

DOI 10.22363/1815-5235-2023-19-1-17-34
EDN: FMMJZM
УДК 69.01

НАУЧНАЯ СТАТЬЯ / RESEARCH ARTICLE

Модальный анализ большепролетного здания с разными граничными условиями

Э.Р. Кужахметова¹  , В.И. Сутырин² 

¹Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет, Москва, Российская Федерация

²Балтийский федеральный университет имени Иммануила Канта, Калининград, Российская Федерация

✉ elja_09@bk.ru

История статьи

Поступила в редакцию: 19 сентября 2022 г.

Доработана: 28 ноября 2022 г.

Принята к публикации: 4 декабря 2022 г.

Для цитирования

Кужахметова Э.Р., Сутырин В.И. Модальный анализ большепролетного здания с разными граничными условиями // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2023. Т. 19. № 1. С. 17–34. <http://doi.org/10.22363/1815-5235-2023-19-1-17-34>

Аннотация. Представлены результаты модального анализа конечно-элементных моделей большепролетного здания с цилиндро-плитным покрытием как большой механической системы. Рассмотрены следующие пространственные модели: 1) здание с жесткой заделкой опорных колонн на поверхности грунта; 2) здание – свайный фундамент – грунтовое основание. Цель исследования – выполнить сравнительную оценку результатов модального анализа конструкции большепролетного здания с разными граничными условиями и физико-механическими свойствами грунтового основания. Модальный анализ большепролетного здания с цилиндро-плитным покрытием проводился с применением программного комплекса САЕ-класса Femap NX Nastran, реализующего метод конечных элементов. Сопоставлены частоты и формы собственных колебаний конструкции пространственных моделей, полученные на моделях типа 1 и 2 конструкции здания с большепролетным цилиндро-плитным покрытием. Модальный анализ модели 2 показал влияние физико-механических свойств грунтового основания на характеристики собственной вибрации конструкции. В перспективе предполагается провести динамический анализ большепролетного здания с цилиндро-плитным покрытием на сейсмическое воздействие.

Ключевые слова: метод конечных элементов, расчетная модель, система, здание, сооружение, пространственное покрытие, цилиндрическое покрытие, цилиндро-плитное покрытие, колебания, частота, свая, набивная свая, буронабивная свая, свая в форме конуса, свая конической формы, свая конусообразной формы

Кужахметова Эльвира Рафаэльевна, инженер, старший преподаватель, кафедра железобетонных и каменных конструкций, Институт промышленного и гражданского строительства, Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет, Российская Федерация, 129337, Москва, Ярославское шоссе, д. 26; ORCID: 0000-0002-0907-786X, Researcher ID: AAC-3301-2022, eLIBRARY SPIN-код: 1949-1140; elja_09@bk

Сутырин Валерий Игоревич, доктор технических наук, профессор, Институт высоких технологий, Балтийский федеральный университет имени Иммануила Канта, Российская Федерация, 236041, Калининград, ул. Александра Невского, д. 14; ORCID: 0000-0002-4911-8515, eLIBRARY SPIN-код: 7194-7481; vsutyurin@mail.ru

© Кужахметова Э.Р., Сутырин В.И., 2023




This work is licensed under a Creative Commons Attribution 4.0 International License
<https://creativecommons.org/licenses/by-nc/4.0/legalcode>

Modal analysis of a large-span building with different boundary conditions

Elvira R. Kuzhakhmetova¹  , Valerii I. Sutyryn² 

¹Moscow State University of Civil Engineering (National Research University), Moscow, Russian Federation

²Immanuel Kant Baltic Federal University, Kaliningrad, Russian Federation

 elja_09@bk.ru

Article history

Received: September 19, 2022

Revised: November 28, 2022

Accepted: December 4, 2022

For citation

Kuzhakhmetova E.R., Sutyryn V.I. Modal analysis of a large-span building with different boundary conditions. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2023;19(1):17–34. (In Russ.) <http://doi.org/10.22363/1815-5235-2023-19-1-17-34>

Abstract. The authors present the results of a modal analysis of finite element models of a large-span building with a cylindrical-and-slab roof as a large mechanical system. During the numerical study, the following spatial models are considered: 1) superstructure – fixed-end; 2) superstructure – pile foundation – soil base. The purpose of the study is to compare the results of a modal analysis of the design of a large-span building with different boundary conditions, physical and mechanical properties of the soil base. Modal analysis of a large-span building with a cylindrical-and-slab roof was carried out using the Femap NX Nastran CAE-class software package implementing the finite element method. The authors compare the frequencies and modes of natural oscillations of the construction of spatial models obtained on models of types 1 and 2 of the large-span building with a cylindrical-and-slab roof. As a result of the modal analysis of model 2, the influence of the physical and mechanical properties of the soil base on the characteristics of the structure's own oscillation was revealed. In the prospect, it is proposed to conduct a dynamic analysis of a large-span building with a cylindrical-and-slab roof for seismic effects.

Keywords: finite element method, system, building, structure, cylindrical roof, cylindrical-and-slab roof, oscillation, pile, rammed pile, bored pile, cone-shaped pile, conical pile, cone-shaped pile

Введение

Большепролетные здания с цилиндро-плитными (ЦП) и цилиндрично-плитно-вантовыми покрытиями отличаются неповторимой архитектурой и сложными конструктивными решениями¹ [1–12], что позволяет отнести их к категории уникальных. Расчеты конструкций зданий указанного типа на прочность, устойчивость и вибрацию требуют серьезного подхода к построению расчетной модели. Последняя должна с достаточной точностью и полнотой отражать характеристики напряженно-деформированного состояния (НДС) и особенности динамики поведения реального объекта под действием эксплуатационных нагрузок. Указанным требованиям в наибольшей мере удовлетворяет пространственная комбинированная конечно-элементная модель механической системы «здание – фундамент – жесткая заделка» [13]. Указанные модели связаны с построением и решением системы разрешающих уравнений достаточно большого порядка. Однако примеры их успешного решения многочисленны [14–34], что свидетельствует о значительных достижениях современной информатики и вычислительной механики. Вместе с тем приоритет в практическом использовании должен быть отдан моделям, при построении которых выполняются целесообразные и допустимые упрощения. В рассматриваемом случае речь идет о расчетных схемах зданий, в которых опорные подземные конструкции характеризуются абсолютной жесткостью. Ввод жесткой заделки опорных конструкций в плоскости грунта существенно сокращает порядок разрешаю-

Elvira R. Kuzhakhmetova, engineer, senior lecturer, Reinforced Concrete Structures and Masonry Structures Department, Institute of Industrial and Civil Engineering, Moscow State University of Civil Engineering (National Research University), 26 Yaroslavskoye Shosse, Moscow, 129377, Russian Federation; ORCID: 0000-0002-0907-786X, Researcher ID: AAC-3301-2022, eLIBRARY SPIN-code: 1949-1140; elja_09@bk

Valerii I. Sutyryn, Doctor of Technical Sciences, Professor, Head of the Institute of Engineering and Technology, Immanuel Kant Baltic Federal University, 14 Aleksandra Nevskogo St, Kaliningrad, 236041, Russian Federation; ORCID: 0000-0002-4911-8515, eLIBRARY SPIN-code: 7194-7481; vsutyryn@mail.ru

¹ Патент РФ № 2740506. Большепролетное здание с купольно-плитно-вантовым покрытием / Кузяхметова Э.Р. 2021. Бюл. № 2 – 7с. Патент РФ №2705689 РФ. Металлическая опора для крепления неразрезного ванта в висячих покрытиях зданий (сооружений) / Кузяхметова Э.Р., Сутырин В.И. 2019. Бюл. № 32. – 7 с.

щей системы уравнений конечно-элементной модели, уменьшает трудоемкость и общее время многовариантного расчетного анализа. Возникает вопрос, допустимо ли указанное упрощение модели при анализе динамики поведения конструкции здания рассматриваемого типа. Ответ на поставленный вопрос может дать сопоставительный анализ полной и упрощенной моделей.

В [35] рассмотрена конструкция большепролетного здания с цилиндро-плитным покрытием, проанализировано влияние граничных условий на его напряженно-деформированное состояние. Для расчета здания сформированы следующие модели: 1) упрощенная модель с абсолютно жестким основанием, которую условно назовем «Здание – жесткая заделка»; 2) модель «Здание – свайный фундамент – грунтовое основание» является наиболее полной идеализацией рассматриваемого строительного объекта, выполненной с учетом требований действующих нормативных документов².

На практике трудоемкость построения и анализа модели 2 «Здание – свайный фундамент – грунтовое основание» оказалась значительной. Порядок соответствующих ей матриц коэффициентов жесткости и массы определяется не только большим числом конечных элементов (КЭ) надземной части и свайного фундамента, но в значительной мере большим числом сопряженных КЭ грунтового массива [13; 35].

В ходе предварительного расчета статики конструкции здания с цилиндро-плитным покрытием выявлено существенное влияние физико-механических характеристик грунта, а также геометрических параметров свайного фундамента на НДС надземной части. Логичным продолжением указанного численного исследования является рассмотрение форм и частот собственных колебаний принятых моделей с разными граничными условиями. Результаты расчета на сейсмическое воздействие планируется представить в следующей статье.

Цель настоящего исследования – определить влияние свайного фундамента и физико-механических свойств грунтового основания на формы и частоты собственных колебаний большепролетного здания с цилиндро-плитным покрытием. Для достижения поставленной цели решены следующие задачи:

- сформированы пространственные комбинированные конечно-элементные модели большепролетного здания с разными граничными условиями;
- выполнен многовариантный модальный анализ конечно-элементных моделей 1 и 2;
- сопоставлены собственные частоты формы колебаний указанных моделей;
- определено влияние свайного фундамента и физико-механических свойств грунтового основания на формы и частоты собственных колебаний надземной части большепролетного здания с цилиндро-плитным покрытием.

Общая характеристика большепролетного здания с цилиндро-плитным покрытием

Надземная часть здания (рис. 1, а). Центральная часть здания представляет собой в плане прямоугольник с размерами $40(B) \times 84(L)$ м, по контуру которого расположены колонны (поз. 1) квадратного сечения с шагом 6 м, их высота в продольном направлении (по длине прямоугольника) принята 12 м, а в поперечном направлении (по ширине) – 12–16 м. Пространственным покрытием центральной части выбрана монолитная железобетонная цилиндрическая оболочка нулевой гауссовой кривизны (поз. 2), высотой $h = 4$ м, толщиной $\delta = 0,15$ м и радиусом кривизны $R = 52$ м. Бортовыми элементами цилиндрической оболочки являются две торцевые железобетонные арки и продольные балки прямоугольного сечения с размерами $b = 0,5$ м $h = 0,8$ м. По бокам с двух сторон к помещению с оболочкой примыкают двухэтажные помещения с плитами плоского покрытия, высота каждого этажа равна 6 м. Толщины железобетонных плит покрытий и перекрытий (поз. 3) приняты $t = 0,2$ м. Плиты опираются на колонны (поз. 1), установленные с шагом и высотой $H = 6$ м. В продольном и поперечном направлениях в центре и по торцам здания расположены диафрагмы жесткости в виде монолитных железобетонных стен (поз. 4). Их толщина равна 0,5 м, длина – 6 и 12 м. В крайних блоках здания расположены лифтовые шахты. Толщина их монолитных железобетонных стен принята 0,5 м. Толщина монолитных железобетонных площадок лестничных клеток составляет $t = 0,2$ м, а толщина лестничных маршей – $t = 0,22$ м [36; 37].

Подземная часть здания (рис. 1, б) представляет собой грунтовой массив (поз. 5), повторяющий форму большепролетного здания в плане. Под каждой колонной (поз. 1) устроены отдельно стоящие монолитные железобетонные свайные фундаменты в форме конуса с боковыми и нижними щелевыми об-

² СП 22.13330.2011. Основания зданий и сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.02.01–83*. М., 2011. 166 с.

разованиями (поз. 6). Оригинальность и новизна фундамента подтверждена патентной экспертизой³. Под железобетонными блоками (поз. 4) здания, состоящими из диафрагм (стен), лифтовых шахт и лестничных клеток расположены кусты из указанных свай. В [38–42] описана технология изготовления свайной конструкции указанного типа; представлены результаты численного исследования: прочностных и деформационных характеристик свайной конструкции с учетом разных физико-механических свойств грунта; дано сравнение напряженно-деформированного состояния указанной сваи с аналогичным состоянием свай других видов и форм, приведены методы их расчета [43]. В ходе исследования приняты следующие геометрические параметры свай: общий верхний диаметр свайной конструкции 1,2 м, нижний ее диаметр 0,6 м. Нижнее щебневое расширение выполнено в форме шара диаметром D размером около 2 м. Длина ствола сваи $L = 10$ м. Высота массива грунта принята $H = 16$ м.

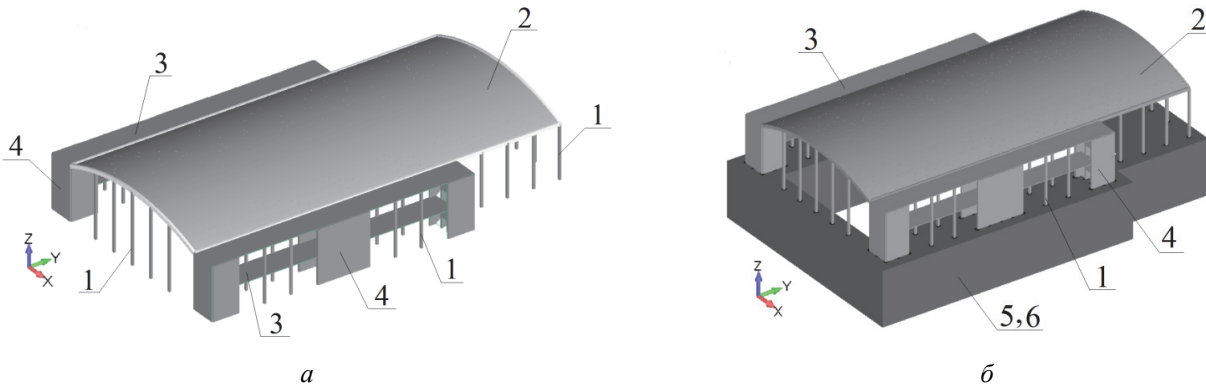


Рис. 1. Конечно-элементные модели большепролетного здания с цилиндро-плитным покрытием:

a – модель 1 «Здание – жесткая заделка; *b* – модель 2 «Здание – свайный фундамент – грунтовое основание»; надземная часть: 1 – колонны, 2 – цилиндрическая оболочка нулевой гауссовой кривизны, 3 – продольные и поперечные диафрагмы, 4 – плиты плоского покрытия и перекрытия; подземная часть: 5 – грунтовое основание, 6 – свайный фундамент (условно не показаны)

Figure 1. Finite element models of a large-span building with a cylinder-and-slab roof:

a – model 1 “superstructure – fixed-end”; *b* – model 2 “superstructure – pile foundation – soil base”; superstructure: 1 – columns, 2 – cylindrical shell of zero Gaussian curvature, 3 – longitudinal and transverse diaphragms, 4 – flat slabs and floor slabs; substructure: 5 – soil base, 6 – pile foundation (conditionally not shown)

Материалы

В расчетном исследовании использованы исходные данные, аналогичные данным ранее опубликованных работ [35].

Надземная часть. Цилиндро-плитное покрытие и каркас здания выполнены из тяжелого бетона класса В25. Расчетные характеристики бетона приняты в соответствии с СП 63.13330.2011 «Бетонные и железобетонные конструкции»⁴. Плотность тяжелого бетона $\rho = 2500$ кг/м³ (п. 6.1.1). Начальный модуль упругости тяжелого бетона В25 при сжатии и растяжении $E_b = 30 \times 10^3$ МПа принят по таблице 6.11, модуль сдвига бетона $G_b = 0,4E_b = 0,4 \cdot 30 \cdot 10^3 = 12 \cdot 10^3$ МПа (п. 6.1.15). Коэффициент Пуассона (коэффициент поперечной деформации) бетона допускается принимать $\nu = 0,2$ (п. 6.1.17). Коэффициент линейной температурной деформации тяжелого бетона при изменении температуры от -40° до $+50^\circ$ принимают $\alpha_{bt} = 1 \cdot 10^{-5}$ °C⁻¹ (п. 6.1.18). Нормативное и расчетное сопротивление тяжелого бетона на осевое сжатие класса В25 для предельного состояния второй группы $R_{b,n} = R_{b,ser} = 18,5$ МПа (табл. 6.7). Расчетное сопротивление тяжелого бетона на осевое сжатие класса В25 для предельного состояния первой группы $R_b = 14,5$ МПа (табл. 6.8).

Подземная часть. Материалом для монолитной железобетонной сваи конической формы принят тяжелый бетон класса В15. Все характеристики бетона приняты по СП 63.13330.2011 «Бетонные и железобетонные конструкции». Расчетное сопротивление бетона для предельных состояний первой группы при классе бетона В15 по прочности на сжатие $R_b = 8,5$ МПа (табл. 6.8); расчетное сопротивление бетона для

³ Патент РФ № 157318.2015. Конструкция монолитной железобетонной сваи конической формы / Кузахметова Э.Р., Сапожников А.И. 2015. Бюл. № 33. 7 с.; Патент РФ № 154795.2015. Конструкция соединения верхнего строения эстакады с монолитной свай-оболочкой / Сапожников А.И., Кузахметова Э.Р. 2015. Бюл. № 25. 7 с.

⁴ СП 63.13330.2012. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003 с изменениями 1. М., 2015.

предельных состояний второй группы при классе бетона В15 по прочности на сжатие $R_{b,ser} = 11$ МПа (табл. 6.7). Модуль упругости бетона принят $E_b = 24 \cdot 10^3$ МПа (табл. 6.11). Значение модуля сдвига бетона принято равным $G_b = 0,4E_b = 0,4 \cdot 24 \cdot 10^3 = 9,6 \cdot 10^3$ МПа (п. 6.1.15), коэффициент Пуассона $\nu = 0,2$ (п. 6.1.17). Под нижним концом сваи расположен щебневый шар диаметром $D = 2$ м. Щебень принят группы А по ГОСТ 8267⁵ с модулем упругости $E = 350$ МПа (табл. 3.2)⁶ и коэффициентом Пуассона $\nu = 0,3$.

В расчетном анализе использованы два типа однородных грунтов. Их расчетные характеристики приняты согласно СП 22.13330.2011⁷:

– *вариант 1* – грунт однородного основания: песок четвертичного отложения, средней плотности (коэффициент пористости $e = 0,45$) с модулем деформации $E_1 = 50$ МПа, углом внутреннего трения $\varphi_1 = 40^\circ$, удельным сцеплением $c_1 = 3$ кПа (табл. Б.1) и коэффициентом Пуассона $\nu = 0,35$ (табл. 5.10);

– *вариант 2* – грунт однородного основания: песок четвертичного отложения, пылеватый (коэффициент пористости $e = 0,45$) с модулем деформации $E_2 = 11$ МПа, углом внутреннего трения $\varphi = 26^\circ$, удельным сцеплением $c = 2$ кПа (табл. Б.1) и коэффициентом Пуассона $\nu = 0,35$ (табл. 5.10).

Внешние вертикальные (постоянные и временные, включая снеговые) нагрузки на цилиндрико-плитное покрытие большепролетного здания приняты из [37; 38] и определены в соответствии с СП 17.13330.2017 «Кровли»⁸ и СП 20.13330.2016 «Основания зданий и сооружений»⁹.

Методы

Метод конечных элементов (МКЭ) является универсальным средством численного инженерного анализа больших пространственных механических систем. Он позволяет комбинировать в моделях надежные стержневые (Beam и Bar), пластинчатые (оболочечные) (Plate) и объемные (Volume Elements типа Solid) конечные элементы различными аппроксимирующими функциями полей перемещений. В исследовании расчетных моделей большепролетного здания применен расчетный комплекс Femap with NX Nastran, реализующий широкий набор расчетных подходов и методов инженерного анализа. Для расчета собственных частот и форм колебаний используется метод Ланцоша (Lanczos), сочетающий лучшие свойства метода обратной степени, модифицированного метода обратной степени Штурмана и методов приведения, таких как метод Гивенса, метод Хаусхолдера, модифицированный метод Гивенса, модифицированный метод Хаусхолдера [44–48].

Результаты

При выполнении модального анализа применены две пространственные конечно-элементные модели большепролетного здания с разными граничными условиями [35]: модель 1 «Здание – жесткая заделка» с абсолютно жестким основанием; модель 2 «Здание – свайный фундамент – грунтовое основание» с модулем деформации грунтового основания $E_1 = 50$ МПа (модель 2, а) и с модулем деформации $E_2 = 11$ МПа (модель 2, б). Вышеуказанные конечно-элементные модели имеют следующие характеристики: модель 1 включает 30 348 конечных элементов, состыкованных в 30 469 узлах; модель 2 – 1 421 209 элементов и 1 989 721 узлов (наибольший порядок разрешающей системы уравнений составил 5 600 292).

Последовательное определение форм и частот собственных колебаний конструкции здания уже на начальных этапах разработки модели помогает выявить большинство неформальных ошибок моделирования. Сопоставить характерные низшие формы и частоты собственных колебаний моделей 1 и 2 можно по таблице.

На рис. 2 и 3 представлены графики расчетных зависимостей «суммарные массы – моды собственных колебаний», а также «эффективные массы – моды собственных колебаний» для модели 1 «Здание – жесткая заделка». График на рис. 2 визуализирует охват суммарной массы большепролетного здания с жесткой заделкой с учетом форм собственных колебаний для линейных перемещений и углов поворота относительно осей X , Y , Z . При линейном перемещении Т1 (вдоль оси X) охват суммарной массы Mass SUM модели 1 в диапазоне частоты от 0 до 20 Гц (161 форма) составил 90,16 % массы модели, для пере-

⁵ ГОСТ 8267–93. Щебень и гравий из плотных горных пород для строительных работ. Технические условия. М.: Госстрой России, 1993.

⁶ Методические рекомендации по повышению качества дорожных оснований из щебня различных пород / СовюзДОРНИИ. М., 1980.

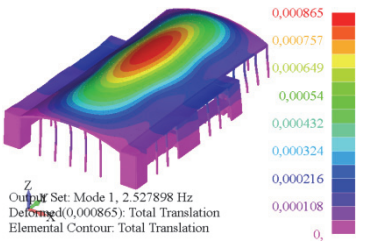
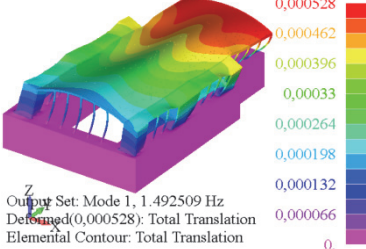
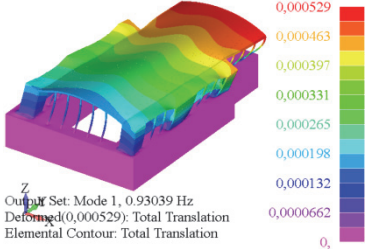
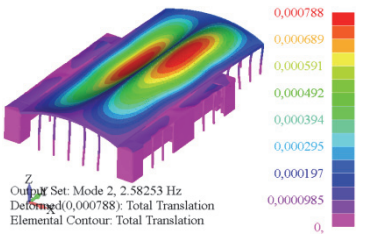
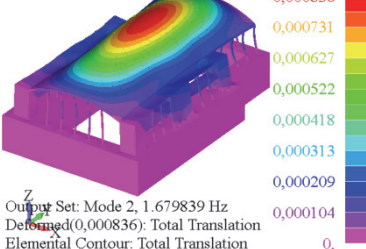
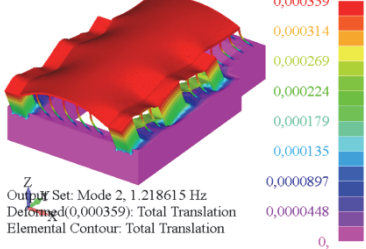
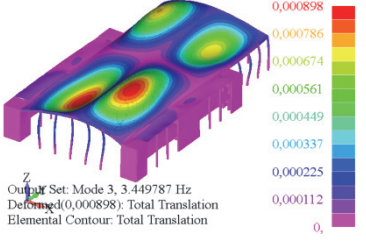
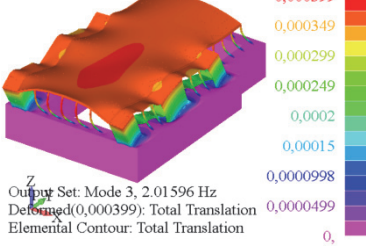
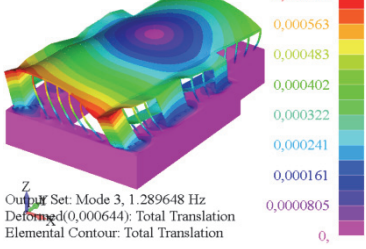
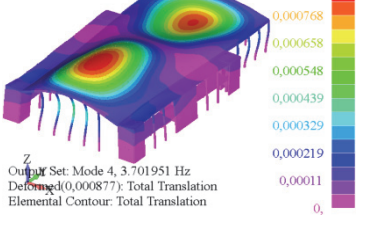
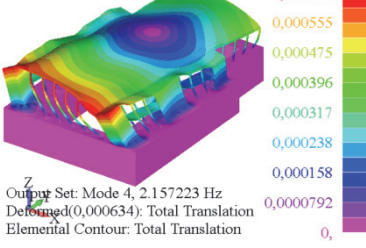
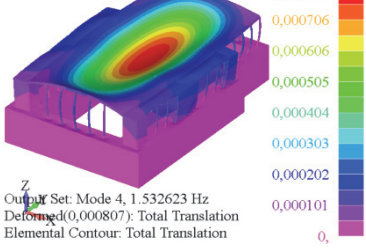
⁷ СП 22.13330.2011. Основания зданий и сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.02.01–83*. М., 2011. 166 с.

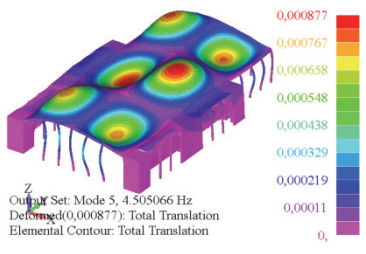
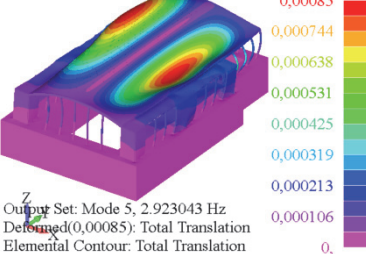
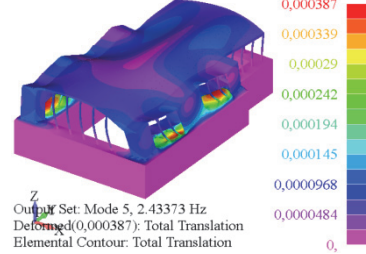
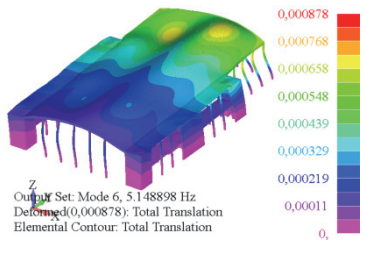
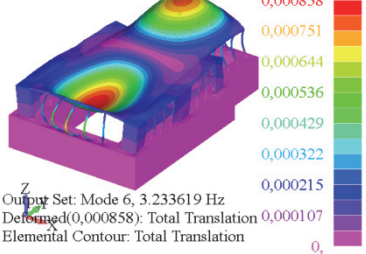
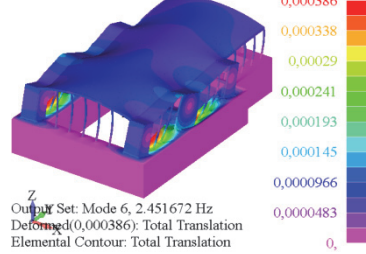
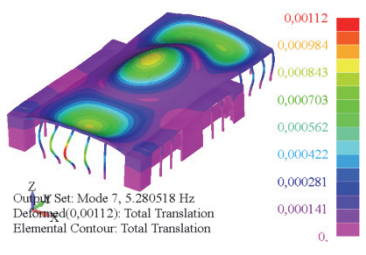
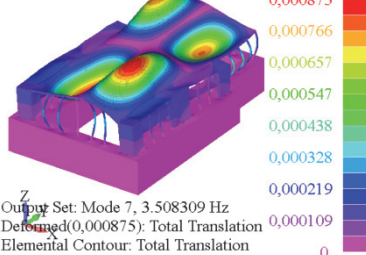
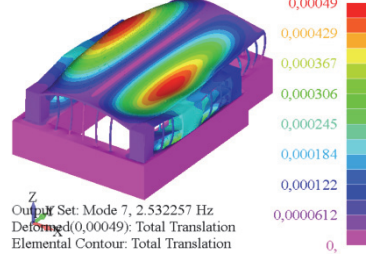
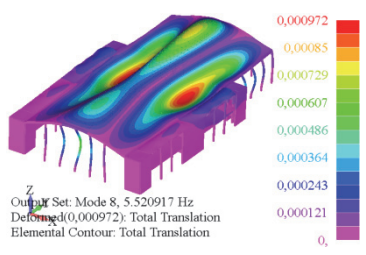
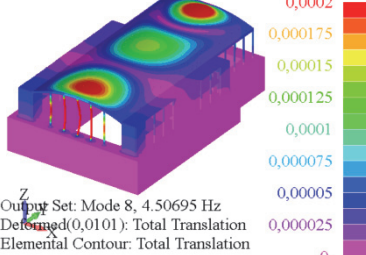
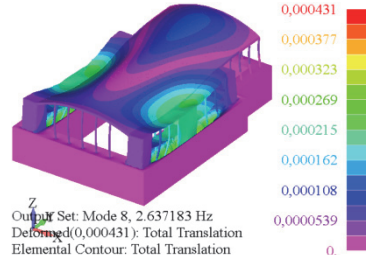
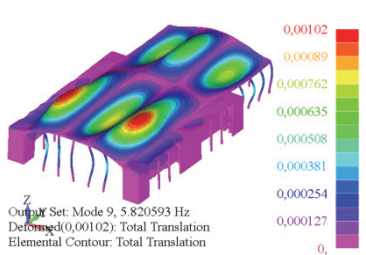
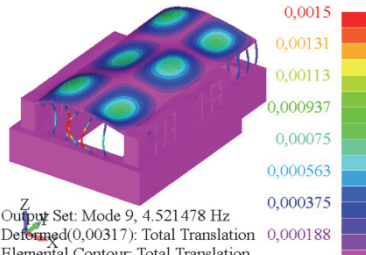
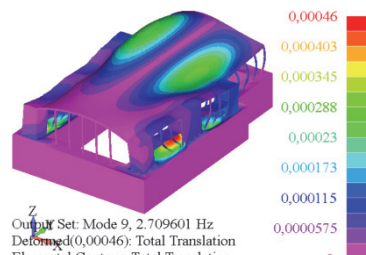
⁸ СП 17.13330.2017. Кровли. Актуализированная редакция СНиП II-26–76. М., 2017

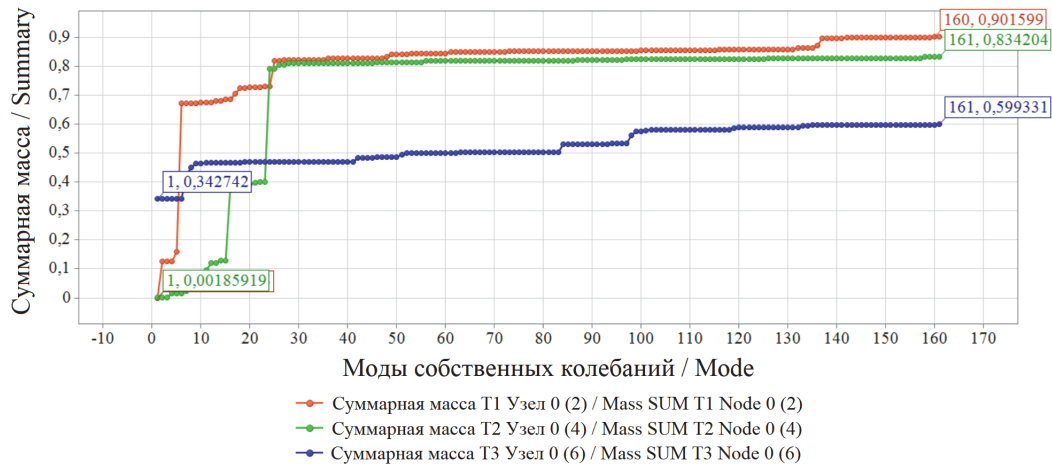
⁹ СП 20.13330.2016. Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07–85*. М., 2016.

мещений: T2 (вдоль оси Y) – Mass SUM = 83,42%, T3 (вдоль оси Z) – Mass SUM = 59,93% (рис. 2, а). Аналогичный график показан на рис. 2, б, где охват суммарной массы всего здания с учетом поворота R1 вокруг оси X равен 71,16 %, для поворота R2 вокруг оси Y и R3 вокруг оси Z – 56,71 и 83,45 % соответственно.

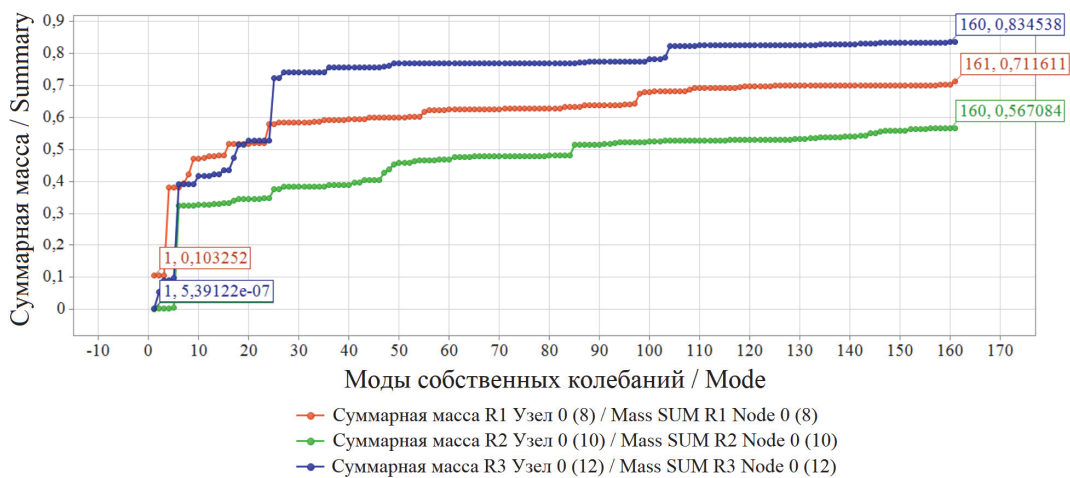
Результаты расчета собственных колебаний
Results normal modes

Формы / Mode	Частоты f_i , Гц, собственных колебаний моделей / Frequencies f_i , Hz, of natural oscillations of the models		
	Модель 1 / Model 1	Модель 2, а ($E_1 = 50$ МПа) Model 2, а ($E_1 = 50$ МПа)	Модель 2, б ($E_2 = 11$ МПа) / Model 2, б ($E_2 = 11$ МПа)
1	$f_1 = 2,527898$	$f_1 = 1,492509$	$f_1 = 0,93039$
			
2	$f_2 = 2,58253$	$f_2 = 1,679839$	$f_2 = 1,218615$
			
3	$f_3 = 3,449787$	$f_3 = 2,01596$	$f_3 = 1,289648$
			
4	$f_4 = 3,701951$	$f_4 = 2,157223$	$f_4 = 1,532623$
			

Формы / Mode	Частоты f_i , Гц, собственных колебаний моделей / Frequencies f_i , Hz, of natural oscillations of the models		
	Модель 1 / Model 1	Модель 2, а ($E_1 = 50$ МПа) Model 2, a ($E_1 = 50$ MPa)	Модель 2, б ($E_2 = 11$ МПа) / Model 2, b ($E_2 = 11$ MPa)
5	$f_5 = 4,505066$	$f_5 = 2,923043$	$f_5 = 2,43373$
			
6	$f_6 = 5,148898$	$f_6 = 3,233619$	$f_6 = 2,451672$
			
7	$f_7 = 5,280518$	$f_7 = 3,508309$	$f_7 = 2,532257$
			
8	$f_8 = 5,520917$	$f_8 = 4,50695$	$f_8 = 2,637183$
			
9	$f_9 = 5,820593$	$f_9 = 4,521478$	$f_9 = 2,709601$
			



a

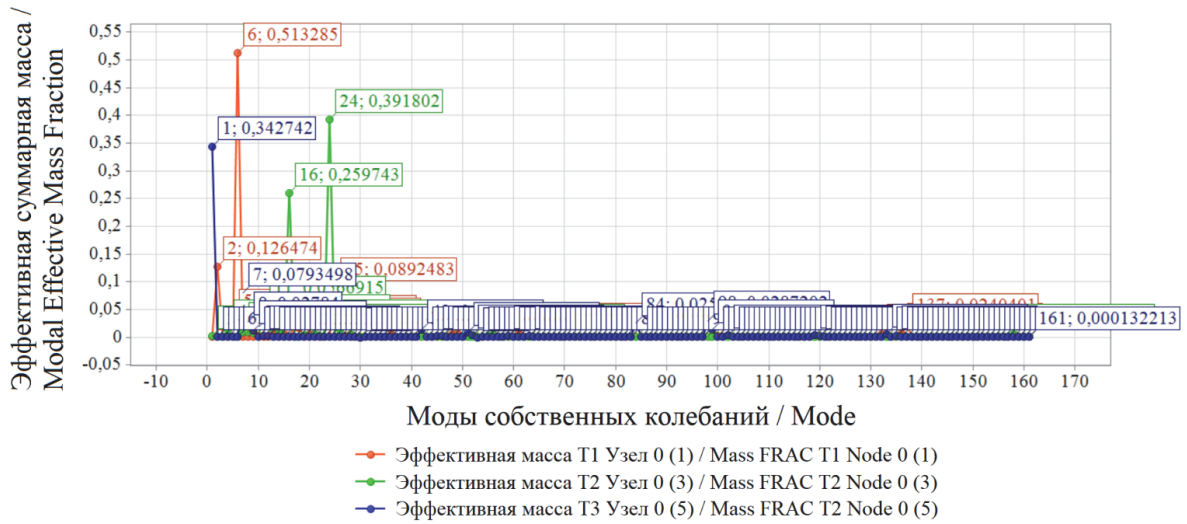


b

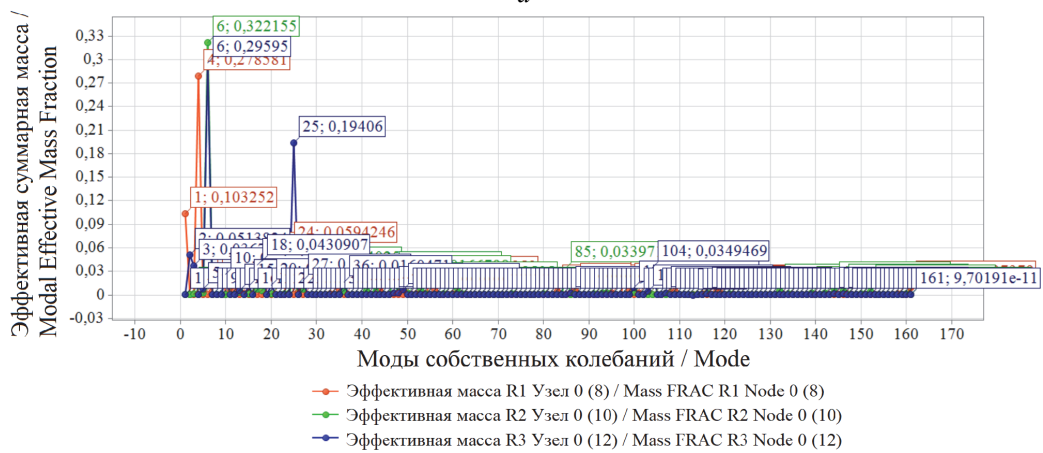
Рис. 2. Модель 1 «Здание – жесткая заделка», график «Суммарные массы – моды собственных колебаний»: *a* – перемещение узла T1, T2, T3 по оси X, Y, Z; *b* – поворот в узле R1, R2, R3 вокруг оси X, Y, Z
Figure 2. Model 1 “Superstructure – fixed-end”, graphic “Mass Summary – Mode”:
a – T1, T2, T3 Translation in the X, Y, Z axes; *b* – R1, R2, R3 Rotation in the X, Y, Z axes

Графики «Эффективная суммарная масса – моды собственных колебаний» для линейных перемещений T1 по оси X, T2 по оси Y, T3 по оси Z и поворотов R1 вокруг оси X, R2 вокруг оси Y и R3 вокруг оси Z демонстрируют опасные формы и частоты f_{max} собственных колебаний модели 1 «Здание – жесткая заделка» (рис. 4). Наиболее опасными формами собственных колебаний по перемещениям являются форма 1 для T3 по оси Z с эффективной суммарной массой 34,72 % и форма 6 T3 по оси Z с эффективной суммарной массой 51,33 % (рис. 4, *a*). Для поворота опасными будут форма 6 для R2 вокруг оси Y (32,21 %) и R3 вокруг оси Z (29,6 %) и форма 4 для R1 вокруг оси X (27,96 %).

Данные графики указывают на опасные формы и частоты собственных колебаний здания при перемещениях T1(X), T2(Y), T3(Z) и углов поворотов относительно каждой оси R1(X), R2(Y), R3(Z). Результаты собственных колебаний определяют поведение каждой конструкции и здания в целом при динамических воздействиях. Далее на рис. 5–8 представлены аналогичные графики для моделей 2, *a* и 2, *b* «Здание – свайный фундамент – грунтовое основание» с разными модулями деформаций $E_1 = 50$ МПа и $E_2 = 11$ МПа соответственно.

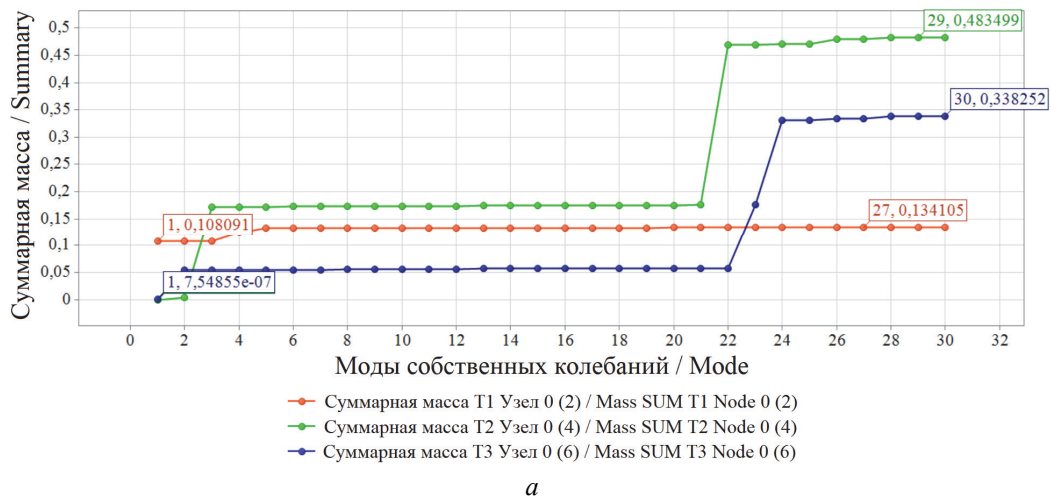


а



б

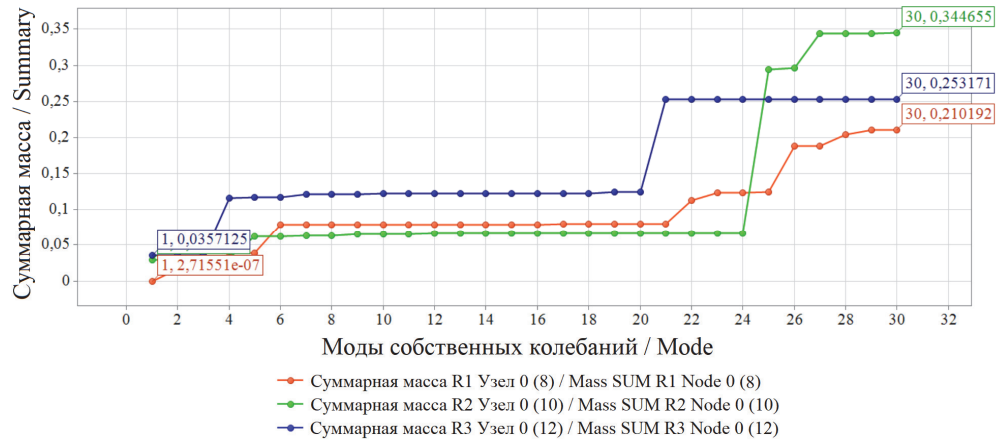
Рис. 3. Модель 1 «Здание – жесткая заделка», график «Эффективные массы – моды собственных колебаний»: а – перемещение узла T1, T2, T3 по оси X, Y, Z; б – поворот в узле R1, R2, R3 вокруг оси X, Y, Z
Figure 3. Model 1 “Superstructure – fixed-end”, graphic “Effective masses fraction – mode”: а – T1, T2, T3 translation in the X, Y, Z axes; б – R1, R2, R3 rotation in the X, Y, Z axes



а

Рис. 4. Модель 2, а «Здание – свайный фундамент – грунтовое основание», $E_1 = 50$ МПа, график «Суммарные массы – моды собственных колебаний»: а – перемещение узла T1, T2, T3 по оси X, Y, Z

Figure 4. Model 2, а “Superstructure – pile foundation – soil base”, $E_1 = 50$ МПа, graphic “Mass summary – mode”: а – T1, T2, T3 translation in the X, Y, Z axes



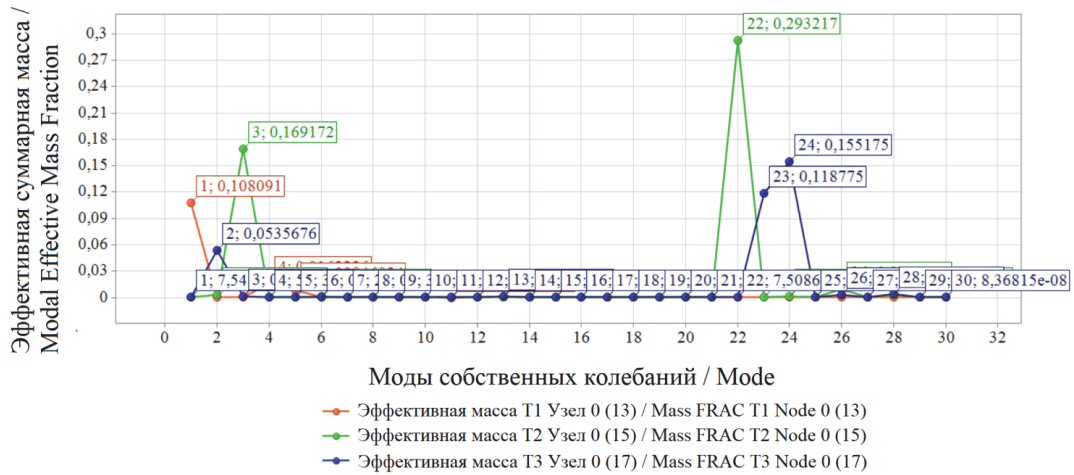
б

Рис. 4. Модель 2, а «Здание – свайный фундамент – грунтовое основание», $E_1 = 50$ МПа, график «Суммарные массы – моды собственных колебаний» (окончание):

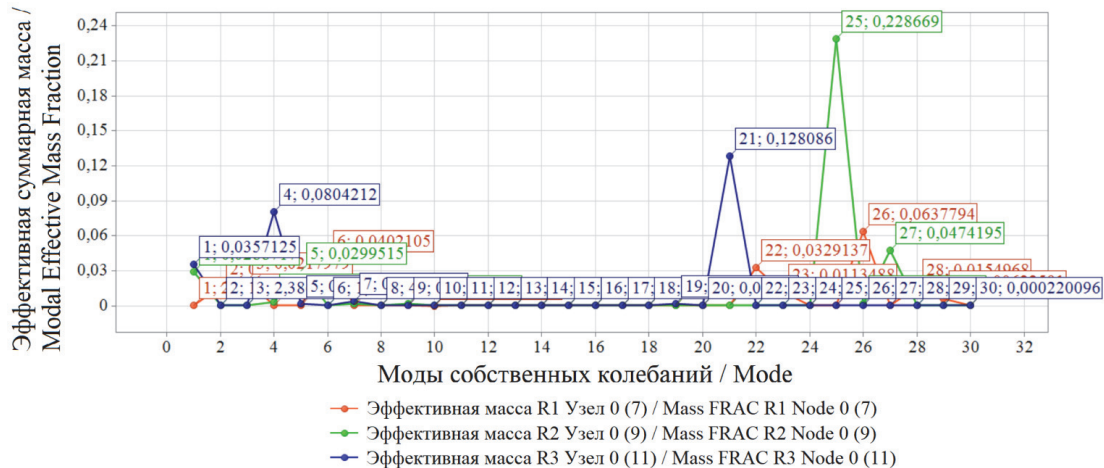
б – поворот в узле R1, R2, R3 вокруг оси X, Y, Z

Figure 4. Model 2, а “Superstructure – pile foundation – soil base”, $E_1 = 50$ MPa, graphic “Mass summary – mode” (ending):

б – R1, R2, R3 rotation in the X, Y, Z axes



а



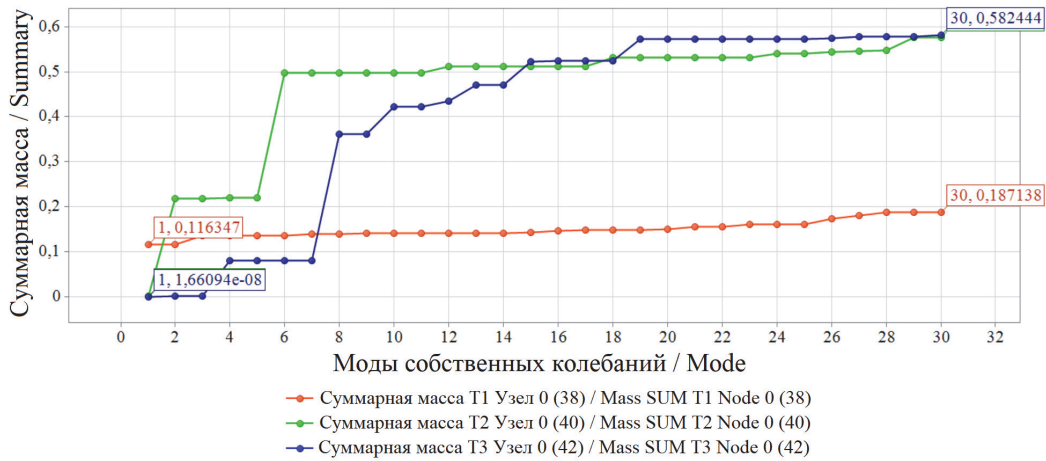
б

Рис. 5. Модель 2, а «Здание – свайный фундамент – грунтовое основание», $E_1 = 50$ МПа, график «Эффективные массы – моды собственных колебаний»:

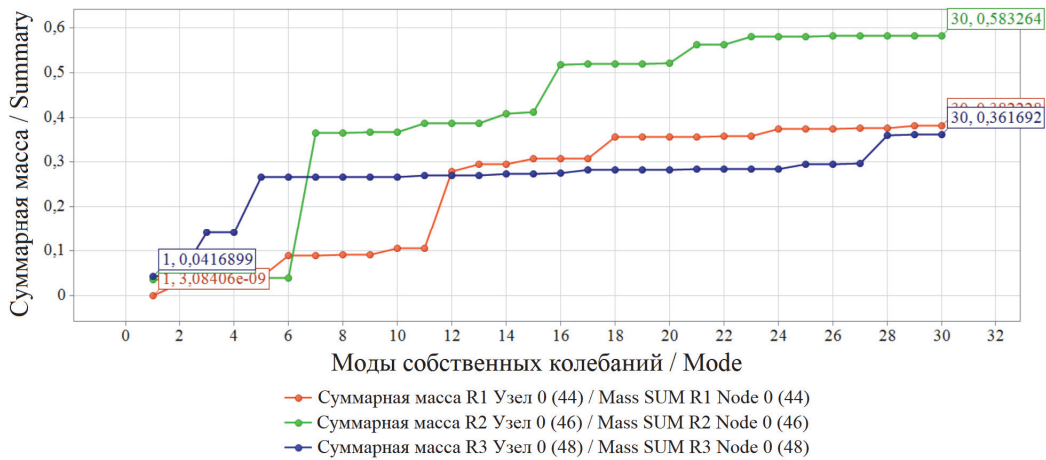
а – перемещение узла T1, T2, T3 по оси X, Y, Z; б – поворот в узле R1, R2, R3 вокруг оси X, Y, Z

Figure 5. Model 2, а “Superstructure – pile foundation – soil base”, $E_1 = 50$ MPa, graphic “Effective masses fraction – mode”:

а – T1, T2, T3 translation in the X, Y, Z axes; б – R1, R2, R3 rotation in the X, Y, Z axes



a

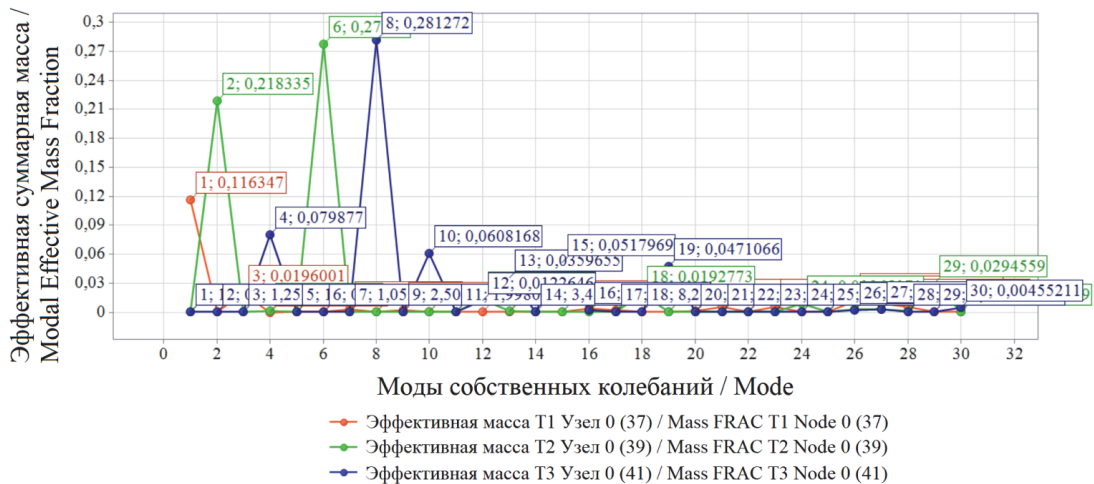


b

Рис. 6. Модель 2, б «Здание – свайный фундамент – грунтовое основание», $E_2 = 11$ МПа, график «Суммарные массы – моды собственных колебаний»:

a – перемещение узла T1, T2, T3 по оси X, Y, Z; б – поворот в узле R1, R2, R3 вокруг оси X, Y, Z

Figure 6. Model 2, b “Superstructure – pile foundation – soil base”, $E_2 = 11$ MPa, graphic “Mass summary – mode”:
a – T1, T2, T3 translation in the X, Y, Z axes; б – R1, R2, R3 rotation in the X, Y, Z axes



a

Рис. 7. Модель 2, б «Здание – свайный фундамент – грунтовое основание», $E_2 = 11$ МПа, график «Эффективные массы – моды собственных колебаний»:

a – перемещение узла T1, T2, T3 по оси X, Y, Z

Figure 7. Model 2, b “Superstructure – pile foundation – soil base”, $E_2 = 11$ MPa, graphic “Effective masses fraction – mode”:
a – T1, T2, T3 translation in the X, Y, Z axes

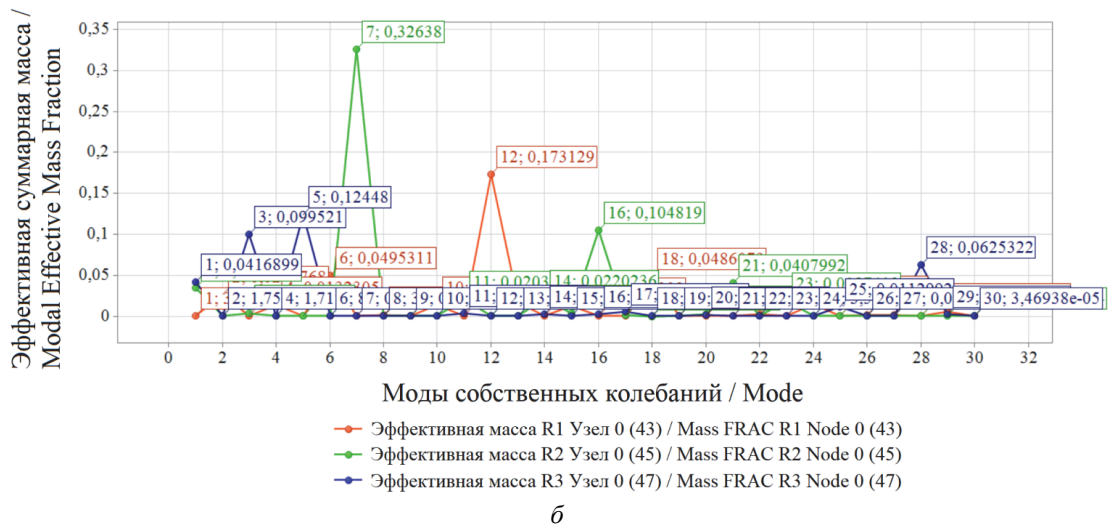


Рис. 7. Модель 2, б «Здание – свайный фундамент – грунтовое основание», $E_2 = 11$ МПа, график «Эффективные массы – моды собственных колебаний» (окончание)
 б – поворот в узле R1, R2, R3 вокруг оси X, Y, Z

Figure 7. Model 2, b “Superstructure – pile foundation – soil base”, $E_2 = 11$ MPa, graphic “Effective masses fraction – mode” (ending):
 б – R1, R2, R3 rotation in the X, Y, Z axes

Обсуждение

В последние годы при проектировании зданий все большее внимание уделяется динамике их поведения. Речь, в частности, идет о расчетном проектировании объектов, предназначенных для строительства в сейсмических районах. В проектных расчетах необходимо учитывать работу подземной части здания, состоящей из фундамента (мелкого или глубокого заложения), взаимодействующего с грунтовыми массивами различной реологии. Особую сложность представляет экспериментальная оценка диссипативных (демпфирующих) свойств грунта¹⁰ [49–51], которые должны быть учтены при выполнении расчетов вынужденных колебаний строительных объектов при сейсмических нагрузках. Вместе с тем определение мод собственных колебаний также имеет большое практическое значение, поскольку указанные моды характеризуют фундаментальные упруго-массовые свойства как отдельных конструктивных фрагментов, так и всего здания в целом. Кроме того, моды собственных колебаний используются в динамических расчетах различного вида, например в расчетах вынужденных колебаний конструкций модальным методом. Результаты подобных расчетов (реакции на динамические воздействия) оказываются весьма чувствительными к граничным условиям. Поэтому ввод в расчет упрощенных (априорных) граничных условий, не учитывающих свойства и характеристики фундаментов и грунтов, может приводить к серьезным ошибкам.

Заключение

Граничные условия оказывают существенное влияние на формы и частоты собственных колебаний надземной части здания с цилиндро-плитным покрытием. Учет в расчетах жесткостных и инерционных свойств подземной части (основания и фундамента) здания приводит к существенному изменению частот и форм его собственных колебаний. Отсюда пренебрежение подземной частью и моделирование ее влияния жесткой заделкой может привести к существенным ошибкам динамического анализа конструкции здания.

¹⁰ Патент РФ № 184676. Устройство для определения коэффициента демпфирования сыпучих материалов и жидкостей / Сутырин В.И., Кузахметова Э.Р., Шинкаренко И.А. 2018. Бюл. № 31. 7 с.; Патент РФ № 2646540. Экспериментальная установка (стенд) для изучения многофакторной зависимости коэффициента демпфирования свай при взаимодействии с грунтом / Сутырин В.И., Кузахметова Э.Р. 2018. Бюл. № 7. 9 с.; Патент РФ № 2699311. Способ определения демпфирующих характеристик жидкостей и сыпучих материалов / Кузахметова Э.Р., Сутырин В.И., Шинкаренко И.А. 2019. Бюл. № 25. 11 с.

Существенное влияние на результаты анализа динамики оказывают физико-механические свойства грунтов. В ходе численного исследования выявлено, что уменьшение модуля деформаций грунта E_i , МПа может приводить не только к уменьшению значений собственных частот f_i здания, но и к изменению порядка следования характерных низших форм собственных колебаний (поперечных, продольных, ортогональных, крутильных). Низшими формами собственных колебаний являются формы покрытия центральной части здания, то есть цилиндрической оболочки нулевой гауссовой кривизны.

Список литературы

1. Кужахметова Э.Р., Сапожников А.И. Архитектурная выразительность и физиологическая целесообразность зданий с криволинейными поверхностями // Строительные материалы, оборудование, технологии XXI века. 2012. № 11 (166). С. 42–45.
2. Сапожников А.И. Жизнь зданий в земной стихии. LAP LAMBER Academic Publishing, 2014. 60 с.
3. Виноградов Г.Г. Расчет строительных пространственных конструкций. Л.: Стройиздат, 1990. 262 с.
4. Зимин С.С., Кокоткова О.Д., Беспалов В.В. Сводчатые конструкции исторических зданий // Строительство уникальных зданий и сооружений. 2015. № 2 (29). С. 57–72.
5. Мамиева И.А. Аналитические поверхности для параметрической архитектуры в современных зданиях и сооружениях // Academia. Архитектура и строительство. 2020. № 1. С. 150–165.
6. Мамиева И.А. Аналитические поверхности в архитектуре Москвы // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2013. № 4. С. 9–15.
7. Кривошапко С.Н., Мамиева И.А. Зонтичные поверхности и поверхности зонтичного типа в архитектуре // Промышленное и гражданское строительство. 2011. № 7–1. С. 27–30.
8. Кривошапко С.Н., Алборова Л.А., Мамиева И.А. Оболочечные структуры: генезис, материалы и подвиды. Ч. 1. Подвиды и направления // Academia. Архитектура и строительство. 2021. № 3. С. 125–134. <http://doi.org/10.22337/2077-9038-2021-3-125-134>
9. Кривошапко С.Н., Алборова Л.А., Мамиева И.А. Оболочечные структуры: генезис, материалы и подвиды. Ч. 2. Конструкционные строительные материалы // Academia. Архитектура и строительство. 2021. № 4. С. 110–119. <http://doi.org/10.22337/2077-9038-2021-4-110-119>.
10. Кужахметова Э.Р. Особенности напряженно-деформированного состояния здания с цилиндро-плитовантовым покрытием // Актуальные вопросы современной науки: сборник статей по материалам XII Международной научно-практической конференции (Томск, 23 мая 2018 года): в 3 ч. Томск: Дендра, 2018. С. 93–98.
11. Park K., Park M., Shin S. Design of large space cable roofs with retractable systems to open and close // International Journal of Latest Trends in Engineering and Technology. 2017. Vol. 8. Issue 4–1. Pp. 197–203. <http://doi.org/10.21172/1.841.34>
12. Grunwalda G., Hermekingb T., Prangc T. Kinetic roof structure: Msheireb Heart of Doha // Procedia Engineering. 2016. Vol. 155. Pp. 89–296.
13. Кужахметова Э.Р. Расчетное проектирование каркасного здания с учетом обобщенных жесткостей и нагрузок основания и фундамента (часть 1) // Вестник БГТУ имени В.Г. Шухова. 2019. № 12. С. 34–46. <http://doi.org/10.34031/2071-7318-2019-4-12-34-46>
14. Popova A., Strakhov D., Sinyakov L. Numerical analysis of ground-structure interaction for framed building with isolated footings // Lecture Notes in Civil Engineering. 2021. Vol. 150. Pp. 304–315 https://doi.org/10.1007/978-3-030-72404-7_30
15. Chandiwala A., Savaliya M., Vasanwala S. Soil-structure interaction on pile raft foundation in multi-story RC building with vertical irregularity // Lecture Notes in Civil Engineering. 2021. Vol. 138. Pp. 437–445.
16. Mirsayapov I., Shakirov I., Nurieva D. Numerical studies of soil base deformations from reconstructed multi-storey building to nearby buildings // E3S Web of Conferences. 2021. Vol. 274. <https://doi.org/10.1051/e3sconf/202127403020>
17. Wang H., Zhang R. Dynamic structure-soil-structure interaction of piled high-rise buildings under earthquake excitations I: influence on dynamic response // Latin American Journal of Solids and Structures. 2021. Vol. 18. No. 3. e357. <https://doi.org/10.1590/1679-78256223>

18. *Wu M.* Analysis of the influence of pile foundation settlement of high-rise buildings on surrounding buildings // *Arabian Journal of Geosciences*. 2020. Vol. 13. No. 822. <https://doi.org/10.1007/s12517-020-05832-7>
19. *Bhattacharjee T., Chanda D., Saha R.* Influence of soil flexibility and plan asymmetry on seismic behaviour of soil-piled raft-structure system // *Structures*. 2021. Vol. 33. Pp. 1775–1788. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2021.05.045>.
20. *Baimakhan R.B., Kadirova Z.B., Seinassinova A.A., Baimakhan A.R., Baimakhanova G.M.* Calculation model of the “building-foundation” system on anisotropic base and deformation calculations // *Periodicals of Engineering and Natural Sciences*. 2021. Vol. 9. No. 1. Pp. 308–321. <http://doi.org/10.21533/pen.v9i1.1807>
21. *Mirsayapov I., Koroleva I.* Long-term settlements assessment of high-rise building groundbase based on analytical ground deformation diagram // *Procedia Engineering*. 2016. Vol. 165. Pp. 519–527. <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2016.11.728>
22. *Khoshnoudian F., Ziaei R., Ayyobi P.* Effects of nonlinear soil – structure interaction on the seismic response of structure-TMD systems subjected to near-field earthquakes // *Bulletin of Earthquake Engineering*. 2017. Vol. 15. Pp. 199–226. <https://doi.org/10.1007/s10518-016-9963-y>
23. *Gentile C., Guidobaldi M., Saisi A.* One-year dynamic monitoring of a historic tower: damage detection under changing environment // *Meccanica*. 2016. Vol. 51. Pp. 2873–2889. <https://doi.org/10.1007/s11012-016-0482-3>
24. *Ubertini F., Cavalagli N., Kita A.* Assessment of a monumental masonry bell-tower after 2016 Central Italy seismic sequence by long-term SHM // *Bulletin of Earthquake Engineering*. 2018. Vol. 16. Pp. 775–801. <https://doi.org/10.1007/s10518-017-0222-7>
25. *Azzara R.M., Girardi M., Padovani C., Pellegrini D.* Experimental and numerical investigations on the seismic behaviour of the San Frediano bell tower in Lucca // *Annals of Geophysics*. 2019. Vol. 62. No. 3. SE342. <https://doi.org/10.4401/ag-8025>
26. *Cuadra C., Karkee M.B., Tokeshi K.* Earthquake risk to Inca’s historical constructions in Machupicchu // *Advances in Engineering Software*. 2008. Vol. 39. No. 4. Pp. 336–345. <https://doi.org/10.1016/j.advengsoft.2007.01.002>
27. *Karapetrova S., Manakou M., Bindi D., Petrovic B., Pitilakis K.* “Time-building specific” seismic vulnerability assessment of a hospital RC building using field monitoring data // *Engineering Structures*. 2016. Vol. 112. No. 1. Pp. 114–132. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2016.01.009>
28. *Karatzetzou A., Pitilakis D.* Reduction factors to evaluate acceleration demand of soil-foundation-structure systems // *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. 2018. Vol. 109. Pp. 199–208. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2018.03.017>
29. *Karafagka S., Fotopoulou S., Pitilakis D.* Fragility assessment of non-ductile RC frame buildings exposed to combined ground shaking and soil liquefaction considering SSI // *Engineering Structures*. 2021. Vol. 229. No. 15. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.111629>
30. *Forcellini D., Giardi F., Tanganelli M.* Seismic assessment of the historical third tower in San Marino based on a 3D laser scanner survey (3D-LSS) // *Innovative Infrastructure Solutions*. 2019. Vol. 4. No. 20. <https://doi.org/10.1007/s41062-019-0207-2>
31. *Forcellini D.* Analytical fragility curves of shallow-founded structures subjected to soil-structure interaction (SSI) effects // *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. 2021. Vol. 141. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2020.106487>
32. *Cavalieri F., Correia A.A., Crowley H.* Seismic fragility analysis of URM buildings founded on piles: influence of dynamic soil – structure interaction models // *Bulletin of Earthquake Engineering*. 2020. Vol. 18. Pp. 4127–4156. <https://doi.org/10.1007/s10518-020-00853-9>
33. *Cavalieri F., Correia A.A., Crowley H., Pinho R.* Seismic fragility analysis of URM buildings founded on piles: influence of dynamic soil – structure interaction models // *Bulletin of Earthquake Engineering*. 2020. Vol. 18. Pp. 4127–4156. <https://doi.org/10.1007/s10518-020-00853-9>
34. *Ashayeri I., Biglari M., Formisano A., D’Amato M.* Ambient vibration testing and empirical relation for natural period of historical mosques. Case study of eight mosques in Kermanshah, Iran // *Construction and Building Materials*. 2021. Vol. 289. Article 123191. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2021.123191>
35. *Кужахметова Э.Р., Сутырин В.И.* Влияние грунтового основания на напряженно-деформированное состояние большепролетного здания с цилиндро-плитным покрытием // *Строительная механика инженерных конструкций и сооружений*. 2022. Т. 18. № 5 С. 444–457. <http://doi.org/10.22363/1815-5235-2022-18-5-444-457>

36. Кужахметова Э.Р. Напряженно-деформированное состояние цилиндрично-плитно-вантового покрытия здания (сооружения) с различными формами наружного опорного контура // *Строительная механика инженерных конструкций и сооружений*. 2020. Т. 16. № 2. С. 95–110. <http://doi.org/10.22363/1815-5235-2020-16-2-95-110>
37. Кужахметова Э.Р. Конструктивные решения расположения вант в цилиндрично-плитно-вантовом (ЦПВ) покрытии здания (сооружения) // *Вестник БГТУ имени В.Г. Шухова*. 2019. № 5. С. 77–89. http://doi.org/10.34031/article_5ce292ca24bc23.91006970
38. Кужахметова Э.Р. Погружение, расчет и конструирование монолитной железобетонной сваи конической формы // *Научное обозрение. Технические науки*. 2017. № 2. С. 57–64.
39. Кужахметова Э.Р. Исследование напряженно-деформированного состояния набивной монолитной железобетонной конусообразной сваи с щебневыми боковыми и нижними образованиями // *Строительная механика инженерных конструкций и сооружений*. 2021. Т. 17. № 4. С. 335–356. <http://doi.org/10.22363/1815-5235-2021-17-4-335-356>
40. Кужахметова Э.Р. Влияние конструктивных решений на жесткостные характеристики набивной монолитной железобетонной конусообразной сваи со щебневыми образованиями // *Строительная механика инженерных конструкций и сооружений*. 2021. Т. 17. № 5. С. 500–518. <http://doi.org/10.22363/1815-5235-2021-17-5-500-518>
41. Кужахметова Э.Р., Сапожников А.И. Сравнительный анализ работы длинных и коротких свай при горизонтальном нагружении // *Строительные материалы, оборудование, технологии XXI века*. 2015. № 5–6 (196–197). С. 30–34.
42. Сапожников А.И., Кужахметова Э.Р. Глубокое погружение и деформационный расчет монолитной сваи-оболочки большого диаметра // *Международная научная конференция научно-педагогических работников Астраханского государственного технического университета, посвященная 85-летию со дня основания вуза (59 НПР) (Астрахань, 20–25 апреля 2015 года) / под общ. ред. Н.Т. Берберовой, К.П. Пашенко*. Астрахань: Астраханский государственный технический университет, 2015. С. 191–192.
43. Сапожников А.И., Кужахметова Э.Р. Способы погружения, прочностные и деформационные расчеты свай. Астрахань, 2015. 71 с.
44. Рычков С.П. Моделирование конструкций в среде Femap with NX Nastran. М.: ДМК Пресс, 2013. 784 с.
45. Шимкович Д.Г. Расчет конструкций в MSC/NASTRAN for Windows. М.: ДМК Пресс, 2003. 448 с.
46. Зенкевич О.К. Метод конечных элементов в технике. М.: Мир, 1975. 540 с.
47. Strang G., Fix G.J. The finite element method in one dimension. An analysis of the finite element method. Englewood Cliffs, 1973. Pp. 51–62.
48. Кужахметова Э.Р. Моделирование свайного фундамента в среде Femap with NX Nastran // *Строительная механика инженерных конструкций и сооружений*. 2020. Т. 16. № 4. С. 250–260. <http://doi.org/10.22363/1815-5235-2020-16-4-250-260>
49. Сутырин В.И., Шинкаренко И.А., Кужахметова Э.Р. Экспериментальный стенд для определения демпфирующих свойств материалов // *Известия КГТУ*. 2019. № 52. С. 177–183.
50. Сутырин В.И., Кужахметова Э.Р., Шинкаренко И.А. Экспериментальное определение коэффициентов демпфирования грунтов // *Основания, фундаменты и механика грунтов*. 2022. № 4. С. 19–25.
51. Sutyryin V.I., Kuzhakhmetova E.R., Shinkarenko I.A. Experimental determination of soil damping coefficients // *Soil Mechanics and Foundation Engineering*. 2022. Vol. 59. Pp. 362–370. <https://doi.org/10.1007/s11204-022-09823-6>

References

1. Kuzhakhmetova E.R., Sapozhnikov A.I. Architectural expressiveness and physiological expediency of buildings with curvilinear surfaces. *Building Materials, Equipment, Technologies of the 21st Century*. 2012;11(166):42–45. (In Russ.)
2. Sapozhnikov A.I. *The life of buildings in the earth element*. LAP Lamber Academic Publishing; 2014. (In Russ.)
3. Vinogradov G.G. *Calculation of building spatial structures*. Leningrad: Stroiizdat Publ.; 1990. (In Russ.)
4. Zimin S.S., Bepalov V.V., Kokotkova O.D. Vault structures of historical buildings. *Construction of Unique Buildings and Structures*. 2015;(2):57–72. (In Russ.)

5. Mamieva I.A. Analytical surfaces for parametric architecture in contemporary buildings and structures. *Academia. Architecture and Construction*. 2020;(1):150–165. (In Russ.)
6. Mamieva I.A. Analytical surfaces in the architecture of Moscow. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2013;(4):9–15. (In Russ.)
7. Krivoshapko S.N., Mamieva I.A. Umbrella surfaces and surfaces of umbrella type in architecture. *Industrial and Civil Construction*. 2011;(7–1): 27–30. (In Russ.)
8. Krivoshapko S.N., Alborova L.A., Mamieva I.A. Shell structures: genesis, materials and subtypes. Part 1. Subtypes and directions. *Academia. Architecture and Construction*. 2021;(3):125–134. (In Russ.) <http://doi.org/10.22337/2077-9038-2021-3-125-134>
9. Krivoshapko S.N., Alborova L.A., Mamieva I.A. Shell structures: genesis, materials and subtypes. Part 2. Constructive building materials *Academia. Architecture and Construction*. 2021;(4):110–119. (In Russ.) <http://doi.org/10.22337/2077-9038-2021-4-110-119>
10. Kuzhakhmetova E.R. Features of the stress-strain state of a building with a cylinder-plate-cable-stayed coating. *Topical Issues of Modern Science: A Collection of Articles Based on the Materials of the XII International Scientific and Practical Conference, Tomsk, 23 May 2018 (part 1)*. Tomsk: Dendra Publ.; 2018. p. 93–98. (In Russ.)
11. Park K., Park M., Shin S. Design of large space cable roofs with retractable systems to open and close. *International Journal of Latest Trends in Engineering and Technology*. 2017;8(4–1):197–203. <http://doi.org/10.21172/1.841.34>
12. Grunwalda G., Hermekingb T., Prange T. Kinetic roof structure: Msheireb Heart of Doha. *Procedia Engineering*. 2016;(155):289–296. <http://doi.org/10.1016/j.proeng.2016.08.031>
13. Kuzhakhmetova E.R. Numerical design of frame buildings taking into account the generalized stiffness and load of soil and foundation. *Bulletin of BSTU named after V.G. Shukhov*. 2019;(12):34–46. (In Russ.) <http://doi.org/10.34031/2071-7318-2019-4-12-34-46>
14. Popova A., Strakhov D., Sinyakov L. Numerical analysis of ground-structure interaction for framed building with isolated footings. *Lecture Notes in Civil Engineering*. 2021;150:304–315. https://doi.org/10.1007/978-3-030-72404-7_30
15. Chandiwala A., Savaliya M., Vasanwala S. Soil – structure interaction on pile raft foundation in multi-story RC building with vertical irregularity. *Lecture Notes in Civil Engineering*. 2021;138:437–445.
16. Mirsayapov I., Shakirov I., Nurieva D. Numerical studies of soil base deformations from reconstructed multi-storey building to nearby buildings. *E3S Web of Conferences*. 2021;274. <https://doi.org/10.1051/e3sconf/202127403020>
17. Wang H., Zhang R. Dynamic structure-soil-structure interaction of piled high-rise buildings under earthquake excitations I: influence on dynamic response. *Latin American Journal of Solids and Structures*. 2021;18(3):e357. <https://doi.org/10.1590/1679-78256223>
18. Wu M. Analysis of the influence of pile foundation settlement of high-rise buildings on surrounding buildings. *Arabian Journal of Geosciences*. 2020;13(822). <https://doi.org/10.1007/s12517-020-05832-7>
19. Bhattacharjee T., Chanda D., Saha R. Influence of soil flexibility and plan asymmetry on seismic behaviour of soil-piled raft-structure system. *Structures*. 2021;33:1775–1788. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2021.05.045>
20. Baimakhan R.B., Kadirova Z.B., Seinassinova A.A., Baimakhan A.R., Baimakhanova G.M. Calculation model of the “building-foundation” system on anisotropic base and deformation calculations. *Periodicals of Engineering and Natural Sciences*. 2021;9(1):308–321. <http://doi.org/10.21533/pen.v9i1.1807>
21. Mirsayapov I., Koroleva I. Long-term settlements assessment of high-rise building groundbase based on analytical ground deformation diagram. *Procedia Engineering*. 2016;165:519–527. <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2016.11.728>
22. Khoshnoudian F., Ziaei R., Ayyobi P. Effects of nonlinear soil – structure interaction on the seismic response of structure-TMD systems subjected to near-field earthquakes. *Bulletin of Earthquake Engineering*. 2017;15:199–226. <https://doi.org/10.1007/s10518-016-9963-y>
23. Gentile C., Guidobaldi M., Saisi A. One-year dynamic monitoring of a historic tower: damage detection under changing environment. *Meccanica*. 2016;51:2873–2889. <https://doi.org/10.1007/s11012-016-0482-3>
24. Ubertini F., Cavalagli N., Kita A. Assessment of a monumental masonry bell-tower after 2016 Central Italy seismic sequence by long-term SHM. *Bulletin of Earthquake Engineering*. 2018;16:775–801. <https://doi.org/10.1007/s10518-017-0222-7>

25. Azzara R.M., Girardi M., Padovani C., Pellegrini D. Experimental and numerical investigations on the seismic behaviour of the San Frediano bell tower in Lucca. *Annals of Geophysics*. 2019;62(3):SE342. <https://doi.org/10.4401/ag-8025>
26. Cuadra C., Karkee M.B., Tokeshi K. Earthquake risk to Inca's historical constructions in Machupicchu. *Advances in Engineering Software*. 2008;39(4):336–345. <https://doi.org/10.1016/j.advengsoft.2007.01.002>
27. Karapetroa S., Manakou M., Bindi D., Petrovic B., Ptilakis K. “Time-building specific” seismic vulnerability assessment of a hospital RC building using field monitoring data. *Engineering Structures*. 2016;112(1):114–132. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2016.01.009>
28. Karatzetou A., Ptilakis D. Reduction factors to evaluate acceleration demand of soil-foundation-structure systems. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. 2018;109:199–208. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2018.03.017>
29. Karafagka S., Fotopoulou S., Ptilakis D. Fragility assessment of non-ductile RC frame buildings exposed to combined ground shaking and soil liquefaction considering SSI. *Engineering Structures*. 2021;229(15):111629. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.111629>
30. Forcellini D., Giardi F., Tanganelli M. Seismic assessment of the historical third tower in San Marino based on a 3D laser scanner survey (3D-LSS). *Innovative Infrastructure Solutions* 2019;4(20). <https://doi.org/10.1007/s41062-019-0207-2>
31. Forcellini D. Analytical fragility curves of shallow-founded structures subjected to soil-structure interaction (SSI) effects. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. 2021;41:106487. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2020.106487>
32. Cavalieri F., Correia A.A., Crowley H. Seismic fragility analysis of URM buildings founded on piles: influence of dynamic soil – structure interaction models. *Bulletin of Earthquake Engineering*. 2020;18:4127–4156. <https://doi.org/10.1007/s10518-020-00853-9>
33. Cavalieri F., Correia A.A., Crowley H., Pinho R. Seismic fragility analysis of URM buildings founded on piles: influence of dynamic soil – structure interaction models. *Bulletin of Earthquake Engineering*. 2020;18:4127–4156. <https://doi.org/10.1007/s10518-020-00853-9>
34. Ashayeri I., Biglari M., Formisano A., D'Amato M. Ambient vibration testing and empirical relation for natural period of historical mosques. Case study of eight mosques in Kermanshah, Iran. *Construction and Building Materials*. 2021;289:123191. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2021.123191>
35. Kuzhakhmetova E.R., Sutyurin V.I. Influence of the soil base on the stress-strain state of a large – span building with a cylinder-and-slab roof. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2022;18(5):444–457. (In Russ.) <http://doi.org/10.22363/1815-5235-2022-18-5-444-457>
36. Kuzhakhmetova E.R. Stress-strain state cylinder-plate-cable-stayed roof buildings (structures) with various forms of external support contour. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2020;16(2):95–110. (In Russ.) <http://doi.org/10.22363/1815-5235-2020-16-2-95-110>
37. Kuzhakhmetova E.R. Constructive solutions of guys location in cylindrical-slab-guy covering of building (construction). *Bulletin of BSTU named after V.G. Shukhov*. 2019;(5):77–89. (In Russ.) http://doi.org/10.34031/article_5ce292ca24bc23.91006970
38. Kuzhakhmetova E.R. Dipping, calculation and construction of the monolithic reinforced concrete pile of the conical form. *Scientific Review. Technical Sciences*. 2017;(2):57–64. (In Russ.)
39. Kuzhakhmetova E.R. Research of stressdeformed state of the rammed monolithic reinforced concrete cone-shaped piles with side and bottom forms from crushed stones. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2021;17(4):335–356. (In Russ.) <http://doi.org/10.22363/1815-5235-2021-17-4-335-356>
40. Kuzhakhmetova E.R. Influence of constructive solutions on the stiffness characteristics of the rammed monolithic reinforced concrete cone-shaped piles with side and bottom forms from crushed stones. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2021;17(5):500–518. (In Russ.) <http://doi.org/10.22363/1815-5235-2021-17-5-500-518>
41. Kuzhakhmetova E.R., Sapozhnikov A.I. Comparative analysis of long and short piles with horizontal uploading. *Building Materials, Equipment, Technologies of the XXI Century*. 2015;(5–6):30–34. (In Russ.)
42. Sapozhnikov A.I., Kuzhakhmetova E.R. Deep immersion and deformation calculation of a monolithic pile-shell of large diameter. *International Scientific Conference of Scientific and Pedagogical Workers of Astrakhan State Technical University, Dedicated to the 85th Anniversary from the Basis of the University (Astrakhan, April 20–25, 2015)*. Astrakhan: Astrakhan State Technical University; 2015. p. 191–192. (In Russ.)
43. Sapozhnikov A.I., Kuzhakhmetova E.R. *Immersion methods, strength and deformation calculations of piles*. Astrakhan; 2015. (In Russ.)

44. Rychkov S.P. *Structural modeling in Femap with NX Nastran*. Moscow: DMK Press; 2013. (In Russ.)
45. Shimkovich D.G., *Structural analysis in MSC/NASTRAN for Windows*. Moscow: DMK Press; 2003. (In Russ.)
46. Zienkiewicz O.C. *The finite element method in engineering science*. Moscow: Mir Publ.; 1975. (In Russ.)
47. Strang G., Fix G.J. *The finite element method in one dimension. An analysis of the finite element method*. Englewood Cliffs; 1973. p. 51–62.
48. Kuzhakhmetova E.R. Modeling of a piled foundation in a Femap with NX Nastran. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2020;16(4):250–260. (In Russ.) <http://doi.org/10.22363/1815-5235-2020-16-4-250-260>
49. Sutyurin V.I., Shinkarenko I.A., Kuzhakhmetova E.R. Experimental stand for determining the damping properties of materials. *Izvestiya KSTU*. 2019;(52):177–183. (In Russ.)
50. Sutyurin V.I., Kuzhakhmetova E.R., Shinkarenko I.A. Experimental determination of soil damping coefficients. *Soil Mechanics and Foundation Engineering*. 2022;(4):19–25. (In Russ)
51. Sutyurin V.I., Kuzhakhmetova E.R., Shinkarenko I.A. Experimental determination of soil damping coefficients. *Soil Mechanics and Foundation Engineering*. 2022;59:362–370. <https://doi.org/10.1007/s11204-022-09823-6>