



Research Article

Received: July 19, 2025

Accepted: September 3, 2025

Published: October 13, 2025

ISSN 2304-6295

Dynamic characteristics and response of buildings of different structural types and configurations

Abaev, Zaurbek Kambolatovich¹ Sanakoev, Soslan Gennadievich^{2*} Dzampaev, Oleg Khetagovich² Valiev, Azamat Dzhonievich²

¹ Vladikavkaz Scientific Centre of the Russian Academy of Sciences, Vladikavkaz, Russian Federation; zaurbek_a@yahoo.com (A.Z.)

² North Caucasian Institute of Mining and Metallurgy (State Technological University), Vladikavkaz, Russian Federation; sos.sanakoev@yandex.ru (S.S.), dzampaevvv@yahoo.com (O.D.), azamatva1@yandex.ru (A.V.)

Correspondence: * sos.sanakoev@yandex.ru

Keywords:

Structural dynamics; Dynamic response; Seismic analysis; Modal analysis; Reinforced concrete

Abstract:

The objects of study are reinforced concrete (RC) frame buildings with varying structural configurations, including height, column orientation, beam-to-column stiffness ratios, and unreinforced masonry (URM) infill walls; multi-story reinforced concrete buildings of various structural configurations, plan aspect ratio, diaphragm cut-outs, and the distribution of lateral load-resisting elements. The study addresses gaps in current seismic design practice by quantifying the effects of these parameters on overall seismic performance. **Methods.** A series of finite element models were developed to analyze the dynamic response of the buildings. Modal analysis was performed to determine natural periods and mode shapes, and the results were compared to evaluate the impact of each parameter. A parametric analysis is conducted on multi-story reinforced concrete buildings with varying plan aspect ratios, different placements of structural walls, and floor cut-outs. Numerical simulations evaluate the in-plane diaphragm deformations, lateral force distribution, and overall structural response under seismic loading. The results are compared against existing seismic code recommendations to assess their adequacy. **Results** show that URM infills significantly enhance lateral stiffness, reducing natural periods and altering mode shapes, particularly in open ground story buildings. Column orientation, axial stiffness, and beam-to-column stiffness ratio govern deformation patterns, while rotational flexibility at column bases increases lateral sway. The findings indicate that buildings with large plan aspect ratios (> 4) exhibit significant in-plane diaphragm deformations, leading to uneven force distribution. Structural walls placed exclusively at the building ends exacerbate diaphragm flexibility, whereas a more uniform distribution of lateral load-resisting elements significantly reduces in-plane displacements. The presence of large cut-outs further increases diaphragm deformation, with a rapid escalation observed for openings exceeding 25-30% of the total floor area. The findings emphasize the need for accurate analytical assumptions and modelling technique of structural and non-structural elements to improve seismic design and ensure safer, more resilient buildings.

1 Introduction

Динамическая реакция зданий во время сейсмического воздействия является важнейшим параметром, напрямую влияющим на безопасность, функциональность и устойчивость сооружений во время землетрясений [1], [2]. Основой этой реакции являются собственные периоды и формы колебаний зданий, которые зависят от распределения массы, жесткости и

Abaev, Z.; Sanakoev, S.; Dzampaev, O., Valiev, A.

Dynamic characteristics and response of buildings of different structural types and configurations;

2025; Construction of Unique Buildings and Structures; 118 Article No 11804. doi: 10.4123/CUBS.118.4

конфигурации сооружений [3]. Хотя теоретические взаимосвязи между этими параметрами подробно описаны в литературе [4], [5], их практическое применение в сейсмическом проектировании часто связано с упрощениями, которые могут привести к значительным расхождениям между аналитическими моделями и реальным поведением зданий [6], [7]. Эти расхождения снижают точность прогнозирования сейсмической реакции и создают серьезный риск для жизни и имущества в сейсмоопасных регионах [8], [9]. Прошедшие землетрясения, такие как Лома Приета (1989, США, $M_w = 6.9$), Нортридж (1994, США, $M_w = 6.7$), Бхудж (2001, Индия, $M_w = 7.7$) показали, что неправильная планировка зданий может привести к кручению, концентрации напряжений, чрезмерным деформациям диафрагм и локальным разрушениям, которые способствуют ухудшению сейсмостойкости [10]–[12]. В результате нормы сейсмического проектирования, включая Eurocode 8 (CEN, 2004), ASCE 7-22 (ASCE, 2022) и IS 1893 (BIS, 2016), дают качественные рекомендации по обеспечению регулярности плана, ограничению соотношения сторон и поддержанию достаточной жесткости диафрагм [13]. Однако эти рекомендации часто носят эмпирический характер и не в полной мере учитывают сложное взаимодействие между различными конструктивными параметрами нерегулярных зданий [14].

Часто упускаемым из виду аспектом сейсмического проектирования является роль заполнения каркаса стенами из неармированной кладки (*unreinforced masonry unreinforced masonry, URM*) [15], [16]. Несмотря на то, что в практике проектирования заполнения из неармированной кладки обычно рассматриваются как неконструктивные элементы, они вносят значительный вклад в общую жесткость и сейсмический отклик железобетонных каркасных зданий [17]. Этот аспект особенно проблематичен в регионах с преобладанием сооружений с открытыми первыми этажами, где отсутствие заполнения создает неравномерное распределение жесткости по высоте здания. Отмеченные землетрясения, как и многие другие, подчеркнули также насущную необходимость включения в аналитические модели заполнения из неармированной каменной кладки для более точного прогнозирования сейсмического отклика зданий и сооружений [18], [19].

Другим основополагающим принципом сейсмостойкого проектирования является обеспечение хорошего распределения сейсмической нагрузки в здании, чтобы свести к минимуму концентрацию напряжений и чрезмерные деформации. В идеале перекрытия должны вести себя как жесткие тела в своей плоскости, передавая инерционные силы на вертикальные элементы сопротивления горизонтальной нагрузке [20]–[22]. Однако, когда здания имеют большое соотношение сторон в плане, гибкость дисков перекрытий существенно увеличивается, что приводит к дифференциальным смещениям и неравномерному распределению усилий, особенно в зданиях с вырезами или неравномерным распределением массы, поскольку гибкость перекрытий может вызвать дополнительные сдвиговые усилия и моменты в несущей системе [16], [23]. Несмотря на то, что в различных исследованиях изучалось влияние гибкости диафрагмы [24], [25], по-прежнему отсутствуют четкие количественные критерии, определяющие допустимые деформации диафрагмы в сейсмически активных регионах.

Влияние ориентации колонн, осевой жесткости и соотношения жесткости балок и колонн на динамические характеристики зданий также является актуальным направлением исследований [26]–[29]. Ориентация прямоугольных колонн влияет на боковую жесткость в ортогональных направлениях, что приводит к изменениям собственных периодов и форм колебаний [28], [30]. Аналогично, осевая жесткость вертикальных элементов играет важнейшую роль в контроле изгибных деформаций, особенно в высотных зданиях, где осевые нагрузки значительны [29]. Кроме того, относительная изгибная жесткость балок и колонн определяет переход от деформаций сдвига к деформациям изгиба, при этом чрезмерная жесткость балок может отрицательно сказаться на деформативности и сейсмостойкости [26]. Несмотря на свою важность, ориентация колонн, осевая жесткость, соотношение жесткости балок и колонн часто чрезмерно упрощаются в практике проектирования, что приводит к созданию моделей, не отражающих истинное динамическое поведение сооружений.

Влияние размещения системы восприятия горизонтальных нагрузок на поведение диафрагмы недостаточно изучено в контексте регионов с высокой сейсмичностью. В российской практике сейсмического проектирования существующие стандарты, такие как нормы сейсмического проектирования СП 14.13330.2018 [31], в основном сосредоточены на распределении горизонтальных сил, но не содержат конкретных положений по учету гибкости диафрагмы и неравномерности плана [32]. К примеру, в п. 6.17.17 представлены лишь общие положения о том, что жесткость перекрытий в плане должна быть большой в сравнении с



поперечной жесткостью вертикальных несущих элементов сооружения, а также об особом внимании к сооружениям, имеющим Г-, С-, Н-, I- и Х-образные формы в плане [33], [34].

В настоящем исследовании рассмотрены отмеченные научные и практические пробелы путем систематического исследования влияния ключевых конструктивных параметров на динамический отклик зданий. Несмотря на большое количество работ по данному направлению [35]–[38], включая такие подробные как [39], в российской теории и практике сейсмостойкого строительства примеров подобных комплексных исследований не имеется.

Целью работы является изучение глобального и локального сейсмического отклика зданий различной конструктивной схемы и планировки (с различным соотношением сторон плана, вырезами диафрагм и конфигурациями систем сопротивления горизонтальной сейсмической нагрузке), включая взаимодействие между массой, жесткостью, высотой и конструктивными решениями. Особый акцент сделан на исследовании собственных периодов и форм колебаний, деформации дисков перекрытий в плоскости.

В качестве объектов исследований приняты железобетонные здания с различной конструктивной конфигурацией и параметрами, включая высоту, ориентацию колонн, соотношение жесткости балок к колоннам и заполнение стен неармированной каменной кладкой; многоэтажные железобетонные здания с различной конструктивной конфигурацией, соотношением сторон плана, вырезами в диафрагмах и распределением элементов, воспринимающих горизонтальную нагрузку.

Результаты данного исследования будут полезны как для практики проектирования, так и для инженерного образования и имеют прямое отношение к практике сейсмического проектирования в России, где действующие нормы не содержат четких указаний по проектированию диафрагм перекрытий в больших зданиях неправильной формы [40]. Для специалистов-практиков результаты подчеркивают важность корректного моделирования конструктивных и неконструктивных элементов, таких, как заполнение из неармированной кладки, и учета распределения жесткости и массы в сейсмическом анализе. Кроме того, полученные знания помогут инженерам оптимизировать конфигурацию зданий и сооружений, смягчить негативные последствия нестандартной планировки [8].

2 Materials and Methods

2.1 Natural Periods

Период собственных колебаний – это время, необходимое ему для прохождения одного полного цикла колебаний. Это неотъемлемое свойство здания, контролируемое его массой m и жесткостью k . Эти три величины связаны между собой следующим образом:

$$T_n = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}}. \quad (1)$$

В настоящем разделе исследуются параметры, влияющие на период собственных колебаний зданий. В качестве объектов исследования используются железобетонные здания рамной конструктивной схемы, основные свойства которых приведены в табл. 1 и на рис.1. Среди них пятиэтажное каркасное здание выбрано в качестве эталонного здания для детального анализа. Геометрические и конструктивные параметры эталонного здания представлены на рис. 1.

Размеры конструктивных элементов:

Размер колонн: 400 × 400 мм;

Размер балок: 400 × 300 мм;

Толщина плит перекрытия: 150 мм;

Характеристики материала:

Класс бетона: В25;

$E = 3.06 \times 10^6$ т/м²;

Полезная нагрузка на плиты: 300 кг/м²;

Нагрузка на балки от веса заполнения: 1 т/м/п.

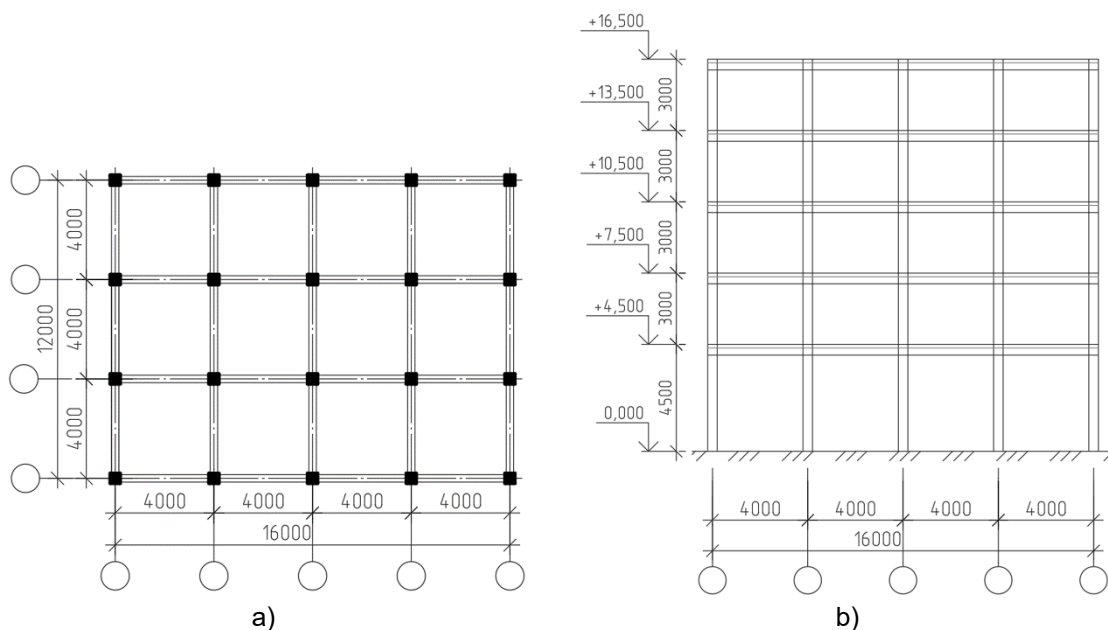


Рис. 1 – Параметры эталонного здания: а) план, б) разрез
Fig. 1 – The benchmark building parameters: a) plan, b) section

Влияние жесткости

Чтобы исследовать влияние размера колонн на периоды колебаний зданий были проанализированы два 10-этажных здания, V и VI, причем здание VI имело колонны одинакового размера 600×600 мм по всей высоте, а здание V имело меньшие колонны 400×400 мм в верхних пяти этажах. Исследование было направлено на оценку влияния размера колонн на боковую жесткость, массу и периоды, при этом особое внимание уделялось взаимодействию между жесткостью и массой, которое описывается уравнением (1). Модальный анализ был проведен для определения периодов и форм колебаний зданий, а результаты были сопоставлены для оценки влияния изменения размера колонн.

Влияние массы

Для изучения влияния сейсмической массы на период колебаний зданий был проведен сравнительный анализ трех 25-этажных железобетонных каркасных зданий: VIII, IX и X. Эти здания имеют одинаковые размеры в плане, высоту и размеры колонн, но отличаются по массе перекрытий. В здании VIII масса перекрытия составляет 1636 кН, а в зданиях IX и X масса перекрытия больше на 10% и 20% соответственно. Сейсмическая масса на каждом уровне перекрытий рассчитывалась как сумма полной постоянной нагрузки и соответствующей доли временной нагрузки, как указано в нормах сейсмического проектирования СП 14.13330.2018.

Влияние высоты здания

Чтобы изучить взаимосвязь между высотой здания и периодом колебаний, была проанализирована серия моделей зданий с одинаковыми размерами в плане, но разной высотой. Исследовались модели четырех зданий - двухэтажного (I), пятиэтажного (II), десятиэтажного (VI) и 25-этажного (VIII) - с сохранением постоянства свойств материалов и конфигурации во всех моделях.

Влияние ориентации колонн

Для исследования влияния ориентации колонн на поперечную жесткость и период зданий были проанализированы два 5-этажных здания (III и IV) с одинаковыми размерами плана и площадью поперечного сечения колонн. Прямоугольные колонны в обоих зданиях имели размеры 550 мм × 300 мм, но их ориентация различалась: в здании III более длинная сторона колонн была направлена по оси X, а в здании IV более длинная сторона была направлена по оси Y.

Таблица 1. Параметры объектов исследования
Table 1. Parameters of the objects of study

Building / Здание	Building description / Описание здания	Numbers of stories / Кол-во этажей	Numbers of bays / Кол-во пролетов		Column dimensions (mm) / Сечение колонн (мм)
			X	Y	
I	2-х этажное здание	2	4	3	400×400
II	Эталонное 5-ти этажное здание	5	4	3	400×400
III	Эталонное 5-ти этажное здание с развитыми по оси X колоннами	5	4	3	550×300
IV	Эталонное 5-ти этажное здание с развитыми по оси Y колоннами	5	4	3	300×550
V	10-ти этажное здание с разными колоннами по высоте	10	4	3	Нижние 5 этажей: 600×600 Верхние 5 этажей: 400×400
VI	10-ти этажное здание	10	4	3	600×600
VII	25-ти этажное здание с разными колоннами по высоте	25	4	3	Нижние 10 этажей: 800×800 Средние 10 этажей: 600×600 Верхние 5 этажей: 400×400
VIII	25-ти этажное здание	25	4	3	800×800
IX	25-ти этажное здание с полезной нагрузкой на 10% больше, чем у здания H	25	4	3	800×800
X	25-ти этажное здание с полезной нагрузкой на 20% больше, чем у здания H	25	4	3	800×800
Примечания: 1. Длина пролёта составляет по 4 м. 2. Все колонны на каждом этаже имеют одинаковый размер. 3. Все балки во всех зданиях имеют одинаковый размер (300×400 мм).					

Заполнение каркаса стенами из неармированной кладки

Для оценки влияния заполнения каркаса стенами из неармированной кладки на жесткость и периоды колебаний зданий был проведен сравнительный анализ с использованием моделей зданий I, II, VI и VIII. Эти здания моделировались в двух вариантах: (1) как чистые рамы без заполнений и (2) с заполнением, представленным эквивалентными диагональными раскосами. Толщина раскосов была принята равной 250 мм, что соответствует толщине стены, а ширина - 1000 мм, что соответствует доле диагональной длины, в соответствии с рекомендациями [41].

Влияние сечений с трещинами

Было проведено сравнение свойств нередуцированного поперечного сечения и сечения с трещинами. Полные (нередуцированные) свойства предполагают минимальное растрескивание и не учитывают уменьшение жесткости во время динамического воздействия [42]. Напротив, редуцированные свойства представляют собой уменьшенную жесткость элементов в их поврежденном состоянии и выражаются в виде долей от общей жесткости. Например, индийские (IS 1893, п. 6.4.3.1) и американские нормы (ACI 318-19, т. 6.6.3.1.1) рекомендуют использовать $I_{b,eff} = 0.35I_{b,gross}$ для балок и $I_{c,eff} = 0.70I_{c,gross}$ для колонн, что отражает меньшее повреждение, ожидаемое в колоннах из-за сжимающих осевых нагрузок. В российской практике, в стандарте на проектирование монолитных железобетонных систем СП 430.1325800.2018 (п. 6.2.7) [43] рекомендует использовать значения 0.3 и 0.6 соответственно для несущих горизонтальных и вертикальных несущих элементов. Чтобы оценить влияние этих подходов к моделированию,

периоды колебаний зданий I, II, VI и VIII были оценены с использованием как полных, так и редуцированных характеристик жесткости.

В данном исследовании конечно-элементное моделирование и анализ проводились с использованием программного комплекса ЛИРА-САПР 2025 (академическая версия), широко известного инструмента для расчета и проектирования зданий и сооружений, что позволило корректно смоделировать динамическое поведение и модальные свойства объектов исследования.

Параметры всех объектов исследования представлены в таблице 1.

2.2 Mode Shapes

Влияние изгибной жесткости несущих элементов

Для исследования влияния соотношения изгибной жесткости балок и колонн на формы колебаний зданий были проанализированы два крайних случая: (1) здание с балками, имеющими значительно меньшую изгибную жесткость по сравнению с примыкающими колоннами, и (2) здание с балками, имеющими значительно большую изгибную жесткость по сравнению с примыкающими колоннами.

Влияние продольной жесткости вертикальных элементов

Чтобы изучить влияние продольной жесткости вертикальных элементов (колонн или стен) на формы колебаний зданий, был проведен сравнительный анализ на примере 25-этажного здания VIII. Рассматривались два сценария: (1) колонны с очень малой осевой жесткостью и (2) колонны с большой осевой жесткостью.

Влияние степени закрепления опоры

Чтобы исследовать влияние вращательной гибкости в основании колонн на общее поведение зданий, были проанализированы два основных варианта: (1) шарнирное и (2) жесткое закрепление колонны. Вариант шарнирного закрепления подразумевает две предпосылки: а) конструктивное решение, позволяющее поворот сечения и б) податливость грунтов основания, способствующая повороту колонн. Исследовалось эталонное здание II, для исключения влияния гибкого первого этажа, высота всех этажей для данной модели была принята 3 м.

Влияние высоты здания

Для изучения влияния высоты здания на формы колебаний был проведен сравнительный анализ трех зданий различной высоты: 5, 10 и 25 этажей соответственно.

Заполнение каркаса стенами из неармированной кладки

Для оценки влияния неармированной каменной кладки на формы собственных колебаний каркасных зданий был проведен сравнительный анализ эталонного здания II, смоделированного с заполнением и без него.

2.3 Building Configuration

Было исследовано влияние различных конфигураций плана на сейсмостойкость зданий. Сравнивался отклик зданий с простой и сложной формой плана. Был проанализирован набор пятиэтажных каркасных зданий с семью различными формами плана – шесть со сложной геометрией плана и одно с простой прямоугольной формой. Эталонное прямоугольное здание, в соответствии с первой частью исследования, имело размеры в плане 12 м × 16 м с равномерным шагом колонн 4 м × 4 м, что обеспечивало постоянную площадь блока 16 м² (рис. 2).

Здания различной формы с эквивалентной площадью плана: шесть зданий неправильной формы со сложной геометрией, каждое из которых имеет площадь плана около 2500 м² были исследованы для оценки влияния неравномерности плана на динамическое поведение (рис. 3).

Здания одинаковой формы в плане, но с различными размерами: подмножество зданий с U-, L-, V-, Y- и X-образными планами было проанализировано для определения влияния различной длины проекции на динамические характеристики. Были рассмотрены также U-образные здания с длиной проекции 16 м, 32 м и 48 м. Аналогично оценивались L-, V-, Y- и X-образные здания с различной длиной проекции для изучения возникновения крутильных и смешанных форм колебаний (рис. 4–9).

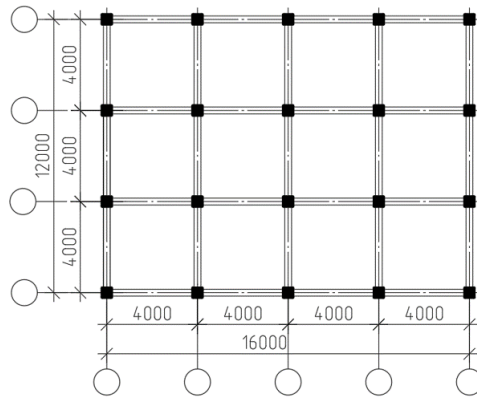


Рис. 2 – Блок здания
Fig. 2 – Building unit

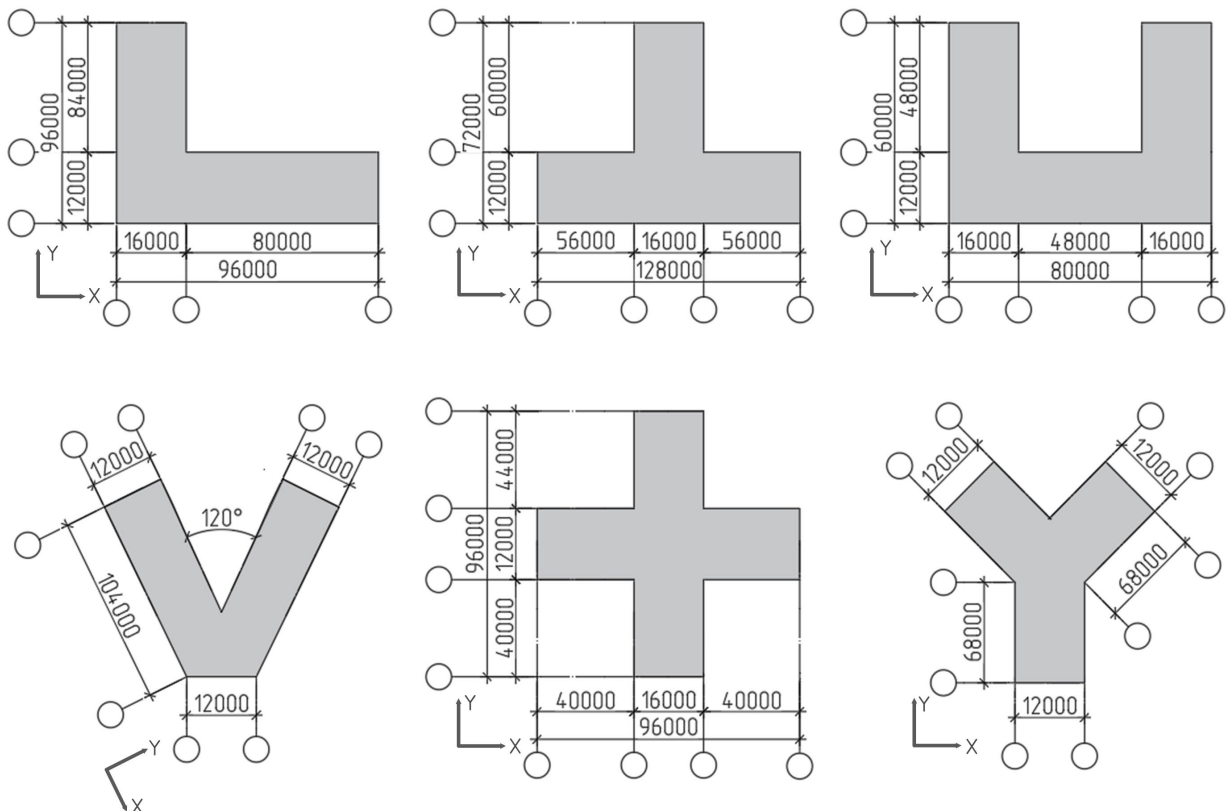


Рис. 3 – Здания различной формы в плане
Fig. 3 – Buildings of different plan shapes

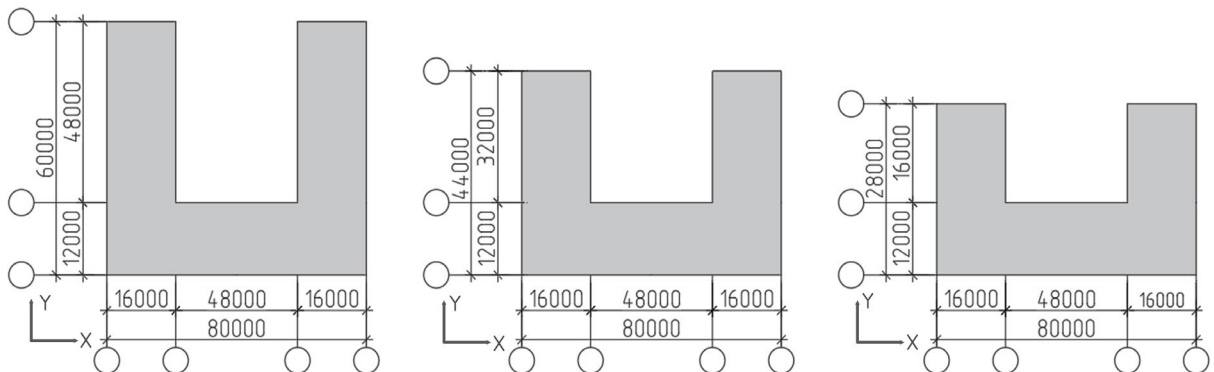


Рис. 4 – Здание П-образной формы с различными размерами
Fig. 4 – U-plan shape building with different projections

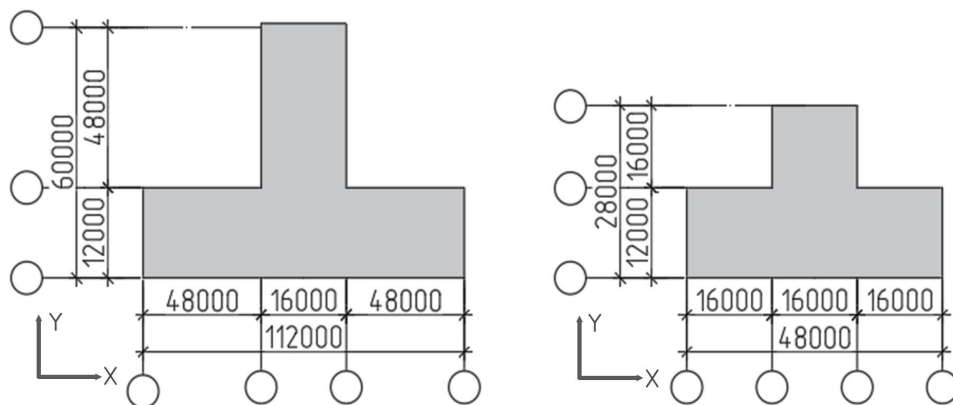


Рис. 5 – Здание Т-образной формы с различными размерами
Fig. 5 – T-plan shape building with different projections

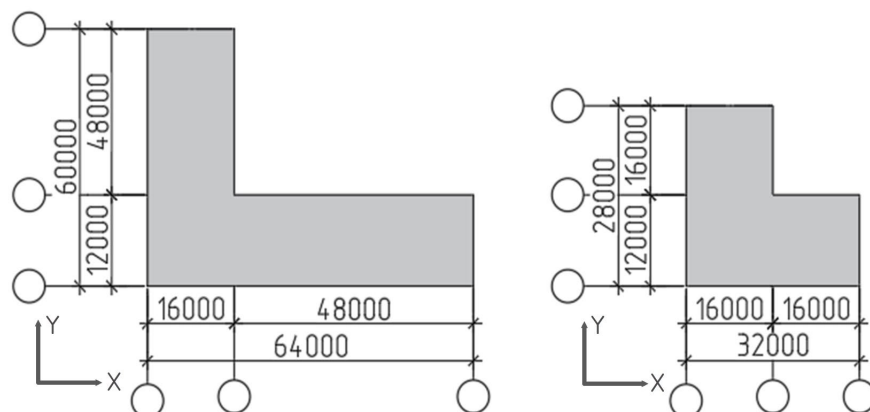


Рис. 6 – Здание L-образной формы с различными размерами
Fig. 6 – L-plan shape building with different projections

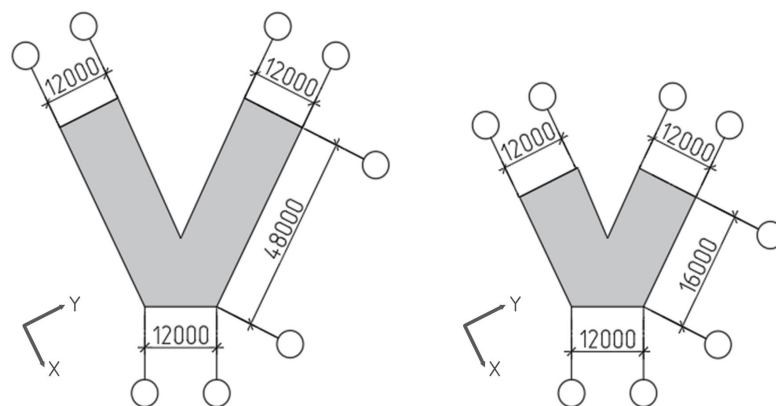


Рис. 7 – Здание V-образной формы с различными размерами
Fig. 7 – V-plan shape building with different projections

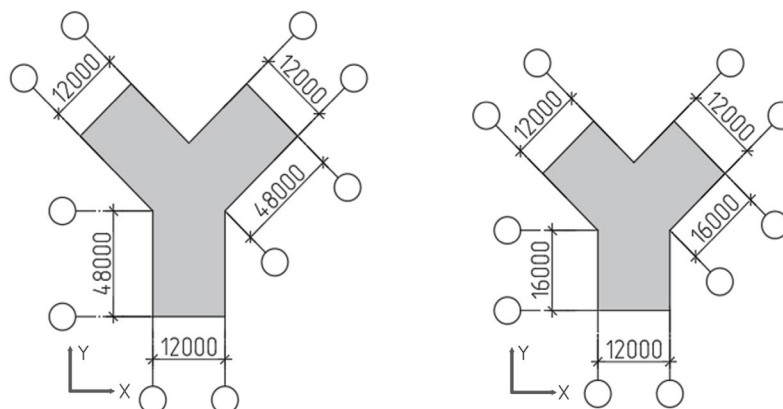


Рис. 8 – Здание Y-образной формы с различными размерами
Fig. 8 – Y-plan shape building with different projections

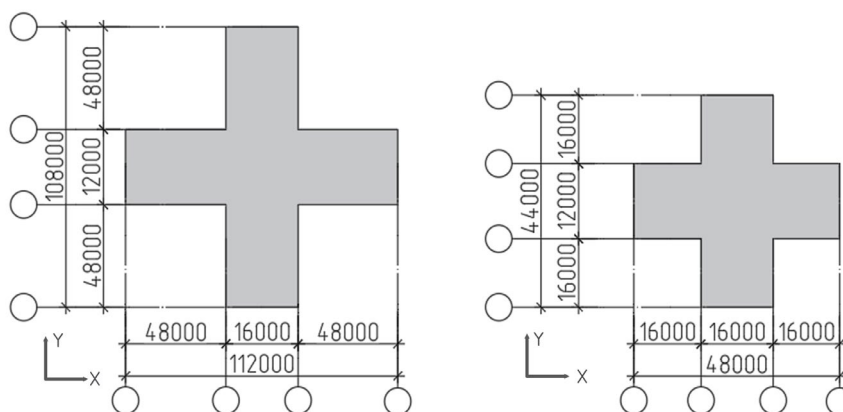


Рис. 9 – Здание X-образной формы с различными размерами
Fig. 9 – X-plan shape building with different projections

2.4 Plan Aspect Ratio

Несмотря на то, что [31] в п. 6.17.18 ограничивает максимальную вытянутость сооружения в плане $\lambda = L_{\max} / L_{\min} \leq 4$, для оценки влияния соотношений сторон плана на сейсмостойкость зданий, были проанализированы шесть пятиэтажных каркасных зданий, имеющих разное соотношение сторон (1, 2, 4, 6, 8 и 10). Все здания имели одинаковую массу и жесткость на единицу площади, с тремя пролетами по 4 м вдоль направления Y и возрастающим количеством пролетов (от 3 до 30) вдоль направления X. Здания были рассчитаны на вертикальную нагрузку и сейсмические силы для воздействия интенсивностью 7 баллов по шкале MSK-64. Железобетонные стены (толщиной 250 мм) были размещены на двух концах каждого здания, а колонны 400 x 400 мм были размещены через каждые 4 м. Исследование было сосредоточено на гибкости диафрагмы в плоскости и влиянии распределения системы восприятия горизонтальной нагрузки в различных конфигурациях.

2.5 Distribution of the Walls

Дальнейшие параметрические исследования проводились на пятиэтажных зданиях с экстремальными соотношениями сторон плана (до 10), но с вариациями распределения системы восприятия горизонтальных нагрузок. Было рассмотрено пять конфигураций, в которых менялось размещение железобетонных стен. Цель состояла в том, чтобы оценить, как распределение поперечной жесткости влияет на деформацию диафрагмы в плоскости. Кроме того, были проанализированы здания с вырезами в диафрагме перекрытия, чтобы изучить влияние больших отверстий на передачу боковых сил и жесткость диска перекрытия. В этих случаях распределение элементов, воспринимающих боковую нагрузку, также изменялось, чтобы изучить, как изменения жесткости влияют на реакцию сооружения (рис. 10–11).

2.6 Openings

Были исследованы пять одноэтажных зданий с правильной формой плана, но большими размерами (20 отсеков в направлениях X и Y), в каждом из которых использовались различные размеры центральных проемов – от 1 % до 64 % от общей площади плана (рис. 12). Эти здания

были рассчитаны на одинаковые вертикальные и боковые нагрузки, а по углам были установлены железобетонные несущие стены. Цель заключалась в определении порога, при котором большие проемы снижают жесткость диска перекрытия, в соответствии с примечанием к п. 5.3 СП 14.13330.2018 относительно определения простого конструктивно-планировочного решения сооружения. Здания были рассчитаны на вертикальную нагрузку и сейсмические силы, эквивалентные 10 % от веса здания.

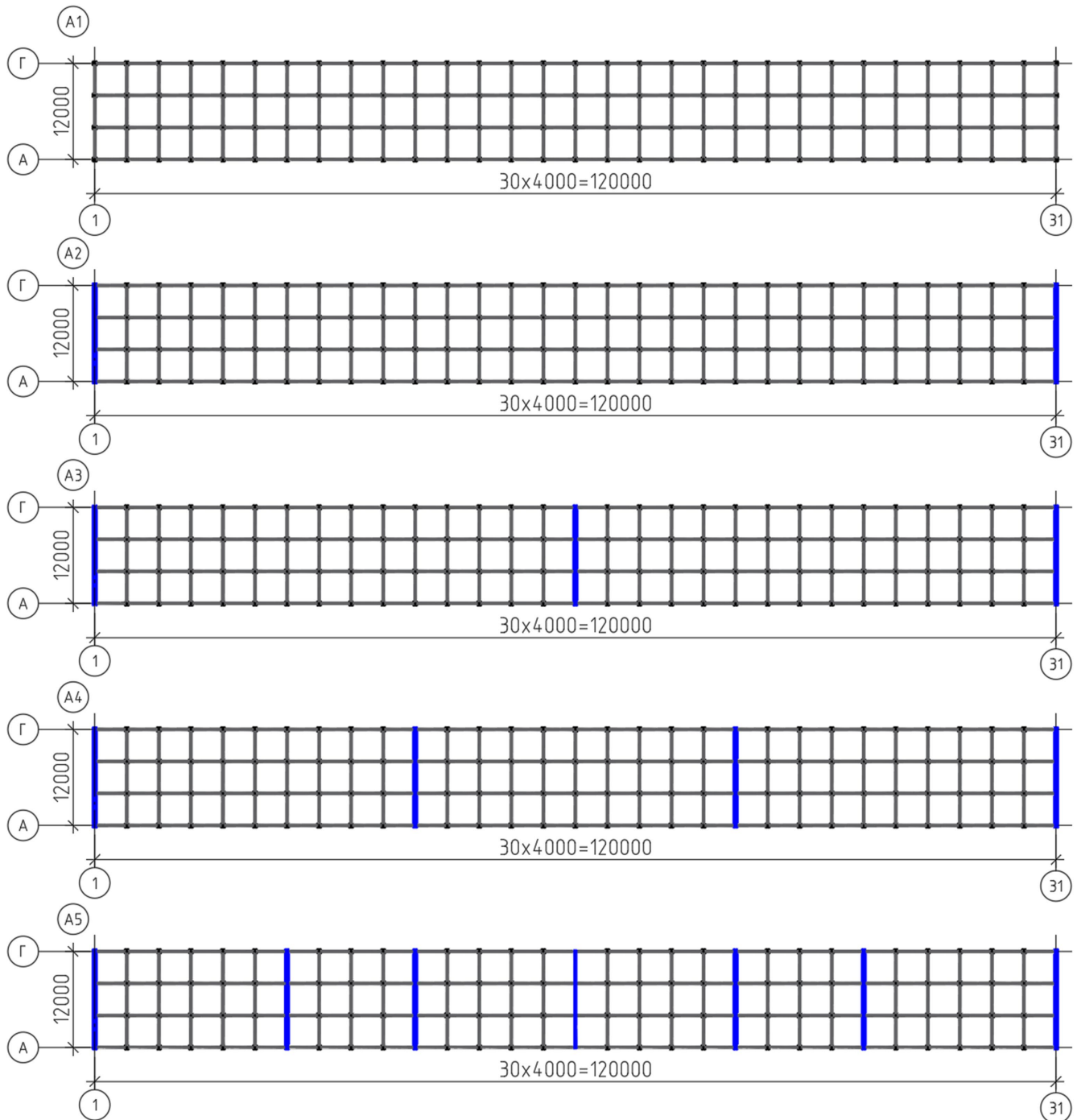


Рис. 10 – Здания с различным расположением стен в плане
Fig. 10 – Buildings with walls distributed in plan

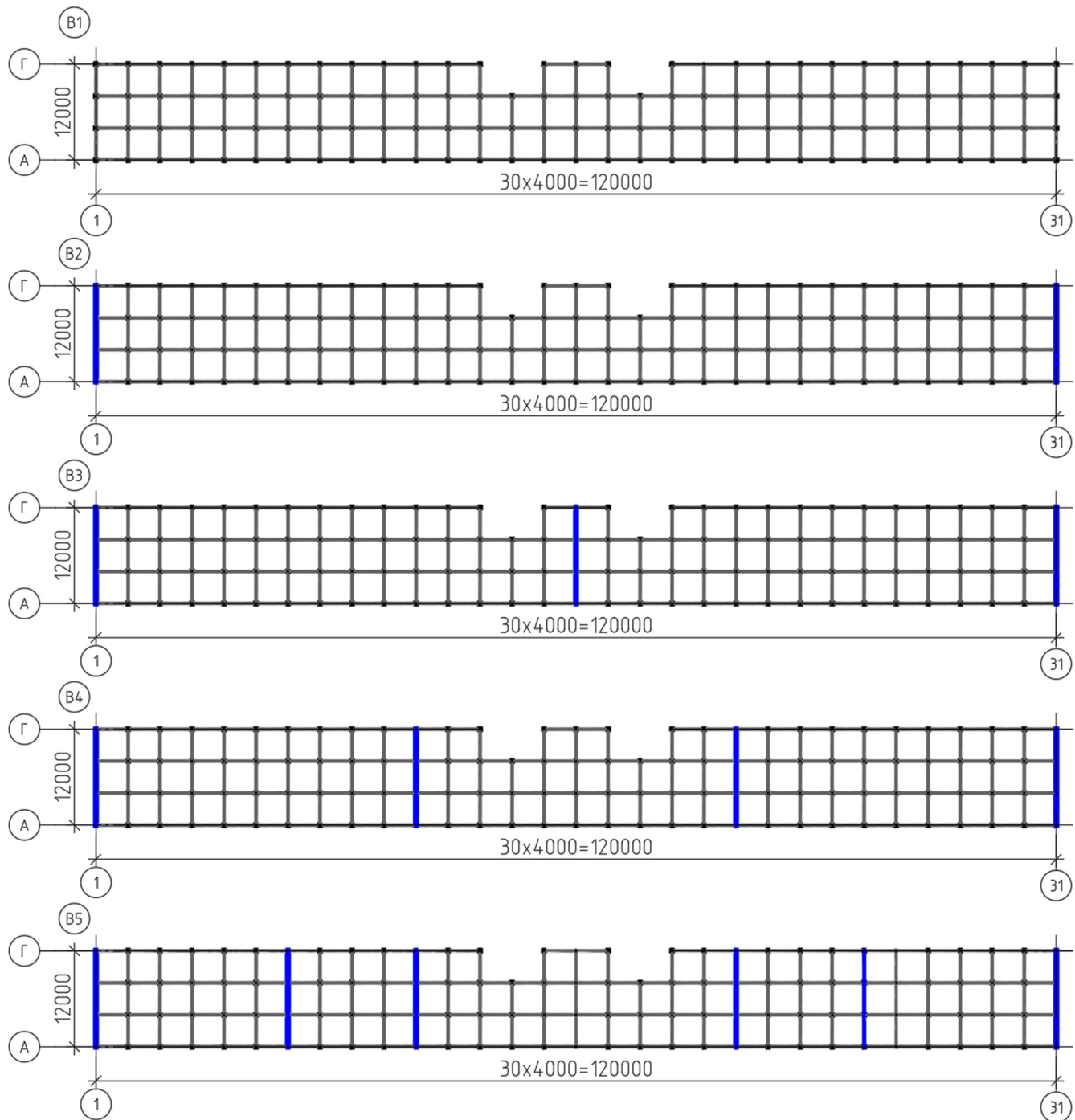


Рис. 11 – Здания с различным расположением стен и вырезов в плане
Fig. 11 – Buildings with walls and cut-outs distributed in plan

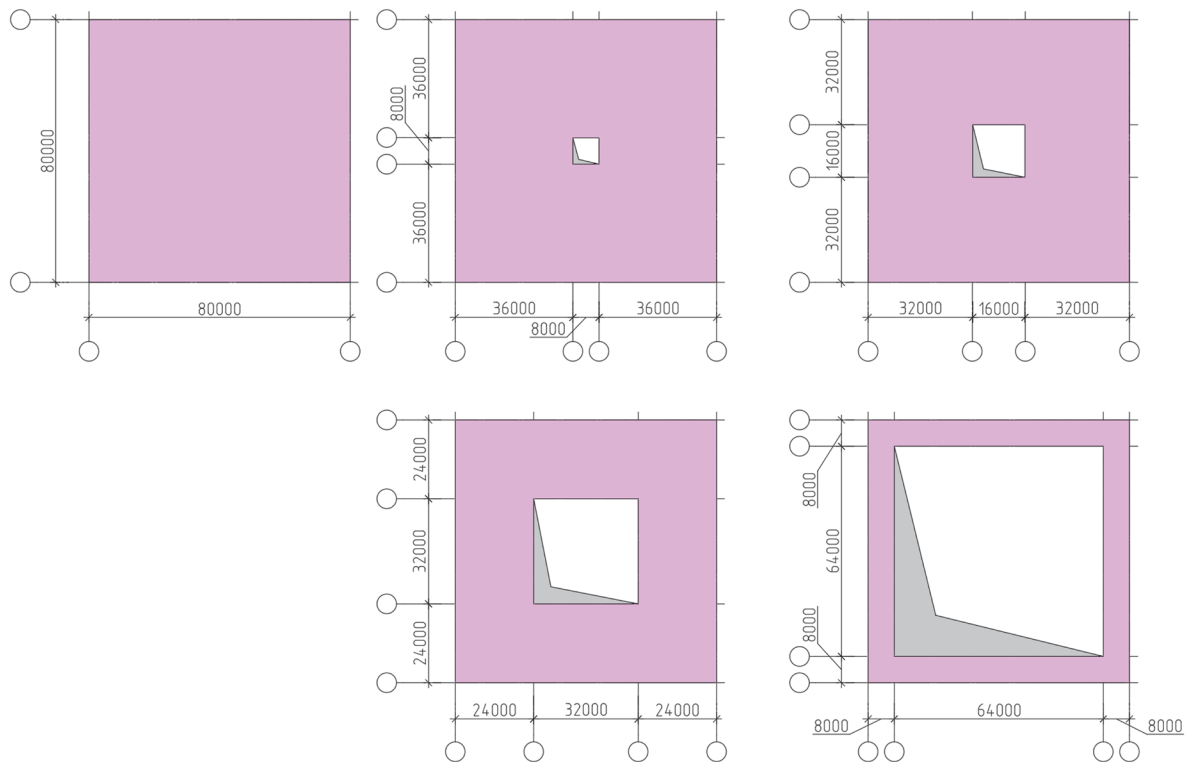


Рис. 12 – Здания с различной площадью проемов в перекрытии (в % от площади перекрытия)
Fig. 12 – Buildings with different openings area in diaphragm (in % of the diaphragm area)

3 Results and Discussion

3.1 Natural Periods

Результаты параметрического анализа влияния жесткости представлены в таблице 2.

Для зданий V и VI результаты показали, что здание VI с симметричными большими колоннами (600×600 мм) было жестче, чем здание V с меньшими колоннами (400×400 мм) в верхних этажах. Несмотря на разницу в жесткости, периоды колебаний двух зданий отличались незначительно: 1.140 с для здания VI и 1.132 с для здания V. Эта незначительная разница объясняется боковой деформацией сдвигового типа, которая сосредоточена в нижних этажах, где размеры колонн одинаковы в обоих зданиях. Следовательно, изменение размеров колонн в верхних этажах оказало незначительное влияние на общий период колебаний. Однако если бы размеры колонн были изменены и в нижних этажах, то наблюдалась бы более значительная разница в периодах.

Аналогичная тенденция наблюдалась и в зданиях VII и VIII, где здание VIII с более крупными колоннами имело более высокую жесткость, но при этом увеличило массу. Период колебаний здания VIII определялся взаимными эффектами жесткости и массы, как описано в уравнении (1).

Таблица 2. Влияние жесткости
Table 2. Effect of stiffness

Period, (s) / Период (с)	Building V / Здание V	Building VI / Здание VI	Building VII / Здание VII	Building VIII / Здание VIII
T_{x_1}	1.106	1.113	2.704	2.897
T_{y_1}	1.132	1.140	2.823	3.019

Увеличение сейсмической массы здания приводит к увеличению периода колебаний, как следует из уравнения (1). Эта зависимость демонстрируется на примере зданий VIII, IX и X, которые представляют собой 25-этажные сооружения с одинаковыми размерами плана, высотой и сечением колонн, но с разной массой перекрытий. Периоды колебаний более тяжелых зданий: 3.166 с для здания IX и 3.307 с для здания X – длиннее, чем у здания VIII (3.019 с) (таблица 3).

Таблица 3. Влияние массы
Table 3. Effect of mass

Period, (s) / Период (с)	Building VIII / Здание VIII	Building IX / Здание IX	Building X / Здание X
T_{X_1}	2.897	3.038	3.173
T_{Y_1}	3.019	3.166	3.307

С увеличением высоты здания его общая масса возрастает, а жесткость уменьшается. Это соотношение приводит к увеличению периода колебаний для более высоких зданий. Эта тенденция прослеживается в зданиях I, II, VI и VIII, которые имеют одинаковые размеры в плане, но отличаются по высоте. Как показано на рис. 13 периоды колебаний этих зданий увеличиваются с высотой: 25-этажное здание VIII имеет период собственных колебаний 3.019 с, 10-этажное здание VI – 1.14 с, 5-этажное здание II – 0.757 с, а 2-этажное здание I – 0.368 с.

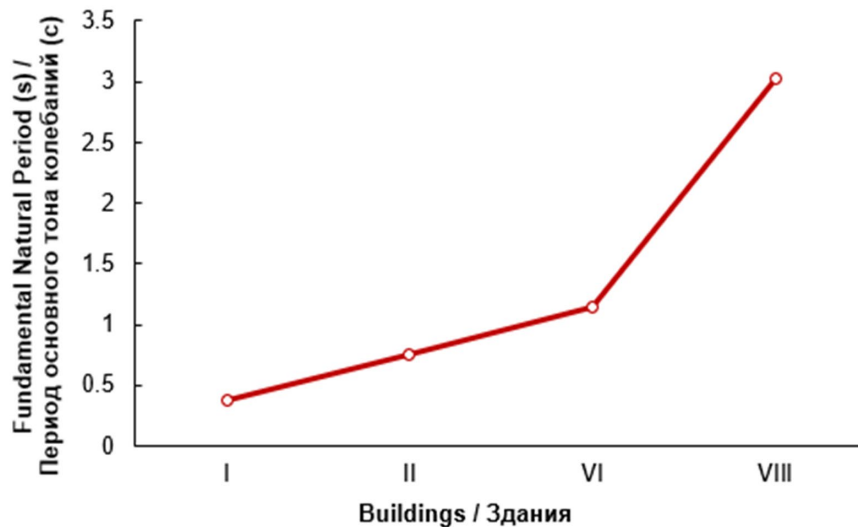


Рис. 13 – Влияние высоты здания
Fig. 13 – Effect of building height

В здании III, где более длинная сторона колонн 550 мм × 300 мм была ориентирована по направлению X, поперечная жесткость была выше в направлении X по сравнению с направлением Y. И наоборот, в здании IV, где более длинная сторона была ориентирована по Y-направлению, боковая жесткость была больше в Y-направлении. В результате период колебаний каждого здания был короче вдоль направления более длинного размера колонны и длиннее вдоль направления более короткого размера колонны (рис. 14).

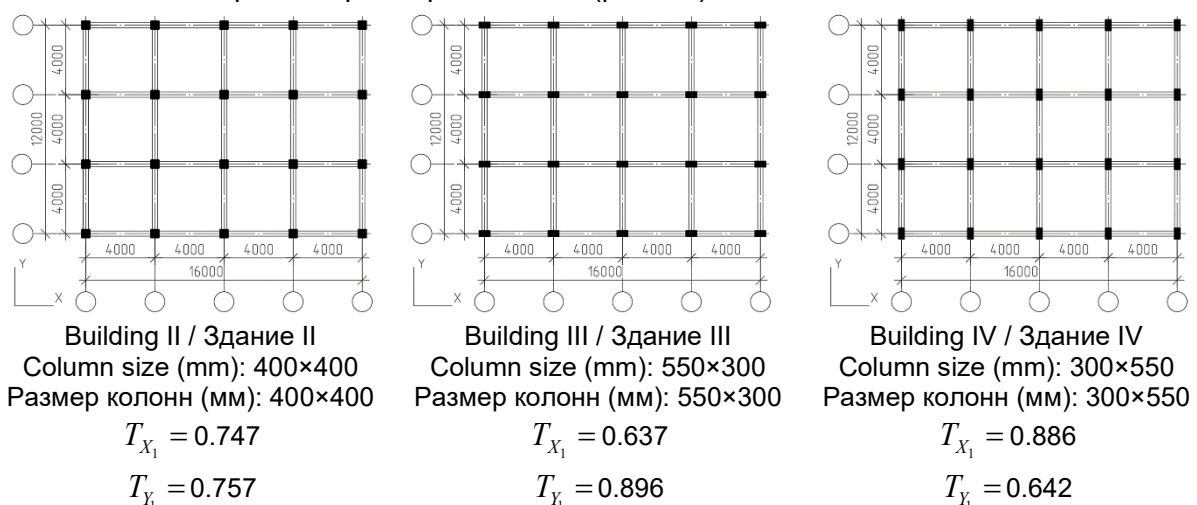


Рис. 14 – Влияние ориентации колонн
Fig. 14 – Effect of column orientation

Включение заполнений из неармированной каменной кладки (*URM infills*) в аналитические модели значительно увеличило боковую жесткость зданий по сравнению с отсутствием заполнения (*without URM infills*), что привело к уменьшению их периодов колебаний. Этот эффект был более выражен в коротких зданиях (например, зданиях I и II) по сравнению с более высокими зданиями (например, зданиями VI и VIII). Например, периоды колебаний зданий I и II значительно уменьшились, когда в них было включено заполнение, в то время как изменение периодов для более высоких зданий VI и VIII было относительно меньшим. Схожую тенденцию показывает и здание с гибким первым этажом и заполненными верхними (*open ground story, infilled upper stories*) (рис. 15).

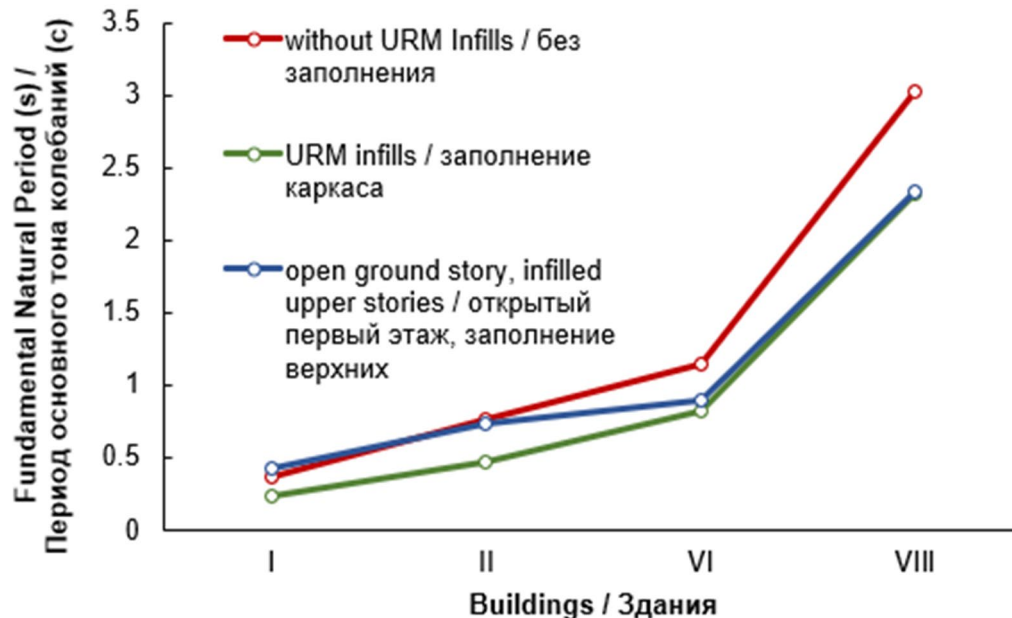


Рис. 15 – Влияние заполнения из неармированной кладки
Fig. 15 – Effect of Unreinforced Masonry Infills

Анализ показал, что периоды колебаний, рассчитанные с использованием полной жесткости (*gross stiffness*), ниже, чем те, которые были рассчитаны с использованием редуцированной жесткости (*cracked stiffness*) (рис. 16). Это расхождение возникает из-за того, что использование начальных свойств завышает жесткость элементов, особенно балок, которые более подвержены растрескиванию при сейсмической нагрузке.



Рис. 16 – Влияние сечений с трещинами
Fig. 16 – Effect of cracked stiffness

На рис. 17 представлены периоды колебаний основного тона для всех рассматриваемых объектов исследования (таблица 1). Основные особенности заключаются в следующем: (1) периоды уменьшаются с увеличением жесткости, (2) периоды увеличиваются с увеличением массы, (3) более высокие здания обладают более длинными периодами, (4) здания колеблются преимущественно в своих наиболее гибких направлениях, и (5) на периоды влияет пространственное распределение стен из неармированной каменной кладки.

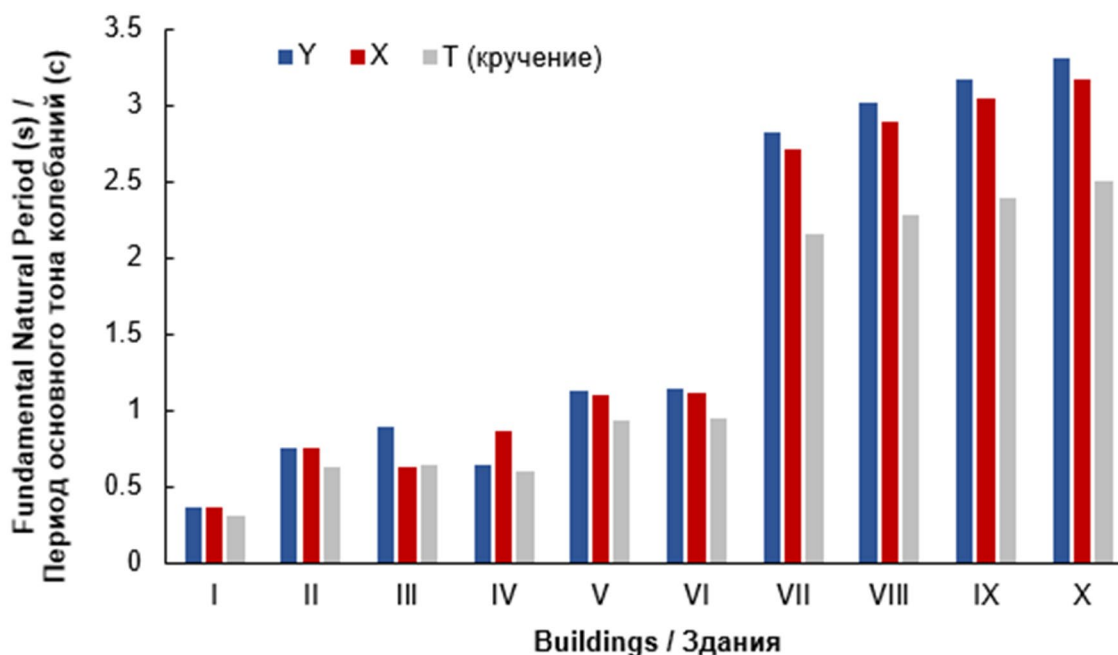


Рис. 17 – Периоды колебаний объектов исследования

Fig. 17 – Natural periods of the study objects

3.2 Mode Shapes

Анализ показал, что основные формы колебаний зданий сильно зависят от относительной изгибной жесткости балок и колонн. Когда изгибная жесткость балок мала по сравнению с жесткостью примыкающих колонн, преобладают деформации изгибного типа (рис. 18a). В этом случае деформации колонн характеризуются изгибом одной кривизны, все здание деформируется по консольной схеме. И наоборот, когда изгибная жесткость балок велика по сравнению с жесткостью примыкающих колонн, в здании преобладают деформации сдвигового типа (рис. 18b). Здесь деформации колонн обусловлены изгибом двойной кривизны в пределах каждого этажа, что приводит к общему сдвиговому типу деформации. Однако увеличение изгибной жесткости балок также приводит к увеличению их прочности, что может привести к нежелательной работе сооружения. В частности, когда прочность балок превышает прочность примыкающих колонн, конструктивная система становится менее пластичной и более склонной к хрупким механизмам разрушения [44]. В большинстве случаев, реальные здания находятся между двумя рассмотренными случаями, в таком случае колонны и балки изгибаются по двойной кривизне, что соответствует реакции сдвигового типа (рис. 18c).

Когда осевая жесткость мала (*small axial stiffness*), вертикальные элементы испытывают значительные осевые сжимающие и растягивающие деформации в дополнение к изгибным деформациям (одинарная или двойная кривизна). Это приводит к изгибному типу деформации, характеризующемуся большими горизонтальными деформациями, особенно на верхних этажах (рис. 19). И наоборот, когда осевая жесткость велика (*large axial stiffness*), здание демонстрирует сдвиговую модель деформации, с минимальными осевыми деформациями и уменьшенной боковой деформацией. Деформации изгибного типа обычно нежелательны для высоких зданий из-за чрезмерных боковых смещений, которые могут поставить под угрозу эксплуатационную пригодность и безопасность [45]. Поэтому проектировщикам следует уделять особое внимание обеспечению достаточной осевой жесткости и корректному определению поперечного сечения колонн и стен.

При шарнирном закреплении колонн (*hinged column base*) боковые деформации более выражены в нижних этажах, что приводит к деформациям преимущественно сдвигового типа.

Особенно чувствительны к таким деформациям здания с несущими стенами, поскольку их чрезмерная податливость в результате деформации основания может привести к существенным боковым деформациям всего сооружения, а также приводит к снижению воспринимаемой ими силы [46]. Напротив, полная заделка в основании (*fixed column base*) ограничивает боковые деформации на первом этаже, вызывая начальные деформации изгибного типа вблизи основания. Однако из-за изгибной жесткости балок общая реакция здания остается сдвиговой (рис. 20).

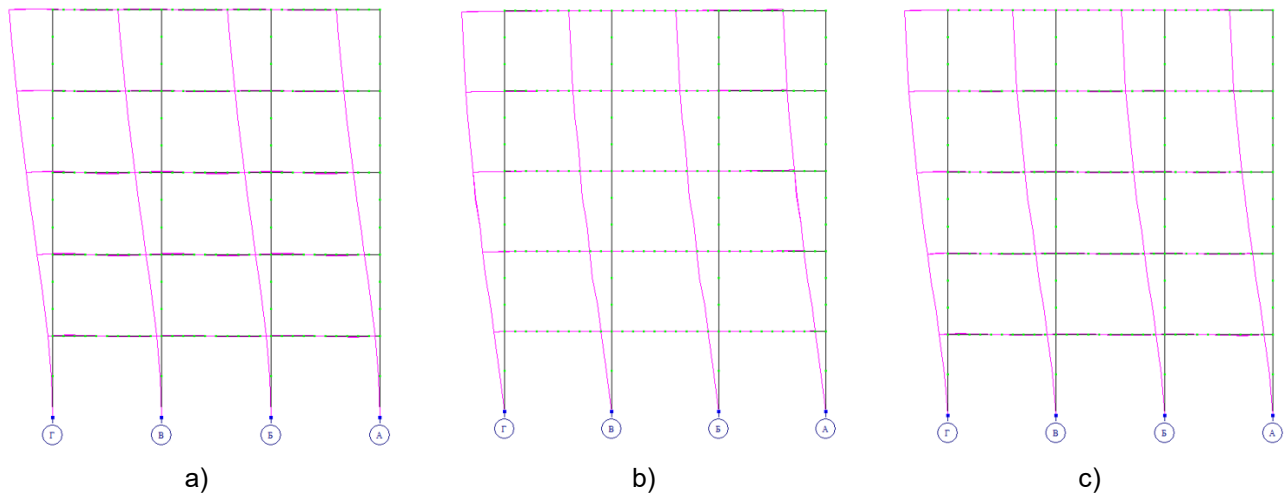


Рис. 18 – Влияние относительной жесткости несущих элементов
Fig. 18 – Effect of relative flexural stiffness of structural elements

В малоэтажных каркасных зданиях основная форма колебаний имеет преимущественно сдвиговый характер. С увеличением высоты здания сооружения становятся более гибкими, что приводит к удлинению периодов колебаний. Однако важно отметить, что основная форма колебаний не переходит от сдвиговой к изгибной, даже в более высоких зданиях. Изгибные деформации наблюдаются в основном на нижних этажах, в то время как на более высоких этажах, реакция возвращается к сдвиговому типу поведения, очевидно, это связано с различным уровнем осевой нагрузки на нижних и верхних уровнях. Эта тенденция прослеживается в формах колебаний 5-этажного, 10-этажного и 25-этажного зданий, которые демонстрируют схожий характер деформаций, несмотря на значительно отличающиеся собственные периоды (0.757 с, 1.14 с и 3.019 с, соответственно) (рис. 21).

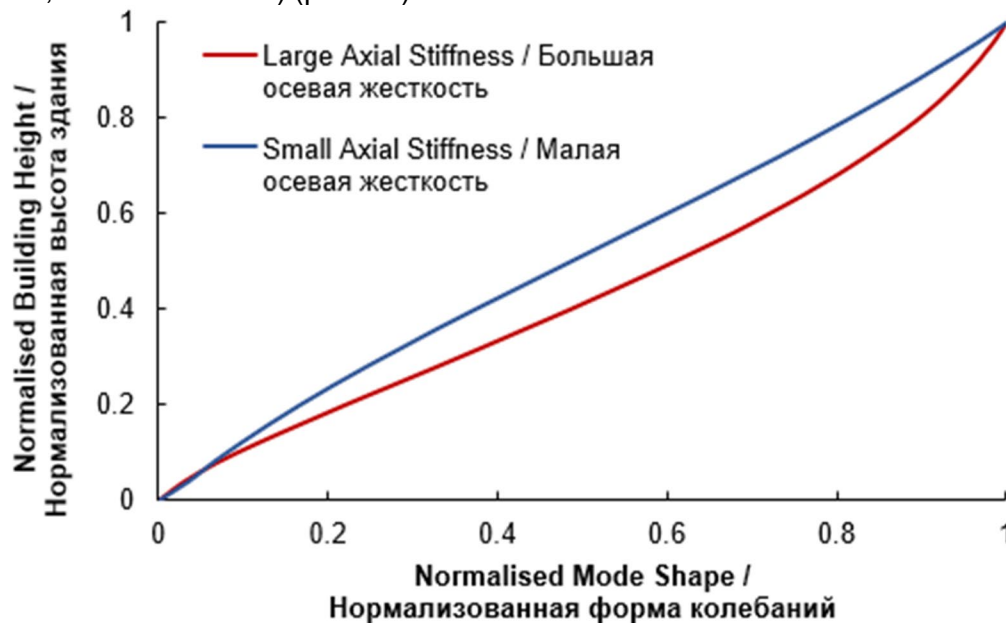


Рис. 19 – Влияние осевой жесткости вертикальных элементов
Fig. 19 – Effect of axial stiffness of vertical members

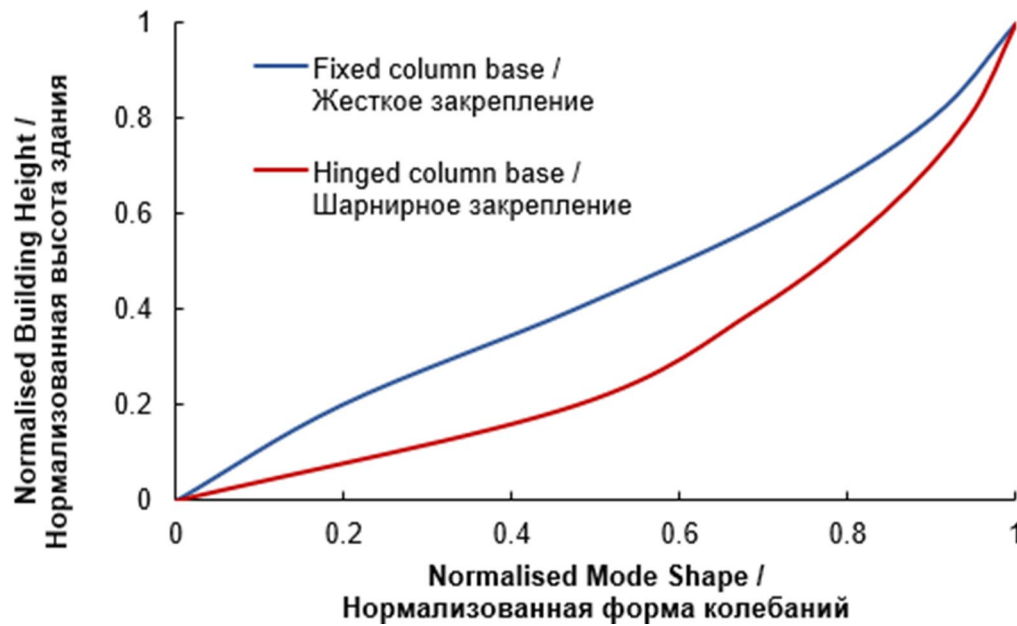


Рис. 20 – Влияние степени закрепления опор
Fig. 20 – Effect of degree of fixity at member ends

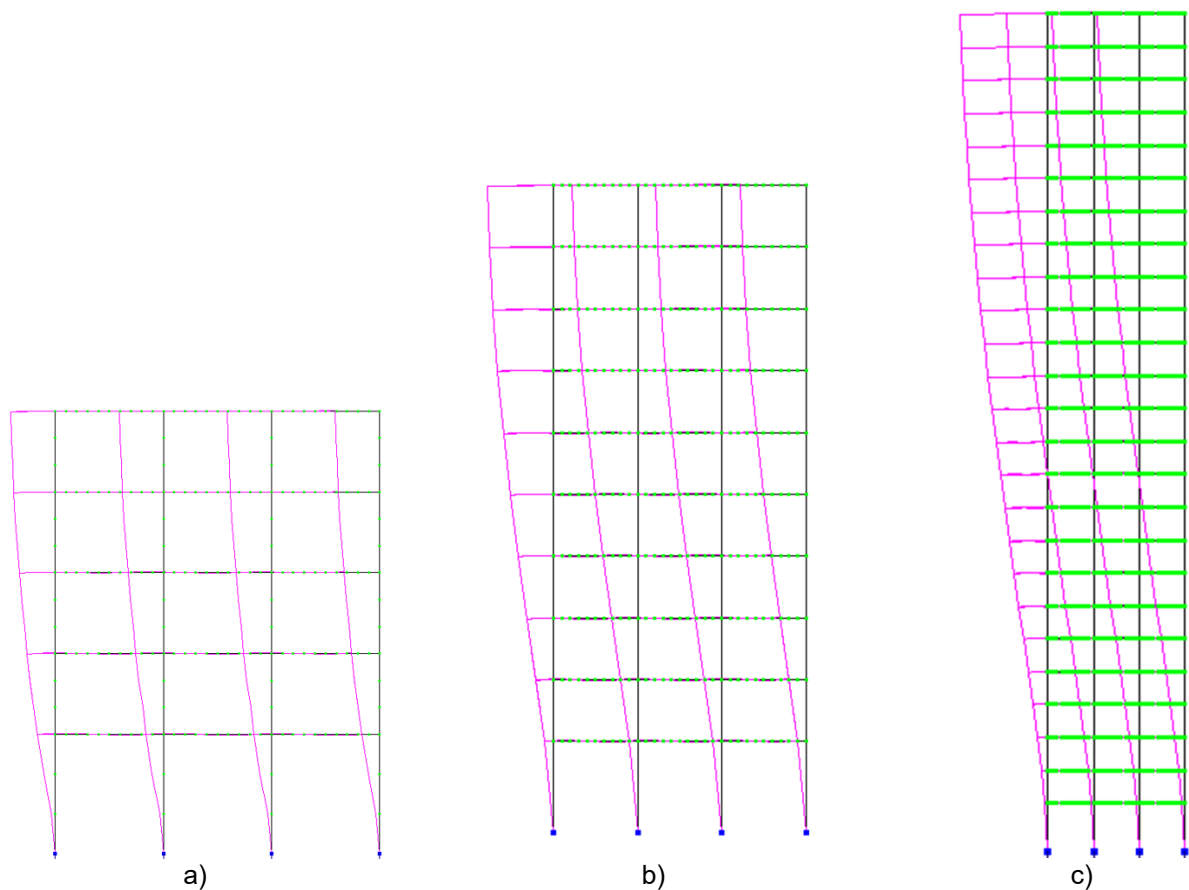


Рис. 21 – Влияние высоты здания
Fig. 21 – Effect of building height

Стены с заполнением из неармированной кладки (*URM infills*) значительно влияют на сейсмостойкость каркасных железобетонных зданий, участвуя в передаче боковых сил и изменяя распределение боковой жесткости. Когда из аналитических моделей исключается заполнение (*without URM infills*), как это зачастую принято в практике проектирования, возникают различия между предполагаемым и фактическим поведением здания во время землетрясения. Это расхождение особенно ярко выражено в зданиях с открытым первым этажом, где боковая

Abaev, Z.; Sanakoev, S.; Dzampaev, O., Valiev, A.

Dynamic characteristics and response of buildings of different structural types and configurations;
2025; Construction of Unique Buildings and Structures; 118 Article No 11804. doi: 10.4123/CUBS.118.4

жесткость значительно ниже, чем у верхних этажей, в результате чего можно заметить внезапное изменение формы колебаний в уровне верха первого этажа (рис. 22). Данное наблюдение подчеркивает важность корректного моделирования заполнений из неармированной кладки, а также разработку соответствующих руководств и положений норм.

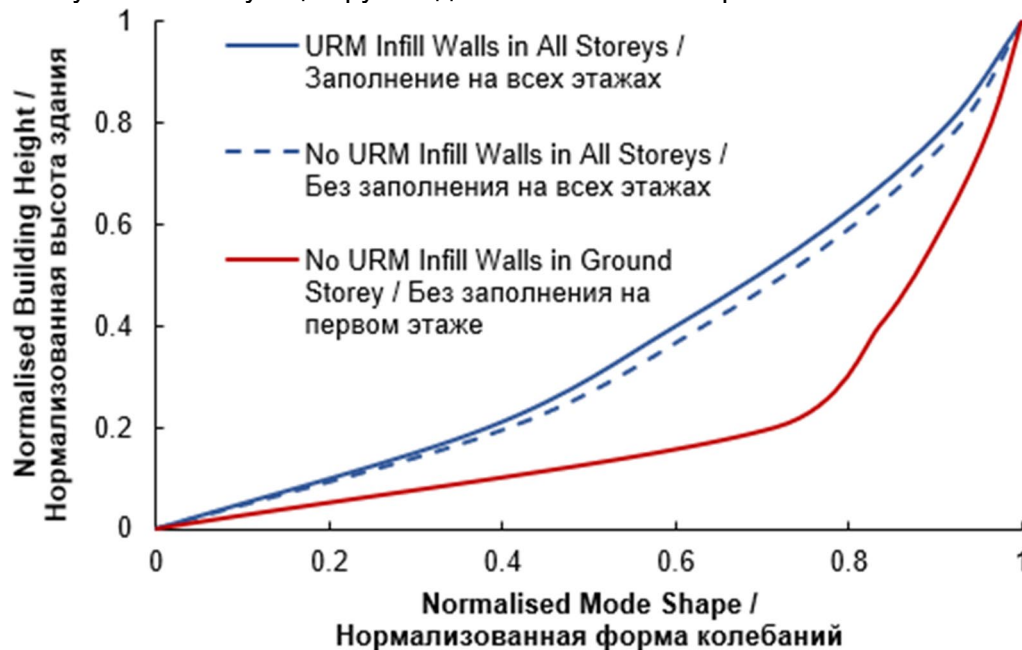


Рис. 22 – Влияние заполнения стенами из неармированной кладки
Fig. 22 – Influence of URM Infill Walls

3.3 Building Configuration

Для зданий различной формы, но эквивалентной площади, результаты показывают, что неправильная форма плана создает дополнительные формы колебаний, помимо первичных поступательных и крутильных форм (таблица 4). Здания с выпуклой и простой геометрией плана демонстрируют лучшие сейсмические характеристики благодаря четко определенным траекториям движения нагрузки, в то время как вогнутые и сложные геометрии создают концентрацию напряжений в углах. В частности, наличие входящих углов приводит к локальным высокочастотным колебаниям, включая формы «открытия-закрытия» и так называемое «влияние хвостом» (*tail-wagging*) [47], когда гибкие выступы колеблются независимо от основной части (рис. 23, форма 5). Эти локальные деформации способствуют возникновению значительной концентрации напряжений в углах выступов [48]. На рисунке 23 показаны первые шесть форм колебаний для П-образного здания.

Для зданий с различными длинами выступов, но одинаковой формой плана, увеличение длины выступов усиливает вклад нежелательных форм колебаний. К примеру, в П-образных зданиях собственный период колебаний «открытия-закрытия» значительно зависел от длины выступа, уменьшаясь с 0.644 с для 48-метровых выступов до 0.331 с для 16-метровых (таблица 5). Аналогично, L- и Т-образные здания с большими выступами демонстрировали формы диагональных колебаний и открывания-закрывания, в то время как меньшие выступы смягчали эти эффекты, отодвигая их в более высшие формы (таблицы 6–7). Для обоих зданий кручение является одной из первых трех форм колебаний.

В V-, Y- и X-образных зданиях формы «открытия-закрытия» и «влияния хвостом» были характерны для зданий с большими выступами. В Y-образном здании с выступом 48 м основной формой колебаний было кручение, что привело к значительной концентрации напряжений. В X-образных зданиях с длинными выступами форма «влияния хвостом» вызвала значительную концентрацию напряжений на внутренних углах.

Можно выделить несколько критических замечаний относительно влияния геометрии плана на сейсмическую реакцию зданий:

1. Преобладание крутильных форм колебаний для зданий с L-, X- и Y-образными планами. Присутствие крутильных форм колебаний для низших форм увеличивает вероятность неравномерного распределения сил и концентрации напряжений, что может привести к чрезмерным нагрузкам на конструкцию.

Abaev, Z.; Sanakoev, S.; Dzampaev, O., Valiev, A.

Dynamic characteristics and response of buildings of different structural types and configurations;

2025; Construction of Unique Buildings and Structures; 118 Article No 11804. doi: 10.4123/CUBS.118.4

2. Наличие диагональных форм колебаний для L- и X-образных зданий. Такие формы могут привести к непреднамеренному перераспределению сил и повышенной уязвимости здания.

3. Здания со значительными выступами имеют тенденцию к развитию уникальных локальных форм колебаний, включая открытие-заккрытие и «виляния хвостом». Эти колебания в первую очередь влияют на удлиненные части конструкции, вызывая дифференциальное движение относительно основной части здания.

4. Наличие входящих углов в зданиях со сложной формой плана усиливает концентрацию напряжений, особенно при сейсмической нагрузке. Формы колебаний «открытие-заккрытие» и «виляние хвоста» еще больше усиливают концентрацию напряжений, увеличивая вероятность локального повреждения конструкции.

Несмотря на различия в форме плана, основные периоды колебаний всех проанализированных зданий, кроме здания L- (0.653 с) составляют примерно 0.8 секунды (таблица 4). Такое постоянство обусловлено одинаковым соотношением массы и жесткости на единицу площади, поскольку все здания были спроектированы с использованием идентичных модульных блоков размером 12 м × 16 м (рис. 2). Этот вывод подтверждает важность распределения жесткости в определении общего динамического поведения и подчеркивает необходимость специальных конструктивных мероприятий для борьбы с негативными последствиями неправильной геометрии.

Таблица 4. Формы колебаний различной формы в плане
Table 4. Type of oscillation modes in buildings with different plan shapes

Mode / Форма колебаний	Different plan shapes buildings (fig. 3) Здания различной формы в плане (рис. 3)					
	L-shape / L-форма	T-shape / T-форма	U-shape / П-форма	V-shape / V-форма	X-shape / X-форма	Y-shape / Y-форма
1	0.653 (<i>Torsion / Кручение</i>)	0.799 (Y-transl. / Y-напр.)	0.799 (X-transl. / X-напр.)	0.800 (<i>Torsion / Кручение</i>)	0.795 (Y-transl. / Y-напр.)	0.791 (<i>Torsion / Кручение</i>)
2	0.643 (<i>Diagonal transl. / Диагональные смещ.</i>)	0.795 (<i>Torsion / Кручение</i>)	0.792 (Y-transl. / Y-напр.)	0.798 (Y-transl. / Y-напр.)	0.794 (X-transl. / X-напр.)	0.787 (X-transl. / X-напр.)
3	0.628 (<i>Torsion / Кручение</i>)	0.778 (X-transl. + torsion / X-напр. + кручение)	0.778 (<i>Torsion / Кручение</i>)	0.767 (X-transl. + torsion / X-напр. + кручение)	0.783 (<i>Torsion / Кручение</i>)	0.787 (Y-transl. / Y-напр.)
4	0.555 (Opening- Closing / Открытие- Заккрытие)	0.491 (Opening- Closing / Открытие- Заккрытие)	0.644 (Opening- Closing / Открытие- Заккрытие)	0.710 (Opening- Closing / Открытие- Заккрытие)	0.342 (Opening- Closing / Открытие- Заккрытие)	0.567 («Tail Wagging» / «Виляние Хвостом»)
5	0.280 (Mixed / Смешанная)	0.480 («Tail Wagging» / «Виляние Хвостом»)	0.383 («Tail Wagging» / «Виляние Хвостом»)	0.436 (Mixed / Смешанная)	0.316 («Tail Wagging» / «Виляние Хвостом»)	0.566 (Opening- Closing / Открытие- Заккрытие)
6	0.210 (Mixed / Смешанная)	0.247 (Mixed / Смешанная)	0.248 (X-transl. / X-напр.)	0.308 (Mixed / Смешанная)	0.260 («Tail Wagging» / «Виляние Хвостом»)	0.246 (Mixed / Смешанная)

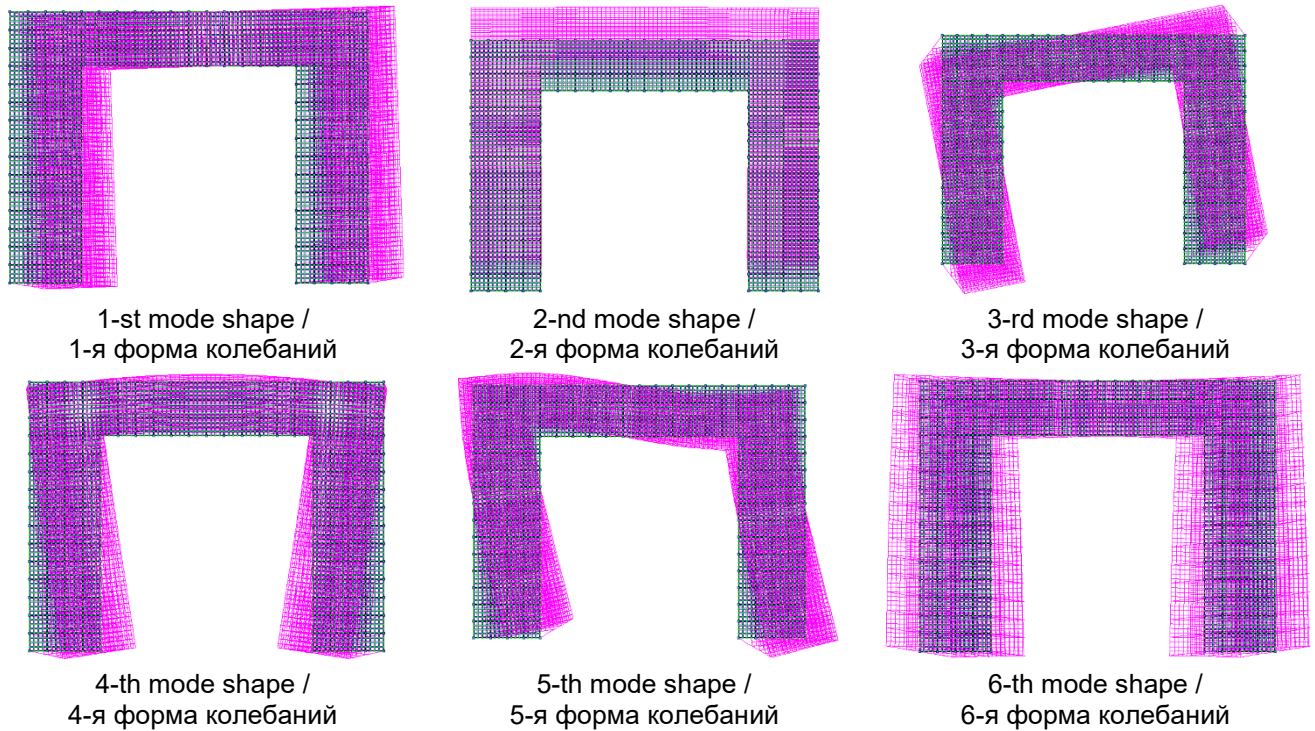


Рис. 23 – Формы колебаний для здания П-образной формы
Fig. 23 – Modes of oscillation for U-plan shape building

Таблица 5. Формы колебаний для здания П-образной формы с различными размерами
Table 5. Modes of oscillation in buildings with U-plan shape with different projections

Mode shape / Форма колебаний	U-shape / П-форма		
	48 m	32 m	16 m
1	0.799 (X-transl. / X-напр.)	0.794 (Y-transl. / Y-напр.)	0.797 (Y-transl. / Y-напр.)
2	0.792 (Y-transl. / Y-напр.)	0.793 (X-transl. / X-напр.)	0.783 (X-transl. / X-напр.)
3	0.778 (Torsion / Кручение)	0.776 (Torsion / Кручение)	0.774 (Torsion / Кручение)
4	0.644 (Opening-Closing / Открытие-Закрытие)	0.511 (Opening-Closing / Открытие-Закрытие)	0.331 (Opening-Closing / Открытие-Закрытие)
5	0.383 (Mixed / Смешанная)	0.269 (Mixed / Смешанная)	0.247 (Y-transl. / Y-напр.)
6	0.248 (Y-transl. / Y-напр.)	0.246 (Y-transl. / Y-напр.)	0.242 (X-transl. / X-напр.)

Таблица 6. Формы колебаний для здания Т-образной формы с различными размерами
Table 6. Modes of oscillation in buildings with T-shape with different projections

Mode shape / Форма колебаний	T-shape / Т-здание	
	48 m	16 m
1	0.799 (Y-transl. / Y-напр.)	0.791 (Y-transl. / Y-напр.)
2	0.790 (Torsion / Кручение)	0.778 (X-transl. / X-напр.)
3	0.776 (Torsion / Кручение)	0.738 (Torsion / Кручение)
4	0.397 (Opening-Closing / Открытие-Закрытие)	0.245 (Y-transl. / Y-напр.)
5	0.387 («Tail Wagging» / «Влияние Хвостом»)	0.241 (X-transl. / X-напр.)
6	0.247 (Y-transl. / Y-напр.)	0.229 (Torsion / Кручение)

Таблица 7. Формы колебаний для здания L-образной формы с различными размерами
Table 7. Modes of oscillation in buildings with L-plan shape with different projections

Mode shape / Форма колебаний	L-shape / L-форма	
	48 m	16 m
1	0.799 (Torsion / Кручение)	0.636 (Y-transl. / Y-напр.)
2	0.790 (Diagonal transl. / Диагональные смещ.)	0.633 (X-transl. / X-напр.)
3	0.776 (Torsion / Кручение)	0.589 (Torsion / Кручение)
4	0.397 (Opening-Closing / Открытие-Заккрытие)	0.205 (Y-transl. / Y-напр.)
5	0.387 (Diagonal transl. / Диагональные смещ.)	0.204 (X-transl. / X-напр.)
6	0.247 (Diagonal transl. / Диагональные смещ.)	0.189 (Torsion / Кручение)

Таблица 8. Формы колебаний для здания V-образной формы с различными размерами
Table 8. Modes of oscillation in buildings with V-plan shape with different projections

Mode shape / Форма колебаний	V-shape / V-форма	
	48 m	16 m
1	0.791 (Y-transl. / Y-напр.)	0.772 (Y-transl. / Y-напр.)
2	0.783 (Torsion / Кручение)	0.754 (X-transl. / X-напр.)
3	0.760 (Torsion / Кручение)	0.719 (Torsion / Кручение)
4	0.357 (Opening-Closing / Открытие-Заккрытие)	0.239 (Y-transl. / Y-напр.)
5	0.245 (Y-transl. / Y-напр.)	0.233 (X-transl. / X-напр.)
6	0.243 (Torsion / Кручение)	0.223 (Torsion / Кручение)

Таблица 9. Формы колебаний для здания Y-образной формы с различными размерами
Table 9. Modes of oscillation in buildings with Y-plan shape with different projections

Mode shape / Форма колебаний	Y-shape / Y-форма	
	48 m	16 m
1	0.786 (X-transl. / X-напр.)	0.778 (X-transl. / X-напр.)
2	0.785 (Y-transl. / Y-напр.)	0.776 (Y-transl. / Y-напр.)
3	0.781 (Torsion / Кручение)	0.726 (Torsion / Кручение)
4	0.379 (Opening-Closing / Открытие-Заккрытие)	0.241 (X-transl. / X-напр.)
5	0.378 (Opening-Closing / Открытие-Заккрытие)	0.240 (Diagonal transl. / Диагональные смещ.)
6	0.243 (Diagonal transl. / Диагональные смещ.)	0.225 (Torsion / Кручение)

Таблица 10. Формы колебаний для здания X-образной формы с различными размерами
Table 10. Modes of oscillation in buildings with X-plan shape with different projections

Mode shape / Форма колебаний	X-shape / X-форма	
	48 m	16 m
1	0.795 (Y-transl. / Y-напр.)	0.790 (Y-transl. / Y-напр.)
2	0.794 (X-transl. / X-напр.)	0.788 (X-transl. / X-напр.)

3	0.788 (Torsion / Кручение)	0.744 (Torsion / Кручение)
4	0.425 («Tail Wagging» / «Влияние Хвостом»)	0.245 (Y-transl. / Y-напр.)
5	0.404 (Opening-Closing / Открытие-Закрытие)	0.244 (X-transl. / X-напр.)
6	0.321 (Opening-Closing / Открытие-Закрытие)	0.230 (Torsion / Кручение)

3.4 Plan Aspect Ratio

Анализ показал, что максимальное перемещение в центре перекрытия увеличивается с увеличением соотношения сторон плана (рис. 24). В российских нормах не оговариваются максимальное перемещение перекрытия, как и сам критерий «жесткого диска», как например в индийских нормах IS 1893 (п. 7.7.2.2.), которые рекомендуют ограничить перемещение диафрагмы в плоскости в пределах ≤ 1.5 от среднего смещения, в то время как американские нормы ASCE 7-22 (п. 12.3.1.3) ограничивают это соотношение ≤ 2 . Данные значения соблюдаются для зданий с отношением сторон в плане до 4, что также соответствует рекомендациям российских норм СП 14.13330.2018 [31], после чего наблюдались значительные деформации в плоскости (рис. 25). Гибкость диафрагмы была особенно выражена в случае соотношения сторон 10, где большие перемещения приводили к неравномерной передаче усилий.

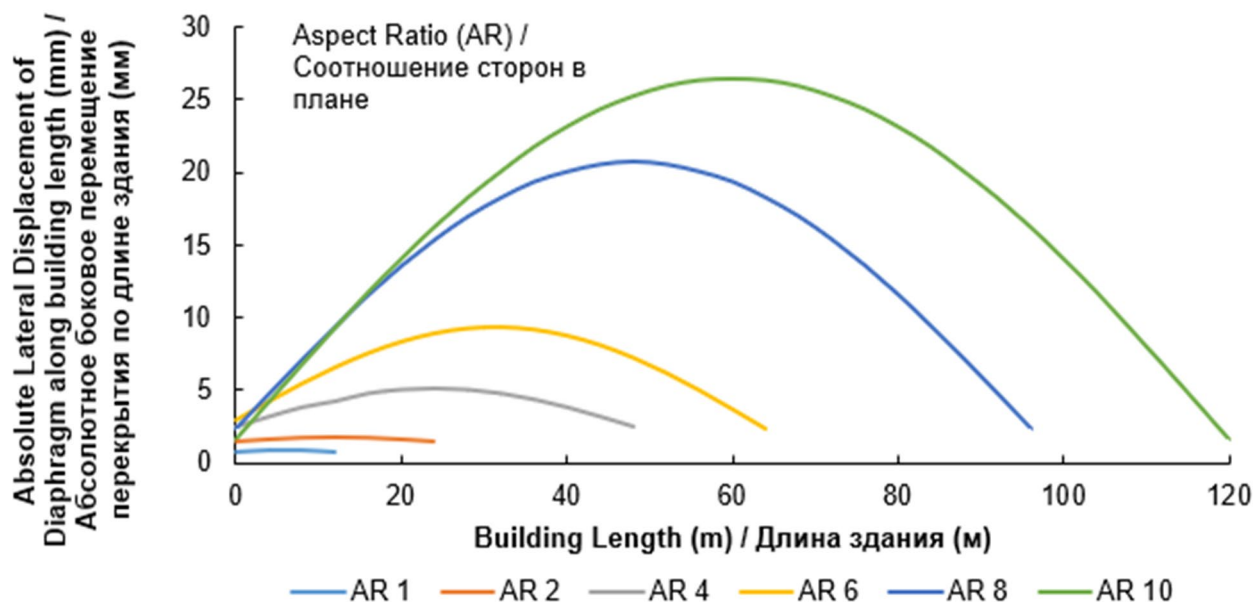


Рис. 24 – Деформации перекрытия для различных соотношений размеров в плане
Fig. 24 – Diaphragm deformations for different aspect ratios

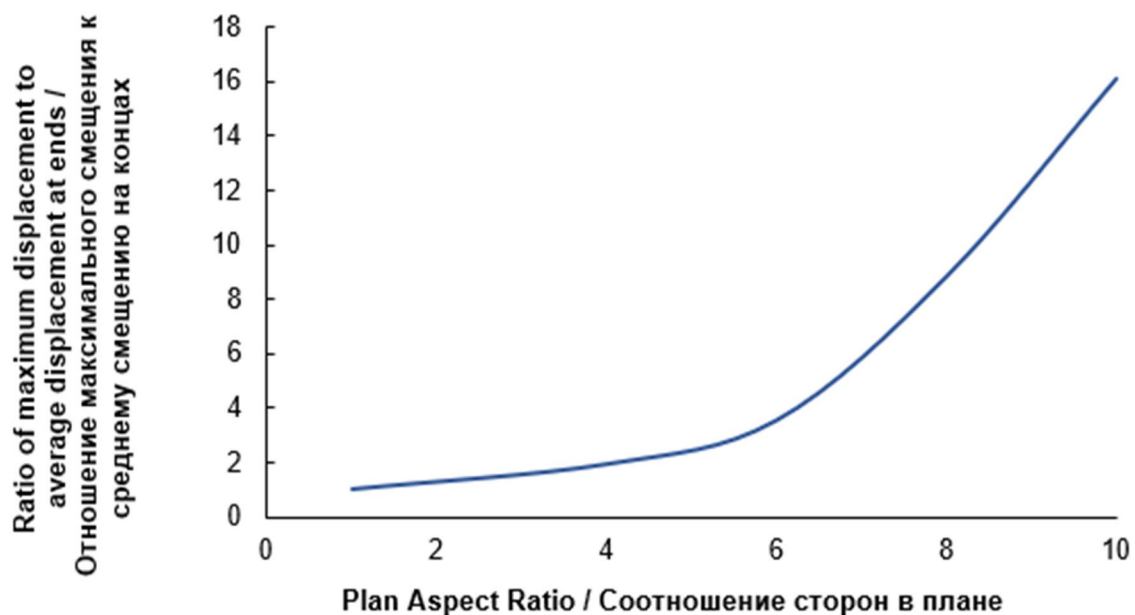


Рис. 25 – Реакция «жесткого диска» перекрытия для различных соотношений размеров в плане

Fig. 25 – Diaphragm action for different aspect ratios

3.5 Distribution of the Walls

При равномерном распределении элементов восприятия горизонтальной нагрузки деформации диафрагмы значительно уменьшились. Введение железобетонной стены по середине (конфигурация А3) эффективно минимизировало деформации по сравнению со зданием, имеющими только торцевые стены (конфигурация А2). Введение дополнительных стены еще больше улучшило реакцию зданий, продемонстрировав, что равномерное распределение жесткости имеет решающее значение для зданий с большим отношением сторон (рис. 26–27).

Деформация диска перекрытия в плоскости значительно увеличивается при наличии вырезов (в среднем более чем в 1.6 раза), как показано на рис. 26. Очевидно, что вырезы уменьшают жесткость диафрагмы и снижают ее способность эффективно распределять боковые нагрузки. Однако, как показано на рисунке 28, добавление большего количества хорошо распределенных по длине здания стен эффективно снижает гибкость в плоскости, даже в зданиях с вырезами, обеспечивая поведение диска перекрытия, сравнимое с поведением зданий без вырезов.

3.6 Openings

Исследование подтверждает, что максимальное смещение в плоскости перекрытия увеличивается с ростом площади центральных отверстий (рис. 29). При площади отверстий до 25-30 % от общей площади диафрагмы скорость увеличения остается умеренной; за этим порогом деформация растет быстро. Нормы проектирования, такие как IS 1893 (часть 1) (т. 4, п. iii), ограничивают площадь отверстий в диафрагмах до 50 % от площади перекрытия, чтобы контролировать гибкость в плоскости и гарантировать, что смещение в любой точке остается в пределах 1.5-кратного среднего смещения диафрагмы, в то время как американские нормы ASCE 7-22 (т. 12.3-1, п. 3) считают жестким перекрытие с площадью отверстий не более 25 %.

На деформацию диафрагмы влияет жесткость в плоскости, обеспечиваемая элементами восприятия горизонтальной нагрузки (к примеру, стенами). Важно отметить, что поскольку программное обеспечение LIRA-SAPR учитывает гибкость диафрагмы в плоскости в явном виде (т.е. не предполагает опции «жесткой диафрагмы» по аналогии с некоторыми расчетными программами, такими как SAP2000 и Perform3D), к соотношению деформаций в плоскости был применен масштабный коэффициент 10 для последовательного сравнения с идеализированным поведением жесткой диафрагмы.

Сравнительный анализ зданий с двух- и четырехпролетными угловыми стенами показывает, что несмотря на то, что для зданий с более длинными стенами перемещения на концах оказываются меньше, как и максимальные деформации в середине плиты, отношение деформации в плоскости к средней деформации на концах увеличивается с увеличением длины

стен (рис. 29). Данная тенденция становится еще более отчетливой с увеличением отношения площади проемов к площади плана. Отдельно выделены границы «жесткого диска» перекрытия согласно нормам IS 1893 и ASCE 7-22. Примечательно, что даже в квадратных зданиях без проемов и с отношением сторон плана, равным единице, отношение максимального и среднего смещения диафрагмы достигает 0.5-0.65 для больших площадей плана (6400 м²), что подчеркивает существенное влияние размеров здания на деформации перекрытия. Этот эффект отсутствует в небольших квадратных зданиях площадью 144 м². В зданиях с площадью проема 64 % четко проявляется высокая гибкость в плоскости, что подчеркивает критическую необходимость тщательного проектирования дисков перекрытий с большими проемами с учетом уменьшения жесткости перекрытия.

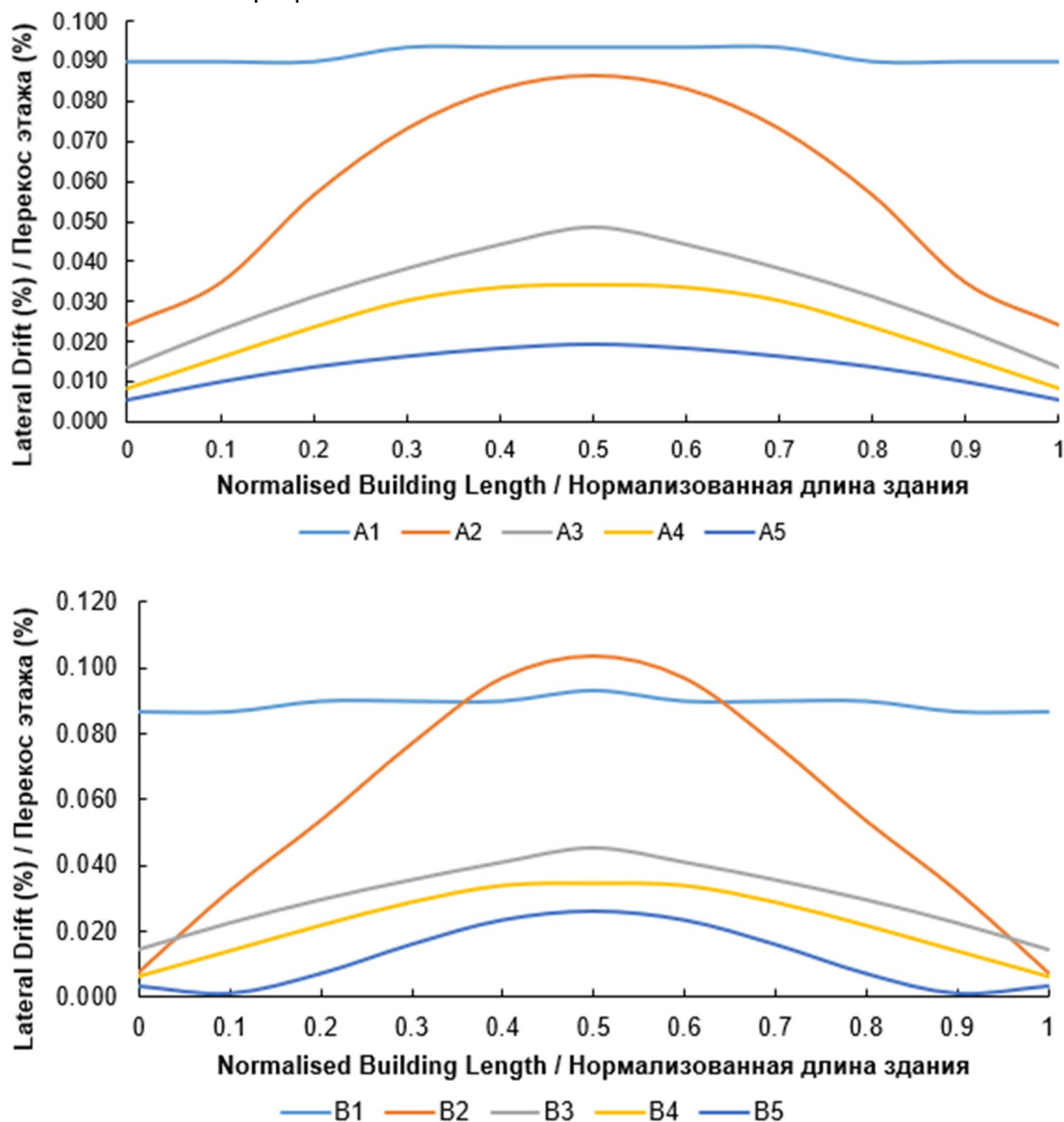


Рис. 26 – Перекос этажа в уровне верха зданий
Fig. 26 – Lateral Drift at the roof level

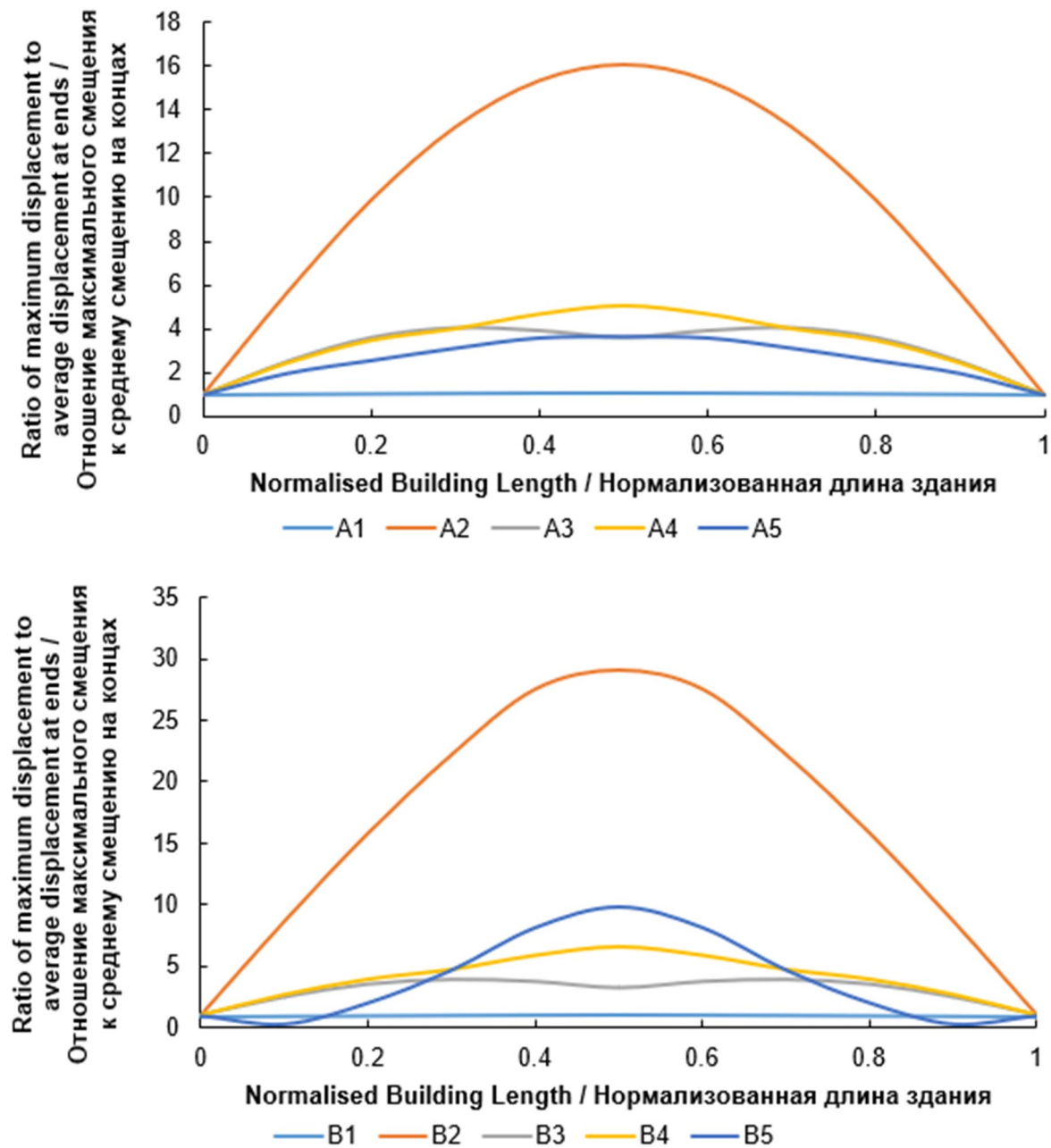


Рис. 27 – Перемещения в уровне верха зданий
Fig. 27 – Roof diaphragm deformation

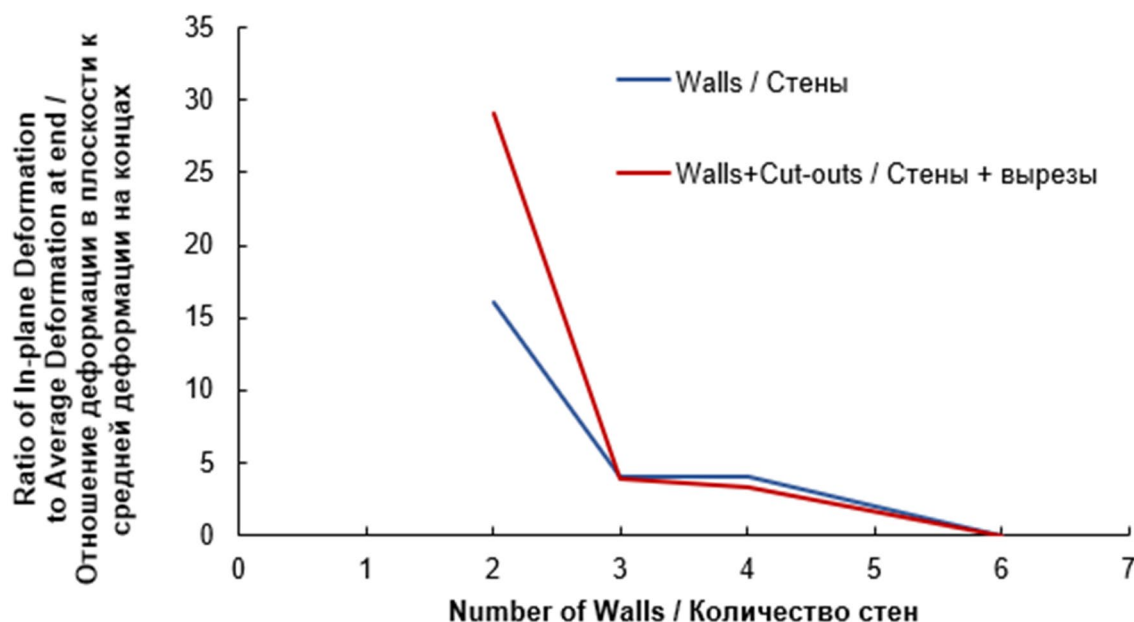


Рис. 28 – Относительные деформации в уровне верхнего этажа
Fig. 28 – Relative deformation within the floor diaphragm at roof level

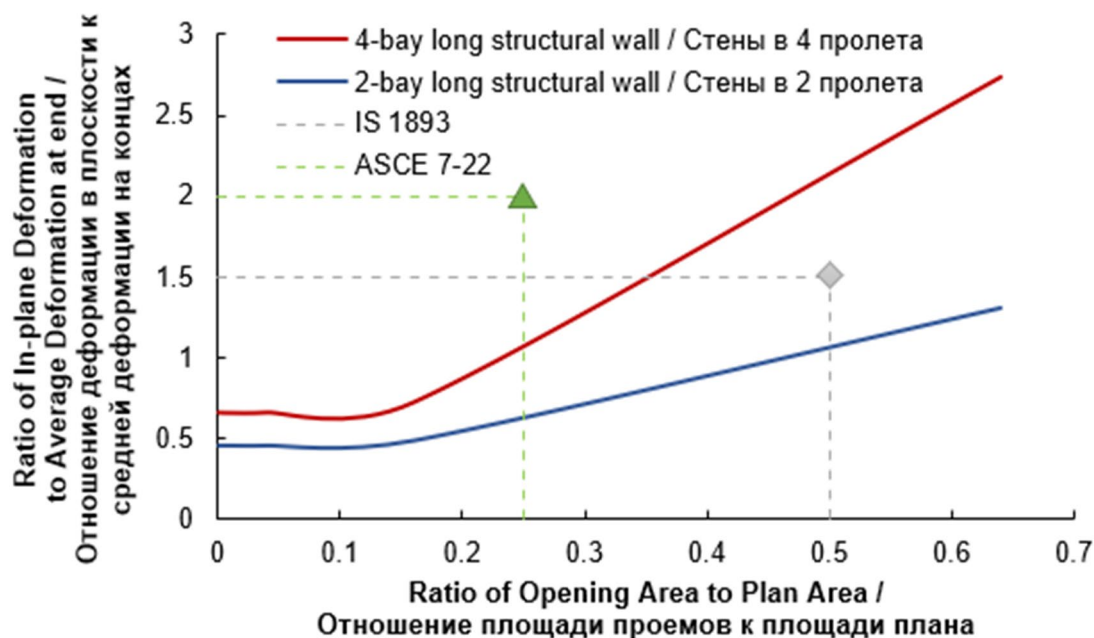


Рис. 29 – Влияние проемов в перекрытии
Fig. 29 – Effect of cut-out in diaphragm

4 Conclusions

В данном исследовании всесторонне рассмотрены факторы, влияющие на модальную и динамическую реакцию зданий, с особым акцентом на их воздействие на периоды и формы колебаний.

Основные результаты работы:

1. Жесткость и масса:

– Увеличение жесткости здания уменьшает период собственных колебаний, а увеличение массы удлиняет его.

– Распределение жесткости и массы также определяет форму колебаний, при этом более высокая концентрация жесткости приводит к более выраженному сдвиговому типу деформации.

2. Высота здания:

- Высокие здания обладают более длинными периодами собственных колебаний из-за увеличения массы и снижения общей жесткости.
- Хотя основная форма колебаний остается преимущественно сдвиговой, в нижних этажах высоких зданий изгибные деформации становятся более выраженными из-за значительных осевых деформаций в колоннах.
- 3. Ориентация колонн и осевая жесткость:
 - Ориентация прямоугольных колонн влияет на боковую жесткость, при этом более длинные колонны уменьшают период колебаний вдоль более жесткого направления.
 - Низкая осевая жесткость колонн приводит к изгибным формам колебаний, особенно в высоких зданиях, в то время как высокая осевая жесткость способствует сдвиговым формам.
- 4. Каркасы с заполнением из неармированной кладки:
 - Заполнение каркаса неармированной кладкой значительно увеличивают боковую жесткость, уменьшая период колебаний и изменяя формы колебаний, особенно в зданиях с открытыми первыми этажами.
 - Игнорирование заполнения при моделировании приводит к некорректным формам колебаний и недооценке боковых перемещений, что может существенно понизить сейсмостойкость зданий.
- 5. Отношение жесткостей балки и колонны:
 - Однако чрезмерная жесткость балок может привести к нежелательному дисбалансу прочности (сильная балка – слабая колонна), влияющему не только на периоды, но и на характер сейсмического отклика [49].
- 6. Влияние конфигурации плана на сейсмическую реакцию
 - Неправильные формы плана (L-, X- и Y-образные здания) демонстрируют преобладающие формы колебаний кручения и диагонального перемещения, которые должны быть смягчены с помощью соответствующих конструктивных решений.
 - Большие выступающие фрагменты плана вызывают локальные формы колебаний «открытие-закрытие» и «виляние-хвоста», вызывая значительную концентрацию напряжений в углах, увеличивая риск повреждения зданий.
- 7. Соотношение сторон плана и поведение диафрагмы перекрытия
 - Здания с большим соотношением сторон в плане ($\lambda = L_{\max} / L_{\min} > 4$) снижают эффект жесткого диска перекрытий, что приводит к неравномерному распределению усилий и потенциальной перегрузке элементов зданий.
 - Деформация перекрытий в плоскости увеличивается с ростом соотношения сторон плана, что требует тщательного учета для контроля боковых смещений.
- 8. Распределение элементов, воспринимающих горизонтальную нагрузку
 - Концентрация элементов, воспринимающих горизонтальную нагрузку (стен, связей), на торцах здания значительно увеличивает деформацию в плоскости.
 - Равномерное распределение стен и связей по длине здания эффективно снижает деформацию диска перекрытий и улучшает сейсмостойкость здания.
- 9. Влияние вырезов в перекрытиях на сейсмостойкость
 - Наличие вырезов в перекрытиях увеличивает гибкость диафрагмы в плоскости, особенно при плохом распределении системы восприятия горизонтальной нагрузки.
 - Проемы, превышающие 25–30 % площади перекрытия, приводят к быстрому увеличению боковых смещений.
- 10. Рекомендации для проектирования
 - Здания большой площади должны включать равномерно распределенные элементы сопротивления горизонтальной нагрузке для предотвращения эксцентриситета жесткости и обеспечения эффективной передачи сейсмической нагрузки.
 - Для улучшения динамических характеристик следует минимизировать конструктивные нарушения, такие как большие вырезы и несбалансированное распределение жесткости.

5 Fundings

Исследование выполнено за счет гранта Российского научного фонда № 24–79–00087, <https://rscf.ru/project/24-79-00087/>

The research was supported by the Russian Science Foundation Project No. 24-79-00087, <https://rscf.ru/en/project/24-79-00087/>

Abaev, Z.; Sanakoev, S.; Dzampaev, O., Valiev, A.

Dynamic characteristics and response of buildings of different structural types and configurations; 2025; Construction of Unique Buildings and Structures; 118 Article No 11804. doi: 10.4123/CUBS.118.4



References

- 1 Yang, S., Wang, G., Xu, Q., He, J., Yang, M. and Zhang, Z. (2024) Dynamic Response and Vibration Suitability Analysis of the Large-Span Double-Connected Structure under Coupled Wind and Pedestrian Loads. *Scientific Reports*, **14**, 23023. <https://doi.org/10.1038/s41598-024-73223-Z>
- 2 Pippi, A., Bernardes Júnior, P., Avila, S., De Morais, M. and Doz, G. (2020) Dynamic Response to Different Models of Adjacent Coupled Buildings. *Journal of Vibration Engineering & Technologies*, **8**, 247–256. <https://doi.org/10.1007/s42417-019-00102-7>
- 3 Gara, F., Arezzo, D., Nicoletti, V. and Carbonari, S. (2021) Monitoring the Modal Properties of an RC School Building during the 2016 Central Italy Seismic Swarm. *Journal of Structural Engineering*, **147**, 05021002. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0003025](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0003025)
- 4 Chopra, A.K. (2017) *Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering*. Fifth edition., Pearson, Hoboken, NJ. <https://www.pearson.com/en-us/subject-catalog/p/dynamics-of-structures-theory-and-applications-to-earthquake-engineering/P200000003487/9780134555126>
- 5 Paz, M. and Kim, Y.H. (2019) *Structural Dynamics: Theory and Computation*. Springer International Publishing, Cham. <https://doi.org/10.1007/978-3-319-94743-3>
- 6 Powell, G.H. (2010) *Modeling for Structural Analysis: Behavior and Basics*. Computers and Structures, Berkeley, Calif. https://books.google.ru/books/about/Modeling_for_Structural_Analysis.html?id=xGk5cgAACAAJ&redir_esc=y
- 7 McKenna, F., Scott, M.H. and Fenves, G.L. (2010) Nonlinear Finite-Element Analysis Software Architecture Using Object Composition. *Journal of Computing in Civil Engineering*, **24**, 95–107. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)CP.1943-5487.0000002](https://doi.org/10.1061/(ASCE)CP.1943-5487.0000002)
- 8 Zhang, Y., Fung, J.F., Johnson, K.J. and Sattar, S. (2022) Review of Seismic Risk Mitigation Policies in Earthquake-Prone Countries: Lessons for Earthquake Resilience in the United States. *Journal of Earthquake Engineering*, **26**, 6208–6235. <https://doi.org/10.1080/13632469.2021.1911889>
- 9 Abaev, Z.K. and Sulthan, F. (2024) Seismic performance evaluation of multi-storey residential building with friction pendulum bearings: Indonesia case study. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*, **20**, 57–72. <https://doi.org/10.22363/1815-5235-2024-20-1-57-72>
- 10 Priestley, M.J.N., Calvi, G.M. and Kowalsky, M.J. (2007) *Displacement-Based Seismic Design of Structures*. IUSS Press, Pavia. https://www.google.ru/books/edition/Displacement_based_Seismic_Design_of_Str/0e4eAQAAIAAJ?hl=en&gbpv=1&bsq=Displacement-based+seismic+design+of+structures&dq=Displacement-based+seismic+design+of+structures&printsec=frontcover
- 11 Taranath, B.S. (2016) *Tall Building Design*. 1st Edition., CRC Press. <https://doi.org/10.1201/9781315374468>
- 12 Lucksiri, K., Miller, T.H., Gupta, R., Pei, S. and Van De Lindt, J.W. (2012) Effect of Plan Configuration on Seismic Performance of Single-Story Wood-Frame Dwellings. *Natural Hazards Review*, **13**, 24–33. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)NH.1527-6996.0000061](https://doi.org/10.1061/(ASCE)NH.1527-6996.0000061)
- 13 Tena-Colunga, A. and Sabanero-García, R. (2023) Impact of Diaphragm Flexibility on Dynamic Properties and Seismic Design Parameters of Irregular Buildings in Plan. *Journal of Building Engineering*, **80**, 108007. <https://doi.org/10.1016/j.jobe.2023.108007>
- 14 Basu, D. and Jain, S.K. (2004) Seismic Analysis of Asymmetric Buildings with Flexible Floor Diaphragms. *Journal of Structural Engineering*, **130**, 1169–1176. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2004\)130:8\(1169\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2004)130:8(1169))
- 15 Pinasco, S., Lagomarsino, S. and Cattari, S. (2025) Unreinforced Masonry Buildings in Aggregate of Urban Settlements: Current Approaches and Critical Issues for the Seismic Vulnerability Assessment. *Structures*, **73**, 108335. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2025.108335>
- 16 Furtado, A., Rodrigues, H. and Arêde, A. (2022) Effect of the Openings on the Seismic Response of an Infilled Reinforced Concrete Structure. *Buildings*, **12**, 2020. <https://doi.org/10.3390/buildings12112020>

- 17 Fardis, M.N. and Panagiotakos, T.B. (1997) Seismic Design and Response of Bare and Masonry-Infilled Reinforced Concrete Buildings. Part II: Infilled Structures. *Journal of Earthquake Engineering*, **1**, 475–503. <https://doi.org/10.1080/13632469708962375>
- 18 Asteris, P.G., Cotsovos, D.M., Chrysostomou, C.Z., Mohebbkhah, A. and Al-Chaar, G.K. (2013) Mathematical Micromodeling of Infilled Frames: State of the Art. *Engineering Structures*, **56**, 1905–1921. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2013.08.010>
- 19 Abaev, Z., Schildkamp, M. and Valiev, A. (2022) Base shear seismic demand comparison for buildings with natural stone walls in Nepal, Russia and Tajikistan. *Earthquake Engineering, Construction Safety*, 18–45. <https://doi.org/10.37153/2618-9283-2022-6-18-45>
- 20 Fischer, A.W. and Schafer, B.W. (2023) Wall-diaphragm Interactions in Seismic Response of Building Systems II: Inelastic Response and Design. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, **52**, 1557–1577. <https://doi.org/10.1002/eqe.3829>
- 21 Fischer, A.W. and Schafer, B.W. (2023) Wall-diaphragm Interactions in Seismic Response of Building Systems I: Parametric Models and Elastic Response. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, **52**, 1678–1703. <https://doi.org/10.1002/eqe.3836>
- 22 Rodriguez, M.E., Restrepo, J.I. and Blandón, J.J. (2007) Seismic Design Forces for Rigid Floor Diaphragms in Precast Concrete Building Structures. *Journal of Structural Engineering*, **133**, 1604–1615. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2007\)133:11\(1604\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2007)133:11(1604))
- 23 Pandian, A.V.P., Arunachalam, K.P., Bahrami, A., Romero, L.M.B., Avudaiappan, S. and Awoyera, P.O. (2024) Unsymmetricity Effects on Seismic Performance of Multi-Story Buildings. *Discover Applied Sciences*, **6**, 476. <https://doi.org/10.1007/s42452-024-06099-3>
- 24 Lawson, J. and Koliou, M. (2020) Evaluating Second-Order Effects in Rigid Wall-Flexible Roof Diaphragm Buildings. *Earthquake Spectra*, **36**, 1864–1885. <https://doi.org/10.1177/8755293020919420>
- 25 Tena-Colunga, A. and Sabanero-García, R. (2023) Impact of Diaphragm Flexibility on Dynamic Properties and Seismic Design Parameters of Irregular Buildings in Plan. *Journal of Building Engineering*, **80**, 108007. <https://doi.org/10.1016/j.jobe.2023.108007>
- 26 Yang, R., Luo, K.-H., Huang, S.-M. and Qiao, Y.-M. (2025) Influence of Column-to-Beam Flexural Modulus Ratio on the Failure Mode of RC Frame Inner Joints: Theoretical Analysis and Experimental Investigation. *Structures*, **71**, 108105. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2024.108105>
- 27 Su, J., Liu, B., Xing, G., Ma, Y. and Huang, J. (2020) Influence of Beam-to-Column Linear Stiffness Ratio on Failure Mechanism of Reinforced Concrete Moment-Resisting Frame Structures. Nascimbene, R., Ed., *Advances in Civil Engineering*, **2020**, 9216798. <https://doi.org/10.1155/2020/9216798>
- 28 Shi, M., Choi, M., Choi, Y. and Kang, S. (2024) Influences of Column Orientations and Story Levels of the RC Frames under Nonlinear Static Analysis. *Architectural research*, **26**, 127–138. <https://doi.org/10.5659/AIKAR.2024.26.4.127>
- 29 Al-Osta, M.A., Khan, U., Baluch, M.H. and Rahman, M.K. (2018) Effects of Variation of Axial Load on Seismic Performance of Shear Deficient RC Exterior BCJs. *International Journal of Concrete Structures and Materials*, **12**, 46. <https://doi.org/10.1186/s40069-018-0277-0>
- 30 Gonzalez-Fernandez, D., De Risi, R., Rezgoui, D., Macdonald, J.H.G., Margnelli, A. and Titurus, B. (2023) Identification of Varying Modal Parameters of a Tall Building from the Full-Scale Wind-Induced Responses. *Structures*, **56**, 104770. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2023.06.101>
- 31 (2018) SP 14.13330.2018 Seismic building design code. <https://docs.cntd.ru/document/550565571>
- 32 Abaev, Z.K., Kodzaev, M.Yu. and Bigulaev, A.A. (2020) Earthquake Resistance Analysis of Structural Systems of Multi-Storey Civil Buildings. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*, **16**, 76–82. <https://doi.org/10.22363/1815-5235-2020-16-1-76-82>
- 33 Naveen E, S., Abraham, N.M. and S D, A.K. (2019) Analysis of Irregular Structures under Earthquake Loads. *Procedia Structural Integrity*, **14**, 806–819. <https://doi.org/10.1016/j.prostr.2019.07.059>
- 34 Zhang, Q.W., Megawati, K., Huang, L.P. and Pan, T.C. (2011) Evaluating the Efficiency of Current Nonlinear Static Pushover Procedures on Estimating Torsion Effect for Asymmetric High-Rise Buildings. Vulnerability, Uncertainty, and Risk, American Society of Civil Engineers, Hyattsville, Maryland, United States, 881–888. [https://doi.org/10.1061/41170\(400\)107](https://doi.org/10.1061/41170(400)107)



- 35 Avci, O., Alkhamis, K., Abdeljaber, O., Alsharo, A. and Hussein, M. (2022) Operational Modal Analysis and Finite Element Model Updating of a 230 m Tall Tower. *Structures*, **37**, 154–167. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2021.12.078>
- 36 Li, S., Mace, B.R. and Dhupia, J.S. (2019) Modal Approach to Dynamic Analysis of Structures with Attachments at Uncertain Locations. *Journal of Sound and Vibration*, **444**, 48–68. <https://doi.org/10.1016/j.jsv.2018.12.008>
- 37 Abaev, Z., Valiev, A., Kodzaev, M. and Gurbanov, R. (2024) Dynamic response of a linear multiple degrees-of-freedom system. *Construction of Unique Buildings and Structures*, 11104. <https://doi.org/10.4123/CUBS.111.4>
- 38 Devin, A. and Fanning, P.J. (2019) Non-Structural Elements and the Dynamic Response of Buildings: A Review. *Engineering Structures*, **187**, 242–250. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.02.044>
- 39 Murty, C.V.R., Goswami, R., AR, V. and Mehta, V. (2012) Some Concepts in Earthquake Behaviour of Buildings. Gujarat State Disaster Management Authority, Gandhinagar, India. https://www.researchgate.net/publication/281479039_Some_Concepts_in_Earthquake_Behavior_of_Buildings
- 40 Abaev, Z.K. and Dendup, T. (2024) Seismic performance evaluation of different design options of typical reinforced concrete residential building by nonlinear static and dynamic analyses. *Building and Reconstruction*, 4–22. <https://doi.org/10.33979/2073-7416-2024-115-5-4-22>
- 41 American society of civil engineers. (2000) Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings: FEMA-356. Federal emergency management agency, Washington, D.C. www.nehrp.gov/pdf/fema356.pdf
- 42 Kucukler, M., Gardner, L. and Macorini, L. (2016) Development and Assessment of a Practical Stiffness Reduction Method for the In-Plane Design of Steel Frames. *Journal of Constructional Steel Research*, **126**, 187–200. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2016.06.002>
- 43 (2018) SP 430.1325800.2018 Monolithic structural systems. Design rules. <https://docs.cntd.ru/document/554820823>
- 44 Vafaei, M., Baniahmadi, M. and Alih, S.C. (2019) The Relative Importance of Strong Column-Weak Beam Design Concept in the Single-Story RC Frames. *Engineering Structures*, **185**, 159–170. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.01.126>
- 45 MacRae, G.A., Kimura, Y. and Roeder, C. (2004) Effect of Column Stiffness on Braced Frame Seismic Behavior. *Journal of Structural Engineering*, **130**, 381–391. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2004\)130:3\(381\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2004)130:3(381))
- 46 Falborski, T., Hassan, A.S. and Kanvinde, A.M. (2020) Column Base Fixity in Steel Moment Frames: Observations from Instrumented Buildings. *Journal of Constructional Steel Research*, **168**, 105993. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2020.105993>
- 47 Khanal, B. and Chaulagain, H. (2020) Seismic Elastic Performance of L-Shaped Building Frames through Plan Irregularities. *Structures*, **27**, 22–36. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2020.05.017>
- 48 Singh Rathore, H., Mathur, A. and Hussain, S. (2022) Seismic Analysis of Irregular Buildings with Re-Entrant Corners and Autoclaved Aerated Concrete Blocks. *Materials Today: Proceedings*, **62**, 1643–1650. <https://doi.org/10.1016/j.matpr.2022.04.372>
- 49 Abaev, Z.K. (2024) Seismic performance evaluation of the steel frame building using nonlinear static analysis. *Structural Mechanics and Analysis of Constructions*, 49–57. <https://doi.org/10.37538/0039-2383.2024.4.49.57>