предметной области настоящего исследования состоит в формировании стадий расчёта не только с учётом интенсивности воздействия и выбора метода расчёта, но и для разделения процесса оценки параметров армирования несущих конструкций при воздействии сейсмических сил. Действия предлагается совершать в следующей последовательности. Сначала от действия эксплуатационных нагрузок и слабого (частого) землетрясения на расчётной модели, соответствующей упругой области деформирования, с примене-

⁴ Программный комплекс SAP2000. Сертификат соответствия № 0896541; выдан Федеральным агентством по техническому регулированию и метрологии 10.10.2016 г. Разработчик – компания Computers & Structures, Inc (CSI), основанная в 1975 году, признана лидером в области разработки инновационных программных продуктов для строительного проектирования и расчетов в области сейсмостойкого строительства. Официальный дистрибьютор компании CSI на территории России – ООО «НИП-Информатика» (<http://www.nipinfor.ru/>).

нием ЛСМ (при $K_1 = 1,0$) в редакции СНиП II-7-81* (2000 г.) и прочностного критерия по предельному состоянию I группы, определяются параметры продольного армирования несущих элементов. В качестве частого (слабого) землетрясения для объектов исследования принимается событие с уровнем сейсмического воздействия в 2 раза меньше значения, соответствующего расчётной сейсмичности площадки, устанавливаемой по данным геофизических исследований или с применением карт ОСР. Затем, на так называемой переходной стадии, с применением опыта разрушительных землетрясений предварительно рассчитываются и назначаются расчётные и конструктивные параметры прогнозируемых зон пластичности, принимается их расположение в объеме системы. На следующем этапе, от действия сильного (редкого) события, соответствующего расчётной сейсмичности площадки строительства, на модели, учитывающей возможность развития неупругих деформаций в несущих конструкциях, анализируется достаточность насыщения зон пластичности поперечной арматурой при соблюдении соответствующих критериев необрушения системы. При этом используется наиболее подходящая нелинейная расчётная процедура, учитывающая особенности принципиальных объёмно-планировочных и технических решений конкретного объекта. Для такой оценки может потребоваться несколько расчётных итераций с корректировкой расчётных параметров зон пластичности. Предлагаемые автором уточнения позволяют привести коэффициент редукиции R_S (учитывающий приемлемое превышение напряжений в сечениях конструкций) к адекватному значению [1], и обеспечат возможность учёта параметров зон пластичности уже на этапе расчётной оценки сейсмической реакции системы, а не только непосредственно «перед конструированием». Изложенные автором расчётные положения берут начало от инженерного анализа последствий землетрясений и концепции учёта энергии, рассеиваемой за счёт упруго-пластических деформаций конструкций [9]. Методика учитывает принципиальные положения базового метода расчёта СНиП II-7-81* (2000 г.); одним из прикладных результатов её применения является уточнённое значение коэффициента допускаемых повреждений K_1 [27].

Методикой предусматривается ряд расчётных положений, направленных на решение проблем трёх основных направлений. Во-первых, на обеспечение достоверности оценки интенсивности сейсмических сил. Во-вторых, на обеспечение способности конструктивной системы к пластическому деформированию при их воздействии. И отдельное место уделяется вопросам формирования группы критериев наступления предельного состояния по необрушению (в формулировке ГОСТ Р 54257-2010 – абсолютное предельное со-

стояние), связанных с положением точки свойств на кривой несущей способности.

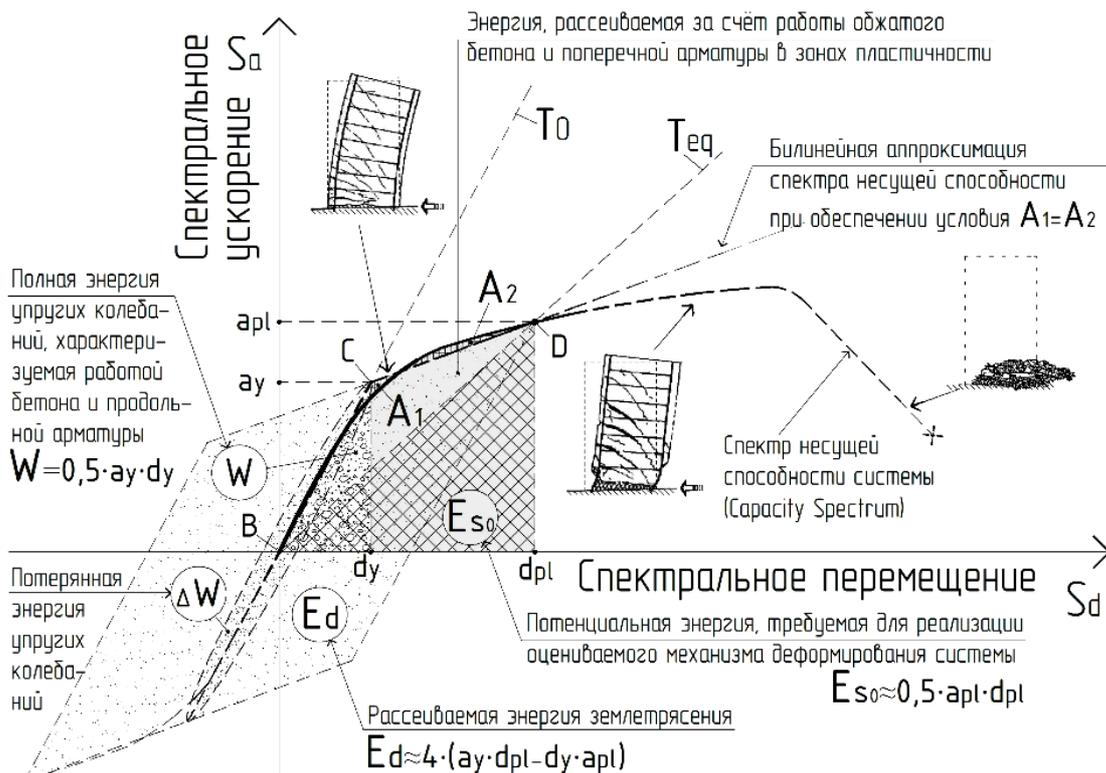
При определении интенсивности сейсмических сил для обоих уровней воздействия применяются спектральные кривые, указанные в пункте 3.2.2 Еврокода-8, масштабируемые через коэффициент η (эта) за счёт применения эмпирических зависимостей (рассмотренных в работе [9]) с оценкой параметров затухания ξ (кси), в том числе по результатам натурных экспериментов (например, [28]). Тело конструктивных элементов между участками, на которых прогнозируется образование зон пластичности, моделируется линейно-упругим. После вычисления сейсмических сил для нелинейных нагружений, изгибная жёсткость таких элементов корректируется за счёт введения понижающих коэффициентов, интегрально учитывающих наличие трещин и неупругие свойства железобетона. Например, в первом приближении можно принять для несущих ригелей 0,5, для колонн – 0,7, для стен – 0,8 (для диафрагм – 0,4 к сдвиговой жёсткости).

Результаты применения методики обуславливаются параметрами зон пластичности, представляемыми в виде зависимостей формата «изгибающий момент – кривизна» ($M-\varphi$) и «изгибающий момент – угол поворота» ($M-\theta$), отличительные особенности определения которых формируют стратегию изучения предмета исследования.

4. Об одной стратегии учёта параметров зон пластичности в расчётах сейсмостойких строительных систем

4.1. Онтология отечественной практики назначения параметров зон пластичности в элементах каркасных зданий

Специалистами в области сейсмостойкости сооружений установлено, что наиболее благоприятным для каркасных зданий является механизм пластического деформирования «сильные колонны – слабые ригели» (в зарубежной практике он определяется, как *beam sway mechanism* или «*strong column – weak beam*» mechanism). В случае его реализации при сильном (редком) землетрясении сейсмическую реакцию системы допускается считать прогнозируемой [29–32]. Чтобы при этом обеспечить зданию необрушаемость, зоны пластичности в несущих элементах должны обладать способностью принимать и возвращать большие количества энергии на единицу объёма [9] (рис. 5). Для этого участки элементов, на которые приходятся зоны пластичности, вне зависимости от этажности и функционального назначения зданий необходимо специально организовывать (располагать и конструировать, обеспечивая при этом их ремонтпригодность). Если зоны пластичности не будут должным образом устроены, то конструкция (или её часть) может получить серьёзные повреждения или разрушиться.



© Алексей Викторович Соснин, 2017 | Копирование электронных материалов без разрешения автора и без разрешения издательства строго запрещено.

Рис. 5. Схема распределения потенциальной энергии, затрачиваемой для реализации механизма пластического деформирования при действии сейсмических сил

Отечественной практикой проектирования железобетонных каркасных зданий массового строительства в сейсмических районах допускаются параметры поперечного армирования зон пластичности в ригелях и колоннах вне зависимости от их длины определять по прочностному критерию только из условия восприятия наклонным сечением поперечной силы Q . Их жёсткие узлы рекомендуется усиливать сварными сетками, спиралью или замкнутыми хомутами, выполняемыми в соответствии с положениями правил проектирования железобетонных конструкций. Интенсивность сил Q в элементах объектов исследования по нормам определяется из расчётов на сочетание, учитывающие эксплуатационные воздействия и сейсмические нагрузки, уменьшенные в $(K_1)^{-1}$ раз. Определённая по Q замкнутая поперечная арматура в ригелях и колоннах, начиная от границ жёсткого узла, перманентно устанавливается с шагом не реже 100 мм на приузловом участке длиной не более $1/4$ высоты этажа или пролёта ригеля. В проекте СТО РУДН «Строительство в сейсмических районах. Нормы проектирования сооружений» (2011; руководитель темы Курзанов А.М.) в дополнение к этому предложено за длину участков усиленного поперечного армирования колонн принимать наибольшую из двух величин $1,5b$ или $0,17l$ (где b –

наибольший размер поперечного сечения элемента, l – высота колонны в свету).

Рассмотрим разницу в оценках поперечных сил на примере расчетов 15-этажного железобетонного каркасного здания [14, 33]. В табл. 1 представлены значения поперечных сил и предельных значений прочности наклонных сечений в его характерных ригелях. Принималось, что проект объекта исследования разработан с применением только ЛСМ (с $K_1 = 0,25$) по СНиП II-7-81* (2000 г.), а на площадке строительства прогнозируется сильное (редкое) землетрясение, характеризующееся ускорением в уровне основания $0,1g$ при повторяемости воздействия один раз в 500 лет.

В качестве критерия необрушения принято положение точки упруго-пластических свойств вблизи левой границы участка кривой, характеризующей допустимые повреждения несущих конструкций (IO_R), при достижении относительного горизонтального перекоса этажа постоянного значения 0,5 %. Проверочная оценка сейсмостойкости выполнялась с применением метода Фримана в комплексе SAP2000. Из табл. 1 следует, что в коротких ригелях рассматриваемого здания значения поперечной силы, вычисленные с применением ЛСМ, недооцениваются на 50 %, а продольное усилие – на 70 %. При коэффициенте условий работы ϕ_{b2} равном 1,0 в редакции СП 63.13330.2012

Сравнительная оценка расчётных усилий и предельных значений прочности наклонных сечений несущих ригелей 15-этажного каркасного здания [14, 33]

№ п/п	Марка элем. ² (этаж)	Расчётные ³ усилия в элементах, кН					Предельные ⁵ значения прочности наклонных сечений элементов, кН								Примеч.
		по ЛСМ ⁴		по НСМ		Откл. Q от V_2 , %	Q по СП63.13330.2012			V_n ⁷ по АСІ 318			Откл. ⁹ Q от V_n , %		
		Q	N	V_2	P		без учёта N		общ. с уч. N	без учёта N		общ. с уч. N		общ. ⁸ с уч. N	
							Q_b	Q_{sw} ⁶		V_c	V_s				
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
1	Рм ₄ (типов.)	186	+47	402	+157	54	365	124	446	189	221	411	535	17	сейсм. по X
		353	-25	383	-128	8			493	208		429	554	11	
2	Рм ₂ (1 надз.)	118	+108	53	+147	55			397	190	225	416	543	27	сейсм. по Y
		147	-36	136	-18	7			503	186		412	539	7	

Примечания:

¹ Параметры материалов ригелей: класс бетона В25, класс арматуры А400, диаметр поперечной арматуры 8 мм, шаг установки хомутов на расчётном участке зоны пластичности 100 мм.

² В таблице указаны элементы следующих марок: Рм₄ – короткий несущий ригель длиной 2,0 м между координационными осями колонн, Рм₂ – несущий ригель длиной 7,32 м между осями колонн (усилия для Рм₄ определены на отметке +47,150).

³ Рассмотрены расчётные сочетания, включающие максимальное продольное усилие растяжения/сжатия $N(P)$ и соответствующее ему значение поперечной силы $Q(V_2)$, и максимальное значение $Q(V_2)$ при соответствующем ему $N(P)$.

⁴ Усилия получены в результате расчётов на особые сочетания нагрузок с учётом сейсмических сил, вычисленных по ЛСМ.

⁵ Для рассматриваемых элементов длина установки усиленного поперечного армирования принималась равной их полуторной высоте. При этом учитывались положения пункта 3.20 СНиП II-7-81* и требований пункта 8.1.33 СП 63.13330.2012 (в части расчётных положений о длине проекции наклонного сечения S).

⁶ Предельные значения поперечной силы, воспринимаемой арматурой, определены без учёта отгибов продольной арматуры.

⁷ Предельные значения поперечной силы, воспринимаемой арматурой, определены с учётом армирования элементов двухсрезными хомутами. В столбцах 12 и 13 указаны значения, определённые без учёта требований АСІ 318 (Building Code Requirements for Structural Concrete) к минимальному диаметру поперечной арматуры.

⁸ В столбце 14 указаны значения, определённые с учётом требований АСІ 318 к минимальному диаметру поперечной арматуры.

⁹ Отклонение значений Q от V_n определены между значениями в столбцах 10 и 14.

значение Q_b стремится к значению прочности наклонных сечений по бетону V_c . При величине коэффициентов $\phi_{b2} = 1,0$ и $\phi_{b1} = 1,0$ предельное значение прочности наклонных сечений Q имеет хорошую сходимость с величиной V_n , определённой по АСІ 318 (Building Code Requirements for Structural Concrete). Знак продольного усилия N занимает важное место в оценке предельной прочности наклонных сечений ригелей.

4.2. Общие принципы учёта работы зон пластичности, предусматриваемые изложенной методикой

Анализ последствий разрушительных землетрясений (рис. 6) позволяет заключить, что положения отечественных правил проектирования, указанные в предыдущем пункте статьи, отчасти справедливы для определения параметров пласти-

ческих шарниров, прогнозирующихся в зонах пластичности только коротких элементов (англ. brittle hinges). Проектируя железобетонные конструкции в сейсмических районах, инженер рано или поздно озадачится вопросом, какое значение длины участка для установки усиленного поперечного армирования и шаг хомутов считать достаточным для обеспечения пластичности системы, закладываемой им на стадии концептуального проектирования. Ведь, несмотря на то, что прямая количественная зависимость между пластичностью элемента и сооружения в целом не определена, как правило, повышение пластичности несущих конструкций увеличивает податливость системы.

Оценить способность несущего элемента к рассеянию энергии, требуемой для реализации механизма пластического деформирования, позволяет диаграмма состояния $M-\theta$. Для вычисления

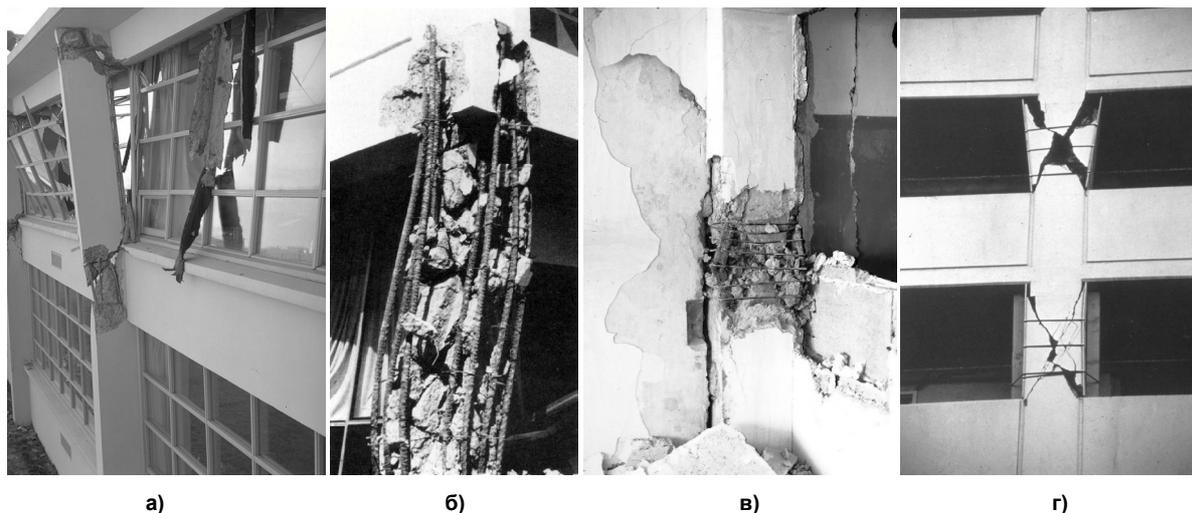


Рис. 6. Повреждения колонн железобетонных каркасных зданий при землетрясениях:

а) разрушение узлов сопряжения колонн и ригелей двухэтажного здания школы в результате землетрясения в Анчогаге (Anchorage, Аляска; 27.03.1964; $M = 9,2$; $h = 23$ км) [34];

б) разрушение тела угловой монолитной железобетонной колонны нижнего этажа 5-этажного здания больницы Олив-Вью вследствие дефицита поперечного армирования в результате землетрясения в Сан-Фернандо (San Fernando, Калифорния; 09.02.1971; $M = 6,5$; $h = 15$ км) [34];

в) разрушение стыка отпарочных марок сборной железобетонной придиафрагменной колонны одного из 9-этажных жилых зданий серии 111, уцелевших во время Спитакского события (Армения; 07.12.1988; $M = 6,9$; $h = 10$ км), вследствие дефицита поперечного армирования и нарушения технологии устройства детали сварного стыка продольной арматуры [35];

г) повреждение коротких колонн восточной части фасада 16-этажного здания Шампань Тауэрс в результате землетрясения в Нордридже (Northridge, Калифорния; 17.01.1994; $M = 6,7$; $h = 18$ км) [36]

значений θ в объёме методики применяются выражения, которые в результате представительного количества экспериментов (более 1000) при монотонном и циклическом нагружении различных типов железобетонных элементов получили M.N. Fardis и T.B. Panagiotakos (2001) [37].

Для ригелей и колонн прямоугольного сечения значение угла θ , соответствующего началу реализации пластических деформаций в приузловом участке, предусматривается определять из выражения

$$\theta_y = \left[\varphi_y \left(\frac{L_v + \alpha_v z}{3} \right) \right] + \left[0,0013 \left(1 + \frac{1,5 h}{L_v} \right) \right] + \left[\frac{0,13 \varphi_y d_b f_y}{(f_c)^{0,5}} \right], \quad (14)$$

где φ_y – прогиб, реализующийся в момент образования первых пластических деформаций в сечении (м^{-1}); z – плечо внутренней пары сил (м) для продольной арматуры (в ригелях, колоннах, пилонах, диафрагмах Т- и Н-образного сечения) или $0,8h$ (в диафрагмах прямоугольного сечения); h – высота сечения элемента в направлении деформирования системы (м); d_b – средний эквивалентный диаметр продольной арматуры в растянутой зоне критического сечения (м); f_y – предел текучести арматурной стали продольных стержней (МПа); α_v – коэффициент, учитывающий изменение напряжений, вызванных изгибающим моментом в критическом сечении, из-за образования диагональных трещин на приузловом участке элемента ($\alpha_v = 1$ в случае,

если поперечная сила, воспринимаемая бетоном в наклонном сечении, меньше значения силы, возникающей в момент реализации пластических деформаций при действии изгибающего момента M_y , и определяемой как M_y/L_v ; в противном случае – $\alpha_v = 0$); L_v – расстояние (м) между критическим сечением зоны пластичности элемента и точкой перегиба его упругой оси, равное отношению изгибающего момента к значению поперечной силы в критическом сечении M_y/V (англ. shearspan); при проектировании элементов стандартной типовой длины в рамных каркасах, значение L_v допускается принимать равным половине пролёта ригеля в свету; f_c – цилиндрическая прочность бетона при одноосном сжатии (МПа). Здесь следует отметить, что методикой предусматривается разделять диаграмму состояния для бетона, охваченного (обжатого) контуром поперечного армирования (англ. confined concrete), и бетона, расположенного за пределами эффективного сечения тела бетона, в том числе в объёме защитного слоя (англ. unconfined concrete). Часть выражения (14), указанного в первых квадратных скобках, учитывает вклад продольного изгиба в НДС расчётного участка зоны пластичности, во вторых квадратных скобках – вклад поперечной силы, в третьих – эффект от продёргивания продольной арматуры в зоне анкеровки. Значение θ_y соответствует уровню повреждений, характерных допустимой нормальной эксплуатации (англ. Immediate Occupancy – в редакции американских регламентов FEMA). Критерии соответствия приведены в работе [1].

В качестве базовой диаграммы состояния сжатого бетона методикой предусматривается принимать зависимость (рис. 7), полученную в 1988 году Джоном Мандером и его коллегами (Mander J.B., Priestley M.J.N. и Park R. [38]). Хотя имеются и другие зависимости, характеризующие работу бетона при сжатии, которые в разное время предложили W.L. Chan (1955), J.A. Blume, N.M. Newmark и L.H. Corning (1961), A.L.L. Baker (1964), H.E.H. Roy и M.A. Sozen (1964), M.T.M. Soliman и C.W. Yu (1967), M. Sargin, S.K. Ghosh и V.K. Handa (1971), D.C. Kent и R.Park (1971), S. Popovics (1973), H. Muguruma, S. Watanabe, S. Tanaka, K. Sakurai и E. Nakamura (1978), S.A. Sheikh и S.M. Uzumeri (1982), M. Fujii, K. Kobayashi, T. Miyagawa, S. Inoue и T. Matsumoto (1988), M. Saatcioglu и S.R. Razvi (1992), J. Hoshikuma, K. Kawashima, K. Nagaya и A.W. Taylor (1997). К слову, в отечественных правилах проектирования экстремум диаграммы состояния сжатого бетона соответствует значению прочности бетона R_b , в том числе, и в расчётах на упруго-пластических расчётных моделях при действии сейсмических сил. Её пиковое значение, например, для бетона класса В25 меньше значения f'_{co} диаграммы Мандера в 1,75 раза. И если рассмотреть ситуацию с прогнозированием убытков от повреждения несущих конструкций [39] или при сейсмоусилении здания, то, очевидно, для оценки упруго-пластической реакции его конструктивной системы расчётная предпосылка, связанная с применением R_b , не позволит выявить реальный дефицит сейсмостойкости.

При оценке сейсмостойкости объектов существующей застройки, спроектированных только с применением ЛСМ, методикой предусматривается прерывание предельных деформаций сжатой арматурной стали, и принятие их идентичными пре-

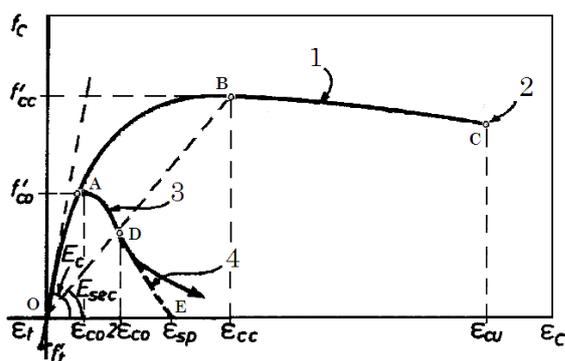


Рис. 7. Диаграмма состояния бетона по Мандеру (1988) [38]:

1 – участок А-В-С, характеризующий поведение сжатого бетона, охваченного (обжатого) контуром поперечного армирования; 2 – точка, положение которой соответствует первому разрыву поперечных хомутов в зоне пластичности; 3 – участок О-А-Д, характеризующий работу бетона без поперечного армирования; 4 – участок D-E, определяющий предельное состояние защитного слоя бетона элемента

дельным деформациям обжатого бетона. Таким способом учитывается, что удлинившаяся при работе на растяжение продольная периферийная арматура сечения уже не в состоянии вернуться в исходное положение при сжатии и вынуждена изгибаться по длине. Выпучиваясь, она способствует выкалыванию окружающего её бетона и преждевременному разрушению/раздроблению сжатой зоны (что подтверждается, например, результатами натуральных экспериментов А.С. Золоткова [12]).

Прогиб приузлового участка, находится из выражения (11), с учётом предпосылок гипотезы плоских сечений Бернулли. Составляющая φ_y , указанная в квадратных скобках, учитывает реакцию растянутой арматуры, в круглых скобках, – сжатого бетона:

$$\varphi_y = \min \left\{ \left[\frac{f_y}{E_s(1-k_y)d} \right]; \left(\frac{\varepsilon_c}{k_y d} \approx \frac{1,8 f_c}{E_c k_y d} \right) \right\}, \quad (15)$$

где f_y, f_c – то же, что в выражении (14); E_s – модуль упругости арматурной стали (МПа); E_c – модуль упругости бетона (МПа); ε_c – относительные деформации сжатого бетона; d – рабочая высота сечения элемента; k_y – относительная высота сжатой зоны сечения, определяемая с учётом следующих выражений:

$$k_y = (n^2 A^2 + 2nB)^{0,5} - nA, \quad (16)$$

$$\begin{cases} A = \rho + \rho' + \rho_0 + \frac{N}{bd f_y} \\ B = \rho + \rho' \delta' + 0,5 \rho_0 (1 + \delta') + \frac{N}{bd f_y}, \end{cases} \quad (17)$$

$$\begin{cases} A = \rho + \rho' + \rho_0 - \frac{N}{\varepsilon_c E_c bd} \approx \\ \approx \rho + \rho' + \rho_0 - \frac{N}{1,8 n b d f_c} \\ B = \rho + \rho' \delta' + 0,5 \rho_0 (1 + \delta'). \end{cases} \quad (18)$$

где n – коэффициент приведения арматуры к бетону (E_s/E_c); A и B – коэффициенты, принимаемые из выражений системы (17) в случае, если неупругая работа критического сечения определяется пластическими деформациями растянутой арматуры, и из выражений (18) – если она определяется нелинейными деформациями сжатого бетона; ρ – коэффициент армирования сечения растянутой арматурой; ρ' – коэффициент армирования сечения сжатой арматурой; ρ_0 – коэффициент армирования поперечными хомутами; N – продольная сила в элементе; b – ширина сечения элемента; δ' – коэффициент, равный отношению d'/d (где d' – расстояние от сжатой грани бетона до центра тяжести сжатой арматуры).

Изгибающий момент, соответствующий значению φ , определяется из выражения

$$\frac{M_y}{bd^3} = \varphi_y \left\{ \frac{E_c k_y^2}{2} \left[0,5(1+\delta') - \frac{k_y}{3} \right] + \frac{E_s}{2} \left[(1-k_y)\rho + (k_y - \delta')\rho' + \frac{\rho_v}{6}(1-\delta') \right] (1-\delta') \right\}, \quad (19)$$

где все параметры соответствуют указанным в выражениях (14)–(18).

На рис. 8 представлен обобщённый вид зависимости $M-\varphi$ [40] (она качественно отличается от диаграммы Оганяна – Фрайнта – А.С.). На её графический вид оказывает значительное влияние интенсивность продольного усилия N в элементе: чем оно больше, тем выше и короче будет «горбик» кривой, т. е. тем меньшей пластичностью будет обладать элемент. При этом учитывается, что при циклическом деформировании элемента, на стадии перед достижением предельно допустимых повреждений, момент, воспринимаемый критическим сечением, уменьшается на 20 %.

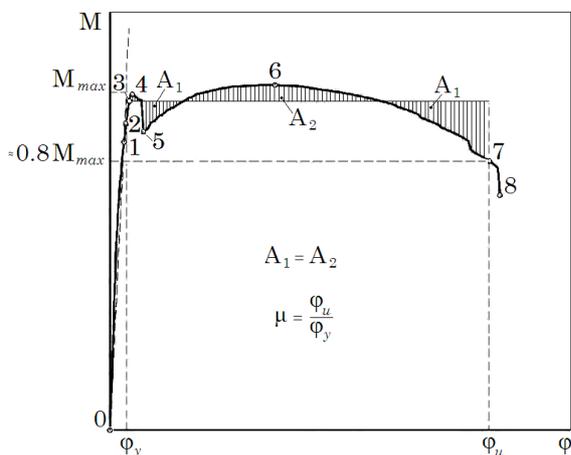


Рис. 8. Графический вид зависимости $M-\varphi$ (пояснения автора статьи):

- 1 – точка, характеризующая достижение в растянутой арматуре деформаций, соответствующих её пределу упругости, ε_{sel} ;
- 2 – точка, соответствующая началу реализации пластических деформаций в растянутой продольной арматуре;
- 3 – точка, характеризующая максимальную прочность на сжатие бетона вне контура поперечного армирования, f_{co} ;
- 4 – точка, характеризующая достижение предельных деформаций в сжатом бетоне, расположенном вне контура поперечного армирования (в объёме защитного слоя), $2\varepsilon_{co}$;
- 5 – точка, соответствующая отслаиванию защитного слоя бетона, ε_{sp} ;
- 6 – точка, характеризующая максимальную прочность на сжатие бетона, охваченного (обжатого) контуром хомутов, f_{cc} ;
- 7 – точка, характеризующая один из двух случаев НДС для критического сечения (достижение предельно допустимых деформаций обжатого бетона ε_{cu} , при деформациях в растянутой арматуре, ещё не достигших предельно допустимых значений, $\varepsilon_s < \varepsilon_{su}$, либо наоборот, – ε_{su} при $\varepsilon_c < \varepsilon_{cu}$);
- 8 – точка, характеризующая потерю несущей способности сечения

Значение поворота, соответствующего уровню предельных допустимых повреждений (англ. Collapse Prevention), определяется из выражения

$$\theta_{ult} = k \frac{1}{\gamma_{el}} 0,016 (0,3^v) \left[\frac{\max(0,01; \omega')}{\max(0,01; \omega)} f_c \right]^{0,225} \times \left(\frac{L_v}{h} \right)^{0,35} 25^{\left(k_e \rho_s \frac{f_{yh}}{f_c} \right)} 1,25^{100\rho_d}, \quad (20)$$

где k – поправочный коэффициент, принимаемый равным 0,825 для элементов, спроектированных без должных антисейсмических мероприятий, и 0,575 – для элементов, армированных стержнями класса A240 [41]; γ_{el} – коэффициент, учитывающий роль элемента в реализации глобального механизма пластического деформирования (принимается равным 1,5 для ответственных элементов, 1,0 – для второстепенных, выход из строя которых незначительно повлияет на реакцию системы); v – относительная продольная сила (так называемая степень обжатия по Оганяну – Фрайнту [23] – А.С.), равная отношению усилия N в элементе к произведению площади сечения $b \cdot h$ и прочности сжатого бетона f_c (при сжатии усилия N следует учитывать со знаком «+»); ρ_s – коэффициент армирования поперечными хомутами в направлении деформирования системы (при определении ρ_s важно понимать, что параметры поперечного армирования следует принимать разными относительно осей сечения x и y в зависимости от направления деформирования системы); f_{yh} – предел текучести арматурной стали поперечных хомутов (МПа); ρ_d – коэффициент армирования критического сечения диагональной арматурой обоих направлений; ω – приведённый (в зарубежной практике обозначается как механический) коэффициент армирования сечения растянутой продольной арматурой, определяемый из выражения

$$\omega = \rho \frac{f_y}{f_c}, \quad (21)$$

где ω' – параметр, аналогичный ω , только для сжатой арматуры; L_v, f_c, f_y, h – то же, что в выражении (14); k_e – коэффициент эффективности обжатия бетона хомутами контура поперечного армирования (англ. stirrup confinement effectiveness coefficient). Значение коэффициента k_e при устройстве хомутов прямоугольной конфигурации предусматривается определять по формуле Шейка – Уземери (Sheikh, Uzumeri, 1982 [42]), уточнённой Мандером в 1984 году [43]:

$$k_e = \frac{\left\{ \left(1 - \frac{s}{2b_0} \right) \left(1 - \frac{s}{2h_0} \right) \right\} \left[1 - \frac{\sum w_i^2}{6h_0 b_0} \right]}{(1 - \rho_{cc})} \geq 0, \quad (22)$$

где s – шаг поперечных хомутов между поверхностями стержней; h_0, b_0 – размеры сечения элемента в пределах осевых линий, проходящих через центр тяжести сечения стержней хомутов контура поперечного армирования; w_i – расстояние в свету между соседними стержнями продольной арматуры в сечении; ρ_{cc} – коэффициент армирования продоль-

Теория расчета строительных конструкций

ной арматурой сечения тела бетона, охваченного контуром поперечного армирования. В выражении (22) часть числителя, указанная в фигурных скобках, учитывает влияние шага поперечной арматуры, в квадратных – влияние типа (конфигурации) хомутов, зависящего от расположения продольной арматуры в сечении. Знаменатель рассматриваемого выражения (поправка Мандера – А.С.) имеет цель привести величину коэффициента k_e к площади нетто обжатого бетона.

В качестве альтернативы формулы (20) предлагается использовать следующее выражение:

$$\theta_{ult} = \frac{1}{\gamma_{el}} \left[\theta_y + (\varphi_{ult} - \varphi_y) L_p \left(1 - \frac{0,5 L_p}{L_v} \right) \right], \quad (23)$$

где φ_{ult} – предельный прогиб расчётного участка зоны пластичности, характерный достижению предельных относительных деформаций в сжатом бетоне, охваченном контуром поперечного армирования ε_{cu} (m^{-1}); φ_y – прогиб, реализующийся в момент образования первых пластических деформаций в продольной арматуре ε_{sy} (m^{-1}); L_p – эквивалентная длина участка локализации пластических деформаций (см. определения); γ_{el} и L_v – то же, что в выражении (14). Может показаться, что выражение (23) учитывает только вклад изгиба расчётного участка зоны пластичности. Однако это не совсем так, поскольку эффект от сдвига и продёргивания продольной арматуры в бетоне учитывается через L_p .

Значение угла поворота, характерное уровню обеспечения безопасности жизнедеятельности (англ. Life Safety), как правило, принимается равным $\frac{3}{4} \theta_{ult}$ [44]. Угол поворота, соответствующий необратимым деформациям зоны пластичности (англ. plastic rotation), определяется из выражения

$$\begin{aligned} \theta_p &= \theta_{ult} - \theta_y = \\ &= \frac{1}{\gamma_{el}} 0,0145 (0,25^v) \left[\frac{\max(0,01; \omega')}{\max(0,01; \omega)} \right]^{0,3} \times \\ &\times f_c^{0,2} \left(\frac{L_v}{h} \right)^{0,35} 25^{\left(k_e \rho_s \frac{f_{yh}}{f_c} \right)} 1,275^{(100 \rho_d)}, \quad (24) \end{aligned}$$

где все параметры соответствуют указанным в выражении (20). В общем виде выражение (24) можно записать следующим образом:

$$\theta_p = (\varphi_{ult} - \varphi_y) L_p = \varphi_p L_p, \quad (25)$$

где φ_{ult} , φ_y , L_p – те же, что в выражении (23); φ_p – прогиб, соответствующий необратимым деформациям зоны пластичности (англ. plastic curvature).

При этом в большепролётных ригелях при образовании пластических шарниров в средней части значение для θ следует уточнять [29], применяя выражение вида:

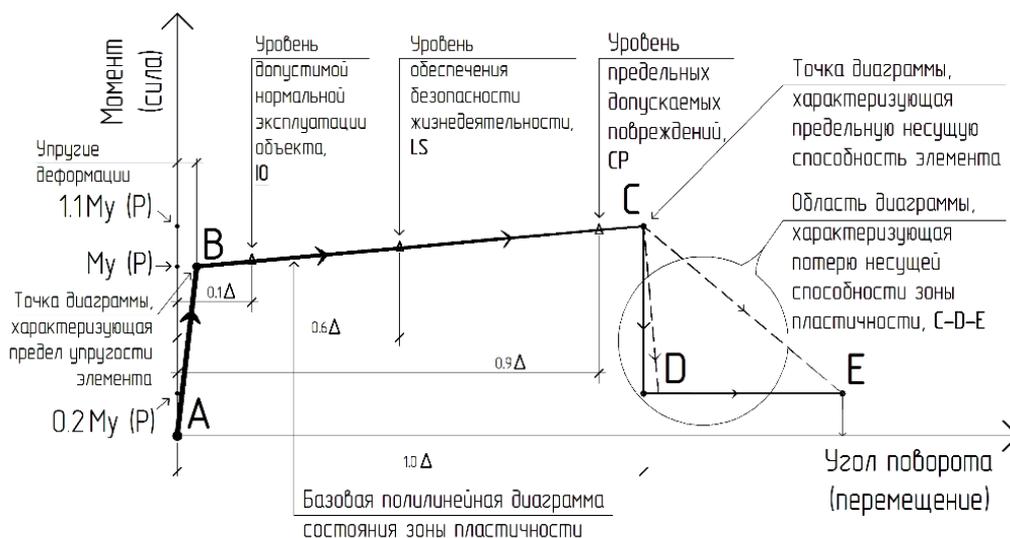
$$\theta' = \theta \times \left(\frac{l_g}{l_{h.z}} \right), \quad (26)$$

где l_g – пролёт ригеля в свету; $l_{h.z}$ – наибольшее расстояние от места образования пластического шарнира (в ригеле) до колонны.

В общем виде диаграмма $M-\theta$ представлена на рис. 9.

Момент, соответствующий точке С, как правило, принимается на 5–10 % больше момента, соответствующего началу реализации пластических деформаций. Учитывая вычислительные особенности некоторых расчётных комплексов, участки С-D и D-E допускается принимать с незначительным уклоном.

В выражениях (23) и (25) длину зоны пластичности L_p для ригелей и колон предусматривается определять по эмпирической формуле



© Алексей Викторович Сосниц, 2016 | Копирование графических материалов без разрешения автора и без размещения обратной ссылки запрещено

Рис. 9. Идеализированная диаграмма состояния, учитывающая вклад прогиба расчётного участка элемента в состояние зоны пластичности

Полая – Престли (Paulay, Priestley; 1992 [29]) с учётом положений регламента Caltrans Seismic Design Criteria (2010):

$$L_p = 0,08L_0 + 0,022d_b f_y \begin{cases} \geq 0,044d_b f_y \\ \geq 0,5h \\ \leq 2,0h, \end{cases} \quad (27)$$

где L_0 , d_b , f_y , h – то же, что и в выражении (14). Здесь значение L_0 характеризует вклад прогиба приузлового участка и сдвига в зоне пластичности, а произведение $d_b f_y$ – влияние достаточности анкеровки продольной арматуры за критическим сечением.

Методикой допускается в выражении (27) ограничивать длину зоны пластичности значением $0,5h$, несмотря на то, что во многих нормах проектирования сейсмостойких конструкций её принято считать эквивалентной $1,5h$. Очевидно, что такой подход вполне актуален при сейсмоусилении зданий существующей застройки времён действия СНиП II-7–81, когда при обследовании часто выявляется дефицит поперечного армирования расчётных участков зон пластичности. Рассмотрим, какими мероприятиями компенсируется указанное допущение. Во-первых, длина приузлового участка с усиленным поперечным армированием и длина зоны пластичности L_p в действительности могут иметь разные значения для одного элемента. Причиной тому являются конструктивные решения по устройству продольной арматуры, что отчасти учитывается эмпирической формулой (27). Также о правомерности этого допущения можно судить по результатам расчётов железобетонных ригелей прямоугольного сечения, например, выполненных Moehle J. [45], в которых для сечения с коэффициентом продольного армирования, превышающим базовое на 40 %, предельное значение кривизны приузлового участка получилось на 20 % меньше. Во-вторых, объективность выбора длины зоны пластичности компенсируется подходом в оценке значения φ_p . Ведь пластичность элемента, наряду с L_p , также оказывает влияние на прогиб приузлового участка, определяемый параметрами применяемой диаграммы состояния, и, в частности, методологией учёта относительных предельных деформаций⁵ бетона ϵ_{cu} , обжатого контуром поперечного армирования. Использование в методике вышеупомянутой диаграммы Мандера обуславливается активной⁶ её применяемостью в объёме целой серии исследований, посвящённых оценке поведения

железобетонных конструкций. Она позволяет учесть влияние шага и класса поперечной арматуры приузловых участков на параметры изгибных пластических шарниров через оценку ϵ_{cu} . Для этого, в зависимости от поставленных задач, методикой предусматривается применять одно из двух следующих выражений: первое предложил Priestley M.J.N. (1996) [47]), второе – M.N. Fardis и T.B. Panagiotakos (2001) [37]:

$$\epsilon_{cu} = \begin{cases} 0,04 + \frac{1,4\rho_s f_{yh} \epsilon_{su}}{f_{cc}} \\ 0,004 + \frac{k_e \rho_s f_{yh}}{f_{cc}}, \end{cases} \quad (28)$$

где 0,004 – предельные относительные деформации сжатого бетона без поперечного армирования, характерные уровню дефектов и повреждений, допустимых при нормальной эксплуатации объекта; ρ_s – коэффициент армирования (объёмный) расчётного участка зоны пластичности поперечной арматурой; ϵ_{su} – предельные относительные деформации арматурной стали хомутов при растяжении; f_{cc} – прочность на сжатие бетона, обжатого контуром поперечного армирования (МПа); k_e – то же, что в выражении (22); f_{yh} – то же, что в выражении (20). Выражения для ϵ_{cu} получены из условия равенства энергии, выделяемой при сжатии бетона в пределах контура поперечного армирования, и энергии деформации хомутов [38].

Однако, принимать в расчётах длину зоны пластичности, приближающуюся к значению $0,5h$, следует с особой осторожностью [29, с. 142]. Так, M. Inel и H.V. Ozmen (2006) [48] на примере численного эксперимента двумерных железобетонных рам, показали, что при малых размерах длины зоны пластичности реализуется плохо поддающаяся прогнозу излишняя деформативность системы. Полученные ими, из условия $0,5h$ и по формуле (27), значения относительных горизонтальных перемещений верха системы отличались на 30 %. В результате эксперимента M.S. Gorji и M.Z. Moghaddam (2011) [49] для узлов железобетонной рамы, усиленной композитными материалами, получили кривые несущей способности, позволяющие сделать следующие выводы. Показано, что при длине участка усиления элементов, равной $0,57h$, откладываемой от границ внутреннего жёсткого узла, его конструкция оказалась способна выдерживать горизонтальную нагрузку, на 10 % превышающую предельное значение, воспринимаемое им до его усиления. При этом максимальные перемещения увеличились на 8 %. А при длине участка усиления, равной $1,43h$, – указанные значения уже получились равными 25 и 20 % соответственно. Учитывая разброс результатов ряда зарубежных исследований, методикой предусматривается наличие логической связи её расчётных положений с условиями их обеспечения соответствующими техническими мероприятиями, поскольку

⁵ О том, что поперечное армирование существенно влияет на несущую способность и деформативность железобетонных элементов, ещё в 1977 году отмечали Каар Р.Н. и Corley W.G. [46].

⁶ На 23.09.2017 г. зафиксировано 2630 цитирований статьи [38] в исследованиях работы железобетонных конструкций (https://www.researchgate.net/publication/248069353_Theoretical_Stress-Strain_Model_for_Confined_Concrete).

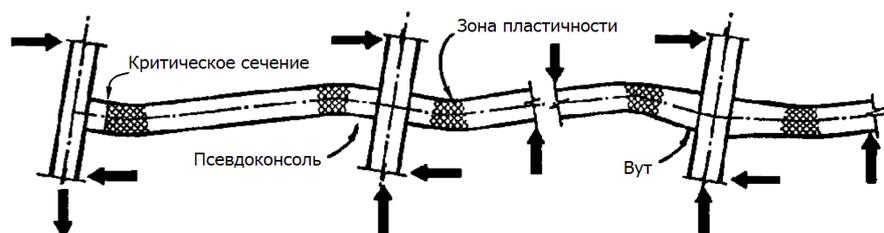


Рис. 10. Принципиальная схема расположения зон пластичности на приузловых участках несущих ригелей объектов исследования [29]

без установления согласованности между специальным конструированием зон пластичности и получением предпочтительного механизма пластического деформирования, цель расчётных процедур методологии нелинейного статического (Pushover) анализа может быть и не достигнута.

Истинные величины θ , φ и L_p , а также влияющих на них значения ε_{cu} и f_{cc} , установить достаточно сложно, поэтому единых подходов к их оценке не существует. Имеется ряд выражений других исследователей, каждое из которых базируется на каком-то конкретном численном и/или натурном эксперименте; они будут подробнее рассмотрены во второй части настоящего исследования. Здесь же были представлены только общие принципы их применения в объёме изложенной методики.

4.3. О влиянии конструктивных решений по устройству приузловых участков жёстких узлов на отклик системы (на примере несущих ригелей)

Для пояснения ограничений, указанных в выражении (27), важно остановиться на таком инженерном решении, как сдвиг (вынос или релокация) критического сечения зоны пластичности ригелей от границ жёсткого узла в направлении пролётной части. Предложили его в 1979 году T. Paulay и I.N. Bull [8]. Основной смысл релокации критического сечения – обеспечение эффективной работы жёсткого узла, особенно в случае проектирования ригелей с высоким процентом армирования. Это решение ограничивает проникновение пластических деформаций вдоль рабочей арматуры ригелей и предупреждает нарушение её сцепления с бетоном в сечениях с наибольшими расчётными усилиями, что в целом позволяет получить более адекватную податливость узла при обеспечении его достаточной несущей способности [8, 48, 50]. Концептуально техническое решение узла состоит в том, что приопорные участки ригелей конструируются в виде короткой псевдоконсоли или вута (рис. 10) длиной не менее высоты ригеля h и не менее 500 мм; они усиливаются дополнительной продольной арматурой и поперечными хомутами, устанавливаемыми на участке длиной не менее $0,5h$ и не менее 250 мм [29]. При этом такое решение обязательно сопровождается установкой дополнительной поперечной замкнутой арматуры в пределах про-

гнозируемой зоны пластичности на расчётном участке длиной $1,5h$, откладываемом от критического сечения. В целом получается так, что участок усиления поперечными хомутами, обеспечивающими корректную работу зоны пластичности, получается равным не менее $2,0h$. В 1982 году этот подход был внедрён в новозеландские нормы проектирования железобетонных конструкций NZS 3101 (New Zealand Standard Code for the Design of Concrete Structures) и к 2006 году претерпел лишь незначительные изменения в части уточнения требований к расстановке дополнительной поперечной арматуры при организации зон пластичности в средней части большепролётных ригелей.

Правомерность рассмотренного подхода, наряду с результатами натуральных экспериментов [8, 48, 50], подтверждается и опытом сильных землетрясений. Здесь показательными являются последствия событий Кентербери [51]. В результате одного из них (Крайстчерч; 04.09.2010; $M = 7,1$; $h = 10$ км) из 100 человек, получивших повреждения, только два оказались в крайне тяжёлом состоянии. Во время его афтершока (22.02.2011; $M = 6,5$; $h = 5$ км) погибли 185 человек. Очевидно, что если бы технические решения, предписываемые стандартом NZS 3101, были не эффективны, то жертв могло быть намного больше, поскольку район Кентербери, сложенный в основном аллювиальными отложениями, на сейсмокартах Global Seismic Hazard Map⁷ залит ядовито красным цветом, указывающим на его интенсивную сейсмичность. Для сравнения: Спитакское землетрясение, характеризующееся почти идентичными параметрами (Армения; 07.12.1988; $M = 6,9$; $h = 10$ км), только по официальным данным унесло жизни 25 000 человек. Одной из основных причин разрушения 9-этажных каркасных зданий серии 111 в Ленинанкане можно считать отсутствие в СНиП II-A.12-1969* (1977 г.) и СНиП II-7-81 (1982 г.) конкретных требований (мероприятий) по организации зон пластичности в несущих элементах каркасных зданий. В действующей отечественной практике проектирования сейсмостойких железобетонных конструкций такие требования уже определены. Критическое сечение зон пластичности в ригелях принято располагать непо-

⁷ <http://gmo.gfz-potsdam.de/index.html>

средственно у граней колонн, а длину участка усиления поперечной арматурой принимать равной $1,5h$, но не более $\frac{1}{4}$ высоты этажа или пролёта ригеля. Однако в силу определённых обстоятельств эти требования могут не работать. Инженерный приём по армированию сечения ригеля в приузловой зоне с некоторым запасом (ведь такое нередко встречается в современной практике), может спровоцировать непреднамеренный сдвиг критического сечения в направлении пролётной части ригеля, вследствие этого длина расчётного участка зоны пластичности может оказаться меньше $0,5h$. В таком случае для здания с подобными конструктивными решениями достаточно сложно будет обосновать редуцирование сейсмических сил, закладываемое нормами в коэффициент допускаемых повреждений K_1 [1].

Рассмотрим особенности оценки длины зоны пластичности в ригелях на примере элемента марки R_{m2} , обозначенного в табл. 1. Сечение ригеля – $400 \times 630(h)$ мм; по итогам расчётов, выполненных с применением ЛСМ, в его растянутой зоне устанавливается арматура, эквивалентная трём стержням диаметра 25 мм. Применяя выражение (27) получим для длины зоны пластичности значение 540 мм. При расположении её критического сечения вблизи границ жёсткого узла она обеспечивается нормативным значением длины участка усиленного поперечного армирования, полученным через ограничение в $\frac{1}{4}$ высоты этажа. Теперь предположим, что инженер, понимая предпосылки и допущения ЛСМ, установил на приузловом участке ригеля продольную арматуру с некоторым запасом. Такое решение может спровоцировать сдвиг критического сечения зоны пластичности в направлении пролётной части ригеля на расстояние, в среднем соответствующее высоте его сечения [8, 50]. При сильном землетрясении релокация может привести к тому, что от участка расстановки усиленного поперечного армирования, спроектированного в соответствии с СП 14.13330, на периферийную зону пластичности ригеля R_{m2} останется только 300 мм (т. е. не более $0,5h$). Если при проектировании инженер предусмотрит псевдоконсоль в ригеле, то при длине зоны пластичности в 440 мм, полученной для такого случая из выражения (27), длину расстановки усиленного поперечного армирования следует уже выполнить 1070 мм. А, принимая к руководству положения NZS 3101, эти значения получатся равными 945 мм и 1580 мм соответственно. Предупредить непредвиденную релокацию можно за счёт установки дополнительных хомутов на участке длиной $\frac{1}{4}$ пролёта ригеля (L_g); значения в таком случае получатся равными 1100 мм и 1730 мм соответственно. Однако редкий инженер будет армировать в каркасных зданиях приопорные участки ригелей на длину $\frac{1}{4} \cdot L_g$ без конкретных на то указаний.

Выводы и некоторые замечания

1. Сейчас мы можем отмечать, что в обозреваемых в статье отечественных методиках-прототипах Pushover имеется ряд упрощений, не учитывающих существенные особенности зон пластичности. Однако, имеющиеся ограничения расчетных положений этих методик, в сопоставлении с предпосылками ЛСМ (в редакции действующих нормативных документов), не умаляют их преимуществ; очевидно, что они были прогрессивными для своего времени. Автор считает, что концепция нелинейного статического (Pushover) анализа, на современном уровне его развития, вполне отождествляема совокупностью исследований, выполненных такими учеными, как Н.В. Ахвледзиани (1936), А.А. Гвоздев (1936; 1949), В.О. Цшохер (1937), Е.С. Сорокин (1954), С.М. Крылов (1964), А.С. Тянь (1965), Г.А. Шапиро, В.Ф. Захаров (1965), В.К. Егунов (1969), И.Л. Корчинский (1971), Я.М. Айзенберг (1972), Л.Ш. Килимник (1972, 1975), А.А. Оганян, М.Я. Фрайнт (1975). Их труды обсуждались научным сообществом до официального опубликования результатов исследований З. Фримана и его коллег [15], поэтому будет справедливо в становлении этой концепции учитывать вклад и советской научной школы. Непонятно, почему составляющие ее труды не учитывались при разработке правил проектирования нового поколения. При составлении СНиП II-7-81 (1982) еще можно было как-то апеллировать к неспособности вычислительных машин решать «тяжелые» нелинейные задачи теории сейсмостойкости. Но что могло помешать сделать это спустя много лет на подготовительном этапе актуализации стандартов и сводов правил, по которым за переходной период спроектировано большое количество зданий массового строительства в сейсмических районах страны? И почему при почти одновременном развитии концепции нелинейного статического анализа в СССР и Штатах она в настоящее время стала базовой в большинстве зарубежных регламентов по расчету сейсмостойких конструкций массового строительства (например, в Китае, Индии, США, Иране, Италии, Греции, Индонезии), а в соответствии с отечественными нормами для проектных целей применяется, как правило, только ЛСМ?

2. Правилами проектирования должно учитываться влияние особенностей конструктивного исполнения зон пластичности на способность системы к рассеянию энергии сильного (редкого) землетрясения. Для многоэтажных железобетонных каркасных зданий массового строительства, возводимых в сейсмических районах, согласованность рассмотренных в статье требований отечественных норм (предъявляемых к расчету и расположению усиленного поперечного армирования на приузловых участках несущих элементов) с податливостью конструктивной системы, предусматри-

ваемой инженером на стадии концептуального проектирования, обеспечить практически невозможно [1]. Опыт прошлых землетрясений показывает, что способ оценки этих параметров в ригелях и колоннах, примыкающих к жестким узлам рам объектов исследования, только по критерию предельной поперечной силы в наклонном сечении, применим исключительно для коротких⁸ элементов, и к этому способу не корректно прибегать при проектировании зон пластичности, в которых прогнозируется образование изгибных пластических шарниров (англ. flexure hinges).

3. При текущем состоянии требований отечественных правил проектирования в сейсмических районах, предъявляемых к учету развития неупругих деформаций в несущих конструкциях зданий и сооружений, при действии сильного (редкого) землетрясения [1] стоит приобщить теорию когнитивного искажения Канемана – Тверски – попытаться спроецировать ее положения на механизм принятия решений, связанный с сейсмическим риском. И представить, что многие железобетонные каркасные здания и сооружения, спроектированные только с применением линейно-спектрального метода (с учетом K_1), по факту могут оказаться сейсмостойкими только на строительных чертежах, поскольку у нас со времен Нефтегорской трагедии не случалось сильных землетрясений. Ведь, например, несмотря на то, что правила проектирования в сейсмических районах Турции пересматривались уже несколько раз (в 1968, 1975, 1998 и 2007 годах), разрушения современной многоэтажной жилой застройки во время Ванского события (23.10.2011; $M = 7.1$; $h = 16$ км) все равно произошли.

4. Длина участка железобетонного элемента, примыкающего к жесткому узлу здания или сооружения, предусмотренная нормами для расстановки поперечной арматуры усиления в виде замкнутых хомутов, и длина зоны пластичности, на самом деле могут иметь разные значения для одного и того же несущего элемента. Учитывая опыт зарубежных разрушительных землетрясений, требование отечественных норм к длине участка установки усиленного замкнутого поперечного армирования в приузловых зонах большепролетных (длиной более 7,0 м) ригелей, балок перекрытий и связей-распорок необходимо уточнить. Предлагается длину этого участка принимать не менее $\frac{1}{4}$ пролета элемента, и не менее двойного значения высоты сечения элемента, в том числе в

⁸ В качестве коротких элементов рассматриваются колонны и ригели с отношением размера сечения (в направлении рассматриваемого воздействия) к длине элемента между поверхностями горизонтальных несущих элементов (участвующих в распределении сейсмической нагрузки) не менее 0,2, что хорошо согласуется с описанием последствий сильных землетрясений, представленным в монографии С.В. Полякова (с. 250, 269, 277 и 290 [52]).

его пролетной части вблизи сечения с нулевым значением поперечной силы. При изготовлении поперечных хомутов, назначенных для усиления зон пластичности, предусматривается применение проката из арматурной углеродистой стали с пределом текучести не более 300 МПа. Для формирования механизма деформирования, благоприятного для восприятия сейсмических сил, следует в зонах пластичности таких элементов учитывать влияние изгиба, сдвигая их критическое сечение от границ жесткого узла за счет применения соответствующих конструктивных мероприятий (например, за счет устройства вута или посредством установки в теле бетона на участке, примыкающем к жесткому узлу, пространственного каркаса с усиленным продольным армированием, сконструированном по типу короткой псевдоконсоли [27]).

5. Абзац 4 пункта 5.5 СП 14.13330 допускает для целей проектирования применение альтернативных научно-обоснованных методов, но не определяет требования к структуре и их место в общем алгоритме решения практических задач теории сейсмостойкости.

Предложенная автором методика учитывает опыт прошлых землетрясений [52], основные принципы концепции двойного расчета по Л.Ш. Килимнику (1975) [32], предпосылки о рассеянии энергии при сильном (редком) землетрясении, рассмотренные в работе [9], и, опираясь на опыт выполненных расчетов объектов исследования (в том числе [14, 33]), развивает основные положения стадийной процедуры [6]. Методика имеет гибкую структуру и наделяется большим количеством возможностей как в части выбора инструментария для получения кривой несущей способности системы, так и в выборе эмпирических выражений для учета конструктивных и расчетных параметров пластических шарниров. Методика не выделяет расчет объектов исследования на МРЗ в обособленную категорию оценок сейсмостойкости, поскольку для любого здания или сооружения может реализоваться землетрясение, которое для него будет максимальным расчетным, т.е. сильным (редким) событием, с позиции допускаемых в нем повреждений.

Методикой принимается, что в корректно рассчитанных и сконструированных несущих конструкциях при сильном (редком) землетрясении повреждаются в основном зоны пластичности, поэтому расчеты в упруго-пластической постановке предусматривается выполнять только для оценки достаточности насыщения их поперечной арматурой и особенностей ее конструирования при обеспечении соответствующих критериев обрушения. При этом считается, что параметров продольного армирования несущих элементов, как правило, достаточно, если они подобраны по прочностному критерию от действия эксплуатационных нагрузок и слабого (частого) землетрясения на расчетной модели, соответствующей упругой об-

ласти деформирования, с применением ЛСМ (при $K_1 = 1,0$) в редакции СНиП II-7-81* (2000 г.). Указанное расчетное положение согласуется с результатами последствий прошлых землетрясений, рассмотренных в исследовании одного из ведущих специалистов отечественной школы сейсмостойкого строительства профессора С.В. Полякова, которое содержит многочисленные упоминания (например, на с. 109, 126, 244, 250, 264, 270, 271, 277 и 290 [52]) упоминания о повреждениях и разрушениях железобетонных каркасных зданий различной этажности из-за дефицита поперечного армирования.

В методике определена логическая связь характеристик зон пластичности, согласованно учитываемых: на стадии концептуального проектирования; при оценке горизонтальной сейсмической реакции в уровне основания; на этапе «перед конструированием» системы. Усиленное поперечное армирование на приузловых участках рассматривается в качестве конструктивного элемента, формирующего эффективное сечение тела зоны пластичности. При этом допускается принимать ее длину меньше полуторной высоты сечения элемента только при условии учета соответствующих характеристик материалов несущих конструкций и апробированных практикой криволинейных диаграмм состояния обжатого бетона (например, диаграммы Мандера [38]). Поскольку процесс задания параметров зон пластичности, учитывающих все многообразие рассматриваемых в статье факторов, в пространственной расчетной модели реального многоэтажного здания может оказаться достаточно трудоемким, – к назначению их параметров рекомендуется подходить дифференцированно, выявляя группы элементов с характерным напряженно-деформированным состоянием, компоновочными размерами, конструктивными особенностями и расположением в объеме остова.

6. Представляется необходимым внедрить в инженерный обиход понятие Pushover-оптимизации, которое будет охватывать собой процессы прогнозирования, технико-экономического обоснования вложения инвестиций и минимизации убытков от землетрясения по кривой несущей способности [39]. Предпосылкой этому в современной экономической ситуации является заинтересованность заказчиков в антисейсмических мероприятиях, которые допускали бы в зданиях, проектируемых без специальных систем активной сейсмической защиты (в том числе без сейсмоизоляции в виде резинометаллических опор), выход из строя при сильном событии только второстепенных несущих элементов с причинением им незначительного ущерба, и реализацию ремонтпригодных повреждений несущих конструкций.

Литература

1. 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. 92–116.
2. 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 // О возможных принципиальных ошибках в нормах проектирования, приводящих к дефициту сейсмостойкости сооружений в 1-2 балла. Сб. тр. семинара, 15 сент. 2011 г. – М.: МГСУ, 2011. – С. 19–27.
3. 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.
4. Особенности учёта допускаемых повреждений конструкций в регламентах некоторых стран по сейсмостойкому строительству / Г.А. Джинчвелашвили, А.В. Соснин, Ю.А. Рыбаков, А. Рауаби // Инновационные технологии в развитии строительства, машин и механизмов для строительства и коммунального хозяйства, текущего содержания и ремонта железнодорожного пути. Сб. тр. Междунар. науч.-практ. конф., 29–30 марта 2012 г. – Смоленск: СФ МИИТ, 2012. – С. 210–218.
5. Руководство для проектировщиков к Еврокоду-8: Проектирование сейсмостойких конструкций: Руководство для проектировщиков к EN 1998-1 и EN 1998-5 Еврокод 8: Общие нормы проектирования сейсмостойких конструкций, сейсмические воздействия, правила проектирования зданий и подпорных сооружений / Пер. с англ. М. Фардис и др.; ред. серии Х. Гульванесян; М-во образования и науки Росс. Федерации, МГСУ; науч. ред. перевода Г.А. Джинчвелашвили. – М.: МГСУ, 2013. – 484 с.
6. Джинчвелашвили, Г.А. Анализ некоторых особенностей учёта нелинейной работы конструкций в нормативных документах по сейсмостойкому строительству / Г.А. Джинчвелашвили, А.В. Соснин // Подсекц. «Строительная механика и теория надёжности конструкций» 71-й науч.-метод. и науч.-исслед. конф. (с международным молодежным участием). Тез. докл., 29 янв.–7 февр. 2013 г. – М.: МАДИ, 2013. – С. 67–69.
7. Соснин, А.В. Об одной методике двойного расчёта железобетонных каркасных зданий в сейсмических районах с применением концепции нелинейного статического анализа (формула и основная информационная база методике) / А.В. Соснин // Жилищное строительство. – 2017. – № 12. – С. 17–25.

8. Paulay, T. *Shear Effect on Plastic Hinges of Earthquake Resisting Reinforced Concrete Frames, Structural Concrete under Seismic Actions* / T. Paulay, I.N. Bull // Bulletin "D", Information No. 132, Comite Euro-International du Beton. – Paris, 1979. – P. 165–172.
9. Соснин, А.В. К вопросу учёта 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.
10. Сейсмостойкое строительство зданий / И.Л. Корчинский, Л.А. Бородин, А.Б. Гроссман и др.; под ред. И.Л. Корчинского. – М.: Высшая школа, 1971. – 320 с.
11. Золотков, А.С. Сейсмостойкость монолитных зданий / А.С. Золотков. – Кишинёв: Карта Молдовей, 2000. – 284 с.
12. Мартемьянов, А.И. Инженерный анализ последствий землетрясений 1946 и 1966 гг. в Ташкенте / А.И. Мартемьянов. – Ташкент: ФАН, 1967.
13. Соснин, А.В. Об особенностях методологии нелинейного статического анализа и его согласованности с базовой нормативной методикой расчёта зданий и сооружений на действие сейсмических сил / А.В. Соснин // Вестник ЮУрГУ. Серия «Строительство и архитектура». – 2016. – Т. 16, № 1. – С. 12–19. DOI:10.14529/build160102.
14. 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) / А.В. Соснин // Жилищное строительство. – 2016. – № 4. – С. 17–25.
15. Freeman, S.A. *Evaluations of Existing Buildings for Seismic Risk: A Case Study of Puget Sound Naval Shipyard, Bremerton, Washington* / S.A. Freeman, J.P. Nicoletti, J.V. Tyrell // Proceedings of the U.S. National Conference of Earthquake Engineering, EERI. – Berkeley, California, 1975. – P. 113–122.
16. Тянь, А.С. О расчёте конструкций на сейсмостойкость за пределом упругости / А.С. Тянь // Строительная механика и расчёт сооружений. – 1965. – № 4. – С. 31–36.
17. Вибрационные испытания зданий / Госкомитет по делам строительства и архитектуры при Госстрое СССР, ЦНИИЭП жилища; под ред. Г.А. Шапиро. – М.: Стройиздат, 1972. – 160 с.
18. Егунов, В.К. Расчёт зданий на сейсмические воздействия / В.К. Егунов, Т.А. Камандрина. – К.: Будівельник, 1969. – 208 с.
19. Складнев, Н.Н. Предложения по корректировке основных расчётных положений главы СНиП II-7-81 / Н.Н. Складнев, О.О. Андреев, В.И. Ойзерман // Строительная механика и расчёт сооружений. – 1990. – № 10. – С. 10–14.
20. Расчётно-экспериментальный метод анализа динамической прочности элементов железобетонных конструкций / Н.Н. Белов, О.В. Кабанцев, Д.Г. Копаница, Н.Т. Югов. – Томск: STT, 2008. – 292 с.
21. Мкртычев, О.В. Проблемы учёта нелинейностей в теории сейсмостойкости (гипотезы и заблуждения) / О.В. Мкртычев, Г.А. Джинчелашвили. – М.: изд-во МГСУ, 2012. – 192 с.
22. Ахведиани, Н.В. Статический классический и сингулярный предельный анализ идеально-жёстко-пластических механических систем в условиях не вполне достоверной информации о внешней нагрузке / Н.В. Ахведиани, А.Н. Ахведиани. – Тбилиси-Кармиэль: МНТО «INCOL», 2010. 99 с.
23. Оганян, А.А. Рекомендации по расчёту прочности и жёсткости железобетонных рам с нелинейными диаграммами деформирования узлов и элементов на горизонтальные нагрузки / А.А. Оганян, М.Я. Фрайт; ЦНИИЭП Жилища. – М.: Госкомитет по гражданскому строительству и архитектуре при Госстрое СССР, 1976. – 34 с.
24. Курзанов, А.М. Ещё раз об актуализированной редакции СНиП II-7-81* «Строительство в сейсмических районах» / А.М. Курзанов // Промышленное и гражданское строительство. – 2011. – № 8. – С. 45–48.
25. Аминтаев, Г.Ш. Опыт применения СП 14.13330.2014. Строительство в сейсмических районах / Г.Ш. Аминтаев // Материалы 5 общего заседания Научного совета Российской академии архитектуры и строительных наук по Сейсмологии и сейсмостойкому строительству (исх. № 62-С-05.2015 от 11.05.2015): Тез. докл., 21 мая 2015 г. – М.: РААСН, 2015. – 4 с.
26. Jain, S.K. *Proposed Draft Provisions and Commentary on Indian Seismic Code IS1893. (Part I. Criteria for Earthquake resistant design of structures and buildings. General provisions)* / S.K. Jain, C.V.R. Murty. – 2002. – 158 p.
27. Соснин, А.В. Об алгоритме уточнения коэффициента допускаемых повреждений K_1 по кривой несущей способности для проектирования железобетонных каркасных зданий массового строительства в сейсмических районах / А.В. Соснин // Жилищное строительство. – 2017. – № 1-2. – С. 60–70.
28. Zhang, Zh. *Experimental Study on Damping Ratios of In-Situ Buildings* / Zh. Zhang, Ch. Cho // World Academy of Science, Engineering and Technology, 2009. 5 p.
29. Paulay, T. *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings* / T. Paulay, M.J.N. Priestley. – New York: John Wiley & Sons, Inc., 1992. – 744 p.
30. 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.

31. Арнольд, К. Архитектурное проектирование сейсмостойких зданий / К. Арнольд, Р. Рейтерман; пер. с англ. Л.Л. Пудовкиной; под ред. С.В. Полякова, Ю.С. Волкова. – М.: Стройиздат, 1987. 195 с.
32. Килимник, Л.Ш. К разработке методики оценки предельных состояний многоэтажных каркасных зданий при сейсмических воздействиях / Л.Ш. Килимник // Тр. Центр. науч.-исслед. ин-та строит. конструкций им. В.А. Кучеренко. – 1975. – Вып. 44. – С. 66–82.
33. Исследование влияния основных 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 проведении НИР / Кафедра зданий и сооружений на транспорте Смоленского филиала Московского государственного университета путей сообщения (МГУПС (МИИТ)); Руководитель А.В. Соснин, соисполн. А.В. Илющенко, А.А. Абросов. – Смоленск, 2015. 48 с.
34. Reinforced Concrete Moment Frame Building without Seismic Details: Report No. 111-2004 / H. Faison, C.D. Comartin, K. Elwood, Earthquake Engineering Research Institute (EERI) and International Association for Earthquake Engineering (IAEE). – University of British Columbia, 2004. – 26 p.
35. Bettinger, S. Concrete Buildings Damaged in Earthquake (A Collection of Case Studies) / S. Bettinger. – URL: <http://db.concretcoalition.org>
36. 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.
37. Panagiotakos, T.B. Deformations of RC Members at Yielding and Ultimate / T.B. Panagiotakos, M.N. Fardis // ACI Structural Journal. – 2001. – Vol. 98, No. 2. – P. 135–148.
38. Mander, J.B. Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete / J.B. Mander, M.J.N. Priestley, R. Park // Journal of Structural Engineering. ASCE. – 1988. – Vol. 114(3), No. 8. – P. 1804–1826.
39. Соснин, А.В. О прогнозировании потерь от повреждения землетрясением объектов массового строительства / А.В. Соснин // Проблемы анализа риска. – 2017. – № 4. – С. 68–75.
40. Paultre, P. Confinement Reinforcement Design for Reinforced Concrete Columns / P. Paultre, F. Légeron // Journal of Structural Engineering (ASCE). – 2008. – No. 5. – P. 738–749.
41. Giannopoulos, I.P. Seismic Assessment of a RC Building according to FEMA 356 and Eurocode 8 / I.P. Giannopoulos // The 16-th Concrete Contest, TEE, ETEK, 21–23 October 2009. – Paphos, Cyprus. – 12 p.
42. Sheikh, S.A. Analytical Model for Concrete Confinement in Tied Columns/ S.A. Sheikh, S.M. Uzumeri // ASCE Journal of the Structural Division. – 1982, Vol. 108(12). – P. 2703–2722.
43. Mander, J.B. Seismic Design of Bridge Piers: Research Report No. 84-2 / J.B. Mander, M.J.N. Priestley, R. Park. – University of Canterbury, Christchurch, New Zealand, 1984.
44. Fardis, M.N. Practical Implementation of Seismic Assessment Method in Eurocode-8 – Part 3, With Linear or Nonlinear Analysis and Deformation-Based Verification Using Empirical Chord Rotation Capacity Expressions / M.N. Fardis, A.J. Kosmopoulos // The 6-th National Conference on Earthquake Engineering, 16–20 October 2007. – Istanbul, Turkey, 2007. – P. 69–101.
45. Moehle, J.P. Special Moment Frames / J.P. Moehle // Prepared for CE 244, Reinforced Concrete Structures, a graduate class taught at the University of California, Berkeley, 2008. – 33 p.
46. Kaar, P.H. Properties of Confined Concrete for Design Earthquake Resistance Structures / P.H. Kaar, W.G. Corley // The Vth International Conference on Seismic Buildings, New Delhi, 1977.
47. Priestley, M.J.N. Seismic Design and Retrofit of Bridges / M.J.N. Priestley, F. Seible, G.M.S. Calvi. – New York: John Wiley & Sons, Inc., 1996. – 705 p.
48. Inel, M. Effects of Plastic Hinge Properties in Nonlinear Analysis of Reinforced Concrete Buildings / M. Inel, H.B. Ozmen // Engineering Structures. – 2006. – No. 28. – P. 1494–1502.
49. Gorji, M.S. Analysis of the Resistance of Joints in Reinforced Concrete Strengthened by FRP Sheets against Released Forces of Earthquake / M.S. Gorji, M.Z. Moghaddam // Journal of American Science. – 2011. – No. 7(9). – P. 995–999.
50. Paulay T., Park R., Birss G.R. Elastic Beam-Column Joints for Ductile Frames / T. Paulay, R. Park, G.R. Birss // Proceedings the 7th World Conference on Earthquake Engineering. – Istanbul, 1980. – Vol. 6. – P. 331–338.
51. Comerio M. et al. The M 6.3 Christchurch, New Zealand, Earthquake of February 22, 2011. Learning from Earthquakes, EERI Special Earthquake Report, May 2011. 16 p.
52. Поляков С.В. Последствия сильных землетрясений / С.В. Поляков. – М.: Стройиздат, 1978. – 311 с.

Соснин Алексей Викторович, руководитель научно-исследовательской лаборатории оценки безопасности результатов проектирования и сейсмостойкости строительных конструкций (Смоленск), seism.estim.lab@mail.ru

Поступила в редакцию 8 декабря 2017 г.

TWO-STEP-STATE REINFORCEMENT ESTIMATION TECHNIQUE OF THE ELEMENTS OF RC FRAME BUILDINGS AND STRUCTURES UNDER SEISMIC LOADS USING PUSHOVER ANALYSIS CONCEPT. PART 1: RESEARCH OBJECTIVE, TECHNIQUE FRAMEWORK, RESEARCH INFORMATION BASE AND STRATEGY OF DETERMINING OF HINGE ZONES FEATURES

A.V. Sosnin, *seism.estim.lab@mail.ru*

Scientific and Research Laboratory of Design Outcomes Safety Estimation and Earthquake Resistance of Building Structures, Smolensk, Russian Federation

Review of techniques considering the definitions of a Pushover curve concept of nonlinear system under seismic loads is accomplished. A pattern of an applied two-step-state reinforcement estimation technique of the elements of RC frame buildings and structures containing a theoretical basis of the nonlinear static (Pushover) analysis concept is presented by the author. It is suggested to determine longitudinal reinforcement according to daily loads and weak (frequent) earthquakes using the Response Spectrum Method in Seismic Building Design Code SNiP II-7-81* (rev. 2000) formulation (with Seismic-Force-Reduction Factor K_1 equal to unity). And under strong (rare) seismic loads the author offers to estimate the adequacy of the accepted hinge zones computational parameters and sufficiency of their web reinforcement congestion. Meanwhile, any most suitable nonlinear static procedure can be used. On a particular example, the need for a clear justification of consistency of hinge zones design characteristics and their design parameters adopted at a conceptual design stage is explained. It is explained that length of an RC member end intended for arranging strengthened web reinforcement and a plasticity length of hinge zone may in fact have different values for the same element. And that an evaluating method of the web reinforcement near frame rigid (moment) joint of the research objects using only a shear force criterion is applicable solely for short RC elements. The contribution of the Soviet scientific school (1936–1975) to development of estimation concept of earthquake-resistance structures using a Pushover curve is noted by the author.

Keywords: earthquake-resistance estimation technique, frame buildings and structures, two-step-state reinforcement estimation, Pushover curve, Pushover analysis concept, hinge zones.

References

1. Sosnin A.V. [About Refinement of the Seismic-Force-Reduction Factor (K_1) and Its Coherence with the Concept of Seismic Response Modification in Formulation of the Spectrum Method (in Order of Discussion)]. *Vestnik grazhdanskih inzhenerov* [Bulletin of Civil Engineers], 2017, no. 1(60), pp. 92–116 (in Russ.).
2. Dzhinchvelashvili G.A., Mkrtychev O.V., Sosnin A.V. [General Provisions Analysis of the Seismic Building Design Code SP 14.13330.2011 «SNiP II-7-81*. Construction in Seismic Areas»]. *O vozmozhnykh printsipial'nykh oshibkakh v normakh proektirovaniya, privodyashchikh k defitsitu seysmostoykosti sooruzheniy v 1-2 balla. Sb. tr. seminara* [Proceedings of the Scientific Workshop. About Possible Fundamental Mistakes in Russian Building Design Codes Leading to Earthquake-Resistance Shortage of Structures in 1-2 points (at the MSK-64 Scale Seismicity)]. Moscow, MSUSE Publ., 2011, pp. 19–27 (in Russ.).
3. Dzhinchvelashvili G.A., Mkrtychev O.V., Sosnin A.V. [General Provisions Analysis of the Seismic Building Design Code SP 14.13330.2011 «SNiP II-7-81*. Construction in Seismic Areas»]. *Promyshlennoe i grazhdanskoe stroitel'stvo* [Industrial and Civil Engineering], 2011, no. 9, pp. 17–21 (in Russ.).
4. Dzhinchvelashvili G.A., Sosnin A.V., Rybakov Yu.A., Rauabi A. [Features of Accounting for Permitted Structural Damage in Seismic Design Codes of Some Countries]. *Innovatsionnye tekhnologii v razvitii stroitel'stva, mashin i mekhanizmov dlya stroitel'stva i kommunal'nogo khozyaystva, tekushchego soderzhaniya i remonta zheleznodorozhnogo puti. Sb. tr. Mezhdunarodn. nauchno-praktich. konf.* [Innovative Technologies in Development of Construction, Machinery and Mechanisms for Construction and Municipal Services, Maintenance and Repair of Railway Line]. Smolensk, Smolensk Branch of MIIT Publ., 2012, pp. 210–218 (in Russ.).
5. *Rukovodstvo dlya proektirovshchikov k Evrokodu-8: Proektirovanie seysmostoykikh konstruktsiy: Rukovodstvo dlya proektirovshchikov k EN 1998-1 i EN 1998-5 Evrokod-8: Obshchie normy proektirovaniya seysmostoykikh konstruktsiy, seysmicheskie vozdeystviya, pravila proektirovaniya zdaniy i podpornykh sooruzheniy* [Eurocode-8 Engineers Guide: Design of Structures for Earthquake Resistance: Designers Guide to EN 1998-1 and EN 1998-5 Eurocode-8: General Design Codes for Seismic-Resistant Structures, Seismic Loads, Design Rules for Buildings and Retaining Structures]. Moscow, MSUSE Publ., 2013. 484 p.

6. Dzhinchvelashvili G.A., Sosnin A.V. [Some Features Analysis of Constructions Nonlinear Response Accounting in Seismic Building Codes]. *Podsektiya «Stroitel'naya mekhanika i teoriya nadezhnosti konstruktivnykh» 71-y Nauchn.-metodich. i nauchn.-issled. konf. (s mezhdunarodnym molodezhnym uchastiem)* [Proceedings of the 71-st Scientific and methodical and research conference (with the international youth participation). Subsection «Construction mechanics and constructions reliability theory»]. Moscow, MSARTU Publ., 2013, pp. 67–69 (in Russ.).

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

8. Paulay T., Bull I.N. [Shear Effect on Plastic Hinges of Earthquake Resisting Reinforced Concrete Frames, Structural Concrete under Seismic Actions], *Bulletin D, Information, Comité Euro-International du Béton*, Paris, 1979, no. 132, pp. 165–172.

9. 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 Innovations], 2017, no. 1(17), pp. 127–144 (in Russ.).

10. Korchinskiy I.L., Borodin L.A., Grossman A.B. *Seysmostoykoe stroitel'stvo zdaniy* [Earthquake-Resistance Buildings Construction]. Moscow, High School Publ., 1971. 320 p.

11. Zolotkov A.S. *Seysmostoykost' monolitnykh zdaniy* [Earthquake-Resistance Reinforced Concrete Buildings]. Kishinev, Kartya Moldovey Publ., 2000. 284 p.

12. Martem'yanov A.I. *Inzhenernyy analiz posledstviy zemletryaseniy 1946 i 1966gg. v Tashkente (Po materialam obsledovaniya zhil. i grazhd. Zdaniy)* [Aftermath Engineering Analysis of the 1946 and 1966 Tashkent Earthquakes (Based on a Survey of Residential and Civil Buildings)]. Tashkent, FAN Publ., 1967. 198 p.

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

14. Sosnin A.V. [About Shear Walls Parameters of RC Frame Buildings for Erecting in Seismic Areas (on the Calculation Results of Multi-Story Residential Building by Pushover Analysis using Software SAP2000)]. *Zhilishchnoe stroitel'stvo* [Housing Construction], 2016, no 4, pp. 17–25 (in Russ.).

15. Freeman S.A., Nicoletti J.P., Tyrell J.V. [Evaluations of Existing Buildings for Seismic Risk: A Case Study of Puget Sound Naval Shipyard, Bremerton, Washington]. *Proceedings of the U.S. National Conference of Earthquake Engineering*, Berkeley, California, EERI Publ., 1975, pp. 113–122.

16. Tyan A.S. [About a Structures Calculation for Earthquake-Resistance Beyond the Elastic Limit]. *Stroitel'naya mekhanika i raschet sooruzheniy* [Structural Mechanics and Analysis of Constructions], 1965, no. 4, pp. 31–36 (in Russ.).

17. Shapiro G.A. *Vibratsionnye ispytaniya zdaniy* [Vibration In-Situ Tests of Buildings]. *Goskomitet po delam stroitel'stva i arkhitektury pri Gosstroie SSSR, TsNIIEP zhilishcha* [State Committee for Construction and Architecture under Gosstroii USSR, Central Research Institute of Engineering Design]. Moscow, Strojizdat Publ., 1972. 160 p.

18. Egupov V.K., Kamandrina T.A. *Raschet zdaniy na seismicheskie vozdeystviya* [Analysis of Structures on Seismic Loads]. Kiev, Budivel'nik Publ., 1969. 208 p.

19. Skladnev N.N., Andreev O.O., Oyzerman V.I. [Refinement Offers for a Chapter of General Calculation Provisions of the Seismic Design Building Code II-7–81]. *Stroitel'naya mekhanika i raschet sooruzheniy* [Structural Mechanics and Analysis of Constructions], 1990, no. 10, pp. 10–14 (in Russ.).

20. Belov N.N., Kabantsev O.V., Kopanitsa D.G., Yugov N.T. *Raschetno-eksperimental'nyy metod analiza dinamicheskoy prochnosti elementov zhelezobetonnykh konstruktivnykh* [Calculation and Experimental Method for Analysis of RC Structures Dynamic Strength]. Tomsk, STT Publ., 2008. 292 p.

21. Mkrtychev O.V., Dzhinchvelashvili G.A. *Problemy ucheta nelineynostey v teorii seysmostoykosti (gipotezy i zabluzhdeniya)* [Problems of Nonlinearities in Seismic-Resistance Theory (Hypotheses and Errors)]. Moscow, MSUSE Publ., 2012. 192 p.

22. Akhvlediani N.V., Akhvlediani A.N. *Sticheskiy klassicheskiy i singulyarnyy predel'nyy analiz ideal'no-zhestko-plasticheskikh mekhanicheskikh sistem v usloviyakh ne vpolne dostovernoy informatsii o vneshney nagruzke* [Static Classical and Singular Limit Analysis of Ideal-Rigid-Plastic Mechanical Systems under Conditions Accounting not Quite Reliable Information about External Load]. Tbilisi-Karmiel' INCOL Publ., 2010. 99 p.

23. Oganyan A.A., Fraynt M.Ya. *Rekomendatsii po raschetu prochnosti i zhestkosti zhelezobetonnykh ram s nelineynymi diagrammami deformirovaniya uzlov i elementov na gorizontallye nagruzki* [Recommendations for Strength and Rigidity Calculating of RC Frames with Nonlinear Deformation Relationships of RC Members and Its Joints under Horizontal Loads] *TsNIIEP Zhilishcha* [Central Research Institute of Housing]. Moscow, Central Research Institute of Engineering Design, State Committee for Civil Construction and Architecture under Gosstroii USSR Publ., 1976. 34 p.

24. Kurzanov A.M. [Once Again about an Updated Version of Seismic Building Design Code SNiP II-7-81* «SNiP II-7-81*. Construction in Seismic Areas»]. *Promyshlennoe i grazhdanskoe stroitel'stvo* [Industrial and Civil Engineering], 2011, no. 8, pp. 45–48 (in Russ.).
25. Amintaev G.Sh. *Opyt primeneniya SP 14.13330.2014. Stroitel'stvo v seysmicheskikh rayonakh* [An Experience Case Based on Seismic Building Design Code SP 14.13330.2014]. Materialy 5 obshchego zasedaniya Nauchnogo soveta Rossiyskoy akademii arkhitektury i stroitel'nykh nauk po Seysmologii i seysmostoykomu stroitel'stvu [Proceedings of the 5-th Session of the Scientific Council of the Russian Academy of Architecture and Construction Sciences on Seismology and Earthquake Engineering]. Moscow, RAACS Publ., 2015. 4 p.
26. Jian S.K., Murty C.V.R. [Proposed Draft Provisions and Commentary on Indian Seismic Code IS1893 (Part 1. Criteria for Earthquake Resistant Design of Structures and Buildings. General provisions)], 2002. 158 p.
27. Sosnin A.V. [About a Refinement Procedure of Seismic-Force-Reduction Factor K_1 using a Pushover Curve for Earthquake-Resistance Estimation of RC Large-Scale-Construction Frame Buildings]. *Zhilishchnoe stroitel'stvo* [Housing Construction], 2017, no 1-2, pp. 60–70 (in Russ.).
28. Zhang Zh., Cho Ch. [Experimental Study on Damping Ratios of In-Situ Buildings]. *World Academy of Science, Engineering and Technology*, 2009, 5 p.
29. Paulay T., Priestley M.J.N. [Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings]. New York: John Wiley & Sons, Inc. Publ., 1992, 744 p.
30. N'yumark N., Rozenblyuet E. *Osnovy seysmostoykogo stroitel'stva* [Fundamentals of Earthquake Engineering]. Moscow, Constr. & Archit. Publ., 1980. 344 p.
31. Arnol'd K., Reyterman R. *Arkhitekturnoe proektirovanie seysmostoykikh zdaniy* [Architectural Design of Earthquake-Resistant Buildings]. Moscow, Stroizdat Publ., 1987. 195 p.
32. Kilimnik L.Sh. [To Development of a Limit-States-Estimation Methodology of Multi-Storey Frame Buildings under Seismic Loads]. *Tr. Tsent. nauch.-issled. in-ta stroit. konstruksiy im. V.A. Kucherenko* [Materials of Central Scientific Research Institute for Building Structures Named after V.A. Kucherenko], 1975, vol. 44, pp. 66–82 (in Russ.).
33. [Investigation of Shear Walls General Parameters Influence Adopted at a Conceptual Design Stage to Reaction of a Multi-Storey RC Frame using Pushover Analysis (for an Area with Moderate Seismicity)]. *Kafedra Zdaniy i sooruzheniy na transporte Smolenskogo filiala Moskovskogo gosudarstvennogo universiteta putey soobshcheniya (MGUPS (MIIT))* [Research Report, Department of Buildings and Structures on Transport, Smolensk Branch of MIIT]. Smolensk, 2015. 48 p.
34. Faison H., Comartin C.D., Elwood K. [Reinforced Concrete Moment Frame Building without Seismic Details]: *Report No. 111-2004*; Earthquake Engineering Research Institute (EERI) and International Association for Earthquake Engineering (IAEE), University of British Columbia Publ., 2004. 26 p.
35. Bettinger S. [Concrete Buildings Damaged in Earthquake (A Collection of Case Studies)]. Available at: <http://db.concretcoalition.org> (accessed 3 February 2014).
36. Merriman P.A., Williams M.S. [The Northridge, California Earthquake of 17 January 1994]: *A Field Report By Earthquake Engineering Field Investigation*; Ed. By A. Blakeborough, University of Oxford Publ., 1994. 195 p.
37. Panagiotakos T.B., Fardis M.N. [Deformations of RC Members at Yielding and Ultimate]. *ACI Structural Journal*, 2001, vol. 98, no. 2, pp. 135–148.
38. Mander J.B., Priestley M.J.N., Park R. [Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete]. *Journal of Structural Engineering*, ASCE Publ., 1988, vol. 114(3), no. 8, pp. 1804–1826.
39. Sosnin A.V. [About Forecasting Losses from an Earthquake Damage to Large-Scale-Construction Projects]. *Problemy analiza riska* [Issues of Risk Analysis], 2017, no. 4, pp. 68–75 (in Russ.).
40. Paultre P., Légeron F. [Confinement Reinforcement Design for Reinforced Concrete Columns]. *Journal of Structural Engineering*, ASCE Publ., 2008, no. 5, pp. 738–749.
41. Giannopoulos I.P. [Seismic Assessment of a RC Building according to FEMA 356 and Eurocode-8]. *The 16-th Concrete Contest*, TEE, ETEK, 21–23 October 2009, Paphos, Cyprus, 12 p.
42. Sheikh S.A., Uzumeri S.M. [Analytical Model for Concrete Confinement in Tied Columns]. *ASCE Journal of the Structural Division*, 1982, vol. 108(12), pp. 2703–2722.
43. Mander J.B., Priestley M.J.N., Park R. [Seismic Design of Bridge Piers]: *Research Report No. 84-2*, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand, 1984.
44. Fardis M.N., Kosmopoulos A.J. [Practical Implementation of Seismic Assessment Method in Eurocode-8 – Part 3, With Linear or Nonlinear Analysis and Deformation-Based Verification Using Empirical Chord Rotation Capacity Expressions]. *The 6th National Conference on Earthquake Engineering*, 16-20 October 2007, Istanbul, Turkey, 2007, pp. 69–101.
45. Moehle J.P. [Special Moment Frames]. *Prepared for CE 244, Reinforced Concrete Structures, a graduate class taught at the University of California*, Berkeley, 2008. 33 p.
46. Kaar P.H., Corley W.G. [Properties of Confined Concrete for Design Earthquake Resistance Structures]. *The VIth International Conferences on Seismic Buildings*, New Delhi, 1977.

47. Priestley M.J.N, Seible F., Calvi G.M.S. [Seismic Design and Retrofit of Bridges]. New York, John Wiley & Sons, Inc., 1996, 705 p.
48. Inel M., Ozmen H.B. [Effects of Plastic Hinge Properties in Nonlinear Analysis of Reinforced Concrete Buildings]. *Engineering Structures*, 2006, no. 28, pp. 1494–1502.
49. Gorji M.S., Moghaddam M.Z. [Analysis of the Resistance of Joints in Reinforced Concrete Strengthened by FRP Sheets against Released Forces of Earthquake]. *Journal of American Science*, 2011, no. 7(9), pp. 995–999.
50. Paulay T., Park R., Birss G.R. [Elastic Beam-Column Joints for Ductile Frames]. *Proceedings the 7th World Conference on Earthquake Engineering*, Istanbul, 1980, vol. 6, pp. 331–338.
51. Comerio M. et al. The 6.3 Christchurch, New Zealand, Earthquake of February 22, 2011. Learning from Earthquakes. *EERI Special Earthquake Report*, May 2011, 16 p.
52. Polyakov S.V. Posledstviya sil'nyh zemletryasenij [Strong (Rare) Earthquakes Aftermath]. Moscow, Strojizdat Publ., 1978. 311 p.

Received 8 December 2017

ОБРАЗЕЦ ЦИТИРОВАНИЯ

Соснин, А.В. Методика двухстадийного расчёта 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. DOI: 10.14529/build180101

FOR CITATION

Sosnin A.V. Two-Step-State Reinforcement Estimation Technique of the Elements of RC Frame Buildings and Structures under Seismic Loads Using Pushover Analysis Concept. Part 1: Research Objective, Technique Framework, Research Information Base and Strategy of Determining of Hinge Zones Features. *Bulletin of the South Ural State University. Ser. Construction Engineering and Architecture*. 2018, vol. 18, no. 1, pp. 5–31. (in Russ.). DOI: 10.14529/build180101