

З. К. АБАЕВ¹, Ц. ДЕНПУР²

¹Владикавказский научный центр РАН, г. Владикавказ, Россия

²Министерство инфраструктуры и транспорта, г. Тхимпху, Бутан

ОЦЕНКА СЕЙСМОСТОЙКОСТИ РАЗЛИЧНЫХ КОНСТРУКТИВНЫХ РЕШЕНИЙ ТИПОВОГО ЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО ЖИЛОГО ЗДАНИЯ НЕЛИНЕЙНЫМ СТАТИЧЕСКИМ И ДИНАМИЧЕСКИМ МЕТОДАМИ

Аннотация. Представлено сравнительное исследование сейсмостойкости типового пятиэтажного железобетонного жилого здания в г. Тхимпху, Бутан, спроектированного согласно старым и новым индийским нормам. Для анализа использовались две нелинейные модели объекта исследования, разработанные в программе STERA 3D. Оценка сейсмостойкости производилась с помощью метода спектра несущей способности (capacity spectrum method, CSM) и нелинейного анализа истории отклика (response history analysis, RHA) для трех записей землетрясений.

Конструктивные повреждения элементов и этажей зданий, оцениваются с помощью индексов повреждаемости с использованием масштабированных записей землетрясений. Результаты показывают, что здания, спроектированные в соответствии с новыми индийскими нормами, обладают большей сейсмостойкостью по сравнению со зданиями, спроектированными в соответствии со старыми. Более того, оценка индексов повреждаемости для здания, спроектированного с использованием новых норм, показывает, что здание имеет более равномерное распределение повреждений по этажам и предотвращает конструктивные повреждения на уровне обрушения при рассматриваемом максимальном масштабном движении грунта.

Ключевые слова: оценка сейсмостойкости, нелинейный статический анализ, нелинейный динамический анализ, спектр несущей способности, индекс повреждаемости.

Z. K. ABAEV¹, T. DENPUR²

¹Vladikavkaz Scientific Centre of the Russian Academy of Sciences, Vladikavkaz, Russia

²Ministry of Infrastructure and Transport, Thimphu, Bhutan

SEISMIC PERFORMANCE EVALUATION OF DIFFERENT DESIGN OPTIONS OF TYPICAL REINFORCED CONCRETE RESIDENTIAL BUILDING BY NONLINEAR STATIC AND DYNAMIC ANALYSES

Abstract. A comparative study on the seismic performances of typical five-story RC residential buildings designed with old and new Indian codes is presented. Accordingly, two three-dimensional models of a building designed with the old and new Indian codes are developed using STERA 3D software. The seismic performances are evaluated using the Capacity Spectrum Method (CSM) and non-linear Response History Analysis (RHA) for three input ground motions, in addition, the structural damage estimates given by damage indices are compared under scaled ground motions.

Results show that the building designed with the new Indian codes provide reduced structural responses when compared to that designed with old Indian codes. Furthermore, the assessment of the damage indices for the building designed using the new codes shows that the building has a more even damage dispersion over the floors and prevents collapse-level structural damage under the considered maximum scaled ground motion.

Keywords: seismic performance evaluation, nonlinear static analysis, response history analysis, capacity spectrum, damage index.

Введение

Бутан, расположенный среди сейсмически активного Гималайского региона, сталкивается с уникальными проблемами в обеспечении конструктивной надежности своей застройки [1]. В связи с недавним введением в действие новых сейсмических норм, возникает острая необходимость в оценке сейсмостойкости существующих зданий, особенно тех, которые были построены в соответствии с предыдущими нормами проектирования [2,3].

Железобетонные конструкции являются популярным выбором для жилых зданий в сейсмоопасных регионах благодаря своей прочности и долговечности [4,5]. Однако их сейсмостойкость в значительной степени зависит от норм проектирования, использовавшихся во время строительства [6]. Традиционные методы линейно-упругого анализа, несмотря на эффективность вычислений, часто неточно оценивают несущую способность и деформативность ж/б конструкций при сейсмических воздействиях [7].

Оценка сейсмостойкости существующих железобетонных зданий требует применения передовых аналитических методов, способных отразить сложное нелинейное поведение, присущее таким системам [8]. Нелинейные методы, включая метод спектра несущей способности (*Capacity Spectrum Method, CSM*) и анализ истории отклика (*Response History Analysis, RHA*) или нелинейный динамический анализ, обеспечивают более глубокое понимание реакции сооружения на сейсмическое воздействие с учетом физической и геометрической нелинейности [9].

Используя *CSM* и *RHA*, данное исследование предлагает всестороннюю оценку сейсмостойкости объекта исследования – 5-ти этажного каркасного железобетонного здания, запроектированного согласно старым и новым нормам. В то время как *CSM* позволяет провести глобальную оценку сейсмостойкости сооружения, *RHA* предлагает более детальное понимание локализованного поведения и потенциальных механизмов повреждения [10]. Такой комбинированный подход позволяет провести надежную оценку уязвимости здания и обосновать решения о потенциальной потребности в усилении [11–13].

Значение этого исследования выходит за пределы Бутана, особенно учитывая сейсмическую уязвимость многих регионов России, где большое количество сооружений были построены в соответствии с устаревшими сейсмическими нормами. Рассматриваемая методика сравнения сейсмостойкости зданий построенных в соответствии с различными версиями норм может стать одним из этапов модернизации отечественной практики и разработки соответствующих норм и рекомендаций [14].

Модели и методы

Целью данного исследования является изучение и сравнение сейсмического отклика типового жилого железобетонного здания, спроектированного по старым и новым индийским нормам. Для этого были разработаны две модели с использованием различных сечений элементов, сконструированных согласно прежним и новым нормам.

Были проведены нелинейный статический анализ (*CSM*) и нелинейный динамический анализ (*RHA*) для оценки сейсмостойкости указанных моделей. Несмотря на то, что для *RHA* предпочтительнее использовать набор большего количества записей землетрясений, данное исследование ограничивается только тремя (две сгенерированные записи и одна запись реального землетрясения) из-за ограниченности исторических данных, полученных в результате прошлых сейсмических событий в Бутане. Кроме того, оценка ущерба на целевых моделях оценивается с помощью индексов повреждаемости (*Damage Index*) при масштабированных записях реальных землетрясений.

В Бутане при проектировании каркасных зданий из железобетона обычно руководствуются двумя нормативными документами – индийскими стандартами IS 1893:2002 и IS 19320:1993. Эти нормы содержат положения по сейсмостойкому проектированию сооружений и описывают рекомендации по расчету зданий на сейсмические воздействия и конструктивному исполнению ж/б конструкций. В 2016 году оба документа были

пересмотрены в результате землетрясений, произошедших после их первоначальной публикации. В табл. 1 представлены важные положения, введенные или пересмотренные из старых индийских норм и включенные в новые.

Таблица 1 – Разница в старых и новых нормах IS 1893

IS 1893:2002 (Старые)	IS 1893:2016 (Новые)
Пункт, касающийся момента инерции, не упоминается. Расчет проводится с учетом полного момента инерции, т.е. рассматривается неразрушенное сечение.	Рассматривается сечение элементов с трещинами в соответствии с п. 6.4.3.1, при этом эквивалентный момент инерции определяется, как указано ниже: $I_{eq} = 0.70 I_{gross}$ для колонн, $I_{eq} = 0.35 I_{gross}$ для балок, где I_{eq} – эквивалентный момент инерции, I_{gross} – полный момент инерции.
Относительная прочность балок и колонн в месте соединения не учитывается.	Относительная прочность балок и колонн в месте соединения в соответствии с п. 7.2.1 считается, как указано ниже. $\Sigma M_c \geq 1.4 \Sigma M_b$ где M_c – момент сопротивления колонны в месте соединения, M_b – момент сопротивления балки в месте соединения.

В индийских нормах рассматриваются три типа грунта по сейсмическим свойствам: тип 1 – скалистый, твердый грунт; тип 2 – грунт средней категории; тип 3 – мягкий, слабый грунт. На рисунке 1 представлен график изменения коэффициента динамичности (*Spectral Acceleration Coefficient*) для каждого типа грунта. Рассматриваемый объект исследования (г. Тхимпху) расположен на средних грунтах (тип 2).

Для нелинейного анализа во времени рассматриваются три записи землетрясений (см. рисунок 2). Два движения грунта продолжительностью 120 секунд генерируются с помощью процедуры спектрального преобразования (*spectral matching*) записей обратным преобразованием Фурье для нормативного спектра ускорений [15]. Первая запись преобразуется в соответствии с целевым расчетным спектром (т.е. спектром отклика ускорения, $h = 5\%$ по IS 1893:2002), со случайными фазами. Второе – преобразуется путем масштабирования до целевого расчетного спектра с сохранением фаз записи Кобе 1995 г., зарегистрированной на станции Тоторо (*TOTO*), Япония. В качестве третьей записи рассматривается реальная запись землетрясения в Непале в 2015 году, измеренная на станции Катманду (*KAT*), полученная из базы Центра инженерных данных о сильных движениях грунта, США [16]. Результаты процедуры спектрального соответствия для сгенерированных записей представлены на рисунке 3.

Объект исследования

На рисунке 4 показано типовое существующее 5-ти этажное жилое железобетонное здание, расположенное в городе Тхимпху. Сечения элементов балок и колонны были запроектированы с учетом 4х комбинаций нагрузок согласно индийским нормам. Модель, запроектированная с использованием старых индийских норм, далее называется «*OLD*», а модель, спроектированная с использованием новых – «*NEW*». Расчетный сейсмический вес составляет 11160 кН и 12205 кН для моделей *OLD* и *NEW* соответственно, расчетная сила в основании сооружения для двух моделей составляет 893 кН и 976 кН соответственно.

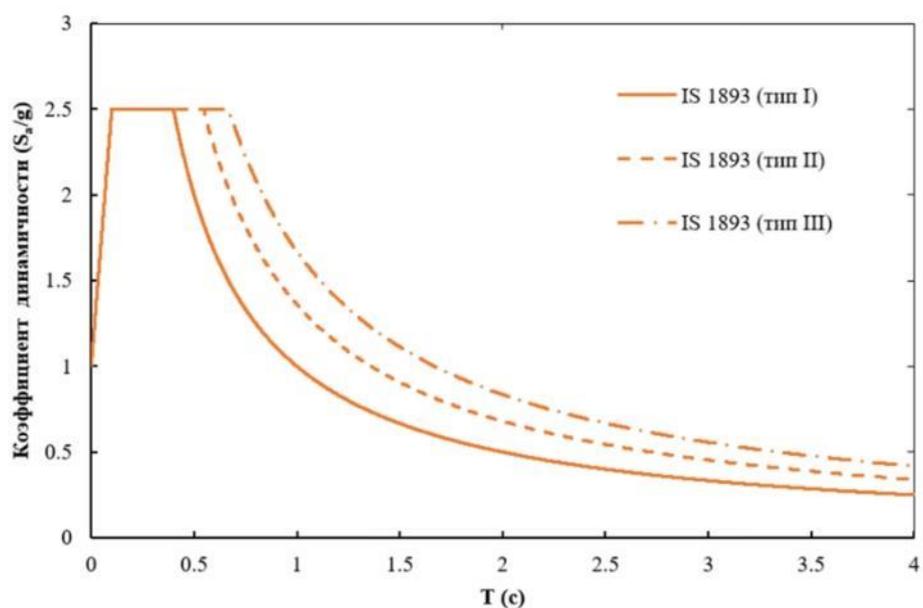
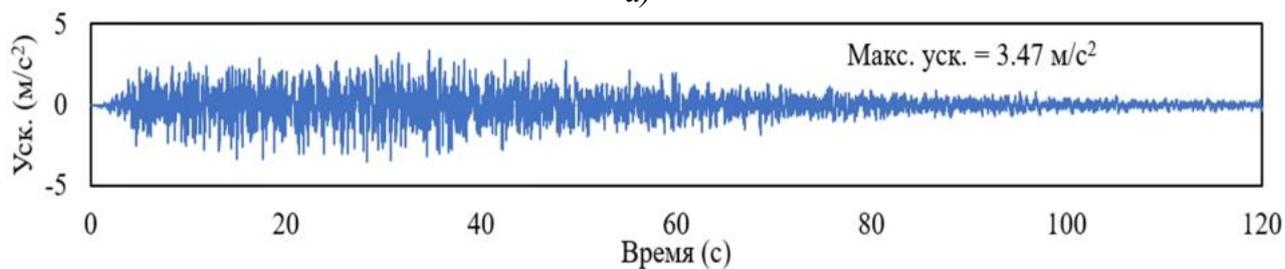
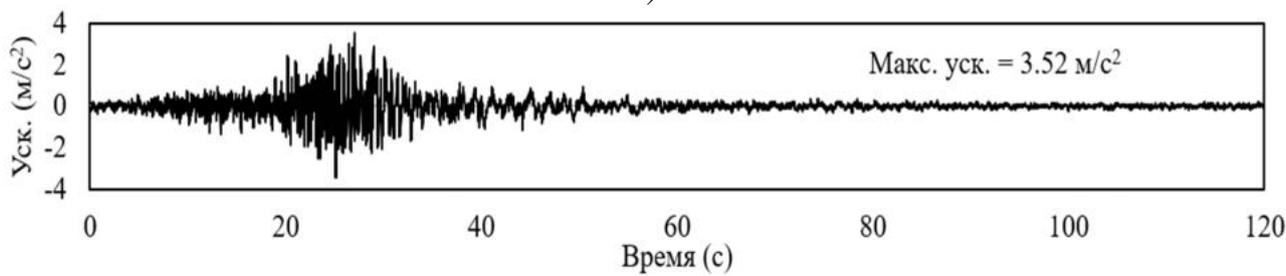


Рисунок 1 – Коэффициент динамичности IS 1893

а)



б)



в)

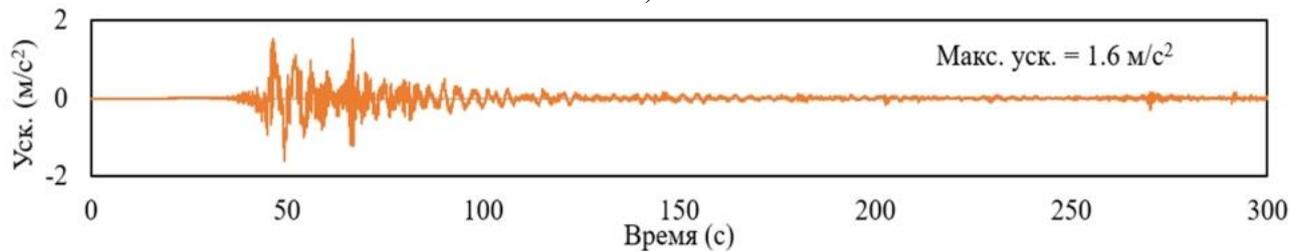


Рисунок 2 – Записи ускорений грунта: а) Сгенерированная-1 (случайная фаза), б) Сгенерированная-2 (фаза Kobe, TOT_90), в) реальная запись землетрясения KATNP_360

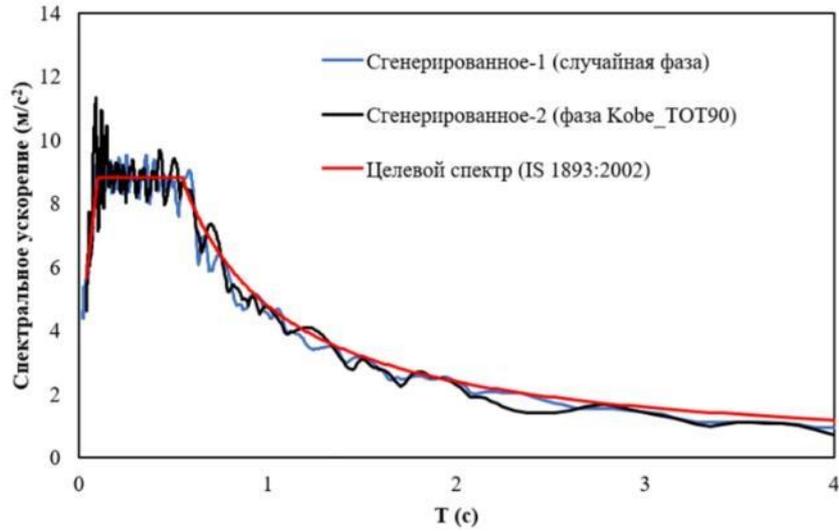
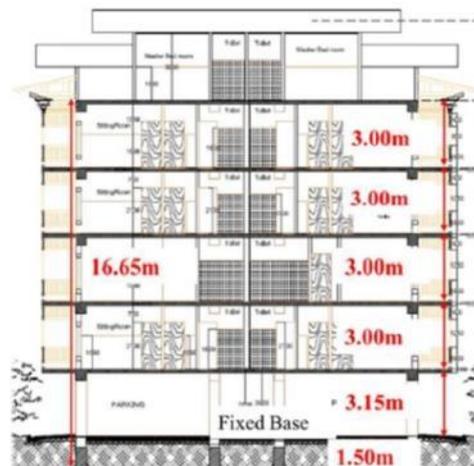
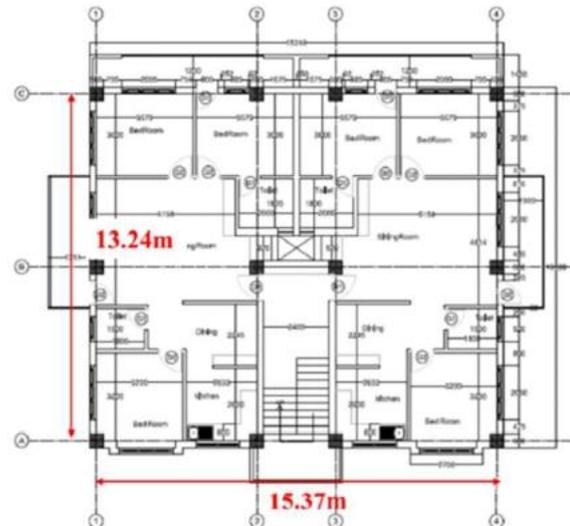
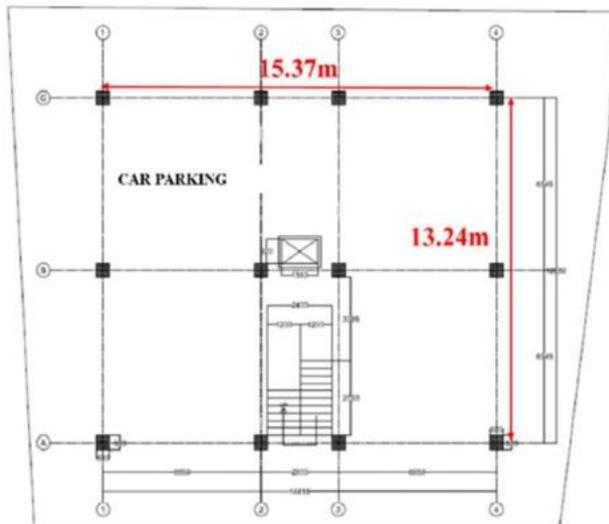


Рисунок 3 – Результаты процедуры спектрального соответствия для сгенерированных записей



а)



б) в)

Рисунок 4 – Объект исследования: а) разрез, б) план первого этажа, в) план типового этажа

В таблицах 2 и 3 показаны окончательные расчетные сечения колонн, продольная и поперечная арматура для моделей *OLD* и *NEW* соответственно. Для балок и колонн принята арматура с пределом прочности 500 МПа и прочностью бетона на сжатие 25 МПа. В обеих моделях используются балки шириной 0,3 м и высотой 0,45 м на всех этажах, поскольку в них наблюдалась лишь небольшая разница в расчетном армировании.

Таблица 2 – Армирование колонн для модели *OLD*

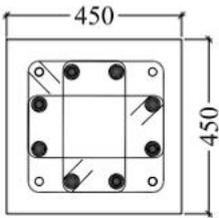
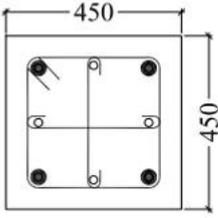
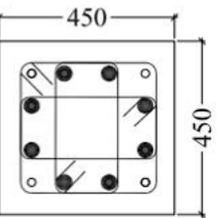
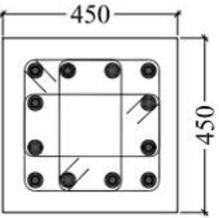
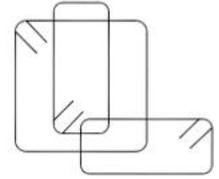
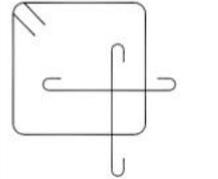
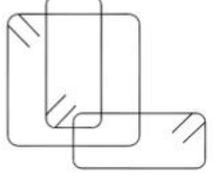
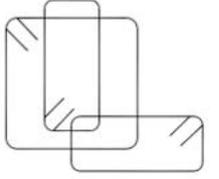
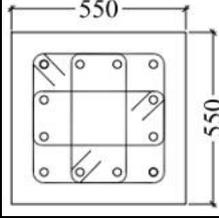
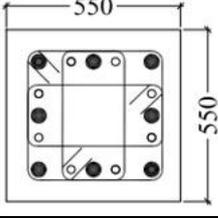
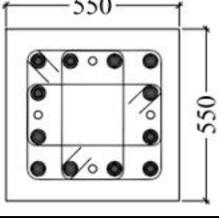
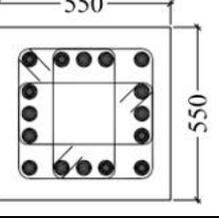
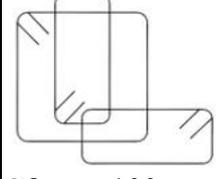
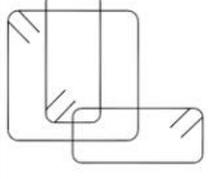
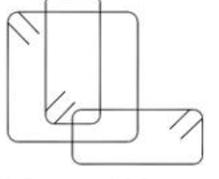
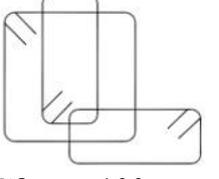
Обозначение	C-1	C-2	C-3	C-4
Поперечное сечение (мм)				
Продольное армирование (мм)	● 8Ø20 ○ 4Ø12	● 8Ø25 ○ 4Ø10	● 8Ø25 ○ 4Ø16	● 12Ø20
Поперечное армирование (мм)	 Ø8 шаг 100	 Ø8 шаг 100	 Ø8 шаг 100	 Ø8 шаг 100

Таблица 3 – Армирование колонн для модели *NEW*

Обозначение	C-1	C-2	C-3	C-4
Поперечное сечение (мм)				
Продольное армирование (мм)	○ 12Ø20	● 8Ø25 ○ 8Ø20	● 12Ø25 ○ 4Ø20	● 16Ø25
Поперечное армирование (мм)	 Ø8 шаг 100	 Ø8 шаг 100	 Ø8 шаг 100	 Ø8 шаг 100

Расчет производится в свободно распространяемой программе *STERA 3D*. Программа *STERA 3D* предназначена для выполнения нелинейных расчетов на динамические воздействия зданий и сооружений. Балки представлены линейным элементом с нелинейными пружинами изгиба на обоих концах и нелинейной пружиной сдвига в центре (см. рисунок 5). Для изгибной

пружины и пружины сдвига используется деградирующая трехлинейная модель гистерезиса и пико-ориентированная полилинейная модель гистерезиса.

Колонна также представлена линейным элементом с нелинейными мульти-пружинами на обоих концах для учета двунаправленных изгибных и осевых эффектов (см. рисунок 6).

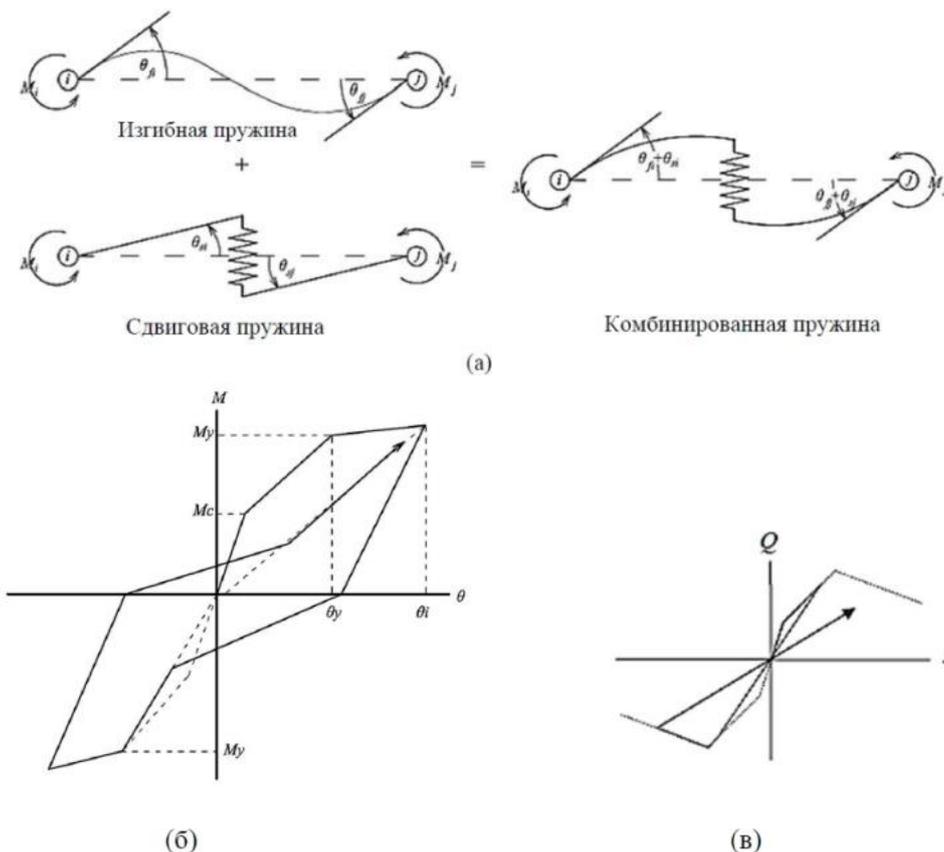


Рисунок 5 – Элемент балки: а) нелинейная изгибная и сдвиговые пружины, б) модель трехлинейного деградирующего гистерезиса для изгибной пружины, в) пико-ориентированная полилинейная модель для пружины сдвига

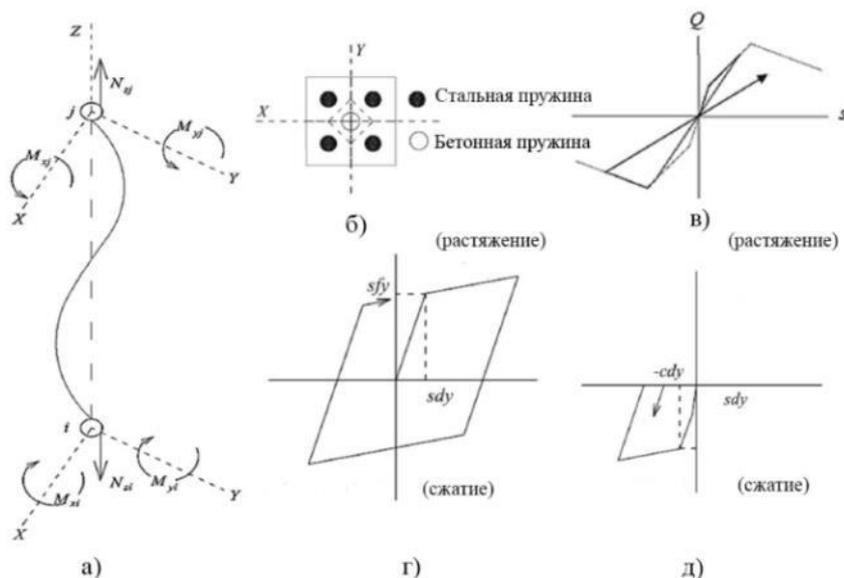


Рисунок 6 – Элемент колонны: а) мульти-пружинное сечение, б) угловые стальные и центральная бетонная пружины, в) пико-ориентированная полилинейная модель для пружины сдвига, г) модель гистерезиса для стали, д) модель гистерезиса для бетона

В центре линейного элемента используются две пружины сдвига для двух направлений с пико-ориентированной полилинейной гистерезисной моделью. Билинейные гистеретические модели рассматриваются для стали (растяжение и сжатие) и бетона (только сжатие). Дистрибутив программы, а также детальное техническое руководство доступны пользователям всех стран на сайте программы [17]. Автором настоящей работы был выполнен перевод руководства пользователя на русский язык, который также доступен на сайте программы.

Программа автоматически вычисляет соответствующие расчетные параметры в зависимости от геометрических характеристик и армирования сечения в соответствии с методиками, представленными в техническом руководстве программы [17]. К примеру, для колонны С-1 моменты инерции $I_x = I_y$ составляют 394000 см² и 930000 см² для моделей *OLD* и *NEW* соответственно.

На рисунке 7 показаны две модели объекта исследования, спроектированных по старым и новым индийским нормам. Первая форма колебаний для обеих моделей соответствует направлению *Y*. Период колебаний основного тона T_1 моделей *OLD* и *NEW* составляет 0,897 с и 0,785 с соответственно.

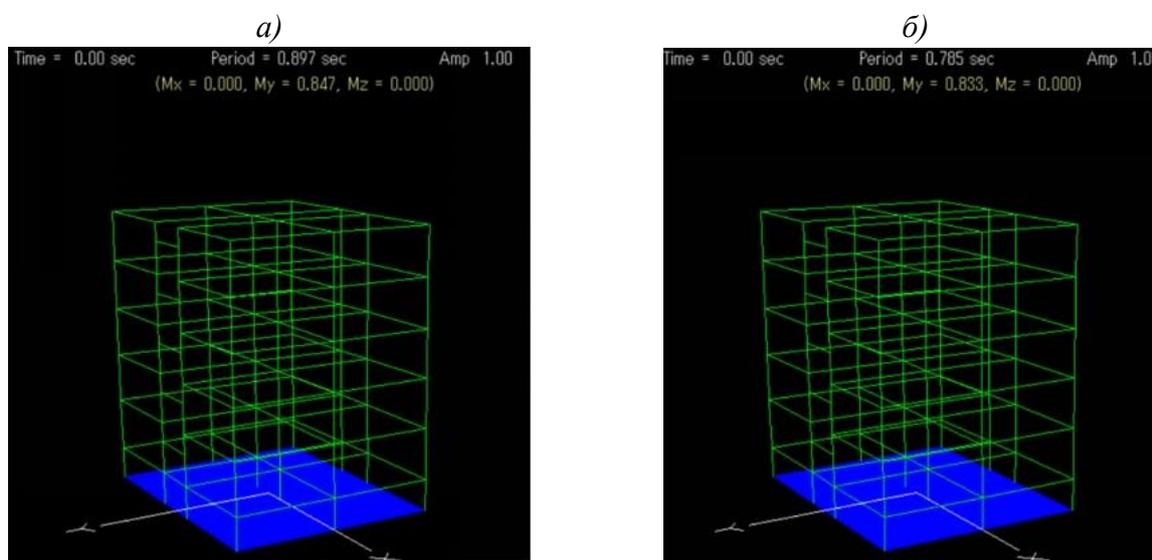


Рисунок 7 – Объект исследования: а) модель *OLD*, б) модель *NEW*

Критерием оценки сейсмостойкости объектов исследования является угол перекоса этажа (*story drift angle*, R_i). Под углом перекоса этажа понимается отношение перекоса этажа на высоту этажа, выраженный в долях единицы. Для всех методов оценки сейсмостойкости, используемых в настоящем исследовании приняты уровни конструктивных повреждений, указанные в рекомендациях Японской ассоциации проектировщиков [18] на основе угла перекоса этажа (см. таблица 4). Дополнительно рассматривается поперечная сила Q_i по высоте.

Таблица 4 – Уровни повреждений в зависимости от угла перекоса этажа [18]

Уровень повреждений	Без повреждений	Незначительные повреждения	Значительные повреждения	Тяжелые повреждения	Обрушение
Угол перекоса этажа, R_i	$R_i \leq 1/300$	$1/300 < R_i \leq 1/150$	$1/150 < R_i \leq 1/100$	$1/100 < R_i \leq 1/75$	$R_i > 1/75$

Результаты исследования и их анализ

Был проведен нелинейный статический (*Pushover*) анализ объектов исследования. Здания были доведены до уровня обрушения, т.е. до целевого угла поворота $R_i = 1/50$. Сила в основании, полученная для обоих зданий, была меньше в направлении Y , следовательно, рассматривается несущая способность в этом направлении.

Результаты анализа, представленные на рисунке 8б, показывают разницу в несущей способности в 37% при монотонном увеличении нагрузки. Модель *NEW* имеет несущую способность 3405 кН, в то время как модель *OLD* – 2487 кН. Рисунок 8а демонстрирует возможные уязвимые места с максимальным перекосом второго этажа в модели *NEW* и первого этажа в модели *OLD*.

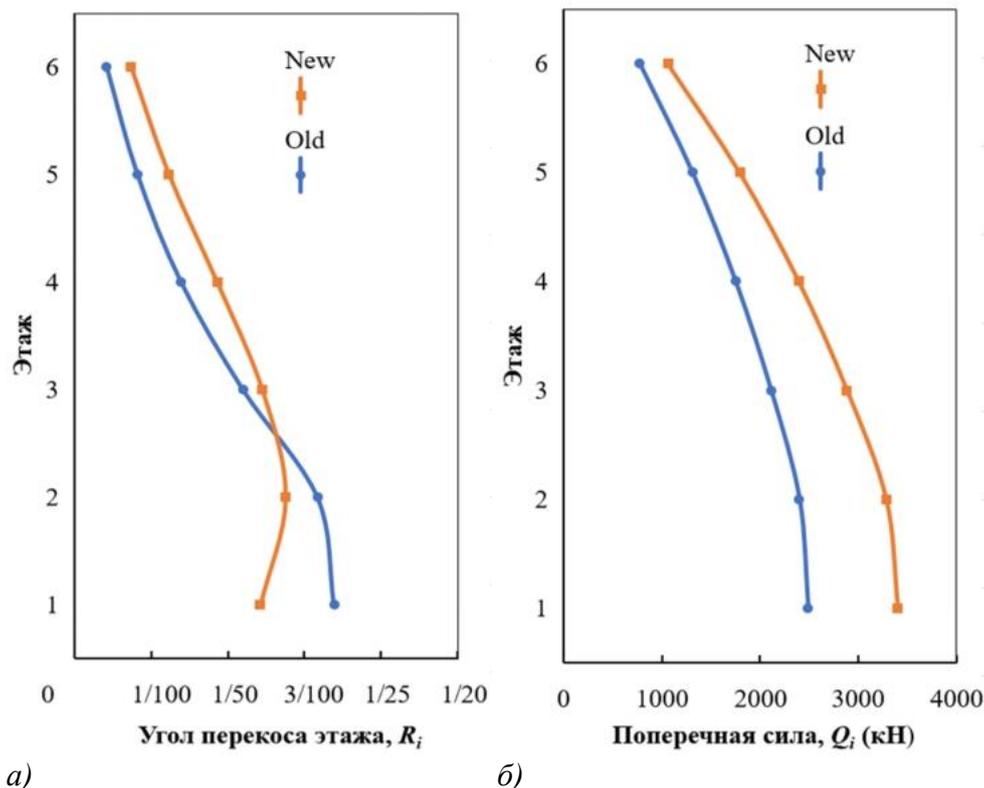


Рисунок 8 – Результаты нелинейного статического анализа: а) угол перекоса этажа, б) поперечная сила

Максимальный отклик нелинейного динамического анализа во времени для трех записей землетрясений также получен в направлении Y и представлен на рисунке 9. Существенная разница отклика моделей *OLD* и *NEW* наблюдается при расчете на реальное землетрясение. При почти одинаковых силах, максимальный угол перекоса этажа для модели *OLD* составляет $1/80$, в то время как для модели *NEW* – $1/143$.

Метод спектра несущей способности

Оценка сейсмостойкости объектов исследования проводилась с помощью метода спектра несущей способности (*capacity spectrum method, CSM*). *CSM* используется во всем мире для быстрой оценки вероятности повреждения конструкции при землетрясении. Этот метод в основном включает в себя графические процедуры, которые могут быть легко применены как к существующим зданиям, так и к новым проектам. Ее суть заключается в нахождении точки пересечения спектров несущей способности и нормативного спектра,

которая представляет собой приблизительный отклик сооружения (см. рисунки 10–11). Более подробную информацию о самой процедуре нахождения характеристической точки можно найти в работе [19].

Расчет по *CSM* показывает, что второй этаж модели *OLD* получит повреждения, близкие к разрушению, при угле перекоса этажа 1/78, в то время как модель *NEW* получит серьезные повреждения при угле перекоса этажа 1/98. Модель *NEW* подвергается воздействию силы на 26% больше, чем модель *OLD*.

Рисунок 11 иллюстрирует *CSM* с использованием спектра ускорений реального землетрясения *KATNP* в направлении *Y* для каждого объекта исследования. Результаты *CSM* показали, что модель *NEW* с максимальным углом перекоса этажа 1/128 получит меньше повреждений по сравнению с моделью *OLD* с большим углом перекоса этажа 1/86.

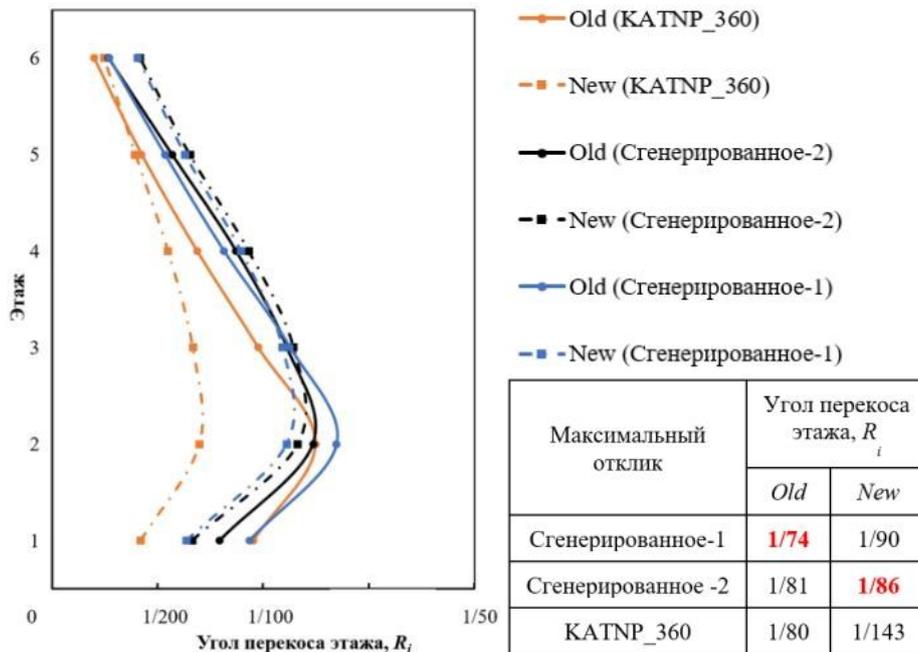


Рисунок 9 – Результаты нелинейного динамического анализа во времени

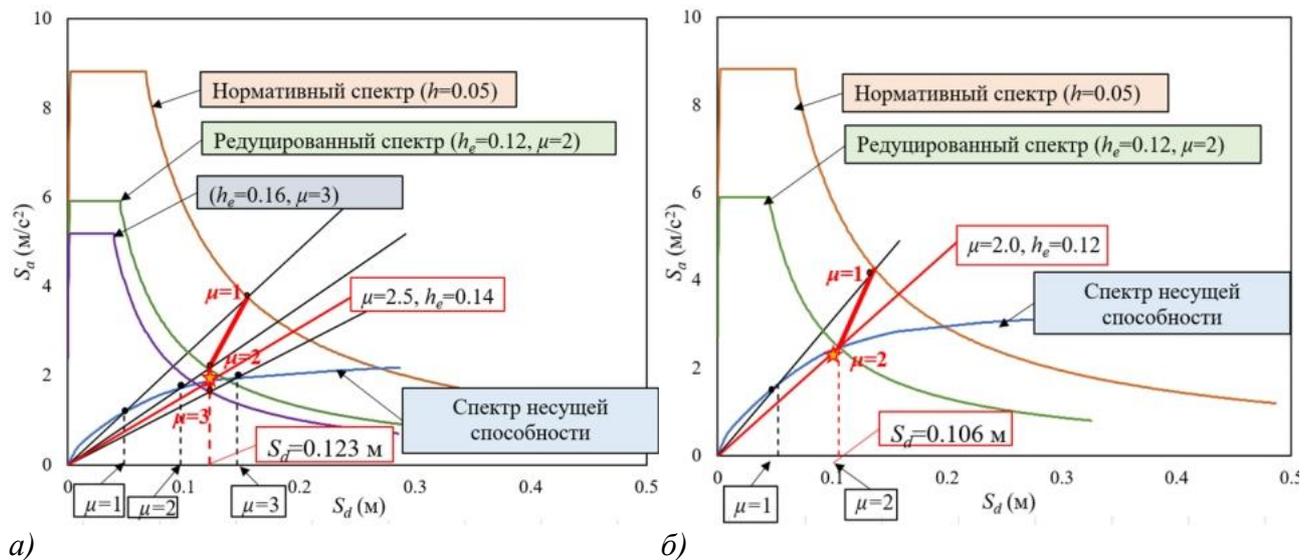


Рисунок 10 – *CSM* для нормативного спектра: а) модель *OLD*, б) модель *NEW*

S_a – спектральное ускорение, S_d – спектральное перемещение, μ – коэффициент податливости, h_e – коэффициент эквивалентного демпфирования

При сравнении с результатами *RHA*, отклик, полученный с помощью *CSM* для спектра *KATNP*, показал хорошую сходимость как по значениям, так и по формам (см. рисунок 12). *CSM* требует меньше вычислительных усилий и времени, что делает его удобным и применимым при исследовании большого количества зданий.

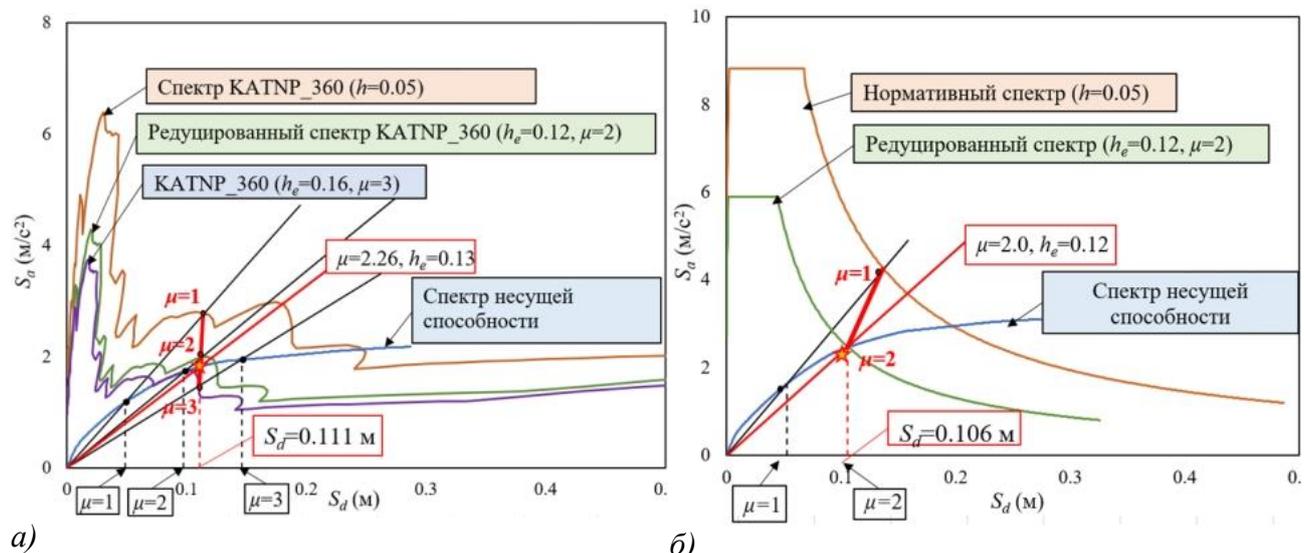


Рисунок 11 – *CSM* для спектра *KATNP 360*: а) модель *OLD*, б) модель *NEW*

S_a – спектральное ускорение, S_d – спектральное перемещение,
 μ – коэффициент податливости, h_e – коэффициент эквивалентного демпфирования

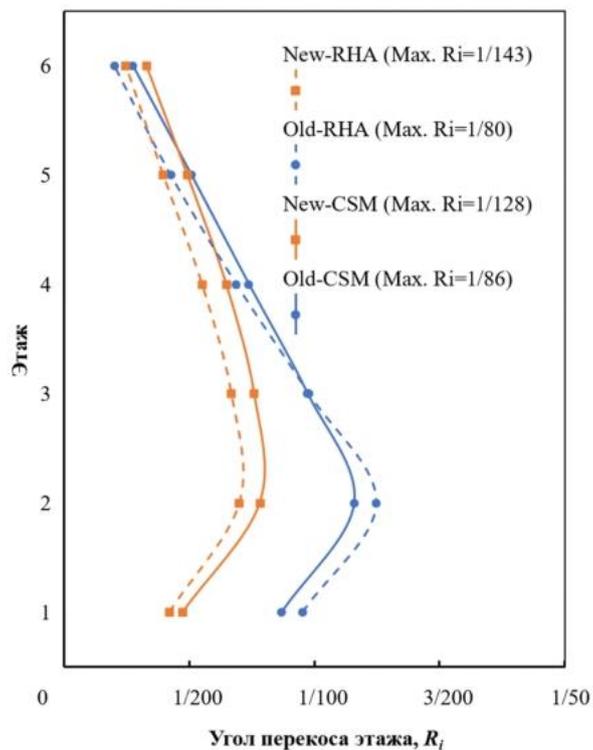


Рисунок 12 – Сравнение откликов *CSM* и *RHA* в направлении *Y*

Индекс повреждаемости

В данном исследовании используется индекс повреждаемости Парка и Энга, предложенный в работе [20], представляющий собой потенциальное повреждение конструкции при землетрясении. Индекс повреждаемости выражается в виде линейной функции максимальной деформации и поглощенной гистеретической энергии и подразделяется на три типа для ж/б конструкций: элементы (балки и колонны), поэтажные, глобальные.

В дополнение к фактической интенсивности записи *KATNP*, индексы повреждаемости были оценены и для более высоких интенсивностей землетрясений для дальнейшего изучения потенциальной повреждаемости объектов исследования. Записи землетрясений масштабируются до целевого значения упругого спектрального ускорения нормативного спектра на основном периоде колебаний здания T_1 , как показано на рисунке 13. На основе этой процедуры был получен максимальный коэффициент масштабирования 2,2. Это среднее значение коэффициентов масштабирования, полученных для моделей *NEW* и *OLD*. Повреждения двух моделей при одинаковой интенсивности землетрясения сравнивались путем усреднения масштабных коэффициентов моделей. Однако в периоды времени после отклика, период колебаний T_R зданий при землетрясении с масштабом 2,2 наблюдается значительный разрыв в ускорениях отклика для записи землетрясения и спектра ускорений, заданного нормами, что требует более оптимального масштабирования записи землетрясения. В данной работе оптимальный коэффициент масштабирования для *KATNP* рассчитывается путем деления среднего значения максимальных глобальных индексов повреждаемости при сгенерированных записях на среднее значение максимальных глобальных индексов повреждаемости при немасштабированном *KATNP*. Оптимальный масштабный коэффициент, полученный таким образом, составляет 1,5. Для более полного анализа индекса повреждаемости, дополнительно также использовался произвольный масштабный фактор 1,8.

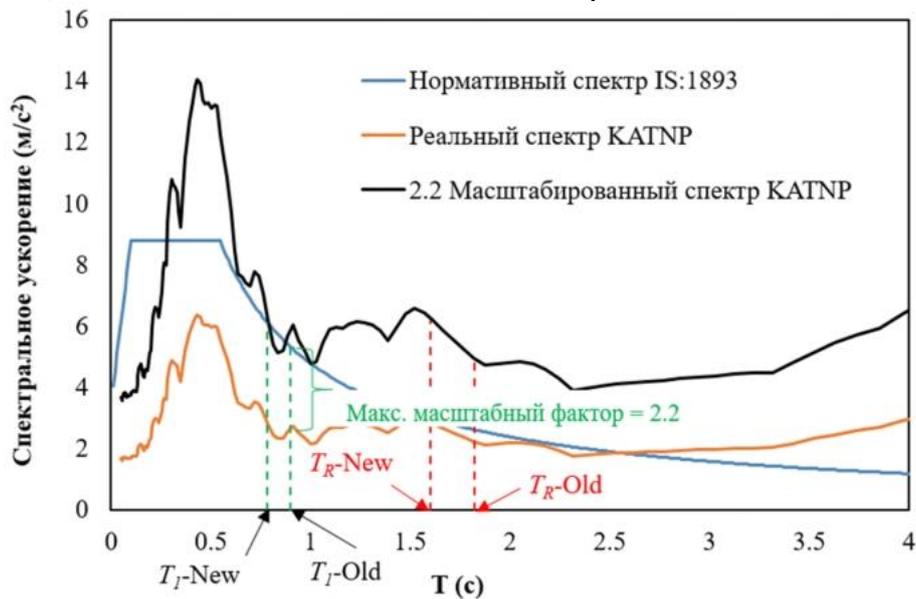


Рисунок 13 – Масштабирование записи KATNP до целевого значения нормативного спектра

Модель индекса повреждаемости Парка и Энга для представления конструктивных повреждений ж/б элементов, таких как балки и колонны, описывается уравнением (1). Уравнение выражается через зависимость силы от деформации и параметрами элементов (см. рисунок 14).

$$D_i = \frac{\delta_m}{\delta_u} + \beta \frac{E_h}{Q_y \delta_u} = \frac{\mu_m}{\mu_u} + \beta \frac{E_h}{Q_y \delta_u}, \tag{1}$$

где $\delta_m = \mu_m \delta_y$ – максимальная деформация при землетрясении;
 $\delta_u = \mu_u \delta_y$ – предельная деформация при монотонном нагружении;
 μ_m – максимальный коэффициент пластичности при землетрясении;
 μ_u – коэффициент предельной пластичности при монотонном нагружении (обычно принимается равным 80% от максимальной прочности);
 δ_y – деформация текучести;
 Q_y – предел текучести;
 β – параметр, связанный с кумулятивным эффектом нагружения;
 $E_h = \int dE$ – диссипированная гистеретическая энергия.

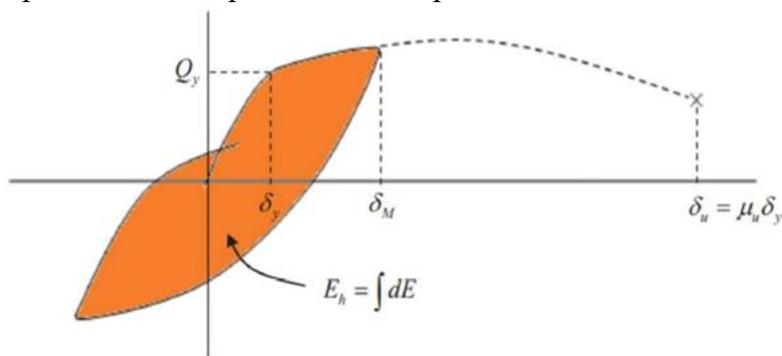


Рисунок 14 – К определению индекса повреждаемости Парка и Энга

Парк и Энг также классифицировали и соотнесли физические конструктивные повреждения с индексом повреждаемости на уровне этажа, как показано в таблице 5. Индексы повреждаемости на уровне этажа или всего сооружения получаются путем комбинации (средневзвешенного значения) индексов отдельных элементов.

Таблица 5 – Классификация повреждений на уровне этажа [20]

Индекс повреждаемости этажа	Степень повреждений
$0 < D_{story} \leq 0.4$	Устранимые повреждения
$0.4 < D_{story} < 1.0$	Повреждения, не подлежащие восстановлению
$D_{story} \geq 1.0$	Полное обрушение

Для каждого случая, при различных интенсивностях землетрясений, взвешенные максимальные индексы повреждаемости на уровне этажа оцениваются по данным *RHA*. *RHA* выполняется в направлениях *X* и *Y* для обоих зданий. На рисунке 15 показано сравнение повреждений на уровне этажа для объектов исследования.

Из рисунка видно, что при записи *2.2KATNP* первый этаж модели *NEW* получит повреждения, не подлежащие восстановлению, с индексом повреждения этажа 0,497, в то время как модель *OLD* с индексом повреждения этажа 1,053 – разрушится. Для оптимального случая при ускорении грунта *1.5KATNP* понятно, что повреждения первого этажа модели *NEW* с индексом повреждаемости 0,138 будут находиться в уровне устранимых повреждений, в то

время как повреждения первого этажа модели *OLD* с индексом 0,472 будут находиться в уровне не подлежащих восстановлению.

Также важно отметить, что для всех оцененных индексов повреждаемости верхний этаж модели *NEW* имеет более высокие индексы по сравнению с моделями *OLD*. Это указывает на более равномерное распределение повреждений по этажам, в то время как в модели *OLD* повреждения концентрируются в основном на первом этаже.

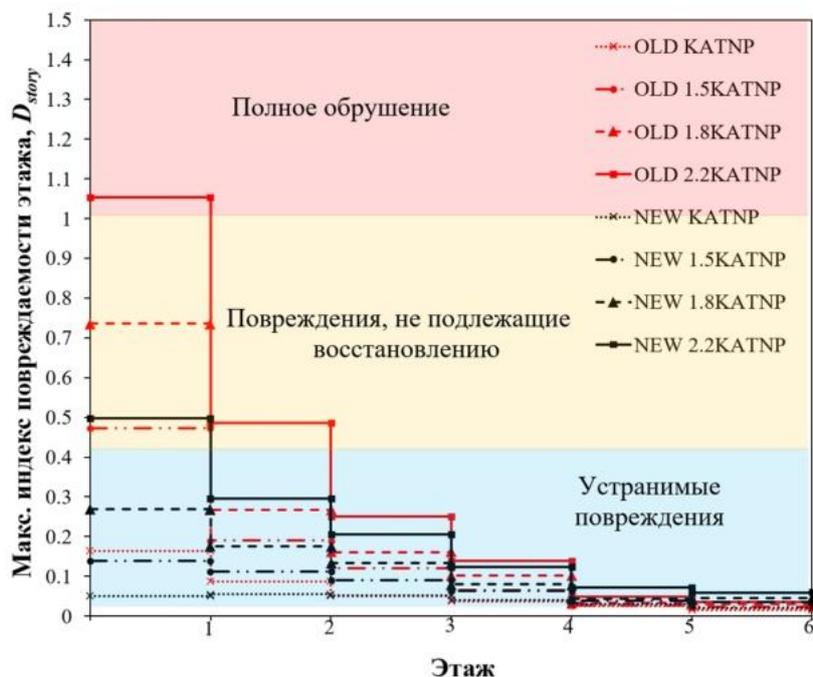


Рисунок 15 – Поэтажный индекс повреждаемости моделей *OLD* и *NEW* для записи *KATNP*

Усиление модели *OLD*

Повреждения зданий, соответствующие всем трем уровням повреждений масштабированной записи *2.2KATNP*, показывают, что модель *OLD* будет иметь повреждения, соответствующие уровню обрушений. Хотя нормы проектирования и допускают определенную степень повреждений, необходимо предотвратить полное разрушение здания даже при интенсивности воздействия *2.2KATNP*. Поэтому для предотвращения обрушения модели *OLD* предлагается ее сейсмоусиление с помощью устройства железобетонных стен [21,22].

По всей высоте здания вводятся две стены в направлении *Y* и одна в направлении *X* (см. рисунок 16). Стены спроектированы в соответствии с нормами *IS 13920:2016*, а для учета проемов применяется коэффициент снижения прочности согласно японским рекомендациям [23]. Расчетные сечения и свойства стен приведены в таблице 6. Дополнительный вес от устройства стен составляет 650 кН. Усиленная модель *OLD* далее называется «*RETROFITTED*», как показано на рисунке 16. Период колебаний основного тона составляет 0,596 с в направлении *X*.

Таблица 6 – Параметры стен усиления

Стена	Толщина (м)	% армирования	Слой армирования	Размер проема (м)	Понижающий коэффициент, γ	Прочность арматуры (МПа)	Прочность бетона (МПа)
W_1	0.15	0.25	Один	2.0×1.40	0.62	500	25
W_2	0.25	1.60	Два	Нет	1	500	25

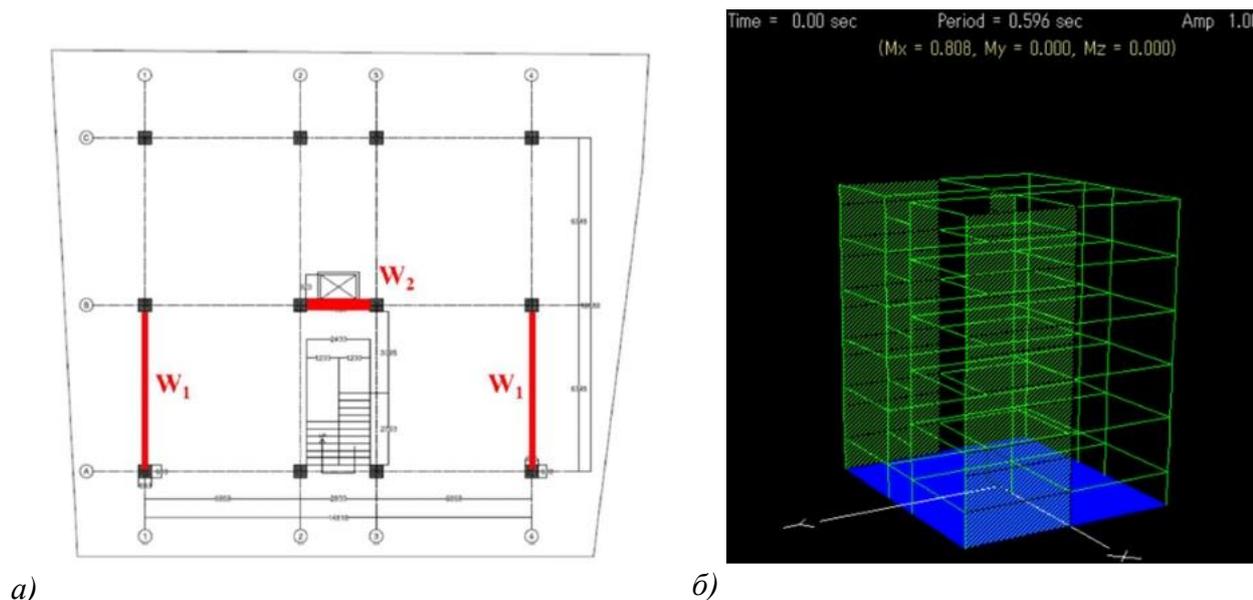


Рисунок 16 – Модель RETROFITTED: а) расположение стен, б) модель здания

RHA в направлении Y для модели RETROFITTED демонстрирует улучшенные характеристики, ограничивая отклик в пределах $1/200$ перекоса этажа (см. рисунок 17).

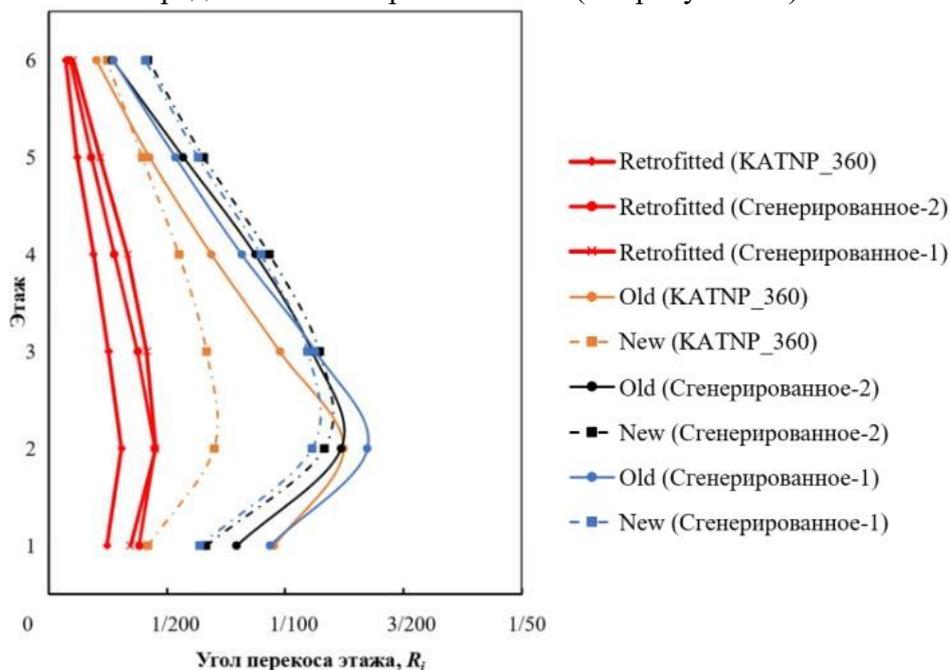


Рисунок 17 – Результаты RHA в направлении Y для модели RETROFITTED

Результаты расчета показывают, что балки усиленного здания получают умеренные повреждения, представленные максимальным индексом повреждаемости 0,263, даже при максимальном масштабе землетрясения (2.2KATNP). В этом же случае колонны с максимальным индексом повреждаемости элемента 0,162 будут иметь незначительные повреждения. Максимальные индексы повреждений на уровне этажей показывают, что модель RETROFITTED будет иметь устранимые повреждения на всех этажах (см. рисунок 18).

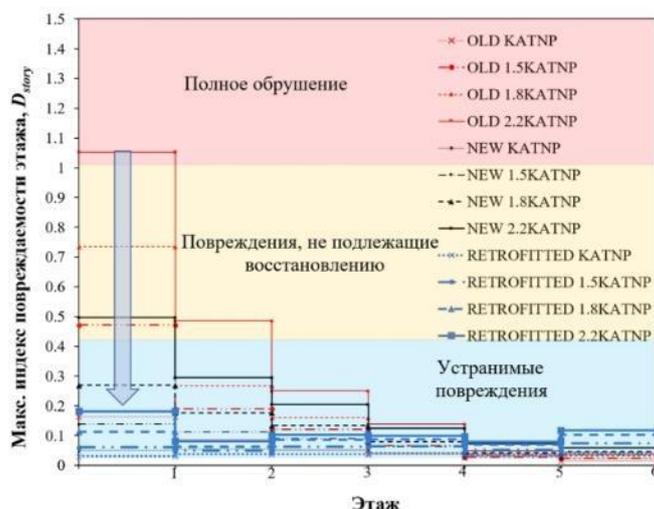


Рисунок 18 – Поэтажный индекс повреждаемости всех моделей

Выводы

Была проведена оценка сейсмостойкости различных конструктивных решений типового 5-этажного жилого железобетонного здания, спроектированного на основе новых и старых индийских норм в г. Тхимпху, Бутан. Чтобы оценить разницу сейсмического отклика моделей, был проведен нелинейный анализ истории отклика для трех записей землетрясений, а также оценка методом спектра несущей способности. Повреждения моделей оцениваются с помощью индексов повреждаемости при масштабированных записях реального землетрясения.

На основании результатов оценки сейсмостойкости сделаны следующие выводы:

1. Несмотря на то, что несущая способность объектов исследования значительно превышает проектные значения, сдвигающая сила, вызванная землетрясением, достаточно велика, чтобы вызвать повреждения обеих моделей.
2. Для модели *OLD* максимальный отклик был получен при Сгенерированной-1 записи движения грунта с углом перекоса этажа $1/74$, а для модели *NEW* максимальный отклик был получен при Сгенерированной-2 записи движения грунта с углом перекоса этажа $1/86$. Отклики показали, что здание, спроектированное по новым индийским нормам, показало себя лучше.
3. Несмотря на то, что максимальные отклики были получены при сгенерированных записях землетрясений, явное различие в откликах объектов исследований наблюдалось только при расчете на реальное землетрясение *KATNP*.
4. Результаты применения метода спектра несущей способности (*CSM*) для нормативного спектра показали, что проектирование с использованием новых норм улучшило отклик с максимального угла перекоса этажа с $1/78$ до $1/98$. *CSM* оказался выгодным благодаря своей меньшей сложности и эффективности. *CSM* также обеспечил хорошую сходимость результатов с анализом истории отклика при расчете на реальное землетрясение *KATNP*.
5. Результаты индексов повреждаемости при максимальном масштабированном воздействии реального землетрясения указывают на концентрированное повреждение первого этажа, соответствующее уровню обрушения для модели *OLD*, в то время как для модели *NEW* обрушение предотвращается за счет более равномерного распределения повреждений по этажам.
6. Для предотвращения обрушения здания, спроектированного по старым нормам, модель *OLD* была усилена железобетонными стенами. Анализ отклика во времени в направлении *Y* модели *RETROFITTED* показал, что после установки стен реакция может быть ограничена в пределах $1/200$ предельного перекоса этажа для всех записей землетрясений. Аналогично,

индексы повреждаемости показали, что усиленное здание получит умеренные или незначительные повреждения и может быть восстановлено даже после рассматриваемого землетрясения максимального масштаба.

В целом, данное комплексное исследование способствовало углублению понимания методологии оценки сейсмостойкости железобетонных зданий, спроектированных в соответствии со старыми и новыми нормами, однако очевидно, что для эффективного внедрения нелинейных методов анализа в отечественную практику необходима серьезная модернизация существующих нормативных документов, включая разработку рекомендаций и критериев оценки сейсмостойкости для зданий различных конструктивных систем (рамных, рамно-связевых, стеновых, крупнопанельных), аналогичных рассмотренным.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Le Roux-Mallouf R. et al. A 2600-year-long paleoseismic record for the Himalayan Main Frontal Thrust (western Bhutan) // *Solid Earth*. Copernicus Publications, 2020. Vol. 11, № 6. P. 2359–2375.
2. Debnath R., Halder L. A Comparative Study of the Seismic Provisions of Indian Seismic Code IS 1893-2002 and Draft Indian Code IS 1893:2016 // *Recent Advances in Structural Engineering, Volume 2* / ed. Rao A.R.M., Ramanjaneyulu K. Singapore: Springer Singapore, 2019. Vol. 12. P. 151–160.
3. Абаев З. К. Определение сейсмических сил в зданиях со стенами из природного камня в Федеративной Демократической Республике Непал, Российской Федерации и Республике Таджикистан / З. К. Абаев, М. Шилдкамп, А. Д. Валиев // *Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений*. 2022. № 6. С. 18–45.
4. Aschheim M., Hernández-Montes E., Vamvatsikos D. *Design of Reinforced Concrete Buildings for Seismic Performance: Practical Deterministic and Probabilistic Approaches*. Taylor & Francis, 2016. 400 p.
5. Аветисян Л.А., Скорняков Т.С. Оценка сейсмостойкости многоэтажного каркасного здания по Российским и Европейским нормативным документам // *Строительство и реконструкция*. 2018. № 1. С. 80–87.
6. Бедов А.И., Николенко И.И. Обеспечение эксплуатационных характеристик железобетонных элементов каркасов зданий, подвергшихся сейсмическим воздействиям // *Строительство и реконструкция*. 2021. № 1. С. 3–15.
7. Aggarwal Y., Kulariya M., Saha S.K. Seismic performance evaluation of reinforced concrete hilly buildings under sequence of earthquakes // *Structural Design Tall Build*. 2024. Vol. 33, № 6. P. e2086.
8. Shegay A.V. et al. Evaluation of seismic residual capacity ratio for reinforced concrete structures // *Resilient Cities and Structures*. 2023. Vol. 2, № 1. P. 28–45.
9. Fajfar P. *A Practical Nonlinear Method for Seismic Performance Evaluation* // *Advanced Technology in Structural Engineering*. Philadelphia, Pennsylvania, United States: American Society of Civil Engineers, 2000. P. 1–8.
10. Абаев З. К. Оценка сейсмостойкости многоэтажного жилого здания с фрикционно-маятниковыми опорами на примере Индонезии / З. К. Абаев, Ф. Султан // *Строительная механика инженерных конструкций и сооружений*. 2024. Т. 20. № 1. С. 57–72.
11. Baek H.-J. et al. Seismic Performance Evaluation of Reinforced Concrete Buildings Retrofitted with a New Concrete Filled Tube Composite Strengthening System // *Applied Sciences*. 2023. Vol. 13, № 24. P. 13231.
12. Naeem A., Koichi K., Lee J. Seismic Performance Evaluation of Reinforced Concrete Building Structure Retrofitted with Self-Centering Disc-Slit Damper and Conventional Steel Slit Damper // *Buildings*. 2024. Vol. 14, № 3. P. 795.
13. Harrington C.C., Liel A.B. Indicators of improvements in seismic performance possible through retrofit of reinforced concrete frame buildings // *Earthquake Spectra*. 2021. Vol. 37, № 1. P. 262–283.
14. Абаев З. К. Разработка рекомендаций по реализации политики снижения сейсмического риска в Российской Федерации на основе мирового опыта / З. К. Абаев, А. Д. Валиев, М. Ю. Кодзаев // *Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений*. 2023. № 3. С. 48–72.
15. Manfredi V. et al. Selection and spectral matching of recorded ground motions for seismic fragility analyses // *Bulletin of Earthquake Engineering*. 2022. Vol. 20, № 10. P. 4961–4987.
16. Center for Engineering Strong Motion Data USGS. Режим доступа: <https://www.strongmotioncenter.org> (дата обращения: 14.05.2024).
17. Earthquake Disaster Engineering Research Laboratory. Software STERA 3D. Режим доступа: <https://rc.ace.tut.ac.jp/saito/software-e.html> (дата обращения: 14.05.2024).
18. Kitamura H., Miyauchi Y., Uramoto H. Study on Standards for Judging Structural Performances in Seismic Performance Based Design: Evaluation of the safety limit value and margin I and II levels in JSCA seismic performance menu // *Transactions of AIJ*. 2006. Vol. 71, № 604. P. 183–191.

19. Freeman S.A. The capacity spectrum method as a tool for seismic design // Proceedings of the 11th European conference on earthquake engineering. Citeseer, 1998. P. 6–11.
20. Park Y., Ang A.H. -S. Mechanistic Seismic Damage Model for Reinforced Concrete // Journal of Structural Engineering. 1985. Vol. 111, № 4. P. 722–739.
21. Pradhan S., Li Y., Sanada Y. Seismic performance evaluation and risk assessment of typical reinforced concrete frame buildings with masonry infill and conventional vertical extension in Nepal // Bulletin of Earthquake Engineering. 2022. Vol. 20, № 2. P. 853–884.
22. Zhao J. et al. Seismic performance evaluation of different strategies for retrofitting RC frame buildings // Structures. 2021. Vol. 34. P. 2355–2366.
23. Nakano Y. et al. Guideline for post-earthquake damage evaluation and rehabilitation of RC buildings in Japan // 13th World Conference on Earthquake Engineering. Vancouver BC, Canada, 2004. Vol. 1, № 1. P. 124.

REFERENCES

1. Le Roux-Mallouf R. et al. A 2600-year-long paleoseismic record for the Himalayan Main Frontal Thrust (western Bhutan). *Solid Earth*. Copernicus Publications, 2020. Vol. 11, № 6. P. 2359–2375. <https://doi.org/10.5194/se-11-2359-2020>
2. Debnath R., Halder L. A Comparative Study of the Seismic Provisions of Indian Seismic Code IS 1893-2002 and Draft Indian Code IS 1893:2016. *Recent Advances in Structural Engineering*. Volume 2 / ed. Rao A.R.M., Ramanjaneyulu K. Singapore: Springer Singapore, 2019. Vol. 12. P. 151–160. https://doi.org/10.1007/978-981-13-0365-4_13
3. Abaev Z.K., Schildkamp M., Valiev A.D. Base shear seismic demand comparison for buildings with natural stone walls in Nepal, Russia and Tajikistan. *Earthquake Engineering. Construction Safety*. 2022. № 6. P. 18-45. (In Russ.) <https://doi.org/10.37153/2618-9283-2022-6-18-45>
4. Aschheim M., Hernández-Montes E., Vamvatsikos D. Design of Reinforced Concrete Buildings for Seismic Performance: Practical Deterministic and Probabilistic Approaches. Taylor & Francis, 2016. 400 p.
5. Avetisyan L.A., Skorniyakov T.S. Estimation of seismic resistance of multi-storey frame building according to Russian and European normative documents. *Building and Reconstruction*. 2018. № 1. P. 80-87. (In Russ.)
6. Bedov A.I., Nikolenko I.I. Provision of operational characteristics of reinforced concrete elements of frames of buildings subjected to seismic effects. *Building and Reconstruction*. 2021. № 1. P. 3-15. (In Russ.) <https://doi.org/10.33979/2073-7416-2021-93-1-3-15>
7. Aggarwal Y., Kulariya M., Saha S.K. Seismic performance evaluation of reinforced concrete hilly buildings under sequence of earthquakes. *Structural Design Tall Build*. 2024. Vol. 33, № 6. P. e2086. <https://doi.org/10.1002/tal.2086>
8. Shegay A.V. et al. Evaluation of seismic residual capacity ratio for reinforced concrete structures. *Resilient Cities and Structures*. 2023. Vol. 2, № 1. P. 28–45. <https://doi.org/10.1016/j.rcns.2023.02.004>
9. Fajfar P. A Practical Nonlinear Method for Seismic Performance Evaluation. *Advanced Technology in Structural Engineering*. Philadelphia, Pennsylvania, United States: American Society of Civil Engineers, 2000. P. 1–8. [https://doi.org/10.1061/40492\(2000\)125](https://doi.org/10.1061/40492(2000)125)
10. Abaev Z.K., Sulthan F. Seismic Performance Evaluation of Multi-Storey Residential Building with Friction Pendulum Bearings: Indonesia case study. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2024. Vol. 20. № 1. P. 57–72. (In Russ.) <https://doi.org/10.22363/1815-5235-2024-20-1-57-72>
11. Baek H.-J. et al. Seismic Performance Evaluation of Reinforced Concrete Buildings Retrofitted with a New Concrete Filled Tube Composite Strengthening System. *Applied Sciences*. 2023. Vol. 13, № 24. P. 13231. <https://doi.org/10.3390/app132413231>
12. Naeem A., Koichi K., Lee J. Seismic Performance Evaluation of Reinforced Concrete Building Structure Retrofitted with Self-Centering Disc-Slit Damper and Conventional Steel Slit Damper. *Buildings*. 2024. Vol. 14, № 3. P. 795. <https://doi.org/10.3390/buildings14030795>
13. Harrington C.C., Liel A.B. Indicators of improvements in seismic performance possible through retrofit of reinforced concrete frame buildings. *Earthquake Spectra*. 2021. Vol. 37, № 1. P. 262–283. <https://doi.org/10.1177/8755293020936707>
14. Abaev Z., Valiev A., Kodzaev M. Development of recommendations for the implementation of seismic risk mitigation policy in the Russian Federation based on world experience. *Earthquake Engineering Construction Safety*. 2023. № 3. P. 48–72. (In Russ.) <https://doi.org/10.37153/2618-9283-2023-3-48-72>
15. Manfredi V. et al. Selection and spectral matching of recorded ground motions for seismic fragility analyses. *Bulletin of Earthquake Engineering*. 2022. Vol. 20, № 10. P. 4961–4987. <https://doi.org/10.1007/s10518-022-01393-0>
16. Center for Engineering Strong Motion Data USGS. Available from: <https://www.strongmotioncenter.org> (Accessed: 14.05.2024).
17. Earthquake Disaster Engineering Research Laboratory. Software STERA 3D. Available from: <https://rc.ace.tut.ac.jp/saito/software-e.html> (Accessed: 14.05.2024).
18. Kitamura H., Miyauchi Y., Uramoto H. Study on Standards for Judging Structural Performances in Seismic Performance Based Design: Evaluation of the safety limit value and margin I and II levels in JSCA seismic performance menu. *Transactions of AIJ*. 2006. Vol. 71, № 604. P. 183–191. https://doi.org/10.3130/aijs.71.183_1

19. Freeman S.A. The capacity spectrum method as a tool for seismic design. *Proceedings of the 11th European conference on earthquake engineering*. Citeseer, 1998. P. 6–11.
20. Park Y., Ang A.H. -S. Mechanistic Seismic Damage Model for Reinforced Concrete. *Journal of Structural Engineering*. 1985. Vol. 111, № 4. P. 722–739. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1985\)111:4\(722\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1985)111:4(722))
21. Pradhan S., Li Y., Sanada Y. Seismic performance evaluation and risk assessment of typical reinforced concrete frame buildings with masonry infill and conventional vertical extension in Nepal. *Bulletin of Earthquake Engineering*. 2022. Vol. 20, № 2. P. 853–884. <https://doi.org/10.1007/s10518-021-01246-2>
22. Zhao J. et al. Seismic performance evaluation of different strategies for retrofitting RC frame buildings. *Structures*. 2021. Vol. 34. P. 2355–2366. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2021.09.016>
23. Nakano Y. et al. Guideline for post-earthquake damage evaluation and rehabilitation of RC buildings in Japan. *Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering*. Vancouver BC, Canada, 2004. Vol. 1, № 1. P. 124.

Благодарности

Исследование выполнено при поддержке Российского научного фонда (проект № 24-79-00087).

Авторы выражают благодарность Японско-Российскому центру молодежных обменов (JREX), Японскому агентству международного сотрудничества (JICA) и Международному институту сейсмологии и сейсмостойкого строительства ISEE (г. Цукуба, Япония) за возможность академического и исследовательского сотрудничества.

Acknowledgements

The research was supported by the Russian Science Foundation (Project No. 24-79-00087).

The authors are grateful to the Japan-Russia Youth Exchange Center (JREX), the Japan International Cooperation Agency (JICA), and the International Institute of Seismology and Earthquake Engineering ISEE (Tsukuba, Japan) for the opportunity of academic and research cooperation.

Информация об авторах:

Абаев Заурбек Камболатович

ФГБУН «Владикавказский научный центр РАН», г. Владикавказ, Россия, кандидат технических наук, доцент, научный сотрудник комплексного научно-исследовательского отдела.
E-mail: zaurbek_a@yahoo.com

Денпур Церинг

Министерство инфраструктуры и транспорта, г. Тхимпху, Бутан, исполнительный инженер.
E-mail: tsheringdendup2@gmail.com

Information about authors:

Abaev Zaurbek K.

Vladikavkaz Scientific Centre of the Russian Academy of Sciences, Vladikavkaz, Russia, Candidate of Technical Science, Researcher. ORCID ID: 0000-0002-6932-2740.
E-mail: zaurbek_a@yahoo.com

Dendup Tshering

Ministry of Infrastructure and Transport, Thimphu, Bhutan, Executive Engineer.
ORCID ID: 0009-0008-3416-3672.
E-mail: tsheringdendup2@gmail.com