

А.И. БЕДОВ¹, И.И. НИКОЛЕНКО^{1,2}

¹ФГБОУ ВО «Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет»,
г. Москва, Россия

^{1,2}ООО «Восток-Техника», г. Москва, Россия

ОБЕСПЕЧЕНИЕ ЭКСПЛУАТАЦИОННЫХ ХАРАКТЕРИСТИК ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ КАРКАСОВ ЗДАНИЙ, ПОДВЕРГШИХСЯ СЕЙСМИЧЕСКИМ ВОЗДЕЙСТВИЯМ

Аннотация. Целями исследования являлись вопросы повышения эксплуатационных характеристик зданий с несущим железобетонным каркасом, расположенных в сейсмических районах РФ. В статье приведены результаты анализа ранее выполненных исследований напряженно-деформированного состояния элементов каркаса многоэтажного здания при сейсмических воздействиях. Установлено, что несмотря на более оптимальное решение несущих систем зданий в виде железобетонных каркасов в сейсмических районах в результате периодических воздействий фоновых землетрясений, неизбежного накопления временной усталости и повреждения конструкций в процессе эксплуатации, происходит значительное снижение динамической сопротивляемости здания в целом. Отмечается, что на протяжении всего срока «жизни» объекта, кроме расчетной сейсмической нагрузки, решающую роль также играет и физический износ, развитие которого ведет к структурным модификациям свойств материалов и неизбежной деформации технических характеристик несущих конструкций. Установлено, что наиболее опасные разрушения, связанные со снижением прочности колонн, узлов сопряжения несущих элементов и, как следствие, потерей их устойчивости, приводящей к прогрессирующему разрушению здания в целом. Рассмотрены три группы возможных методов усиления и повышения сейсмостойкости зданий и сооружений.

Ключевые слова: железобетонные каркасные здания, сейсмические воздействия, динамическая сопротивляемость зданий, физический износ, усиление элементов каркаса.

A.I. BEDOV¹, I.I. NIKOLENKO^{1,2}

¹Federal state budget educational institution of higher education “MOSCOW STATE UNIVERSITY OF CIVIL ENGINEERING (NATIONAL RESEARCH UNIVERSITY)”, Moscow, Russia

^{1,2}LLC “Vostok-Tekhnika”, Moscow, Russia

PROVISION OF OPERATIONAL CHARACTERISTICS OF REINFORCED CONCRETE ELEMENTS OF FRAMES OF BUILDINGS SUBJECTED TO SEISMIC EFFECTS

Abstract. The objectives of the study were to improve the operational characteristics of buildings with a bearing reinforced concrete framework located in seismic areas of the Russian Federation. The article presents the results of analysis of previous studies of stress-strain state of the framework elements of a multi-storey building under seismic impacts. It has been established that despite a more optimal solution of load-bearing systems of buildings in the form of reinforced concrete frames in seismic areas as a result of periodic actions of background earthquakes, inevitable accumulation of temporary fatigue and damage to structures during operation there is a significant reduction of dynamic resistance of the building as a whole. It is noted, that throughout all term of life of an object except design seismic load, the crucial role is played also by physical wear which development leads to structural modifications of properties of materials and inevitable deformation of technical characteristics of bearing structures. It has been found, that the most dangerous failures

associated with the reduction of strength of columns, assemblies, the mating of bearing elements and, as a result, the loss of their stability, leading to the progressive destruction of the building as a whole. Three groups of possible methods of strengthening and increasing seismic resistance of buildings and structures are considered.

Keywords: *reinforced concrete frame buildings, seismic impacts, dynamic resistance of buildings physical wear, reinforcement of frame elements.*

Введение

Землетрясения являются серьезной проблемой мирового масштаба. Согласно данным международной статистики и оценкам крупной страховой компании «Munich Re», количество опасных сейсмических воздействий за последнее время возросло в 3 раза, а ущерб от них – более чем в шесть раз.

Тревожная тенденция опасного проявления сейсмической активности выявлена и на территории Российской Федерации. В соответствии с данными обновленных карт ОСР, четко прослеживается распространение угрозы 9-балльных землетрясений на значительной части территории Северного Кавказа, где до недавнего времени строительство осуществлялось из условия расчетной сейсмичности 7-8 баллов.

По данным целевой программы «Сейсмобезопасность территории РФ» еще в 2002 году количество проживающих в зданиях с дефицитом сейсмостойкости в 2-3 балла составляло более 10 млн. человек.

Железобетонные каркасные здания всегда занимали высокие позиции в рейтинге сейсмостойкого строительства. Однако, в результате периодических воздействий фоновых землетрясений, неизбежного накопления временной усталости и повреждения конструкций в процессе эксплуатации, происходит значительное снижение динамической сопротивляемости зданий в целом. Деградация физических и конструктивных характеристик несущих конструкций проявляется в снижении адгезии бетона и арматуры, что приводит к появлению новых, зачастую значительных трещин. Кроме этого, снижение жесткости изгибаемых элементов в результате периодического воздействия землетрясений «умеренного» характера может быть критичным и достигать 30-40%.

В связи с отмеченным, оценка последствий сильных землетрясений выявила, что основная сейсмическая уязвимость железобетонных каркасных зданий связана с потерей прочности колонн и, как следствие, потерей их устойчивости. Особенно часто разрушению подвержены колонны нижних этажей, не способные сопротивляться инерционным горизонтальным нагрузкам в условиях перегрузки сжимающей силой. При этом следует выявить наиболее уязвимые «точки» несущих элементов каркасных зданий, работающих не только в условиях ожидаемой расчетной сейсмичности, но и в условиях активного проявления фоновых землетрясений, существенно влияющих на деградацию несущей способности железобетонных каркасных зданий.

К настоящему времени накоплен значительный арсенал результатов по вопросам исследования и развития сейсмостойкого строительства, комплексных методов расчета и усиления зданий и сооружений [1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 23, 24]. В зависимости от уровня ответственности зданий и сооружений, а также периода повторяемости землетрясений с характерной интенсивностью для данной местности в соответствии с картами сейсмического районирования (ОСР), в качестве базовой сейсмической нагрузки может быть заложена величина, соответствующая проектному (ПЗ) или максимальному расчетному землетрясению (МРЗ) [1, 10, 11].

Результаты исследования и их анализ

При проектировании зданий и сооружений гражданского и промышленного назначения, в расчетах на особое сочетание принимает участие сейсмическая нагрузка, соответствующая ПЗ, периодичность которого (1 раз в 100 лет) полностью удовлетворяет сроку эффективной эксплуатации объекта. Однако, на протяжении всего срока жизни объекта, кроме расчетной сейсмической нагрузки, решающую роль также играет и физический износ, развитие которого ведет к структурным модификациям свойств материалов и неизбежной деградации технических характеристик несущих конструкций.

Необходимость учета временного износа при проектировании железобетонных конструкций зданий и сооружений определена требованиями [1, 10], регламентирующими создание таких расчетных моделей, в несущих и ненесущих элементах которых будут также учтены возможные упругие и неупругие деформации, а также хрупкие локальные разрушения.

Однако, эксплуатация зданий и сооружений в сейсмоопасных районах происходит не только в условиях риска возникновения землетрясений высокой (расчетной) интенсивности.

Немаловажную роль играют и фоновые землетрясения, интенсивность которых ниже расчетной. В районе Прибайкалья, например, фоновые динамические воздействия являются очень частым явлением. Подтверждением этому может служить Спитакское землетрясение 1988 г., когда на территории г. Ленинскана, благополучно уцелевшие после 9-балльного толчка 50 каркасных зданий, разрушились при повторном 8-балльном [8]. Это свидетельствует о том, что современные методы сейсмического расчета не учитывают эффекта накопления временной усталости и повреждений конструкций в процессе эксплуатации, значительно снижающих динамическую сопротивляемость здания в целом.

Кроме этого, в результате часто повторяющихся землетрясений «умеренного» характера происходит значительное ухудшение сцепления арматуры с бетоном, что приводит к появлению новых трещин в конструкциях. Я. М. Айзенберг [4] подтверждает, что снижение жесткости в железобетонных изгибаемых элементах может быть критичным и достигать до 30-40%.

Современные нормы [1] регламентируют производить расчет сейсмической нагрузки по формуле:

$$S_{ik}^j = k_0 k_1 S_{0ik}^j,$$

где k_0 – коэффициент, характеризующий назначение здания или сооружения, а так же степень их ответственности;

k_1 – коэффициент, учитывающий повреждения, допустимые для рассматриваемого здания или сооружения;

S_{0ik}^j – сейсмическая нагрузка i -ой формы колебания, которая вычисляется в предположении, что деформирование конструкций носит упругий характер:

$$S_{0ik}^j = m_k^j A \beta_i k_\psi n_{ik}^j,$$

где m_k^j – характеристика массы здания;

A – величина ускорения в уровне основания, принимаемая с учетом расчетной сейсмичности площадки;

β_i – коэффициент динамичности здания по i -ой форме колебания;

k_ψ – коэффициент, зависящий от конструктивной схемы и характеризующий пониженную способность здания рассеивать энергию;

n_{ik}^j – коэффициент, характеризуемый формой деформации здания.

Из вышеприведенных выражений видно, что расчет сейсмической нагрузки относится только к первоначальной оценке прочности конструкции на стадии проектирования и не учитывает влияние предыстории деформирования элементов во время расчетного землетрясения. Получается, что здание, запроектированное для расчетной динамической нагрузки, выдержит и сейсмическую нагрузку меньшей интенсивности. Однако, расчетные механические характеристики материалов могут деградировать в процессе эксплуатации. Кроме этого, нормами предполагается, что деформирование конструкций является исключительно упругим, что также вносит немаловажные искажения при определении расчетной сейсмической силы.

Анализ сейсмического риска в совокупности с численностью населения позволил проиндексировать некоторые населенные пункты в соответствии с необходимым, к настоящему времени, объемом антисейсмических усилений (таблица 1).

По данным целевой программы «Сейсмобезопасность территории РФ», еще в 2002 году количество проживающих в домах с дефицитом сейсмостойкости в 2-3 балла составило более 10 млн. человек (к 2020 году указанная цифра возросла в несколько раз). Таким образом, вопрос сейсмического износа зданий и сооружений остается открытым. Однако, некоторые сведения о негативном влиянии фоновых землетрясений отражены в [11]. В указанном стандарте учитывается снижение сейсмостойкости зданий и сооружений на коэффициент, равный 0,2; 0,5; 0,9, если они перенесли 1, 2, 3 землетрясения проектной силы.

Таблица 1 – Объекты, требующие первоочередного повышения сейсмостойкости

Регион	Индекс риска при расчетном землетрясении	Количество объектов, нуждающихся в усилении
Краснодарский край	9	1600
Камчатская область	8	270
Сахалинская область	8	460
Дагестан	7	690
Бурятия	5	485
Иркутская область	2,5	860

Инженерный анализ последствий некоторых разрушительных землетрясений позволил выявить ряд характерных слабых зон, приводящих к частичному или массовому разрушению железобетонных каркасных зданий. В особенности, опасны разрушения, связанные со снижением прочности колонн, и, как следствие, потерей их устойчивости, способной привести к прогрессирующему разрушению всего сооружения в целом.

Как показала практика, в каркасных зданиях особенно уязвимыми являются узлы сопряжения несущих элементов, подверженные внезапному воздействию значительных величин крутящих моментов и поперечных сил. Особенно часто прослеживается разрушение колонн нижних этажей, не способных сопротивляться инерционным горизонтальным нагрузкам в условиях перегрузки сжимающей силой (рисунок 1).

В этом случае происходит раздробление бетона в опорных узлах и в местах технологических швов, сопровождающееся выпучиванием арматуры.

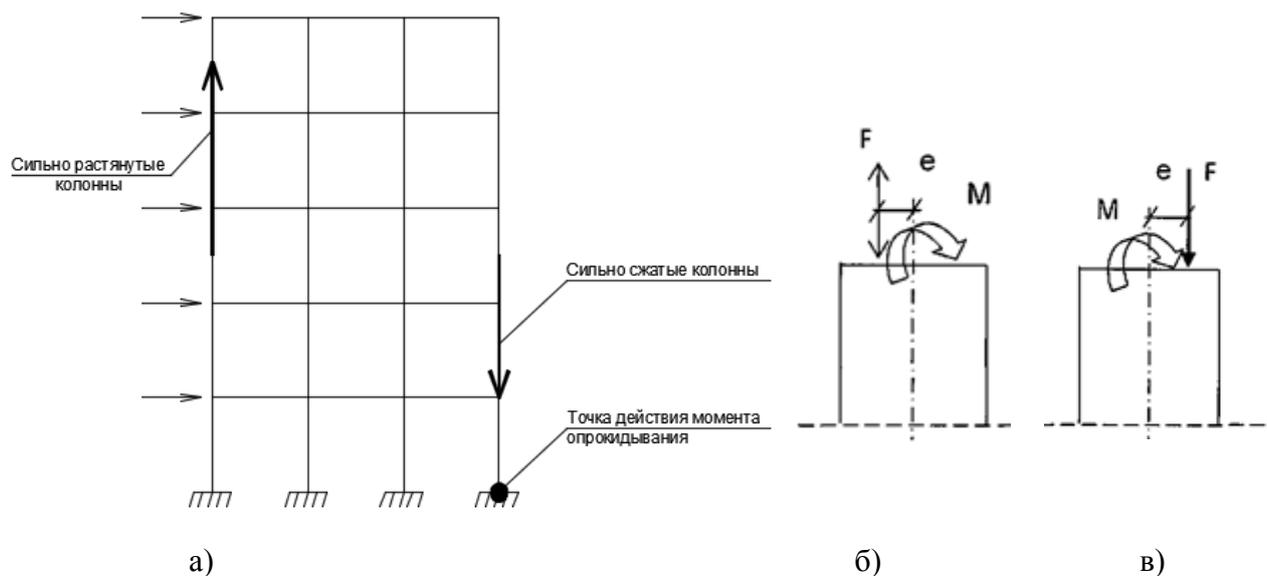


Рисунок 1 - Влияние сейсмической нагрузки на работу колонн каркаса: а – схема распределения усилий; б, в – дополнительные усилия, возникающие в крайних растянутых и сжатых колоннах

Рассматриваемая схема разрушения колонн связана с отсутствием работы элемента в упругой стадии и появлением многочисленных трещин, приводящих к снижению общей жесткости каркаса и увеличению его амплитуды колебания. В результате взаимного смещения оголовков колонн, увеличивается влияние моментной составляющей, что, в свою очередь, приводит к разрушению бетона по всей высоте элемента.

Опыт изучения землетрясений показывает, что зачастую степень разрушения зависит не только от интенсивности сейсмической нагрузки, но и от характеристик здания на момент возникновения землетрясений, а наиболее опасным считается начальный момент появления сейсмической волны, когда на свободные колебания здания после первого толчка, накладываются последующие вынужденные, что в сумме значительно увеличивает сейсмическую нагрузку. Возникающие же в процессе пластические зоны существенно уменьшают жесткость зданий и сооружений, меняют их динамическую сопротивляемость, а также величину и направление сейсмической силы, которые напрямую зависят от ускорения грунта и собственного ускорения сосредоточенных масс. Обобщенный инженерный анализ характера работы железобетонных каркасных зданий в результате землетрясений выявил следующие особенности:

- основные повреждения каркасных зданий связаны с разрушением колонн и узлов сопряжения несущих элементов (рисунок 2, 3);
- важным фактором обеспечения сейсмостойкости каркасных зданий является качество выполнения строительного-монтажных работ;
- повышения сейсмостойкости каркасного здания можно добиться при устройстве диафрагм жесткости, которые и при значительных повреждениях продолжают участвовать в пространственной работе сооружения, способствуя увеличению затухания колебаний;
- способность железобетонного каркаса к перераспределению напряжений при образовании пластического шарнира (в поврежденном узле) способно значительно защитить всю систему от разрушения.

К настоящему времени выполнено значительное количество исследований работы железобетонных элементов в условиях повышенной сейсмической активности, в частности,

результатом одних из них установлено, что прочность колонн с круглым сечением в два раза превосходит прочность колонн с квадратным сечением. Также доказано, что снижение сейсмостойкости колонн происходит в результате уменьшения соотношения геометрических характеристик элемента l/h :

- при $\frac{l}{h} \leq 2$ происходит понижение упругих свойств элемента, а разрушение происходит по наклонному сечению колонны;

- при $\frac{l}{h} > 2$ упругие свойства элемента повышаются, разрушение колонны начинается в результате достижения напряжений в продольной арматуре предела текучести.

Следует отметить, что изучение работы отдельных несущих элементов не дает четкого представления о комплексной работе рамной системы каркаса и его предельной несущей способности при сейсмических воздействиях. Это также связано и с тем фактом, что при работе за пределами упругости, в случае возникновения пластического шарнира, каркасным зданиям свойственно перераспределение усилий между соседними несущими элементами, что приводит к энергетическому и конструктивному резерву прочности здания в целом.

Строительными нормами в достаточной мере описан линейно-спектральный метод расчета конструкций на сейсмические воздействия. Этот метод предусматривает такое допущение, как упругое поведение материалов для упрощения математических расчетов. Следует отметить, что при упруго-пластической работе конструкции, понятие формы и частоты колебаний лишены физического смысла.

Метод предельного равновесия можно использовать как вспомогательный при оценке нелинейного деформирования здания с множеством степеней свободы. Однако, являясь статическим, указанный метод расчета не позволяет учесть цикличность и знакопеременность сейсмического нагружения.

Альтернативным методом расчета является нелинейный динамический расчет. Несмотря на трудоемкость шагово-итерационного процесса, только этот метод позволяет учесть физическую нелинейность поведения железобетонных элементов. При нелинейном расчете используется расчетная схема нелинейной работы конструкции. Кроме этого, при оценке НДС (напряженно-деформированного состояния) статически определимых конструкций применима любая модель нелинейности, а для статически неопределимых конструкций необходимо использовать наиболее вероятностные модели для исключения ошибок в определении внутренних усилий, напрямую зависящих от жесткости элемента.



Рисунок 2 – Разрушение узла здания с железобетонным каркасом (Спитакское землетрясение)



Рисунок 3 – Разрушение узлов здания с железобетонным каркасом рамно-связевой конструктивной схемы. Непроектное выполнение узла (Спитакское землетрясение)

Как известно, даже в условиях умеренной фоновой сейсмоактивности, железобетонные сжато-изогнутые элементы находятся в сложном напряженном состоянии, частота и уровень которого достаточны для возникновения и накопления внутренних повреждений.

При незначительных сейсмических воздействиях железобетонные каркасные здания способны работать как упругие системы, однако в условиях реальных землетрясений распределение внутренних усилий, фактически значительно отличается от найденных в ходе расчета упругой системы. С увеличением нагрузки существенно возрастают неупругие деформации, наблюдается значительное трещинообразование, а прямопропорциональная зависимость между нагрузкой и усилиями искажается и практически исчезает.

Таким образом, в условиях нелинейной работы материалов конструкции, деградации механических свойств арматуры и бетона, непрерывного изменения внешних воздействий происходит перераспределение напряжений между арматурной сталью и бетоном конструктивного элемента. Указанные факторы неизбежно приводят к образованию пластических шарниров в системе в области наибольших повреждений. В результате перераспределения усилий происходит дополнительное локальное разрушение в местах предельных деформаций с выключением связей, которое существенно влияет на изменение жесткости системы и механизм разрушения. Этот фактор опасен неизбежным изменением расчетной схемы здания, так как сейсмическая сила зависит не только от значения ускорения грунта основания, но и от инерционных характеристик самой каркасной системы [5, 6, 7, 12, 22].

В качестве расчетной модели рассмотрена пространственная схема железобетонного каркасного здания жилого дома в г. Комрат Республики Молдова. Расчет выполнен при помощи многофункционального программного комплекса «ЛИРА» на статические и сейсмические нагрузки.

Исследуемое здание шестнадцатиэтажное каркасное с подвалом. Высота этажа составляет 3,0 м., перекрытие монолитное толщиной 160 мм, сечение колонн 0,4x0,4 м., ригелей 0,6x0,4 м., толщина железобетонных диафрагм жесткости 200 мм. Расчетная схема содержит 24827 узлов и 29674 конечных элементов. Сейсмичность площадки 8 баллов [1, 13, 14].

В результате статических и динамических расчетов с учетом действия проектной сейсмике получены: максимальные перемещения узлов сопряжения ригелей и колонн; максимальные усилия в несущих элементах; периоды и частота колебаний пространственной системы при сейсмическом нагружении; формы колебания системы и другие значения.

Полученные результаты были сопоставлены с проектным решением для оценки несущей способности здания в условиях расчетного землетрясения.

Расчет и анализ поперечных сечений и фактического армирования несущих элементов каркаса показали, что особую опасность представляет наличие перегрузки колонн с 1 по 4 этажи, а также большие значения горизонтальных и вертикальных смещений в узлах сопряжения ригелей и колонн верхних этажей в результате вынужденных колебаний системы.

С целью исследования механизма перераспределения усилий между колоннами пространственной модели жилого здания смоделировано разрушение колонн первого этажа. Расчет выполнен по двум вариантам с учетом вертикального смещения верха колонн на 20 и 50 мм.

Оценка полученных результатов расчета показала, что смещение верха колонн первого этажа на 20 мм способно увеличить усилия в некоторых колоннах в 1,07... 1,09 раз, а смещение до 50 мм – в 1,2 ... 1,3 раза. Кроме этого, в случае перераспределения усилий, несущая способность колонн нижних этажей оказалась недостаточной, а перегрузка варьируется в диапазоне от 8 до 40 %.

Также следует отметить следующее:

- анализ полученного спектра отклика на основе экспериментальных акселерограмм землетрясений 5-8 балльной интенсивности дал четкое представление о механизме деформирования бетона колонны, подтвердив степень влияния активных фоновых землетрясений на дальнейшую несущую способность элемента в результате накопления остаточных деформаций и эксплуатационного износа здания. Полученные результаты подтвердили высокую вероятность развития микротрещин в несущих элементах каркаса, способствующих деградации физических и конструктивных свойств;

- наиболее опасным для конструкции является начальный момент появления сейсмической волны, связанный с наложением на свободные колебания здания после первого толчка последующих вынужденных. Указанный фактор играет решающую роль на начальной стадии землетрясений и способен увеличить сейсмическую нагрузку в несколько раз;

- расчет многоэтажного железобетонного каркасного здания подтвердил, что наиболее уязвимыми элементами, влияющими на общую сейсмостойкость здания, являются колонны нижних этажей (с 1-го этажа по 4-й), перегруженные вертикальной нагрузкой в условиях действия горизонтальных инерционных сил, а также рамная система верхних этажей, отличающаяся наибольшей амплитудой колебаний в силу высокой гибкости каркасных зданий.

Повреждение железобетонных каркасных зданий во время землетрясений зачастую случается из-за недостаточной прочности бетона колонн и ригелей, а также из-за слабого поперечного армирования элементов. Поэтому усиление конструкций обеспечивается увеличением поперечного сечения несущих элементов при помощи металлической обоймы из жесткой и гибкой арматуры. Однако, в этом случае необходимо строгое соблюдение конструктивных решений, необходимых для обеспечения совместной работы тела конструкции и элементов усиления [15, 16, 17].

Подобный эффект обеспечивается при сварке старой арматуры и арматуры усиления, а также в случае предварительного напряжения поперечной арматуры элемента.

При усилении стыков сопряжения несущих элементов сборного железобетонного каркаса целесообразно использовать стальные накладки, железобетонные обоймы, профильный прокат, инвентарные стяжные болты, П-образные арматурные скобы [18].

Дефицит поперечного армирования опорных участков ригелей целесообразно компенсировать устройством дополнительных хомутов с концевыми муфтами или полноценной металлической обоймы [20].

В целом, методы усиления и повышения сейсмостойкости зданий и сооружений можно классифицировать по трем группам:

1. комплексные методы восстановления несущих элементов (простенки, колонны, ригели, плиты перекрытия) в случае повышения сейсмостойкости здания, а также при ликвидации последствий землетрясения;

2. мероприятия, направленные на восстановление связей и узлов сопряжения между отдельными элементами здания (узлы сопряжения колонн, ригелей и колонн, колонны и фундамента и т. д.) [16, 18];

3. мероприятия по увеличению пространственной жесткости здания в целом, направленные на восстановление способности системы к восприятию и распределению динамической нагрузки между несущими элементами.

Подробная классификация методов усиления железобетонных конструкций представлена в [21].

В случае недостаточной несущей способности приопорных сечений ригелей целесообразным является усиление при помощи устраиваемых вутов и добавление верхней арматуры с последующим замоноличиванием добавленного слоя.

Если здание было запроектировано без учета сейсмического воздействия, особое внимание необходимо уделить усилению центральной зоны узлов поперечных рам каркаса. Такое усиление можно обеспечить благодаря жесткому соединению металлических обойм колонн ниже и выше расположенных этажей, причем длина распространения обойм принимается не менее $1,5 h$, где h – высота сечения обоймы колонн [19].

В силу того, что расчетная сейсмическая нагрузка для жилых зданий представляет собой редкий характер, абсолютная конструктивная сохранность здания в данном случае является экономически невыгодной. Поэтому в элементах каркаса допустимы пластические деформации, незначительные повреждения и локальные разрушения, не вызывающие полного или частичного обрушения здания.

В этом случае, расчет несущих элементов каркаса при сейсмическом нагружении производится по первой группе предельных состояний, исключая:

- невозможность дальнейшей эксплуатации здания в результате больших остаточных деформаций (состояние 1а);

- потерю несущей способности конструкций, критически влияющую на безопасность людей и сохранность дорогостоящего оборудования (состояние 1б).

Предотвращение наступления предельного состояния 1а необходимо для систем, в которых недопустимо наличие остаточных деформаций, приводящих к капитальным ремонтам и замене отдельных конструктивных элементов.

Предельное состояние 1б допускает возникновение значительных остаточных деформаций и местные, незначительные разрушения элементов. При этом, дальнейшая

эксплуатация здания (в случае предельного состояния 1б) возможна только после ремонта, усиления или замены отдельных элементов конструкции.

Результаты исследований показали, что при сейсмическом усилении многоэтажных железобетонных каркасных зданий, в основном, возникает необходимость усиления колонн. При оценке наиболее эффективного варианта повышения сейсмостойкости конструкции, было выявлено, что наиболее рациональным методом является заключение колонн в металлические обоймы, выполненные из четырех уголков и стальных планок, установленных с определенным шагом по всей высоте конструктивного элемента.

Выводы

1. Основная причина массового разрушения многоэтажных железобетонных каркасных зданий связана с потерей устойчивости колонн нижних этажей, не способных более сопротивляться горизонтальным инерционным сейсмическим силам в условиях перегрузки вертикальной нагрузкой от вышележащих конструкций. Стадия разрушения железобетонных колонн каркаса сопровождается потерей устойчивости и выпучиванием продольной арматуры при слабом косвенном армировании.

2. В силу высоких показателей гибкости, колонны железобетонных каркасных зданий при землетрясениях подвержены разрушениям в результате существенного изгиба в совокупности с внецентренным сжатием, в то же время несущая способность горизонтальных элементов используется всего на 50-70%.

3. Повышение класса бетона позволяет повысить сейсмостойкость несущих элементов каркасных зданий до 30 %. В то же время, увеличение коэффициента армирования и учащение шага хомутов в железобетонных колоннах способно повысить сейсмостойкость здания до 50 %.

4. Численным моделированием работы многоэтажного железобетонного каркасного здания установлено, что в результате перенесенных 1, 2 и 3 ПЗ в условиях отсутствия значительных видимых деформаций и разрушений конструкций, сейсмостойкость здания снижается на коэффициент, равный 0,2; 0,5 и 0,9 соответственно.

5. Смещение верха колонн первого этажа значительно увеличивает усилия в других колоннах, а именно: при смещении на 2 см, усилия возрастают в 1,07...1,09 раз, а при смещении до 5 см – в 1,2...1,3 раза.

6. Усиление железобетонных колонн металлическими обоймами позволяет распределить разрушение по всему телу конструкции, в отличие от неусиленных колонн, у которых механизм разрушения принимает локализованный характер, сопровождающийся выпучиванием арматуры в виде «стальных цветов», дроблением бетона в узлах сопряжения с ригелями, а также в местах технологических швов.

7. Усиление колонн многоэтажных железобетонных каркасных зданий П-образными элементами из арматурных стержней позволяет повысить общую сейсмостойкость здания в 1,3 раза.

8. Усиление железобетонных колонн нижних этажей обоймой, выполненной из четырех уголков и распределенных по высоте элемента металлических планок, способно повысить сейсмостойкость здания более чем в 1,5 раза [19].

9. В результате выполненного технико-экономического анализа установлено, что своевременное усиление железобетонных колонн каркасных зданий в сейсмоопасных районах позволяет снизить индекс сейсмического риска на 40-60 %, а материальный ущерб – более чем в 2,5 раза.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. СП 14.13330.2018. Строительство в сейсмических районах. М.: Минстрой России, ФЦС, 2016. 126 с.
2. СП 115.13330.2016. Геофизика опасных природных воздействий. Минстрой России, 2012. 57 с.
3. Масляев А.В. Сейсмостойкость зданий с учетом повторных сильных толчков при землетрясении // Промышленное и гражданское строительство. 2008. №3. С. 45-47.
4. Айзенберг Я.М., Нейман А.И. Оценка сейсмостойкости сооружений и экономической целесообразности их восстановления после землетрясения // Строительная механика и расчет сооружений. 1974. №4. С. 9-13.
5. Алмазов В.О. Динамика прогрессирующего разрушения монолитных многоэтажных каркасов // Промышленное и гражданское строительство. 2010. №4. С. 52-56.
6. Жарницкий В.И. Поперечные колебания сооружения с учетом вертикальной нагрузки от собственного веса // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2013. №3. С. 28-31.
7. Никитин И.К. Проектирование многоэтажных зданий с железобетонным каркасом для сейсмических районов. М.: ОАО НИИПромзданий. 2008. 146 с.
8. Тамразян А.Г. Анализ риска обрушения зданий и сооружений от критических дефектов и различных техногенных воздействий. М.: МГСУ, 2004. 106 с.
9. СП 31-114-2004. Правила проектирования жилых и общественных зданий для строительства в сейсмических районах. М.: ФГУП ЦПП, 2005. 46 с.
10. ГОСТ Р 27751-2014. Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения. М.: Стандартинформ, 2015.
11. ГОСТ Р 57546-2017. Землетрясения. Шкала сейсмической активности.
12. Кабанцев О.В. О достоверности оценки сейсмостойкости зданий на основе результатов диагностики методом импульсного воздействия малой интенсивности // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2013. №2. С. 46-51.
13. СП 20.13330.2016. Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85*. М.: 2011. 79 с.
14. Мирсяяпов И.Т, Нуриева Д.М. Оценка сейсмостойкости многоэтажных каркасных зданий с учетом нелинейного поведения конструкций и взаимодействия с основанием // Теория инженерных сооружений и строительные конструкции. 2005. №3. С. 24-27.
15. Мартемьянов А.И. Восстановление сооружений в сейсмических районах. М.: Стройиздат, 1990. 264 с.
16. Бедов А.И., Арутюнян Р.Г. К определению рационального уровня восстановления и усиления поврежденных зданий // Экологическая безопасность в строительстве. 1998. №7. С. 30-33.
17. СТО НОСТРОЙ/НОП 2.7.143-2014. Повышение сейсмостойкости существующих многоэтажных каркасных зданий. Проектирование и строительство. Правила, контроль выполнения и требования к результатам работ. М.: НОСТРОЙ/НОП, 2014. 89 с.
18. Гончаров М.Е. Исследование прочности и деформативности стыков железобетонных колонн, усиленных металлическими обоймами // Актуальные проблемы строительной отрасли. 2009. №66. С. 42-43.
19. Гроздов В.Т., Теряник В.В. О прочности и деформативности колонн, усиленных обоймами // Известия вузов. Строительство и архитектура. 1989. №3. С. 8-11.
20. Бедов А.И., Арутюнян Р.Г. Некоторые особенности расчета усиления изгибаемых железобетонных элементов // Сейсмостойкое строительство. 2000. №3. С. 8-12.
21. Бедов А.И., Габитов А.И., Знаменский В.В. Оценка технического состояния, восстановление и усиление оснований и строительных конструкций эксплуатируемых зданий и сооружений: Учеб. пособие / Под ред. А.И. Бедова в 2-х ч. Часть 2. Восстановление и усиление оснований и строительных конструкций эксплуатируемых зданий и сооружений. М.: Изд. АСВ, 2017. 924 с.
22. Бедов А.И., Тамразян А.Г., Арутюнян Р.Г. Влияние сухого и вязкого трения при сейсмических колебаниях зданий и сооружений // Сейсмическое строительство. 1998. №4. С. 26-29.
23. Бедов А.И. Балакшин А.С., Воронов А.А. Причины аварийных ситуаций в ограждающих конструкциях из каменной кладки многослойных систем в многоэтажных жилых зданиях // Строительство и реконструкция. 2014. №6. С. 11-17.
24. Бедов А.И., Габитов А.И., Салов А.С., Гайсин А.М., Хабибуллина Л.И. Применение компьютерного моделирования при оптимизации сечений элементов железобетонного каркаса // Строительство и реконструкция. 2018. №6. С. 3-13.

REFERENCES

1. SP 14.13330.2018. Stroitel'stvo v seismicheskikh rajonah [Construction in seismic areas]. M.: Minstroy Rossii, FCS. 2016. 126 p.
2. SP 115.13330.2016. Geofizika opasnykh prirodnykh vozdeystviy [Geophysics of hazardous natural impacts]. Minstroy Rossii. 2012. 57 p.
3. Maslyaev A.V. Sejsmostojkost' zdaniy s uchetom povtornykh sil'nykh tolchkov pri zemletryaseni [Seismic resistance of buildings, taking into account repeated strong shocks during an earthquake]. *Industrial and civil construction*. 2008. No. 3. Pp. 45-47.
4. Ajzenberg YA. M., Nejman A.I. Ocenka sejsmostojkosti sooruzhenij i ekonomicheskoy celesoobraznosti ih vosstanovleniya posle zemletryaseniya [Assessment of the seismic resistance of structures and the economic feasibility of their restoration after an earthquake]. *Structural mechanics and calculation of structures*. 1974. No. 4. Pp. 9-13.
5. Almazov V.O. Dinamika progressivnykh razrusheniya monolitnykh mnogoetazhnykh karkasov [The dynamics of progressive destruction of monolithic multi-storey frames]. *Industrial and civil construction*. 2010. No. 4. Pp. 52-56.
6. ZHarnickij V.I. Poperechnye kolebaniya sooruzheniya s uchetom vertikal'noj nagruzki ot sobstvennogo vesa [Lateral vibrations of the structure, taking into account the vertical load from its own weight]. *Earthquake resistant construction. Safety of structures*. 2013. No. 3. Pp. 28-31.
7. Nikitin I.K. Proektirovanie mnogoetazhnykh zdaniy s zhelezobetonnykh karkasom dlya seismicheskikh rajonov [Design of multi-storey buildings with a reinforced concrete frame for seismic areas]. M.: OAO NIIPromzdaniy. 2008. 146 p.
8. Tamrazyan A.G. Analiz riska obrusheniya zdaniy i sooruzhenij ot kriticheskikh defektov i razlichnykh tekhnogennykh vozdeystviy [Analysis of the risk of collapse of buildings and structures from critical defects and various technogenic impacts]. M.: MGSU. 2004. 106 p.
9. SP 31-114-2004. Pravila proektirovaniya zhilyh i obshchestvennykh zdaniy dlya stroitel'stva v seismicheskikh rajonah [Rules for the design of residential and public buildings for construction in seismic areas]. M.: FGUP CPP, 2005. 46 p.
10. GOST R 27751-2014. Nadezhnost' stroitel'nykh konstrukcij i osnovanij. Osnovnye polozheniya [Reliability of building structures and foundations. Basic provisions]. M.: Standartinform. 2015.
11. GOST R 57546-2017. Zemletryaseniya. SHkala seismicheskoy aktivnosti [Earthquakes. Seismic activity scale].
12. Kabancev O.V. O dostovernosti ocenki sejsmostojkosti zdaniy na osnove rezul'tatov diagnostiki metodom impul'snogo vozdeystviya maloj intensivnosti [About the reliability of assessing the seismic resistance of buildings based on the diagnostic results by the method of low-intensity impulse exposure]. *Earthquake resistant construction. Safety of structures*. 2013. No. 2. Pp. 46-51.
13. SP 20.13330.2016. Nagruzki i vozdeystviya. Aktualizirovannaya redakciya SNiP 2.01.07-85* [Loads and impacts. Updated edition of SNiP 2.01.07-85*]. M.: 2011. 79 p.
14. Mirsayapov I.T., Nurieva D.M. Ocenka sejsmostojkosti mnogoetazhnykh karkasnykh zdaniy s uchetom nelinejnogo povedeniya konstrukcij i vzaimodeystviya s osnovaniem [Assessment of seismic resistance of multi-storey frame buildings, taking into account the nonlinear behavior of structures and interaction with the foundation]. *Theory of engineering structures and building structures*. 2005 No. 3. Pp. 24-27.
15. Martem'yanov A. I. Vosstanovlenie sooruzhenij v seismicheskikh rajonah [Restoration of structures in seismic areas]. M.: Strojizdat. 1990. 264 p.
16. Bedov A.I., Arutyunyan R.G. K opredeleniyu racional'nogo urovnya vosstanovleniya i usileniya povrezhdennykh zdaniy [Determining the rational level of restoration and strengthening of damaged buildings]. *Environmental safety in construction*. 1998 No. 7. Pp. 30-33.
17. STO NOSTROJ/NOP 2.7.143-2014. Povyshenie sejsmostojkosti sushchestvuyushchih mnogoetazhnykh karkasnykh zdaniy. Proektirovanie i stroitel'stvo. Pravila, kontrol' vypolneniya i trebovaniya k rezul'tatam rabot [Increasing the seismic resistance of existing multi-storey frame buildings. Design and construction. Rules, performance control and requirements for work results]. M.: NOSTROJ/NOP. 2014. 89 p.
18. Goncharov M.E. Issledovanie prochnosti i deformativnosti stykov zhelezobetonnykh kolonn, usilennykh metallicheskimy obojmami [Investigation of the strength and deformability of the joints of reinforced concrete columns, reinforced with metal clips]. *Actual problems of the construction industry*. 2009 No. 66. Pp. 42-43.
19. Grozdov V.T., Teryanik V.V. O prochnosti i deformativnosti kolonn, usilennykh obojmami [About the strength and deformability of columns reinforced with cages]. *Proceedings of universities. Construction and architecture*. 1989. No. 3. Pp. 8-11.

20. Bedov A.I., Arutyunyan R.G. Nekotorye osobennosti rascheta usileniya izgibaemyh zhelezobetonnyh elementov [Some features of the calculation of the reinforcement of bent reinforced concrete elements]. *Earthquake resistant construction*. 2000. No. 3. Pp. 8-12.

21. Bedov A.I., Gabitov A.I., Znamenskij V.V. Ocenka tekhnicheskogo sostoyaniya, vosstanovlenie i usilenie osnovanij i stroitel'nyh konstrukcij ekspluatiruemyh zdaniy i sooruzhenij: Ucheb. posobie / Pod red. A.I. Bedova v 2-h ch. CHast' 2. Vosstanovlenie i usilenie osnovanij i stroitel'nyh konstrukcij ekspluatiruemyh zdaniy i sooruzhenij [Assessment of the technical condition, restoration and strengthening of foundations and building structures of buildings and structures in use. Study guide, ed. A.I. Bedov in 2 hours. Part 2. Restoration and strengthening of foundations and building structures of operated buildings and structures]. M.: Edition ASV. 2017. 924 p.

22. Bedov A.I., Tamrazyan A.G., Arutyunyan R.G. Vliyanie suhogo i vyazkogo treniya pri sejsmicheskikh kolebaniyah zdaniy i sooruzhenij [The influence of dry and viscous friction during seismic vibrations of buildings and structures. *Seismic construction*. 1998. No. 4. Pp. 26-29.

23. Bedov A.I. Balakshin A.S., Voronov A.A. Prichiny avarijnyh situacij v ogradhdayushchih konstrukciyah iz kamennoj kladki mnogoslojnyh sistem v mnogoetazhnyh zhilyh zdaniyah [Causes of emergencies in enclosing structures made of masonry of multilayer systems in multi-storey residential buildings]. *Building and reconstruction*. 2014. No. 6. Pp. 11-17.

24. Bedov A.I., Gabitov A.I., Salov A.S., Gajsin A.M., Habibullina L.I. Primenenie komp'yuternogo modelirovaniya pri optimizacii sechenij elementov zhelezobetonnoho karkasa [Application of computer modeling to optimize cross-sections of reinforced concrete frame elements]. *Building and reconstruction*. 2018. No. 6. Pp. 3-13.

Информация об авторах:

Бедов Анатолий Иванович

ФГБОУ ВО «Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет», г. Москва, Россия,
кандидат технических наук, профессор, профессор кафедры железобетонных и каменных конструкций.
E-mail: gbk@mgsu.ru

Николенко Ирина Игоревна

ООО «Восток-Техника» г. Москва, Россия
ведущий инженер, магистр ФГБОУ ВО «Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет».
E-mail: gontcaira@list.ru

Information about authors:

Bedov Anatolii Iv.

Federal state budget educational institution of higher education “MOSCOW STATE UNIVERSITY OF CIVIL ENGINEERING (NATIONAL RESEARCH UNIVERSITY)”, Moscow, Russia,
candidate of technical sciences, Professor, Professor of the Department of Reinforced Concrete and Stone Structures.
E-mail: gbk@mgsu.ru

Nikolenko Irina Ig.

LLC “Vostok-Tekhnika”, Moscow, Russia,
master, leading engineer.
E-mail: gontcaira@list.ru