

Реакция здания с кинематической системой сейсмоизоляции на ветровое воздействие и её анализ средствами Лира-САПР

Ф.И. Сухарев¹, Н.А. Иваненко², С.Ю. Семенов²

¹ ООО «Институт «Тоннельстройпроект»

² Сочинский государственный университет

Аннотация: В статье описано устройство и принцип работы кинематической опоры Курзанова-Семенова, освещены её преимущества и недостатки. Также, в программном комплексе Лира-САПР создана расчётная схема эксплуатируемого жилого здания с системой кинематических опор и без. По результатам расчёта проведён сравнительный анализ поведения надземной части под воздействием ветра в трёх расчётных направлениях.

Ключевые слова: кинематическая опора (КО), сейсмоизоляция, сейсмозащита, ветер, ветровое воздействие, ЛИРА-САПР, метод конечных элементов, сдвиг, модальный анализ.

Северо-западная часть Большого Кавказа отличается высокой сейсмичностью, вплоть до 9-10 баллов по MSK-64. При этом её причерноморский склон густонаселён в течение всего года, а в курортный сезон дополнительно концентрирует большое количество приезжих отдыхающих. В сочетании с компактностью населённых пунктов это породило настоящий бум многоэтажной застройки, которая, в свою очередь, должна отвечать требованиям к сейсмостойкости зданий и сооружений. Зачастую для соответствия этим требованиям применение традиционных мер сейсмозащиты (специальные инженерные мероприятия, укрупнение сечений/армирования, учёт работы железобетона в пластической стадии, конструктивные решения в виде аутригеров, ядер жёсткости, разбиения на секции или увеличения податливости узлов) либо недостаточно, либо экономически невыгодно. Тогда проектировщики применяют сейсмоизоляцию, эффективно гасящую энергию сейсмического воздействия и модифицирующую динамические характеристики изолированной части здания. Например, кинематические системы Черепинского, которые были

применены при строительстве многих зданий и сооружений [1]. Обзоры систем сейсмоизоляции приведены в работах [2,3]. В сочетании с сейсмозащитными инженерными решениями, такими, как, например, сейсмостойкие блоки в конструкции стен, сейсмоустойчивость здания возрастает на порядок [4].

В противодействии высокочастотному сейсмическому воздействию хорошо себя зарекомендовали системы с кинематическими опорами. Их недостаток, впрочем, в том, что из-за невысокой податливости контактных площадок, они могут реагировать не только на сейсмическое воздействие в чрезвычайной ситуации, но и на высокоинтенсивное ветровое воздействие во время типичной эксплуатации. Чем легче здание и выше его этажность, тем более вероятно, что внешнее воздействие сместит опору из статичного положения, тем самым вызвав нежелательное смятие контактных стальных пластин, ведущее к снижению потенциальной демпфирующей способности сейсмоизолирующих опор.

Предметом анализа выступит кинематическое устройство сейсмоизоляции в виде трубобетонной сейсмоизолирующей опоры Курзанова-Семёнова [5]. Устройство также может быть выполнено в стандартном железобетонном исполнении круглого и прямоугольного сечения. Задачей этой опоры (распределённой сети этих опор над основанием) является снижение горизонтальных динамических воздействий на конструкции надземной части здания во время 7-, 8- и 9-балльных землетрясений до 6-балльных. Конструктивно, это железобетонная колонна в стальной обойме, с шарнирными узлами примыкания в виде плоских контактных площадок из листовой стали толщиной 10 мм...40 мм, к которым приварены пластины второго и первого уровней включения толщиной 2...30 мм. Габариты опоры подбираются расчётом под проектную нагрузку и уровень сейсмичности из диапазона высот 1,50 м...10,00 м и диаметров 300 мм...1500 мм. Данные

опоры позволяют совершать зданию значительные перемещения без деформаций конструкций (вплоть до 1000 мм).

Преимуществом такой системы является:

1. Возвращение в исходное положение после возмущения и стабильность характеристик системы после повторных землетрясений в процессе длительной эксплуатации;
2. Долговечность на уровне долговечности здания;
3. Неизменность несущей способности во всём интервале проектных смещений;
4. Подавление резонансных явлений;
5. Порог срабатывания при внешних ускорениях более 0,25-0,50 м/с²;
6. Относительная экономичность и простота изготовления;
7. Компактность.

Объектом анализа выбрано существующее 19-этажное жилое здание в г. Сочи, имеющее в конструкции подвального этажа 119 кинематических опор и железобетонную стену толщиной 400 мм по периметру. Стена подвала позволяет перемещаться опорам в пределах 15 см от положения равновесия. Высота здания 61,93 м от отметки чистого пола, глубина заложения фундаментной плиты 4,82 м. Надземные монолитные конструкции выполнены из керамзитобетона В25 D1800, подземные – из тяжёлого бетона В25.

Расчёт производится в программном комплексе Лира-САПР, имеющем богатый инструментарий для моделирования различных видов сейсмоизоляции [6] и решения задач прочности как в линейной, так и в нелинейной постановках [7, 8].

В расчётной схеме в сочетаниях нагрузок учтено воздействие ветра на здание вдоль оси X, вдоль оси Y и под углом 45°/45° к положительным направлениям X/Y.

Граничные условия заданы коэффициентами постели C_1 и C_2 по методу 3 линейно-упругого полупространства по СП 22.13330.2011 на основании результатов инженерно-геологических изысканий:

$$C_1 = 5\,530 \text{ кН/м}^3 \times 8 \text{ (по п. 10.12 СП 22.13330.2011*)} = 4,42 \times 10^4 \text{ кН/м}^3$$

$$C_2 = 168\,650 \text{ кН/м}^3 \times 8 \text{ (=/=)} = 1,35 \times 10^6 \text{ кН/м}$$

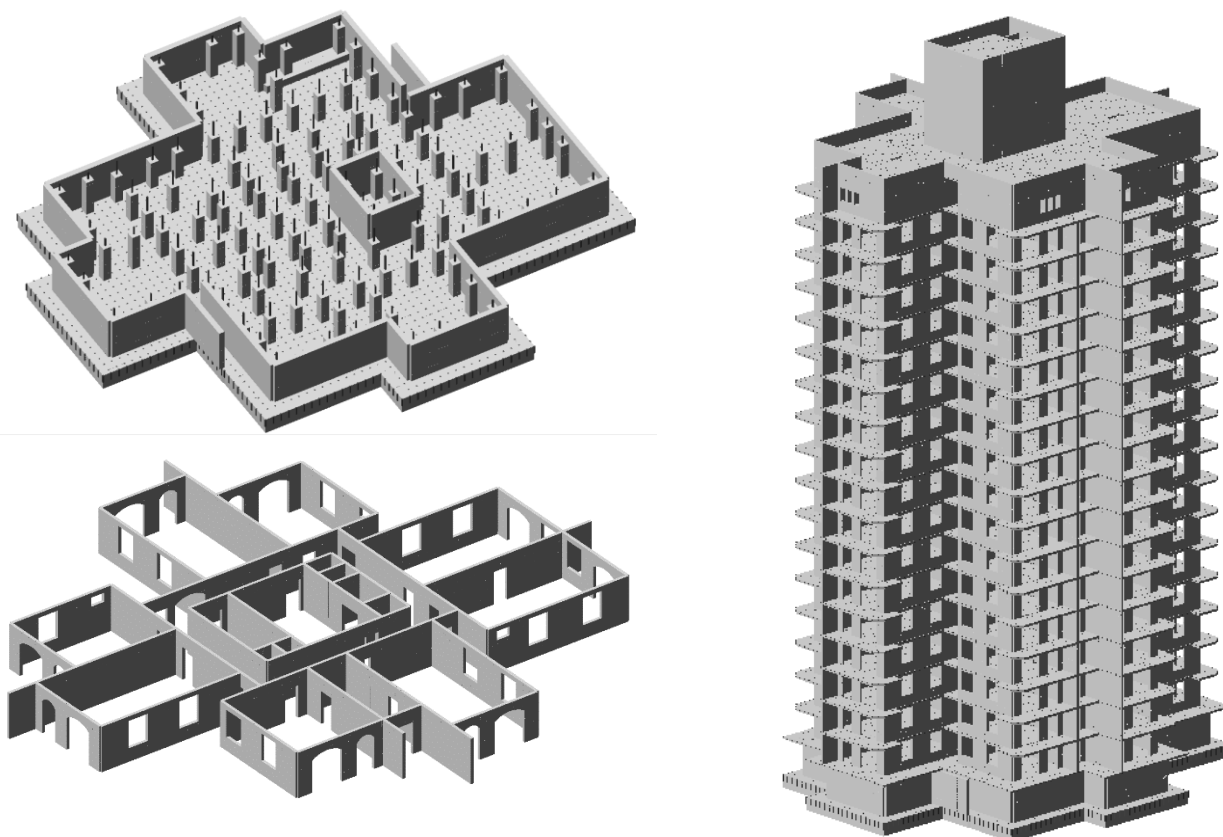


Рис. 1. – Схемы подвального, типового этажей, полная геометрическая схема здания в среде Лира-САПР

Для симуляции работы кинематических опор (КО) применяется КЭ55 – линейный КЭ, работающий на сжатие и растяжение с заданной жёсткостью без предельного усилия. Значения жёсткости для этого КЭ приняты по результатам натурных испытаний схожих опор в 2017 году, отличающихся высотой. Геометрическое различие испытываемых и моделируемых опор нивелируется одинаковым отношением «габарит рабочей пластины b / высота опоры h » принятым опытным путём $b/h=1/13\dots 1/12$ для максимально

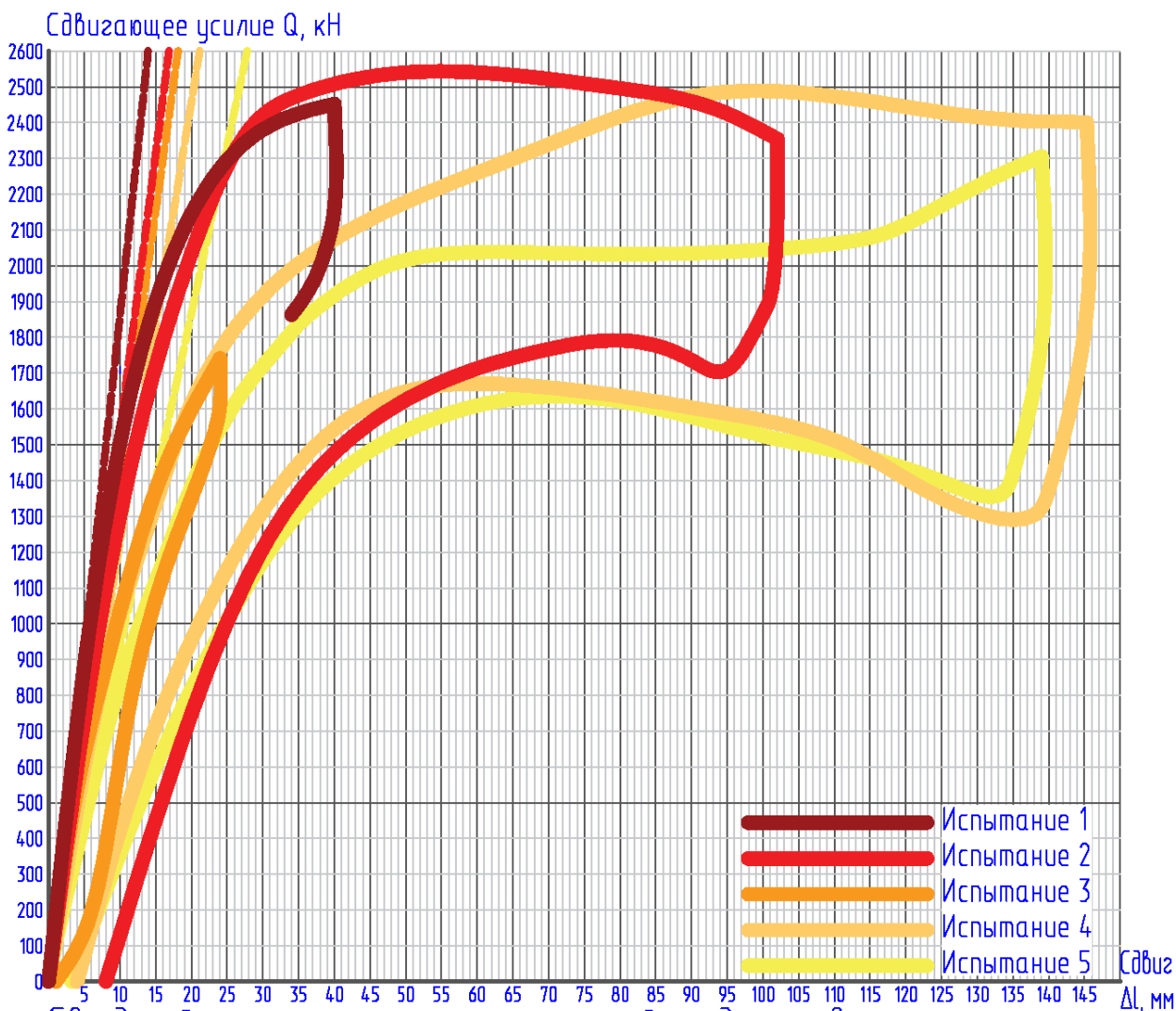
эффективной работы в районах с сейсмической активностью 6...8 баллов. Испытуемые опоры имели высоту 3800 мм при рабочей пластине 350 мм, установленные в эксплуатируемом здании, имеют высоту 2870 мм при рабочей пластине 250 мм. Испытание заключалось в контролируемом горизонтальном сдвиге здания гидравлическим домкратом. Количественная характеристика приложенного усилия и совершённого перемещения измерялась манометрами и прогибомерами.

Было проведено последовательно 5 этапов сдвига, благодаря чему стало возможным не только определить критерий горизонтальной податливости опор в упругой стадии, но и проследить на графике выполаживание условного начального модуля упругости вследствие пластической деформации рабочих пластин. Характеристикой горизонтальной податливости в упругой стадии принят тангенс угла наклона касательной к восходящей кривой из начала координат. Для моделирования системы сейсмоизоляции в виде КЭ55 горизонтальная податливость принята по первому испытанию, когда пластины опоры ещё не накопили пластическую деформацию. Итак, касательный модуль и условный предел упругости независимы от высоты колонны, но привязаны к количеству опор и весу здания.

Характеристики испытанной системы кинематических опор (КО): вес здания – 28 590 кН, 21 опора в системе – соответственно 1360 кН вертикального усилия на одну опору, упругая горизонтальная податливость по испытанию №1: 8 885 кН/м для отдельной опоры (зависима от веса здания).

Характеристики моделируемой системы КО: вес здания – 189 700 кН, 119 опор в системе – 1600 кН вертикального усилия на одну опору. Упругая горизонтальная податливость: $8\ 885 / 1360 * 1600 = 10\ 450$ кН/м.

Здание рассчитано в двух вариантах: когда опоры надземной части выполнены жёстко заземлёнными колоннами 60х60 см; и выполнены в виде КЭ55 с жёсткостью $R_x = R_y = 10400$ кН/м; $R_z = 8,6 \times 10^7$ кН/м.



Сводный график горизонтальной податливости системы кинематических опор (21 шт.) по результатам 5 испытаний

Пунктирной линией – горизонтальная жёсткость опор в упругой стадии работы

Рис. 2. – Результаты натуральных испытаний сдвигом.

Для решения используется линейный процессор и автоматический расчёт пульсационной составляющей ветрового воздействия на основе заданной пользователем средней составляющей.

Установка кинематической системы сейсмоизоляции качественно изменила реакцию здания на ветровое воздействие, добавив кручение и снизив тем самым внутренние усилия в надземной части. Прирост перемещения верхних этажей составил в среднем 60%. Динамическая комфортность пребывания людей при этом была сохранена – ускорения узлов схемы на последнем этаже максимально достигают $0,075\text{м/с}^2$.

Таблица № 1

Максимальные перемещения узлов здания

№ п/п	Конструкция	Ветровое воздействие	Δ_0^* , мм:	Δ_1^{**} , мм:	$\Delta_1/\Delta_0 \times 100$, %:
1	Надземная часть	Вдоль X	4,46 (X_{\max}) 0,53 (Y_{\max})	6,69 (X_{\max}) 2,12 (Y_{\max})	150 400
2	Надземная часть	Вдоль Y	5,47 (X_{\max}) 1,51 (Y_{\max})	7,81 (X_{\max}) 3,66 (Y_{\max})	143 242
3	Надземная часть	Вдоль X/Y	3,85 (X_{\max}) 3,81 (Y_{\max})	6,93 (X_{\max}) 6,79 (Y_{\max})	180 178
4	Оголовки опор	Вдоль X	0,24 (X_{\max})	2,57 (X_{\max})	1070
5	Оголовки опор	Вдоль Y	0,23 (Y_{\max})	2,84 (Y_{\max})	1240
6	Оголовки опор	Вдоль X/Y	0,21 (X_{\max})	2,65 (X_{\max})	1260

* - Перемещения узлов здания без системы сейсмоизоляции

** - Перемещения узлов здания с системой сейсмоизоляции

При любом направлении ветра горизонтальная нагрузка на систему кинематических опор не превышает порогового отношения 1,80% от вертикальной нагрузки, при котором в рабочих пластинах опоры наступают критические 2% пластические деформации, снижающие эксплуатационные характеристики сейсмоизоляции. При повышении этажности это отношение будет стремиться к значению 1,571 %. Для исследуемого здания превысить пороговое отношение возможно только в ветровых районах VI или VII ($w_0 = 0,73\text{кПа}$ и $0,83\text{кПа}$ (по условию задачи $w_0 = 0,38\text{кПа}$)).

По результатам модального анализа здание, в случае с монолитной колоннадой в подвальном этаже, имеет 3 формы собственных колебаний с

эффективной массой более 5%, с частотами: 0,928 Гц (28% массы), 0,964 Гц (15%) и 3,520 Гц (32%). Установка сейсмоизолирующей системы сместила значения этих выраженных форм до: 1,000 Гц (22%), 1,069 Гц (13%) и 3,487 Гц (32%). Следует заметить, что на Северном Кавказе преобладают землетрясения с частотами в диапазоне 1,200...2,000 Гц (S-волны интенсивностью более 5 баллов в пункте наблюдения за сейсмической активностью) [9], то есть здание слабо подвержено резонансу при сейсмических событиях в регионе, где возведено. Также оно не резонирует при воздействии ветра, динамические явления которого обычно происходят с частотой 0,25...0,5 Гц.

В результате расчёта было определено, что ветровое воздействие не оказывает пагубного влияния на эксплуатационные характеристики системы кинематических опор – перемещения оголовков опор при критических порывах ветра составили 2,84 мм – в диапазоне упругой работы металла пластин опоры. Преодолеть граничные 2% смятия пластин системы кинематических опор было бы возможно при возведении моделируемого здания в VI и VII ветровых районах. Так как в принципе работы кинематических опор заложено реагирование не на некоторую номинальную горизонтальную нагрузку, а на долю от прикладываемой вертикальной (1,8% в нашем случае), то повышение этажности при этой же конструктивной схеме не вызовет сдвига системы кинематических опор до критического уровня, при котором наступает пластическая деформация рабочих пластин, так как отдельный этаж, даже с учётом использования керамзитобетона в его несущих конструкциях, слишком тяжёл в сравнении с тем приращением ветрового воздействия, которое обеспечивают его обдуваемые поверхности.

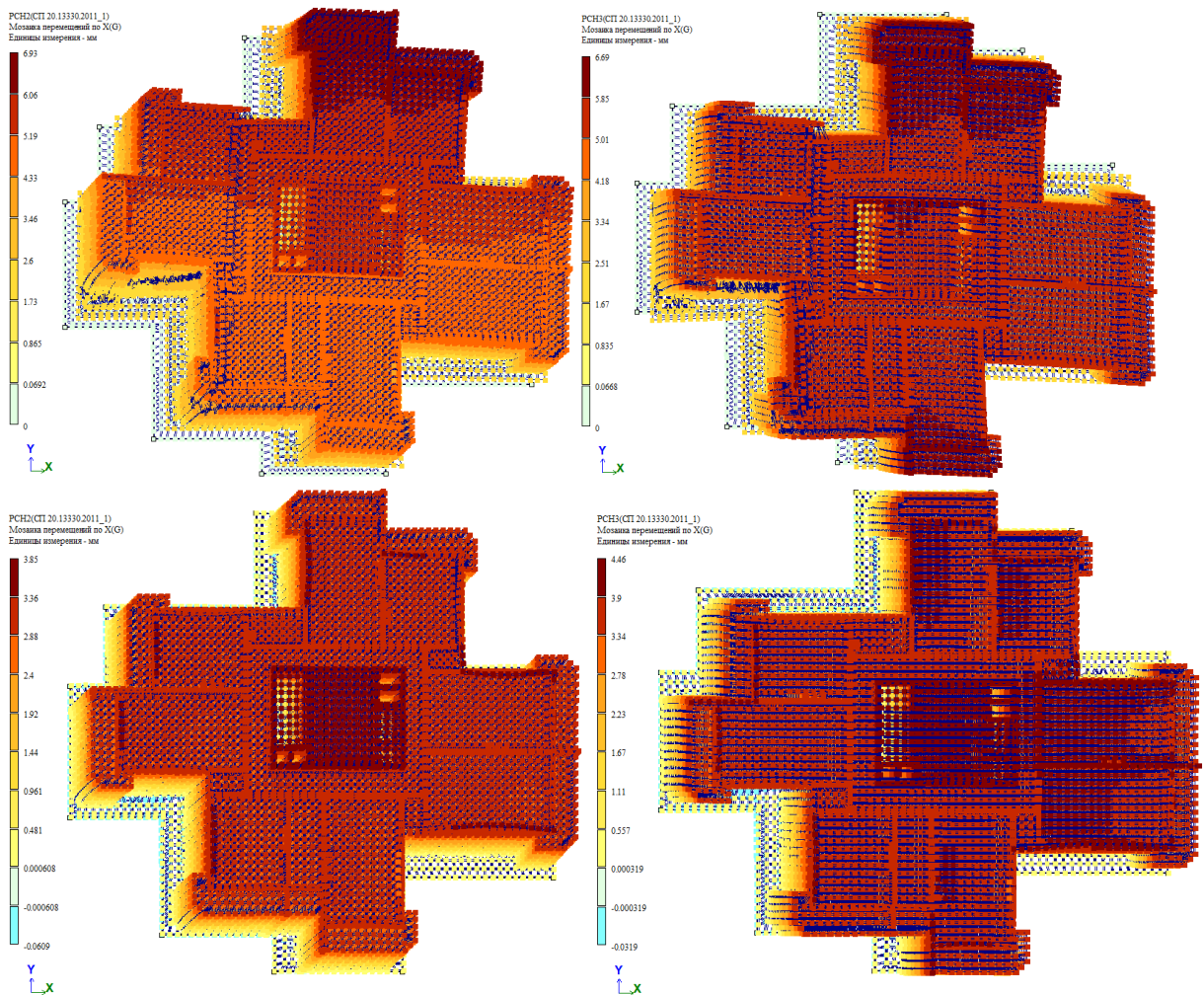


Рис. 3. – Мозаика перемещений по X.

Верхний ряд – с системой сейсмоизоляции, нижний ряд – без системы. Слева – ветер под углом $45^{\circ}X/45^{\circ}Y$, справа – ветер вдоль OX. Вес здания – 189 700 кН. Суммарная горизонтальная нагрузка при ветровом воздействии: вдоль X – 2746 кН(1,448% от веса здания); вдоль Y – 3129 кН (1,649%); вдоль $45^{\circ}X/45^{\circ}Y$ – 2829 кН (1,491%)

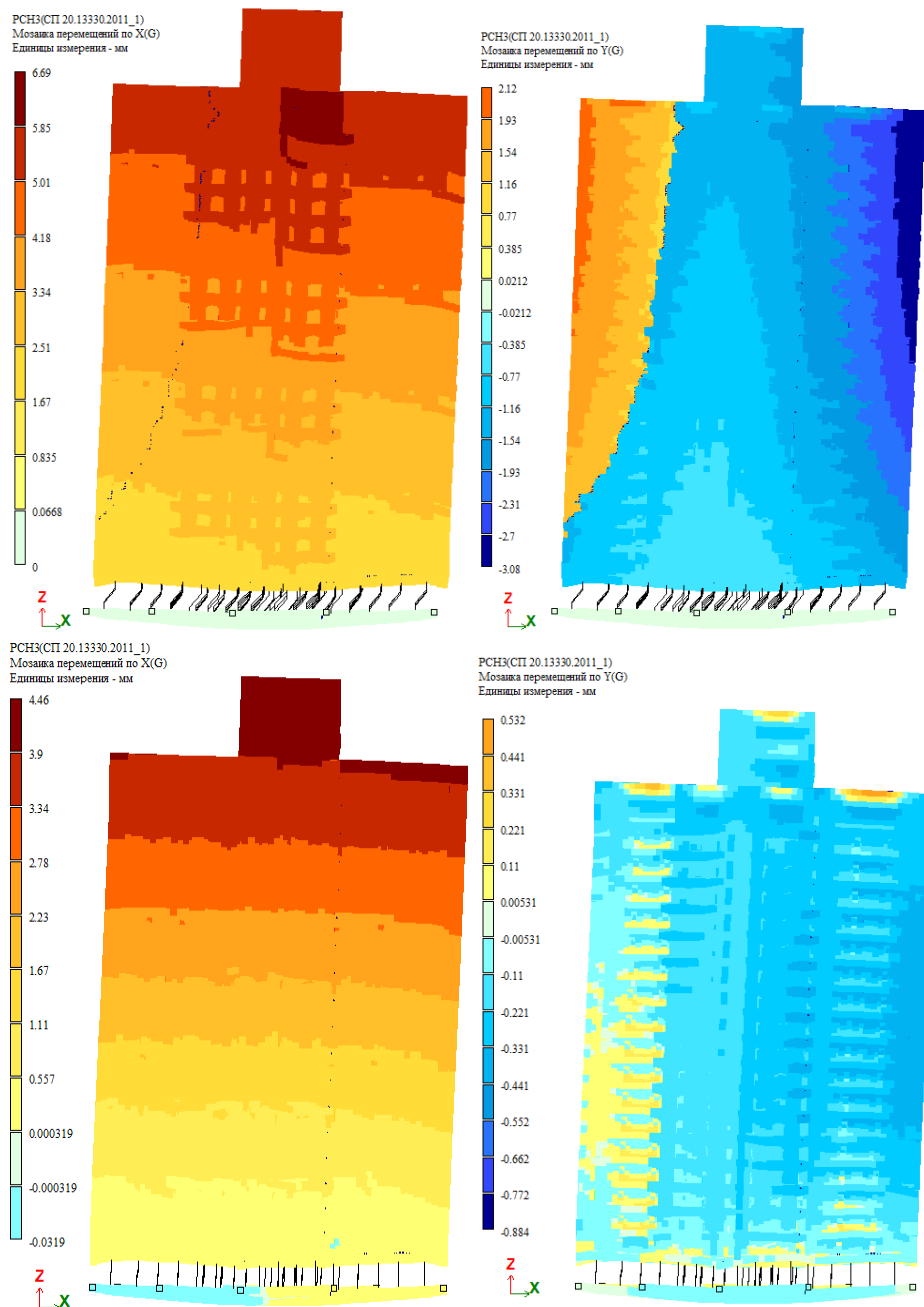


Рис. 4. – Мозаика перемещений по X (слева) и по Y (справа) при ветре вдоль ОХ. Верхний ряд – с системой сейсмоизоляции, нижний ряд – без системы.

По результатам модального анализа определено, что моделируемое здание с кинематической системой сейсмоизоляции имеет наибольший отклик на динамическое воздействие частотой 1,00; 1,07 и 3,49Гц.

Как показывает мониторинг сейсмической активности, землетрясения с такой спектральной характеристикой случаются на Северном Кавказе относительно редко. В то же время, колебания ветра характеризуется низкой частотой – 0,25...0,5 Гц. То есть здание устойчиво к обоим видам воздействия.

В настоящее время активно совершенствуются методики численного моделирования кинематических изоляторов гравитационного типа, позволяющие разрешить те расчётные ограничения, которые возникают из-за наличия геометрической изменчивости у этого типа сейсмоизоляции [10], а также аналитические [11-13] и статистические [14] методы оценки сейсмической реакции изоляторов с подобной механикой работы.

Литература

1. Черепинский Ю.Д. К сейсмостойкости зданий на кинематических опорах // Основания, фундаменты и механика грунтов, 1972. № 3. С. 13-15.
 2. Тарасов В.А., Барановский М.Ю., Редькин А.В., Соколов Е.А., Степанов А.С. Системы сейсмоизоляции // Строительство уникальных зданий и сооружений. 2016. №43. №4 (43). С. 117-140.
 3. Выскребенцева М.А., Ву Ле Куен. Методы сейсмогашения и сейсмоизоляции с применением специальных устройств // Инженерный вестник Дона. 2019. №1. URL: ivdon.ru/ru/magazine/archive/n1y2019/5656
 4. Пастухов С.П., Сафонюк Я.А., Шабанов Р.Н., Михеев Г.В.. Современные методы сейсмостойкого строительства: исследование технологий строительства с применением сейсмостойких блоков и кинематических сейсмоизолирующих опор // Научные труды КубГТУ. 2018. №9. С.226-238.
 5. Патент РФ №201112641503, 27.06.2011 Трубобетонная сейсмоизолирующая опора // Патент России №2477353. 2013. Бюл. №7. 7 Курзанов А.М., Семенов С.Ю.
-

6. Ловцов А.Д., Тикин В.И. Исследование напряженно-деформированного состояния кинематических опор А.К. Юсупова средствами ПК Лира-САПР // Вестник ВСГУТУ. 2018. №4. С. 40-48.

7. Аксёнов Н.Б., Аушев М.В. Исследование влияния соотношения жесткостей конструктивной системы на динамические параметры многоэтажного здания в зависимости от сейсмичности площадки // Инженерный вестник Дона. 2017. №4. URL: ivdon.ru/ru/magazine/archive/n4y2017/4416

8. Габова В.В., Петров В.Ю., Бармин П.А. Методика расчета сооружений на максимальное расчетное землетрясение в программном комплексе ЛИРА-САПР 2019 // Инженерный вестник Дона. 2019. №7. URL: ivdon.ru/ru/magazine/archive/N7y2019/6082

9. Малянова Л.С., Габсатарова И.П. Спектральные и очаговые параметры землетрясений Северного Кавказа // Землетрясения Северной Евразии. Вып. 22 (2013 г.). Обнинск: ФИЦ ЕГС РАН, 2019. С. 311–319.

10. Соболев В.И., Готовский Д.С. Методика расчета на сейсмические воздействия многоэтажных зданиях с упругопластическими и кинематическими сейсмоизоляторами // Современные технологии. Системный анализ. Моделирование. 2017. №1 (17). С. 72-76.

11. Bachmann J, Vassiliou M, Stojadinović B. Dynamics of rocking podium structures // Earthquake Engineering & Structural Dynamics. 2017. №46(4) URL: [doi/10.1002/eqe.2915](https://doi.org/10.1002/eqe.2915)

12. Тяпин А.Г. Плоские колебания жесткого сооружения на кинематических опорах: общий случай геометрии // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2020. №4. С. 41-54.

13. Тяпин А.Г. Свободные колебания жесткой кинематической опоры Ю.Д. Черепинского // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2020. №2. С. 18-31.

14. Bachmann J, Strand M, Vassiliou M, Broccardo M, Stojadinovic' B. Is rocking motion predictable? // Earthquake Engineering & Structural Dynamics. 2017. 1–18. URL: doi.org/10.1002/eqe.2978

References

1. Cherepinskiy Yu.D. Osnovaniya, fundamenty i mekhanika gruntov. 1972. № 3. pp. 13-15.
 2. Tarasov V.A., Baranovskiy M.Yu., Red'kin A.V., Sokolov E.A., Stepanov A.S. Stroitel'stvo unikal'nykh zdaniy i sooruzheniy. 2016. №4 (43). pp. 117-140.
 3. Vyskrebentseva M.A., Vu Le Kuen. Inzhenernyj vestnik Dona. 2019. №1. URL: ivdon.ru/ru/magazine/archive/n1y2019/5656
 4. Pastukhov S.P., Safonyuk Ya. A., Shabanov R.N., Mikheev G.V. Nauchnye trudy KubGTU. 2018. №9. pp.226-238.
 5. Patent RU №201112641503, 27.06.2011 Trubobetonnyaya seysmoizoliruyushchaya opora [Gconcrete aseismic pad], Patent Rossii №2477353. 2013. Bull. №7. Kurzanov A.M., Semenov S.Yu.
 6. Lovtsov A.D., Tikin V.I. Vestnik VSGUTU. 2018. №4. pp. 40-48.
 7. Aksenov N.B., Aushev M.V. Inzhenernyj vestnik Dona. 2017. №4. URL:ivdon.ru/ru/magazine/archive/n4y2017/4416
 8. Gabova V.V., Petrov V.Yu., Barmin P.A. Inzhenernyj vestnik Dona. 2019. №7. URL:ivdon.ru/ru/magazine/archive/N7y2019/6082
 9. Malyanova L.S., Gabsatarova I.P. Zemletryaseniya Severnoy Evrazii. Vol. 22 (2013). Obninsk: FITs EGS RAN, 2019. pp. 311–319.
 10. Sobolev V.I., Gotovskiy D.S. Covremennye tekhnologii. sistemnyy analiz. Modelirovanie. 2017. №1 (17). pp. 72-76.
 11. Bachmann J, Vassiliou M, Stojadinović B. Dynamics of rocking podium structures. Earthquake Engineering & Structural Dynamics. 2017. №46 (4). URL: doi/10.1002/eqe.2915
-



12. Тьяпин А.Г. Сейсмостойкое строitel'stvo. Bezopasnost' sooruzheniy. 2020. №4. pp. 41-54.

13. Тьяпин А.Г. Сейсмостойкое строitel'stvo. Bezopasnost' sooruzheniy. 2020. №2. pp. 18-31.

14. Bachmann J, Strand M, Vassiliou M, Broccardo M, Stojadinovic' B. Earthquake Engineering & Structural Dynamics. 2017. 1–18. URL: doi.org/10.1002/eqe.2978