



НАЦИОНАЛЬНЫЙ ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ  
МОСКОВСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ  
**СТРОИТЕЛЬНЫЙ  
УНИВЕРСИТЕТ**

Министерство образования и науки Российской Федерации  
Федеральное государственное бюджетное образовательное  
учреждение высшего образования

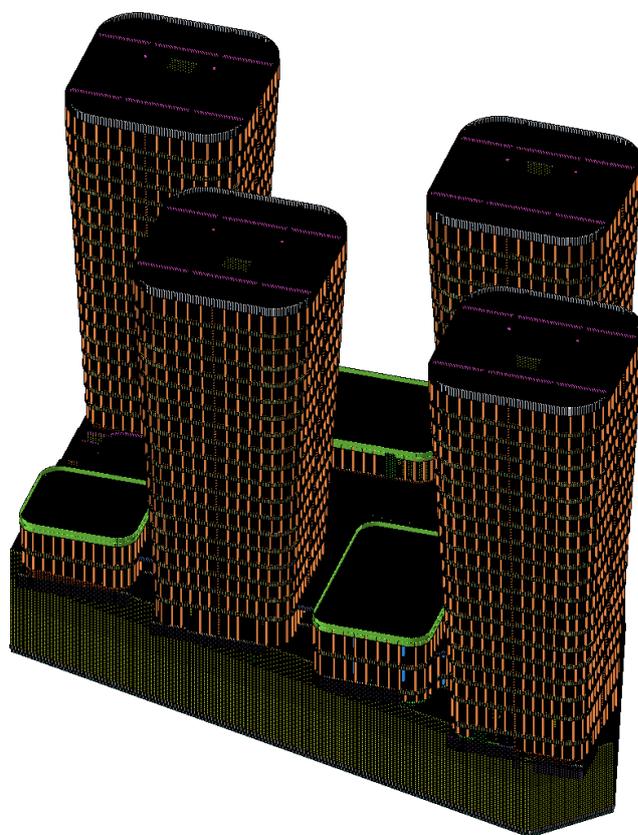
Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет  
129337, Россия, Москва, Ярославское ш., д. 26, тел. (495) 781-80-07, факс (499) 183-44-38

## Отчет о НИР

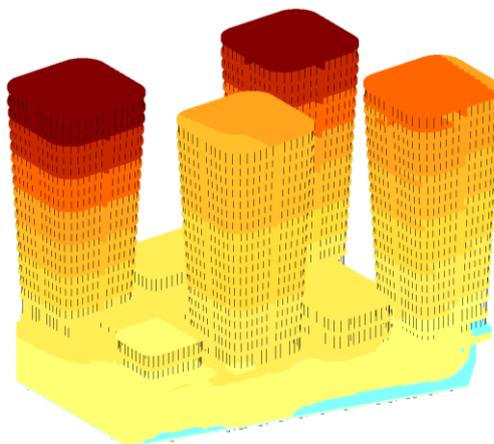
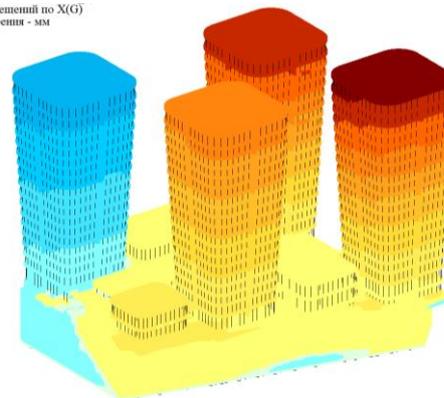
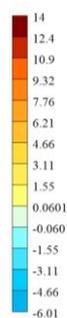
по теме:

**Научно-техническое сопровождение проектирования Объекта:  
«Многофункциональный комплекс», расположенный по адресу:  
г.Москва, Дружинниковская улица, владение 15»**

**«Расчетные исследования напряженно-деформированного состояния и прочности актуализированного проекта несущих конструкций Объекта «Многофункциональный комплекс», расположенный по адресу: г.Москва, Дружинниковская улица, владение 15» при основных и особых сочетаниях нагрузок и воздействий. Сопоставление результатов альтернативных расчетов.**



Мозаика перемещений по X(G)  
Единицы измерения - мм



МОСКВА 2021

## 1. Постановка задач и исходная информация

### 1.1. Задачи расчетных исследований

В соответствии с техническим заданием и календарным планом ставятся и решаются следующие задачи:

- анализ и обобщение проектной документации (включая расчетное обоснование), данных изысканий, постановка задач расчетных исследований;
- разработка и верификация расчетных пространственных оболочечно-стержневых конечноэлементных моделей систем «основание – несущие железобетонные конструкции»;
- расчетное определение параметров напряженно-деформированного состояния (перемещения, усилия) и прочности несущих конструкций при нормативно регламентированных сочетаниях основных нагрузок и воздействий;
- расчетное определение параметров напряженно-деформированного состояния (перемещения, усилия) и прочности несущих конструкций при карстообразовании;
- расчеты на устойчивость против прогрессирующего обрушения;
- сопоставление результатов альтернативных расчетов.

### 1.2 Климатические условия района строительства

Район работ входит в зону умеренно-континентального климата со следующими среднегодовыми показателями: температура – плюс  $3 \div 3,5$  град, осадки –  $500 \div 650$  мм (586 мм), число дней со среднесуточной температурой выше 0 град –  $210 \div 214$ . Наибольшее количество осадков приходится на весенне-летний период. Средняя температура января – минус  $10,5 \div 11,0$  град (абсолютный минимум минус 42 град), средняя температура июля – плюс  $17,5 \div 18,0$  (абсолютный максимум плюс 38,0 град). Средняя годовая относительная влажность воздуха 79%. Преобладающие направления ветров – юго-западные, западные и южные, со средней скоростью 4 м/с. Количество осадков холодного периода года (ноябрь – март) – 201 мм, теплого (апрель – октябрь) – 443 мм. Суммарное количество осадков за год – 644 мм. Среднее за год число дней с переходом температуры воздуха через 0°C в среднем 65.

По весу снегового покрова, согласно карте 1 Приложения Е СП 20.13330.2016 территория исследований относится к III району. Нормативное значение веса снегового покрова  $S_g$  согласно таблице 10.1 СП 20.13330.2016 для указанного района составляет 1,5 кПа.

Согласно карте 2 Приложения Е СП 20.13330.2016, территория исследований относится к району I по ветровому давлению. Нормативное значение ветрового давления  $w_0$ , согласно таблице 11.1 СП 20.13330.2016, рекомендуется принять равным 0,23 кПа.

В соответствии с картой 3 Приложения Е СП 20.13330.2016 район работ относится к II району по толщине стенки гололеда. Нормативная толщина стенки гололеда  $b$  для района – 5 мм, согласно таблице 12.1 СП 20.13330.2016.

Согласно картам сейсмического районирования территории РФ (СП 14.13330.2018) «Строительство в сейсмических районах» (актуализированная редакция СНиП II-7-81\*) и картам общего сейсмического районирования территории Российской Федерации район строительства относится к 5-бальной зоне при 10%, 5% и 1% вероятности сейсмической опасности. Сейсмичность района работ – менее 6 баллов (СП 14.13330.2018 и ОСР-97).

### 1.3. Геологические условия района строительства

Участок строительства расположен по адресу: г. Москва, ЦАО, ул. Дружинниковская, д.15. Участок представляет собой спланированную, застроенную площадку, большая часть которой заасфальтирована, с многочисленными подземными коммуникациями.

В геоморфологическом отношении участок расположен на склоне 3-й надпойменной террасы (Ходынской) р. Москвы. Поверхность террасы, измененная в процессе техногенного освоения, ровная, с уклоном на северо-восток. Абсолютные отметки поверхности колеблются от 136,70-143,10 м (по устьям скважин).

В геологическом строении площадки изысканий до разведанной глубины 45,0 м принимают участие: *современные техногенные ( $tQ_{IV}$ ), верхнечетвертичные аллювиальные ( $aQ_{III}$ ), среднечетвертичные моренные отложения днепровского оледенения ( $gQ_{II}^{p-d}$ ) и флювиогляциальные отложения окско-днепровского межледникового ( $fQ_{II}^{p-d}$ ), которые подстилаются коренными породами верхнеюрского ( $J_{3ox-cl}$ ) и верхнекаменноугольного ( $C_{3izm,msc,pr,nv,rt,sv,vs}$ ) возрастов.*

### 1.4. Общее описание конструкций многофункционального комплекса

#### Основные конструктивные решения

Гостиница с культурно-досуговым комплексом запроектирована в составе стилобата с подземной частью и 4 жилых корпусов. Габаритные размеры комплекса в плане (по наружным железобетонным стенам стилобатной части): 106,90x76,30 м.

За относительную отметку  $\pm 0.000$  принята отметка пола 1-го этажа, что соответствует абсолютной отметке 136,500.

Стилобатная часть объекта запроектирована в виде единого температурного отсека, включающего 3 этажа подземной части и 3 этажа надземной части здания.

Высоты этажей подземной части:

- минус 3 этаж: 4200 мм;
- минус 2 этаж: 4200 мм;
- минус 1 этаж: 4800 мм.

Высоты этажей надземной части стилобата:

- 1 этаж: 5400 мм;
- 2 этаж: 5100 мм;
- 3 этаж: 4800 мм.

В составе стилобата запроектирована рампа, состоящая из двух круговых пандусов.

В составе надземной части стилобата в уровне 3-го этажа запроектированы четыре отдельных павильона: бассейн, тренажерный зал фитнес-центра, детский центр, помещения фитнес-центра.

Жилые корпуса (корпуса А, В, С и D) запроектированы в виде отдельных температурных отсеков.

Высоты этажей жилых корпусов:

- 3 этаж - 3900 мм;
- 4 ÷ 19 этажи - 3450 мм;
- 20 этаж - 4300 мм.

Конструктивная схема здания – рамно-связевая: монолитный железобетонный каркас с жесткими узлами соединения колонн и монолитных железобетонных перекрытий (ригелей) и монолитными железобетонными стенами (диафрагмами) жесткости – лестнично-лифтовые узлы и отдельные стены жесткости.

Общая устойчивость и жесткость зданий обеспечивается совместной работой вертикальных элементов каркаса (колонн, стен и диафрагм жесткости) и горизонтальных монолитных железобетонных дисков перекрытия.

Несущие конструкции подземной и надземной частей здания соосны между собой. Шаг несущих конструкций нерегулярный. Монолитные железобетонные стены лестнично-лифтовых блоков доводятся до фундаментных конструкций.

### 1.5. Расчетные нагрузки и воздействия

В соответствии с ч. 1 ст. 4 ФЗ № 384-ФЗ, ниже приведены основные идентификационные признаки зданий, входящих в объем проектирования Объекта:

Назначение	Объект гражданского назначения (общественное)
Степень огнестойкости	I
Класс конструктивной пожарной опасности	С0
Класс функциональной пожарной опасности по целевому назначению	Ф 1.3
Категория по взрывопожарной и пожарной Опасности	Не классифицируется
Наличие помещений с постоянным пребыванием людей	Есть
Уровень ответственности (в соответствии с положениями 384-ФЗ)	Повышенный
Класс сооружения (в соответствии с положениями ГОСТ 27751-2014)	КС-3
Коэффициент надежности по ответственности	1,1
Класс Объекта по значимости	3-й
Расчетный срок эксплуатации здания	100 лет

Сбор нагрузок выполнен в соответствии с требованиями СП 20.13330.2016 «Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85\*».

## 2. Методика и программное обеспечение расчетов

### 2.1. Общие положения

Для дискретизации по пространству и решения соответствующих краевых задач применяется универсальный и мощный современный численный метод механики - метод конечных элементов (МКЭ). Матричное уравнение движения геометрически линейной системы (малые перемещения и деформации) в форме метода перемещений

$$[M]\{\ddot{u}(t)\} + [C]\{\dot{u}(t)\} + ([K] + [K_G])\{u(t)\} = \{F(t)\} + \{R(u, \dot{u})\}$$

учитывает кинематические граничные условия и доопределяется начальными условиями (из решения статической задачи при  $t=t_0$ ). Здесь  $[M]$ ,  $[C]$ ,  $[K]$  и  $[K_G]$  – симметричные блочно-редкозаполненные матрицы масс, демпфирования, линейной (начальной) и геометрической жесткости конечноэлементной модели (КЭМ) системы,  $t$  – время, “точка” означает дифференцирование по времени,  $\{F(t)\}$  – вектор заданных статических и динамических нагрузок,  $\{R(u, \dot{u})\}$  – вектор псевдонагрузок, моделирующий физически нелинейные эффекты,  $\{u(t)\}$  – искомый вектор обобщенных динамических перемещений КЭМ. Приведенная общая динамическая постановка естественным образом сводится к важным частным задачам – статической, на собственные значения (собственные частоты и формы колебаний и критические числа и формы потери начальной устойчивости) и спектральной формулировки динамических задач – при соответствующем виде нагрузок и решений путем обнуления незначимых матриц.

Матрицы  $[K]$ ,  $[K_G]$ ,  $[M]$  и  $[C]$ ,  $\{F\}$  и  $\{R\}$  строятся на основе матриц сосредоточенных факторов  $[M]^L$ ,  $[C]^L$ ,  $[K]^L$ ,  $\{F\}^L$  и  $\{R\}^L$  и матриц конечных элементов  $[m]^e$ ,  $[c]^e$ ,  $[k]^e$ ,  $[k_G]^e$ ,  $\{f\}^e$  и  $\{r\}^e$ , вычисляемых, в общем случае, с применением квадратур оптимальной точности. Для адекватной и гибкой аппроксимации геометрико-жесткостных, инерционных и диссипативных свойств, статических и динамических нагрузок и результирующего НДС разнообразных пространственных комбинированных систем разработан представительный набор стержневых, мембранных, плитно-оболочечных, двумерных и трехмерных (объемных) КЭ, совместимых в единой расчетной модели и допускающих альтернативные процедуры сборки.

Для решения системы линейных алгебраических уравнений *статического равновесия*

$$[K]\{u\}_I \dots \{u\}_l = \{F\}_I \dots \{F\}_l$$

с  $l$  вариантами нагрузок, к последовательности которых сводятся также нелинейные, нестационарные и (или) динамические задачи ( $[K] \rightarrow [K^*]$ ,  $[H] \rightarrow [H^*]$ ), применяется эффективный вариант прямого метода Гаусса для положительно определенных симметричных блочно-редкозаполненных матриц (SPARSE-схема) – модифицированная схема квадратного корня (Холецкого) – или итерационная схема сопряженных градиентов с предобуславливанием (PCG).

2.1.3 Разрабатываемые расчетные модели должны адекватно отражать геометрико-жесткостные и инерционные свойства и нагрузочные характеристики строительных конструкций и основания сооружения. Для определения перемещений и усилий в строительных конструкциях от действия постоянной и временной, снеговой и ветровой нагрузок строятся и анализируются квазистатические расчетные конечноэлементные модели систем “оболочечно-стержневые конструкции – неоднородное свайное основание”.

2.1.4 Динамическая (пульсационная) составляющая ветрового нагружения определяется на основе статической составляющей с учетом коэффициентов динамичности и пульсации, определенных по СП 20.13330.2016 [7].

Для многоэтажных зданий с постоянными по высоте характеристиками пульсационную составляющую допускается определять по формуле:

$$w_p = w_m \xi \zeta(z_e) v, \quad (0.1)$$

где:

$w_m$  – значение средней составляющей основной ветровой нагрузки принимаемое по данным аэродинамических исследований [5];

$\xi$  – коэффициент динамичности определяемый по графику из [7] при значении логарифмического декремента колебаний  $\delta=0,3$  и параметра  $\varepsilon$ :

$$\varepsilon = \frac{\sqrt{w_0 k(z_{эк}) \gamma_f}}{940 f_1} \quad (0.2)$$

$\zeta$  – коэффициент пульсации ветра;

$\nu$  – коэффициент пространственной корреляции пульсаций давления;

Динамическую реакцию допускается принимать по трём нижшим формам колебаний (двум изгибным, одной крутильной) в виде суммы квадратов полученных реакций.

## 2.2. Верифицированный программный комплекс ЛиРА-САПР

*Программный комплекс ЛИРА-САПР* – это многофункциональный программный комплекс для расчёта, исследования и проектирования конструкций различного назначения. Комплекс верифицирован в системе РААСН (*свидетельство РААСН № 06/ЛИРА-САПР/2015 в приложении 7*).

Кроме общего расчёта модели объекта на различные виды статических нагрузок (силовых, деформационных) и динамических воздействий (ветер с учётом пульсации, сейсмические воздействия по различным нормам, гармонические колебания и т. п.), ПК ЛИРА-САПР автоматизирует ряд процессов проектирования: определение расчётных сочетаний нагрузок и усилий, назначение конструктивных элементов, подбор и проверка сечений стальных и железобетонных конструкций с формированием эскизов рабочих чертежей колонн и балок.

ПК ЛИРА-САПР позволяет исследовать общую устойчивость рассчитываемой модели, проверить прочность сечений элементов по различным теориям разрушения. ПК ЛИРА-САПР предоставляет возможность производить расчёты объектов с учётом физической, геометрической, физико-геометрической и конструктивной нелинейностей, моделировать процесс возведения сооружения с учетом монтажа-демонтажа элементов с отслеживанием изменений физических свойств материалов.

Программный комплекс ЛИРА-САПР позволяет выполнить следующие виды расчётов: статический расчёт на силовые нагрузки (сосредоточенные или распределённые в виде сил или моментов) и деформационные воздействия (температурные, заданные перемещения, преднапряжение);

- определение частоты и форм собственных колебаний;
- расчёт на вынужденные динамические воздействия (импульс, удар, гармонические колебания);
- расчёт на устойчивость в линейной постановке;
- расчёт на устойчивость стержневых систем с учётом физической нелинейности;
- суперэлементное моделирование;
- учёт кинематической связи перемещений (абсолютно жёсткое тело).

Данные расчётов применимы для расчёта следующих видов конструкций:

- плоские и пространственные стержневые системы (рамы, фермы, ростверки, балочные клетки, пространственные рамы, структуры, вантовые системы и др.);
- плоские и пространственные пластинчатые системы (плиты, балки-стенки, оболочки, мембраны);
- массивные конструкции, работающие в условиях пространственной задачи теории упругости (грунтовые массивы, массивные бетонные и армокаменные конструкции);
- комбинированные системы (плиты и оболочки подпертые рёбрами, рамно-связевые каркасы, плиты на грунтовом основании и мн. др.).

### 3. Расчетные конечноэлементные модели. Построение и верификация

#### 3.1. Расчетные конечноэлементные модели

Заказчиком переданы комплект актуальных чертежей и схем Многофункционального комплекса [1].

На основании анализа и обобщения этих материалов в программном комплексе ЛИРА-САПР были построены и верифицированы пространственные оболочечно-стержневые конечноэлементные модели несущих конструкций Многофункционального комплекса.

Железобетонные колонны и пилоны (с соотношением сторон не более 1:4) моделируются пространственными стержневыми КЭ.

Железобетонные плиты перекрытий, фундаментные плиты, плитные ростверки моделируются плоскими треугольными и четырехугольными в плане оболочечными КЭ постоянной толщины, реализующими гипотезы Рейсснера-Мидлина.

В зонах стыковки плит перекрытий и плитного ростверка со стержневыми элементами колонн (пилонов, свай и т.п.), моделируются с использованием «абсолютно жестких тел», для корректного формирования напряжений и силовых факторов в элементах расчетной модели.

Деформации плит перекрытий зданий, входящих в состав Многофункционального комплекса определены в соответствии с указаниями п. 6.1.15 СП 63.13330.2012 «Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения» с детализацией в соответствии с указаниями СП 52-103-2007 «Железобетонные монолитные конструкции зданий»: «Определение вертикальных перемещений (прогибов) перекрытий и покрытий производят от действия нормативных постоянных и длительных вертикальных нагрузок. При этом приняты пониженные значения жесткостей элементов конструктивной системы. Значения понижающих коэффициентов относительно начального модуля упругости бетона с учетом длительности действия нагрузок приняты:

- для вертикальных несущих элементов – 0,6;
- для плит перекрытий (покрытий) – 0,2 (при наличии трещин) и 0,3 (при отсутствии трещин).

Грунтовое основание для фундаментных плит на естественном основании моделировалось методом переменного коэффициента постели  $C_1$  по методике В.Г. Федоровского (НИИОСП им. Н.М. Герсеванова) на основе величин модуля деформаций грунтов, приведенных в материалах инженерно-геологических изысканий [4].

Коэффициенты постели основания под плитным ростверком определены в рамках научно-технического сопровождения по результатам расчета основания и конструкции «плитный ростверк + сваи» в ПК PLAXIS [4] (см. рис. \_).

Для учета податливости свай использовались специальные конечные элементы – пружины с заданной жесткостью. Значения величин податливостей свай определены в рамках научно-технического сопровождения по результатам расчета основания и конструкции «плитный ростверк + сваи» в ПК PLAXIS [4] и приняты от 12 000 т/м до 22 000 т/м (см. рис. \_).

Разработанные расчетные модели (см рис. 3.1) адекватно отражают геометрико-жесткостные и инерционные свойства и нагрузочные характеристики строительных конструкций и основания сооружения. Об этом, в частности, свидетельствуют и вычислительные размерности построенных ЛИРА-моделей – 3 196 854 узла (15 961 464 степени свободы) и 3 346 841 конечный элемент.

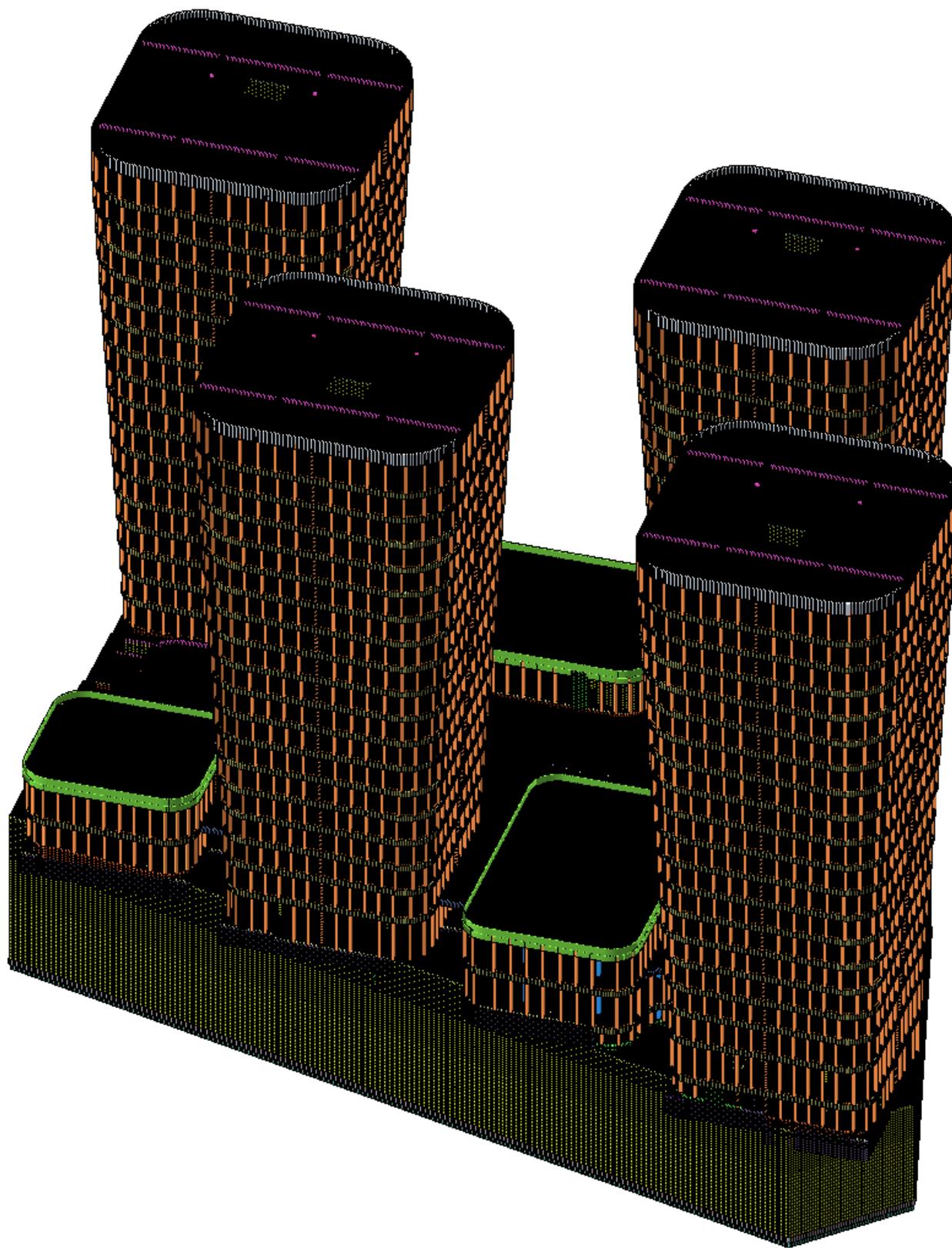


Рис. КЭ-модель Многофункционального комплекса. ПК ЛИРА-САПР.

Мозаика C1z  
Единицы измерения - т/м<sup>3</sup>

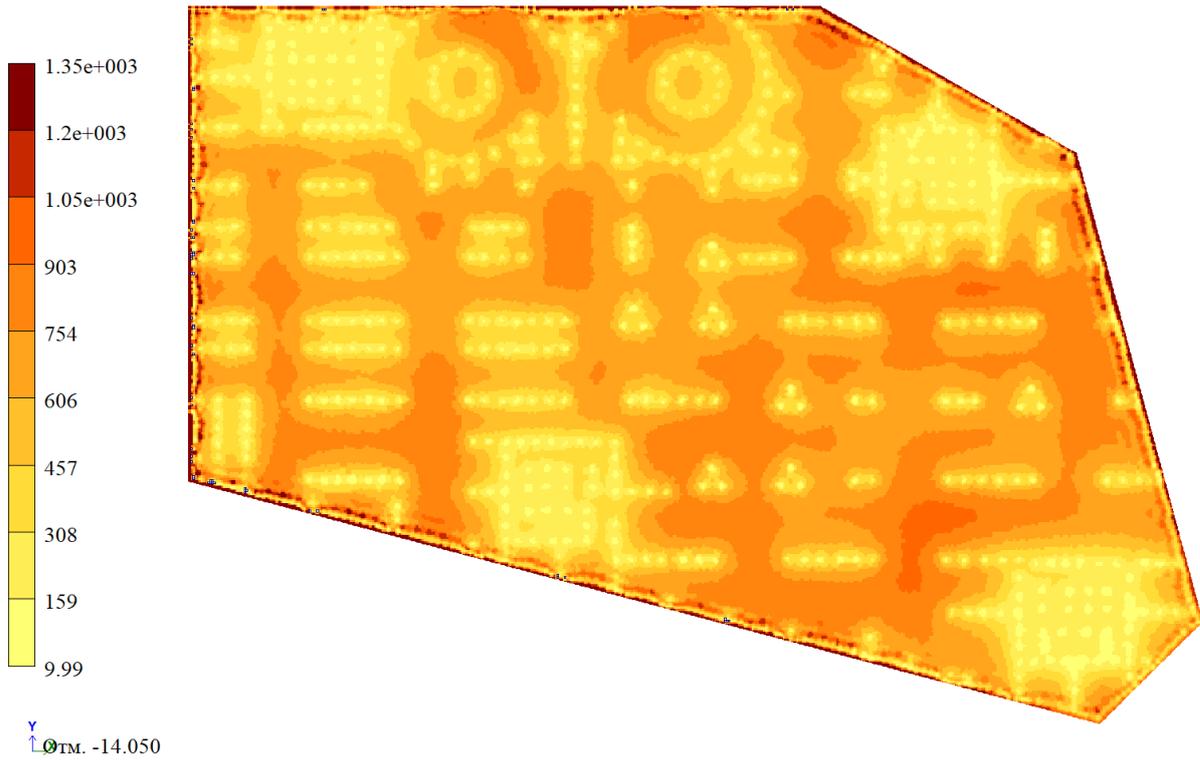


Рис. Схема распределения коэффициентов упругого основания.  
КЭ-модель Многофункционального комплекса. ПК ЛИРА-САПР.

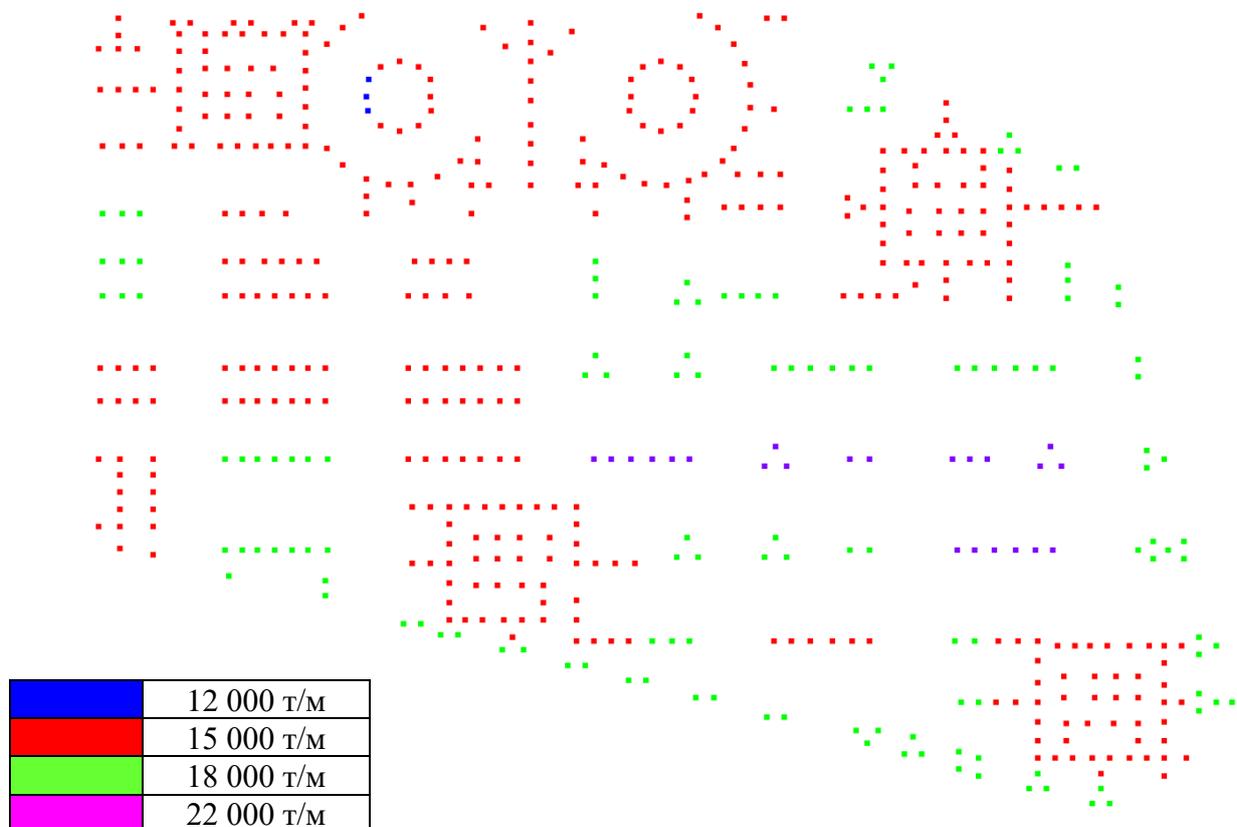


Рис. Схема расстановки свай с различной жесткостью.  
КЭ-модель Многофункционального комплекса. ПК ЛИРА-САПР.

### 3.2. Верификация расчетных КЭ-моделей

Соответствие геометрико-жесткостных, инерционных и нагрузочных параметров расчетных моделей проектным данным проверяется:

- 1) визуализацией характерных фрагментов и всей модели в различных ракурсах;
- 2) выдачей объемов, масс и нагрузок характерных фрагментов расчетной модели, их сопоставлением с проектными данными и расчетными моделями в альтернативных программных комплексах;
- 3) анализом результатов статического и динамического расчета, в частности, для предельных случаев, имеющих прозрачный физический смысл;

Определение собственных частот и форм колебаний механических систем – едва ли не самые информативные верификационные задачи, интегрирующие многие факторы и параметры расчетной модели и, в то же время, позволяющие выявить их различие. Собственные частоты и формы колебаний сооружения приведены в табл. \_ и рис. \_, а также, более подробно представлены в Приложении 2.

Таблица

Собственные частоты колебания сооружения

	Частота, Гц
1	0,75668
2	0,82204
3	0,84324
4	0,85877
5	0,87791
6	0,88945
7	0,90101
8	0,94303
9	1,23820
10	1,26490
11	1,26745
12	1,28112
13	3,50861
14	3,88618
15	3,94447
16	4,06003
17	4,21020
18	4,25394
19	4,27564
20	4,27682
...	...

Собственные частоты и формы сооружения колебания вычислены с учетом массы только от собственного веса несущих конструкций, основание упругое, динамическое.

ЛОКАЛЬНЫЙ  
УПРАВЛЕНИЕ  
Анализ формы колебаний: 1

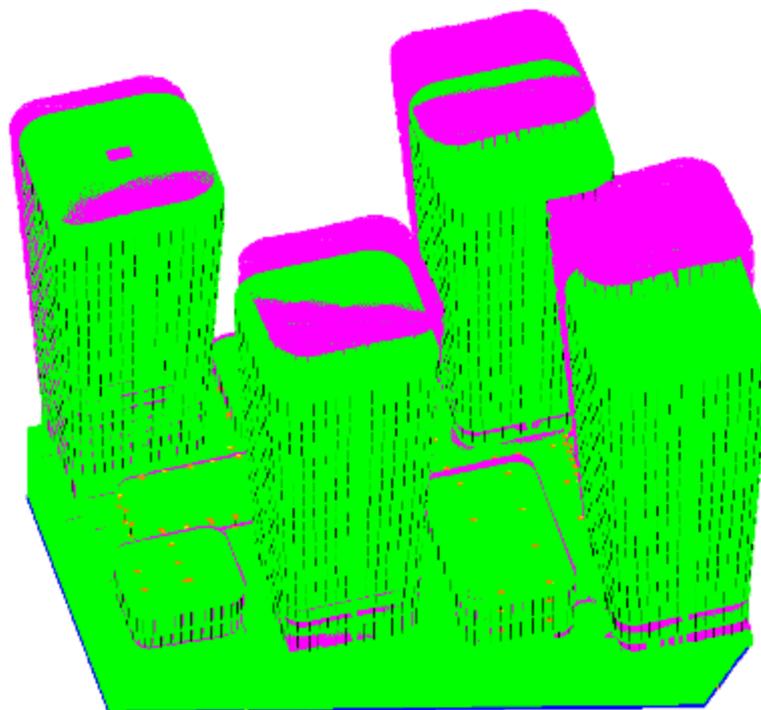


Рис. 1-я форма собственных колебаний.  $f_1=0,75668\text{Гц}$ .

ЛОКАЛЬНЫЙ  
УПРАВЛЕНИЕ  
Анализ формы колебаний: 9

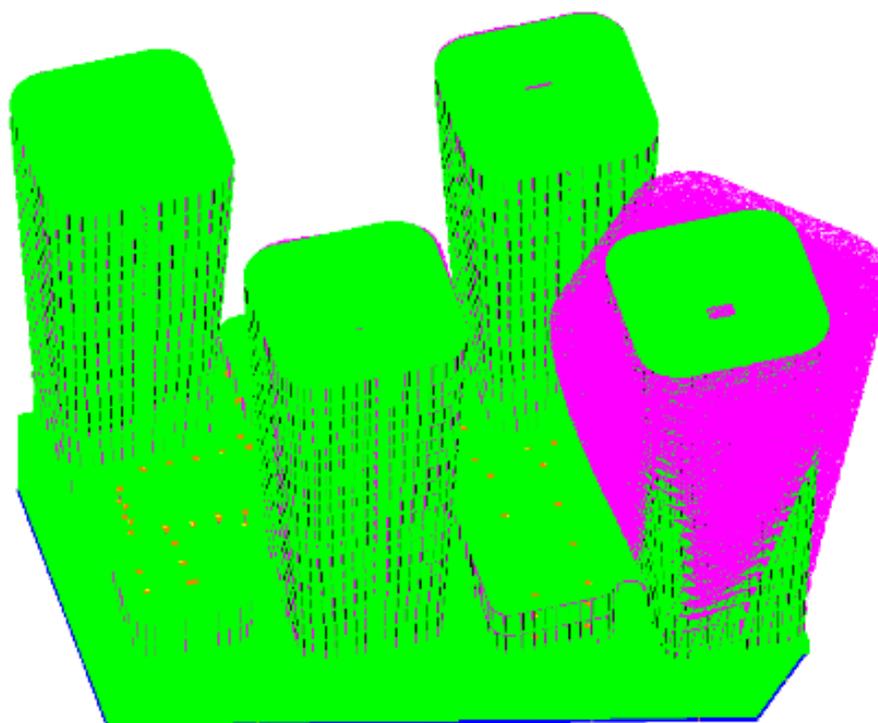


Рис. 9-я форма собственных колебаний.  $f_9=1,23820\text{Гц}$ .

## 4. Результаты расчётных исследований

Наглядная визуализация основных результатов выполненных расчетных исследований НДС и прочности несущих железобетонных конструкций Многофункционального комплекса представлена в тематических Приложениях:

1) *Приложение 2* – Значимые собственные частоты и формы колебаний здания многофункционального высотного жилого комплекса упругом динамическом с модулем упругости железобетонных элементов равным начальному  $1.0 E_0$ , в соответствии с принятым классом бетона).

2) *Приложение 3* – Результаты расчета НДС и оценка прочности несущих конструкций Многофункционального комплекса при основных сочетаниях нагрузок.

3) *Приложение 4* – Результаты расчета НДС и оценка прочности несущих конструкций Многофункционального комплекса при карстообразовании.

4) *Приложение 5* – Результаты расчета несущих конструкций Многофункционального комплекса на прогрессирующее обрушение

5) *Приложение 6* – Сопоставление результатов альтернативных расчетных исследований

### 4.1. Результаты расчета НДС и оценка прочности несущих конструкций при основных сочетаниях нагрузок

Максимальные горизонтальные нормативные перемещения верха здания при основном сочетании нагрузок, в том числе с учетом средней и пульсационной составляющих ветровой нагрузки составили 21,9 мм, что не превышает предельного значения, определенного в СП20.13330.2016:  $h/500 = 74,8\text{м}/500 = 0,149\text{ м}$

РСН9(СП 20.13330.2011/2016\_1)  
Мозаика перемещений по X(G)  
Единицы измерения - мм

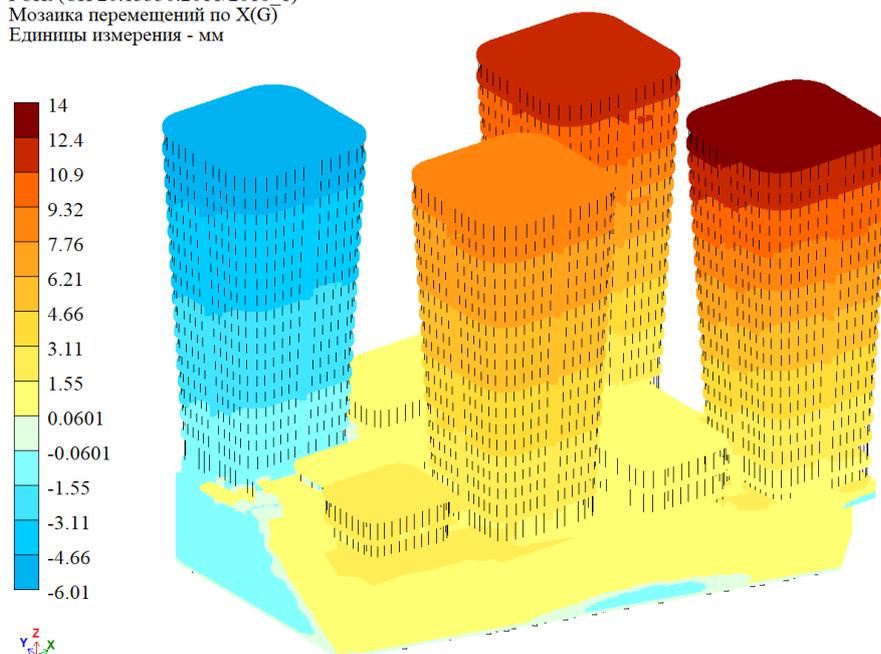


Рис. Горизонтальные перемещения  $U_x$ , мм при основном сочетании нагрузок и воздействий, в том числе с учетом средней и пульсационной составляющих ветровой нагрузки.

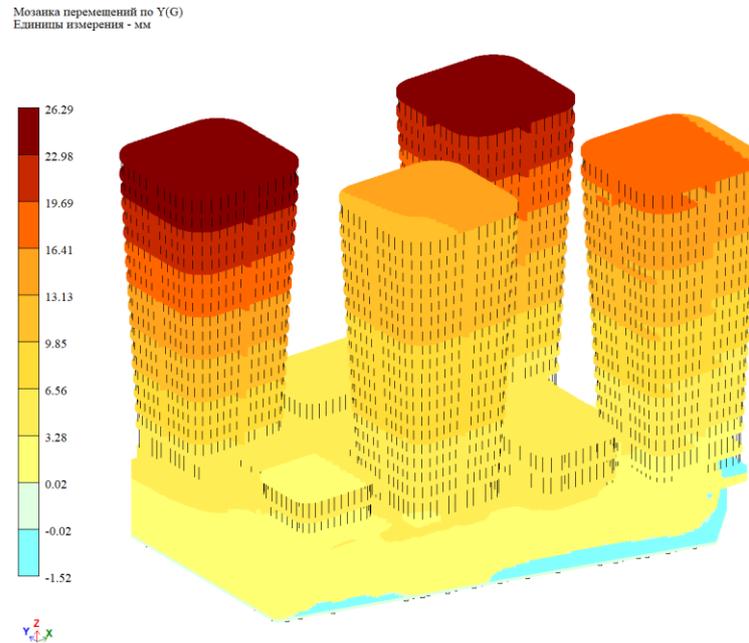


Рис. Горизонтальные перемещения  $U_y$ , мм при основном сочетании нагрузок и воздействий, в том числе с учетом средней и пульсационной составляющих ветровой нагрузки.

Предельно допустимая величина ускорений, обеспечивающая комфортное пребывание людей, в соответствии с требованиями СП 20.13330.2016 «Нагрузки и воздействия», принимается равной  $0.08 \text{ м/с}^2$ .

Формальный критерий динамической комфортности пребывания людей в здании по максимальному расчетному ускорению перекрытий верхних этажей  $a_{max}$  при действии пульсационной составляющей ветровой нагрузки **удовлетворен**:

$$a_{max} = u_{max} \times \omega^2 = 0.00443 \times 3.705^2 = 0.0608 < 0.08 \text{ м/с}^2,$$

где  $u_{max}$  – максимальное пульсационное горизонтальное перемещение по направлению превалирующей собственной формы колебаний (м),  $\omega$  – превалирующая низшая собственная частота колебаний (рад/с).

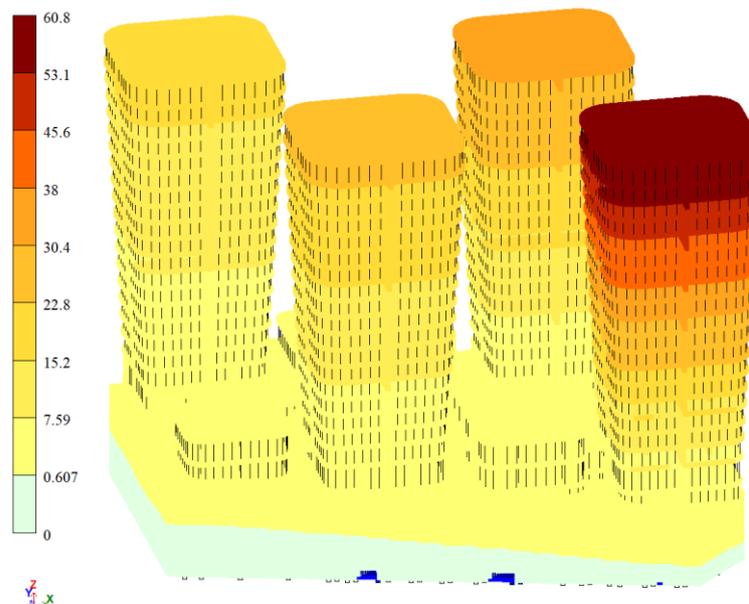


Рис. Максимальное ускорение в уровне верхнего этажа,  $\text{мм/с}^2$   
Направление – вдоль оси X.

*Сваи*

Максимальные продольные усилия в сваях от расчетного сочетания нагрузок составили 448 т, что не превышает несущую способность свай –497 т (по грунту) и 650 т (по материалу).



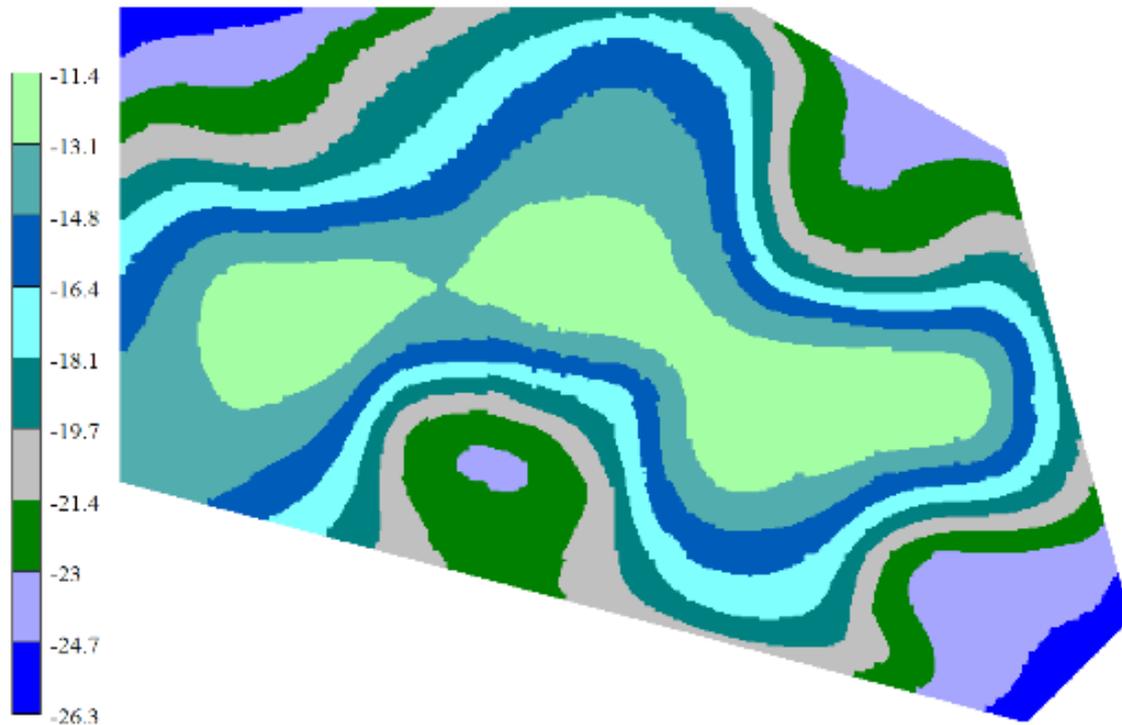
Рис. Продольные силы N в сваях, т. Расчетные нагрузки. Основное сочетание нагрузок и воздействий без учета ветровой нагрузки.

*Фундаментная плита (на отм.-14.050м)*

- нормативные вертикальные перемещения плиты:  
 $U_z^{max} = 26,3\text{мм}$ ,  $U_z^{min} = 11,4\text{мм}$ ;
- максимальная осадка фундаментной плиты – 26,30 мм (менее 150мм);
- максимальная величина относительной разности осадок – 0,00028 (менее 0,005);
- реактивное давление грунта  $R_z$  под подошвой фундаментной плиты,  $\text{т/м}^2$   
 $U_z^{max} = 28,1 \text{ т/м}^2$ ,  $U_z^{min} = -35,4 \text{ т/м}^2$ ;
- расчетные усилия в плите:

Вид усилия	Единицы измерения	min	max
$M_x$	$\text{т}\times\text{м/м}$	-320	509
$M_y$	$\text{т}\times\text{м/м}$	-313	422
$Q_x$	$\text{т/м}$	-1910	2390
$Q_y$	$\text{т/м}$	-3930	3630

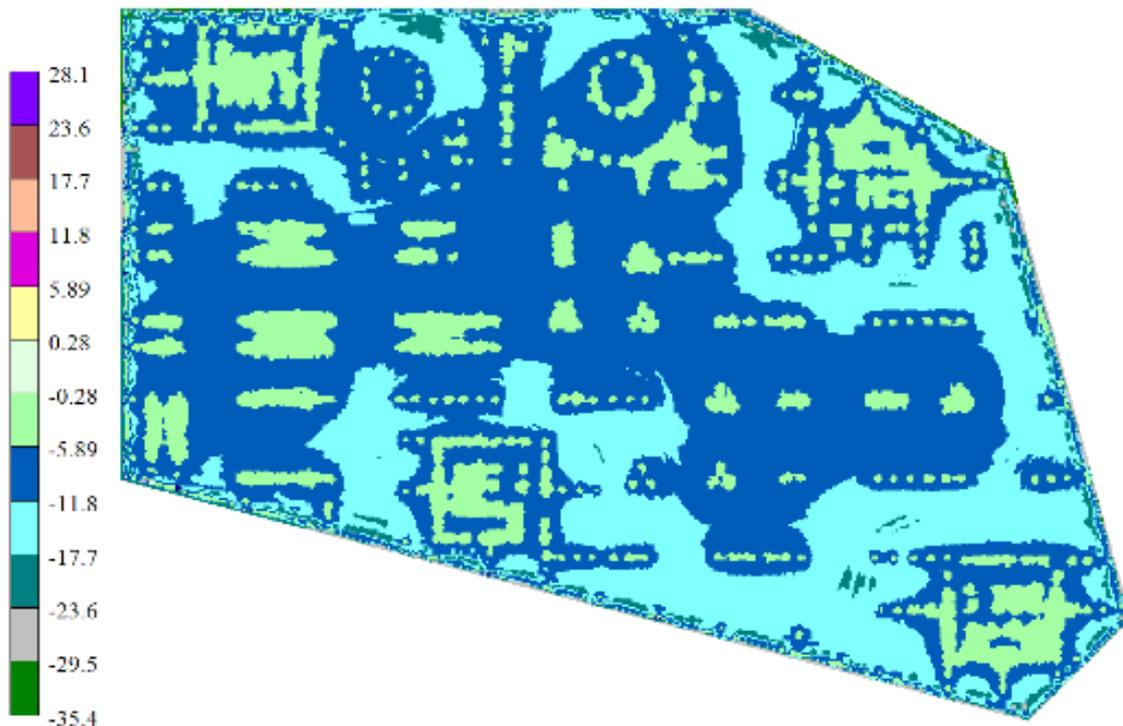
Мозаика перемещений по Z(G)  
Единицы измерения - мм



Y  
L 0 ГМ. -14.050

Рис. Осадки (вертикальные перемещения) фундаментной плиты  $U_z$ , мм Нормативные нагрузки. Основное сочетание нагрузок и воздействий без учета ветровой нагрузки.

Мозаика напряжений по  $R_z$   
Единицы измерения - т/м<sup>2</sup>



Y  
L 0 ГМ. -14.050

Рис. Реактивное давление грунта  $R_z$  под подошвой фундаментной плиты, т/м<sup>2</sup> Нормативные нагрузки. Основное сочетание нагрузок и воздействий без учета ветровой нагрузки.

## 4.2. Результаты расчета НДС и оценка прочности несущих конструкций при карстообразовании

Расчет на аварийную расчетную ситуацию, связанную с формированием карстовой воронки с максимальным диаметром 2,2 м (в расчетной модели принят участок размером 2,2 x 2,2 м) – всего в модель включены 12 таких участков с расположением под опорами вертикальных несущих конструкций, в пределах которых отсутствует отпор грунта и «удалены» сваи.

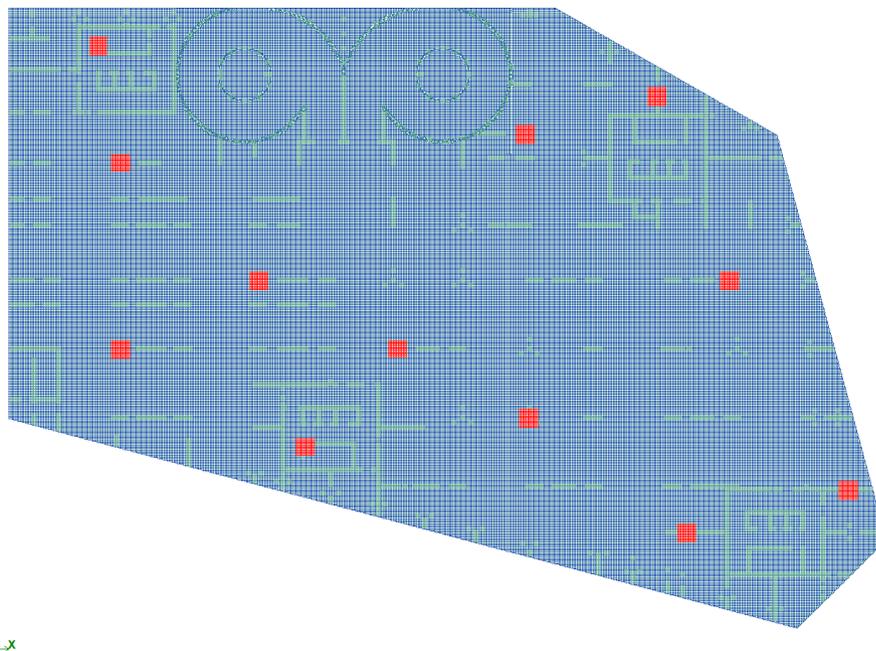


Рис. Схема расположения гипотетических карстовых воронок в расчетной модели.

Подробный графический материал с результатами оценки прочности конструкций при карстообразовании приведены в Приложении 4.

Таблица 4.2.1.

Максимальные расчетное армирование в фундаментной плите и стенах подземной части при образовании карстовых воронок

<i>Фундаментная плита</i>	
<i>Вдоль оси X, нижняя, см<sup>2</sup>/м</i>	<i>145,0</i>
<i>Вдоль оси X, верхняя, см<sup>2</sup>/м</i>	<i>91,1</i>
<i>Вдоль оси Y, нижняя, см<sup>2</sup>/м</i>	<i>145,0</i>
<i>Вдоль оси Y, верхняя, см<sup>2</sup>/м</i>	<i>102,0</i>
<i>Стены и пилоны подземной части</i>	
<i>Вдоль оси X (вертикальная), грань 1, см<sup>2</sup>/м</i>	<i>224</i>
<i>Вдоль оси X (вертикальная), грань 2, см<sup>2</sup>/м</i>	<i>228</i>
<i>Вдоль оси Y (горизонтальная), грань 1, см<sup>2</sup>/м</i>	<i>245</i>
<i>Вдоль оси Y (горизонтальная), грань 2, см<sup>2</sup>/м</i>	<i>227</i>

Выполненными расчетными исследованиями установлено:

– рассмотренных 12-ти вариантов карстовых воронок вполне достаточно для оценки надежности по критериям первой группы предельных состояний при образовании карстовых провалов;

– обеспечена стойкость плитного ростверка к образованию карстовых провалов. Несущие конструкции и фундаменты здания обеспечивают требуемый уровень надежности по критериям первой группы предельных состояний при образовании карстовых провалов.

### 4.3. Результаты расчета несущих конструкций на прогрессирующее обрушение

Для расчетного анализа конструктивной системы многофункционального комплекса на устойчивость против прогрессирующего обрушения были рассмотрены следующие сценарии возможных инициирующих аварийных воздействий:

1. Сценарий №1: выход из строя ("удаление") пилона в осях Ж-Ба/15-5а, -3 этаж, Башня А;
2. Сценарий №2: выход из строя ("удаление") пилона в осях В/15-1б, -3 этаж, Башня В;
3. Сценарий №3: выход из строя ("удаление") пилона в осях Д/3с, -3 этаж, Башня С;
4. Сценарий №4: выход из строя ("удаление") пилона в осях Ad/3d, -3 этаж, Башня D;
5. Сценарий №5: выход из строя ("удаление") пилона в осях Дс/1с, 4 этаж, Башня С;

Расчеты на прогрессирующее обрушение выполнялись в упругой статической постановке на конечноэлементной модели многофункционального комплекса, модифицированной из базовой "фактической" КЭ-модели удалением соответствующего несущего элемента. Принимались нормативные значения нагрузок.

Основные результаты расчетных исследований (перемещения, усилия, напряжения и требуемое армирование из условий прочности для выбранных сценариев локального разрушения) представлены в Приложении 5.

Выявленные картины упругого НДС соответствуют физическим представлениям о работе конструкции с удаленным одиночным пилоном.

Выполненными расчетными исследованиями установлено:

- Рассмотренных 5-ти сценариев локального разрушения достаточно для оценки устойчивости каркаса зданий к прогрессирующему обрушению;
- при соблюдении принятых параметров проекта (геометрия, свойства материалов и соединений, величины и сочетания нагрузок и воздействий) и при уровне армирования не ниже расчетного, приведенного в Приложении 5 настоящего отчета, железобетонные конструкции каркаса здания устойчивы к прогрессирующему обрушению.

## 5. Сопоставление результатов альтернативных расчетных исследований

В рамках научно-технического сопровождения были проанализированы результаты альтернативных расчетных исследований напряженно-деформированного состояния, динамики и устойчивости несущих конструкций многофункционального комплекса по адресу: г. Москва, Дружинниковская ул., вл. 15, выполненных по в двух расчетных программных комплексах. Расчетные исследования проводились по независимо разработанным конечноэлементным моделям в различных программных комплексах двумя организациями:

- 1) НИУ МГСУ, с реализующим программным комплексом – ПК ЛИРА-САПР (верифицированный в РААСН и сертифицированный в ЦСПС);
- 2) ООО «МОНОЛИТСТРОЙПРОЕКТ» с реализующим программным комплексом – SCAD Office [2, 3].

На рис.\_ представлены расчетные модели независимо разработанные конечноэлементные модели в различных программных комплексах.

На первом этапе сопоставлены основные параметры (прежде всего, нагружающие факторы) расчетных моделей. В таблице\_ приведены сопоставительные данные по собственному весу и нагрузкам, задаваемым в расчетных моделях многофункционального комплекса.

В таблице\_ представлены сопоставительные данные результатов модального (значимые собственные частоты и формы колебаний) анализа рассматриваемого сооружения.

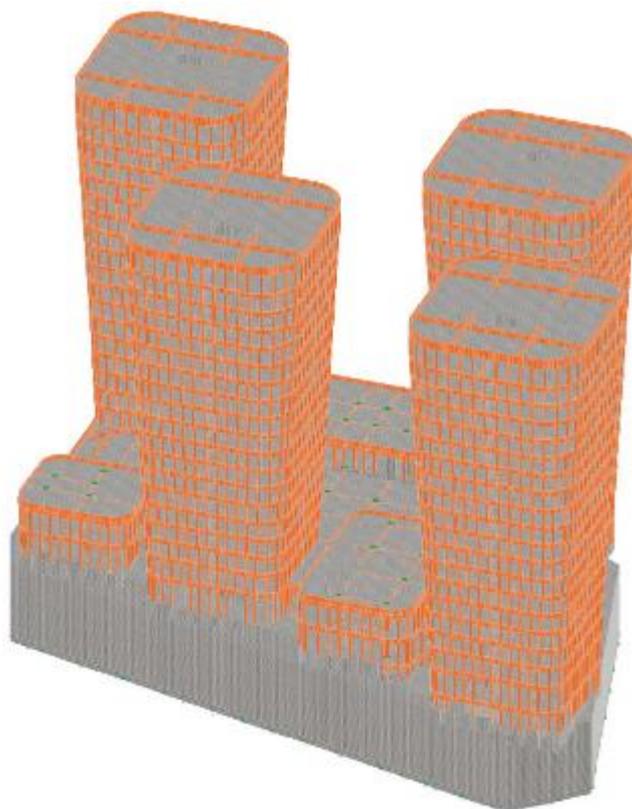
В таблице\_ представлены сопоставительные данные результатов статического анализа на основное сочетание нагрузок. Собственные частоты и формы сооружения колебания вычислены с учетом массы только от собственного веса несущих конструкций, основание упругое, динамическое.

Сопоставительный анализ результатов расчетов показал различие, по основному набору критериев не превышающее 2%, а максимальные расхождения не превышают 20%.

На основании сравнительного анализа делается вывод о том, что результаты выполненных альтернативных расчетов статического НДС, динамики и нормативных оценок несущей способности являются надежным расчетно-теоретическим обоснованием механической безопасности здания многофункционального комплекса по адресу: г. Москва, Дружинниковская ул., вл. 15.

Подробный графический сравнительный материал представлен в Приложении 6.

ООО «МОНОЛИТСТРОЙПРОЕКТ», ПК SCAD



НИУ МГСУ. ПК ЛИРА-САПР

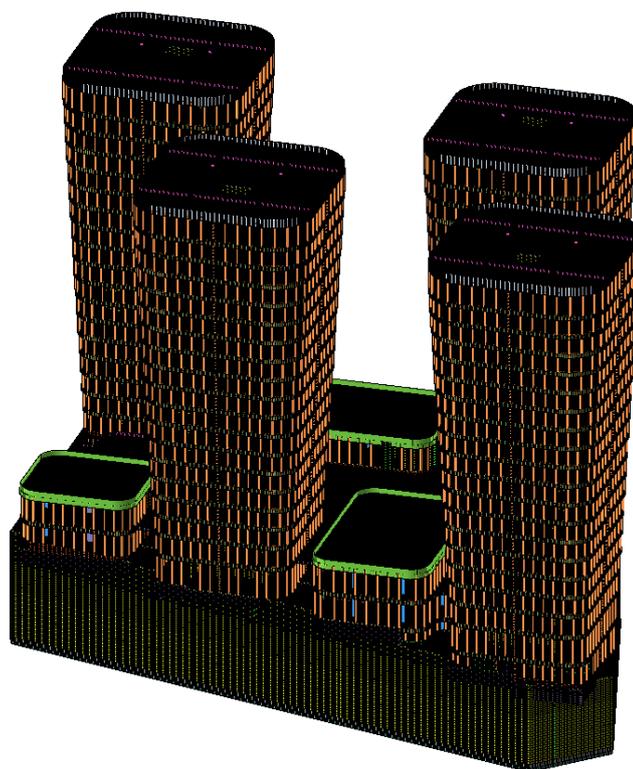


Рис. Независимо разработанные конечноэлементные расчетные модели в различных программных комплексах

Таблица

<i>Нагружающие факторы</i>			
Сравниваемый параметр	НИУ МГСУ ЛИРА-САПР	ООО «МОНОЛИТСТРОЙПРОЕКТ» SCAD Office	$\Delta$ , %
Собственный вес, т $\gamma_n = 1, \gamma_f = 1,1$	140 260	140 228	0,02
Длительные нагрузки, т $\gamma_n = 1, \gamma_f = 1,05-1,3$	57 390	57 390	0,00
Кратковременные нагрузки, т $\gamma_n = 1, \gamma_f = 1,2-1,4$	24 887	24 887	0,00
Сумма по всем расчетным вертикальным нагрузкам, т	222 537	222 505	0,01
<i>Параметры модели</i>			
Размерность модели узлов / элементов	3 196 854 узла 3 346 841 элемент	3 206 876 узлов 3 358 790 элементов	-

Таблица

Сопоставление собственных частот колебания сооружения, Гц

	НИУ МГСУ ЛИРА-САПР	ООО «МОНОЛИТСТРОЙПРОЕКТ» SCAD Office	$\delta$ , %
1	0,75668	0,75511	0,21
2	0,82204	0,82053	0,18
3	0,84324	0,84141	0,22
4	0,85877	0,85731	0,17
5	0,87791	0,87612	0,20
6	0,88945	0,88706	0,27
7	0,90101	0,89989	0,12
8	0,94303	0,94059	0,26
9	1,23820	1,23223	0,48
10	1,26490	1,25908	0,46
11	1,26745	1,26179	0,45
12	1,28112	1,27466	0,50
13	3,50861	3,49728	0,32
14	3,88618	3,87473	0,29
15	3,94447	3,93638	0,21
16	4,06003	4,04288	0,42
17	4,21020	4,18722	0,55
18	4,25394	4,22383	0,71
19	4,27564	4,23865	0,87
20	4,27682	4,26123	0,36
...	...	...	...

Собственные частоты и формы сооружения колебания вычислены с учетом массы только от собственного веса несущих конструкций, основание упругое, динамическое.

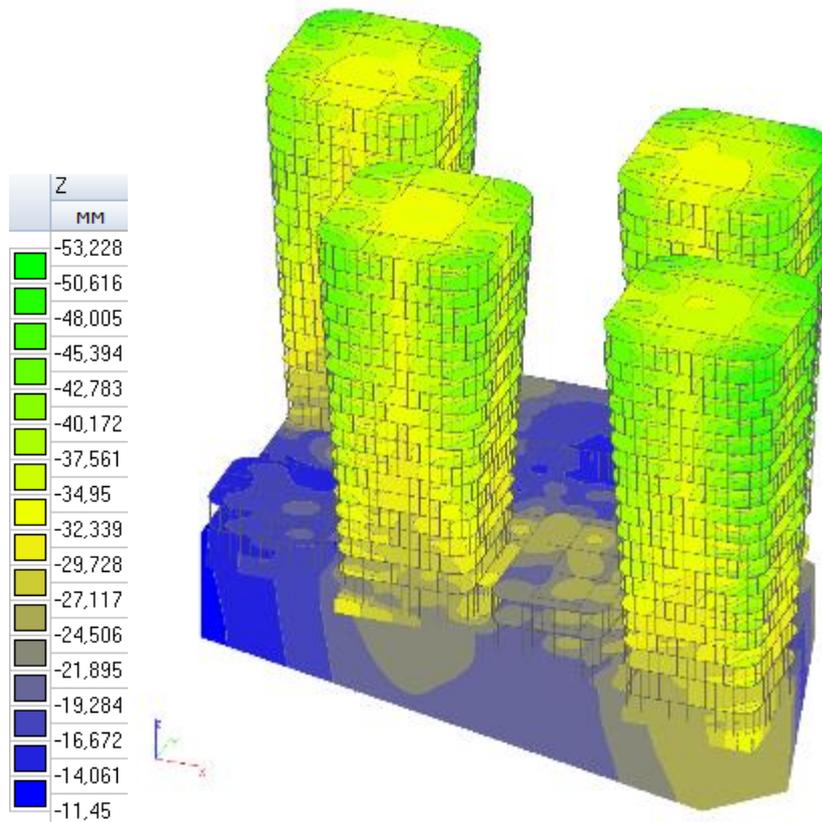


Таблица

Сопоставление результатов статического анализа на основное сочетание нагрузок

Сравниваемый параметр	НИУ МГСУ ЛИРА-САПР	ООО «МОНОЛИТСТРОЙПРОЕКТ» SCAD Office	Δ, %
<i>Фундамент и плитный ростверк</i>			
Вертикальные перемещения Uz, мм	26,3	26,4	0,38
Горизонтальные перемещения верха здания Ux, мм	14,0	14,9	6,04
Горизонтальные перемещения верха здания Uy, мм	26,3	28,3	7,06
Максимальное ускорение верхнего этажа, м/с <sup>2</sup>	0,0608	0,0485	20,0
<i>Фундамент и плитный ростверк</i>			
Максимальная осадка фундамента, мм	26,30	26,4	0,38
Относительная разность осадок фундамента	0,00028	0,00028	0,00
Реактивное давление грунта Rz под подошвой фундаментной плиты, т/м <sup>2</sup>	28,1 -35,4	28,0 36,0	0,36
Продольные усилия в сваях, т	448	448	2,90
<i>Подземная часть здания</i>			
Продольные усилия N в колоннах, т	729,84	729,06	0,11
Вертикальные перемещения в плите на отм. 9,150м, мм	23,96	24,00	0,16
Вертикальные перемещения в плите на отм. 4,950м, мм	24,70	24,70	0,00
Вертикальные перемещения в плите на отм. -0,150м, мм	35,87	35,80	0,20
<i>Типовой этаж нижней части башни В*</i>			
Вертикальные перемещения в плите на отм. 24,600м, мм	40,20	40,57	0,91
Изгибающие моменты Mu в балках на отм. 24,600м, т×м	-32,20	-31,70	1,55
Продольные усилия N в колоннах на отм. 24,600м, т	144,58	144,61	0,02
Изгибающие моменты Mu в колоннах на отм. 24,600м, т×м	11,83 -11,80	12,18 -12,57	2,87 6,13
<i>Типовой этаж средней части башни В*</i>			
Вертикальные перемещения в плите на отм. 45,300м, мм	43,90	44,25	0,79
Изгибающие моменты Mu в балках на отм. 45,300м, т×м	13,21 -37,10	13,99 -37,80	5,57 1,85
Продольные усилия N в колоннах на отм. 45,300м, т	81,61	82,85	1,49
Изгибающие моменты Mu в колоннах на отм. 45,300м, т×м	12,35 -12,70	12,68 -13,06	2,60 2,77

ООО «МОНОЛИТСТРОЙПРОЕКТ», ПК SCAD



НИУ МГСУ. ПК ЛИРА-САПР

РСН1(СП 20.13330.2011/2016 1)  
 Мозаика перемещений по Z( $G^{\bar{}}$ )  
 Единицы измерения - мм

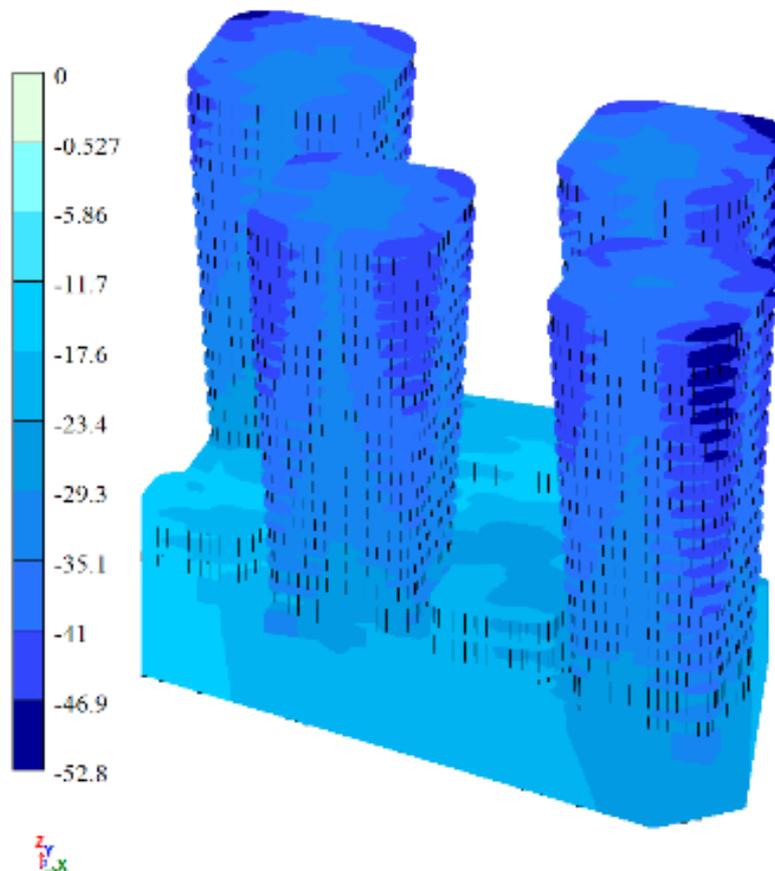
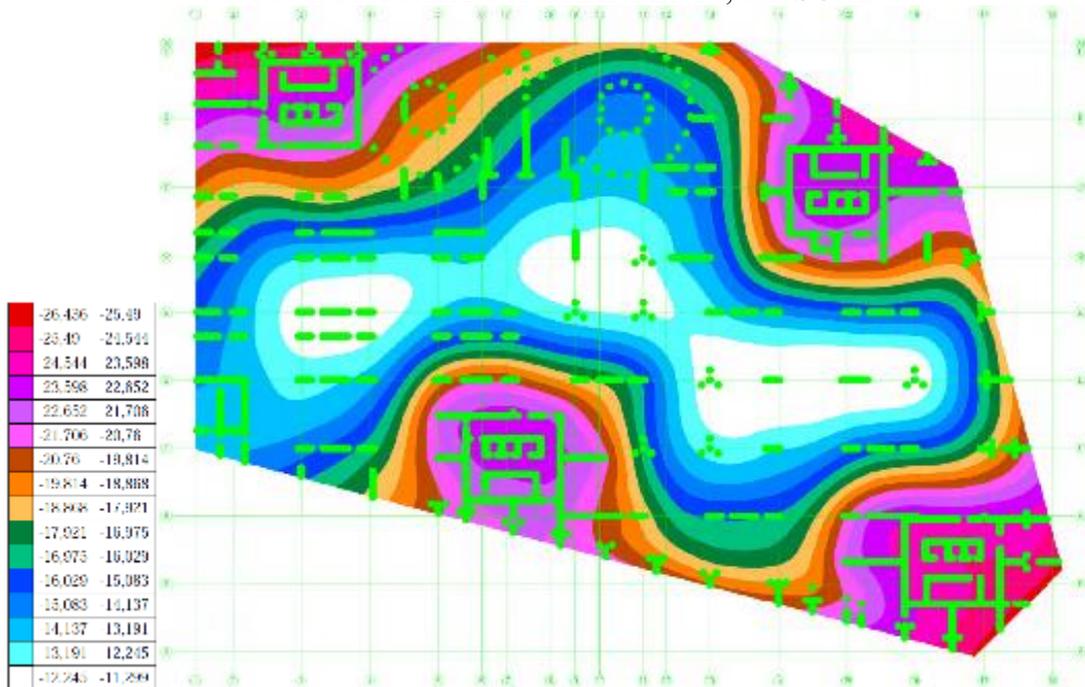


Рис. Вертикальные перемещения  $U_z$ , мм

ООО «МОНОЛИТСТРОЙПРОЕКТ», ПК SCAD



НИУ МГСУ. ПК ЛИРА-САПР

РСН(СП 20.13330.2011/2016\_1)  
 Мозаика перемещений по Z(G)  
 Единица измерения - мм

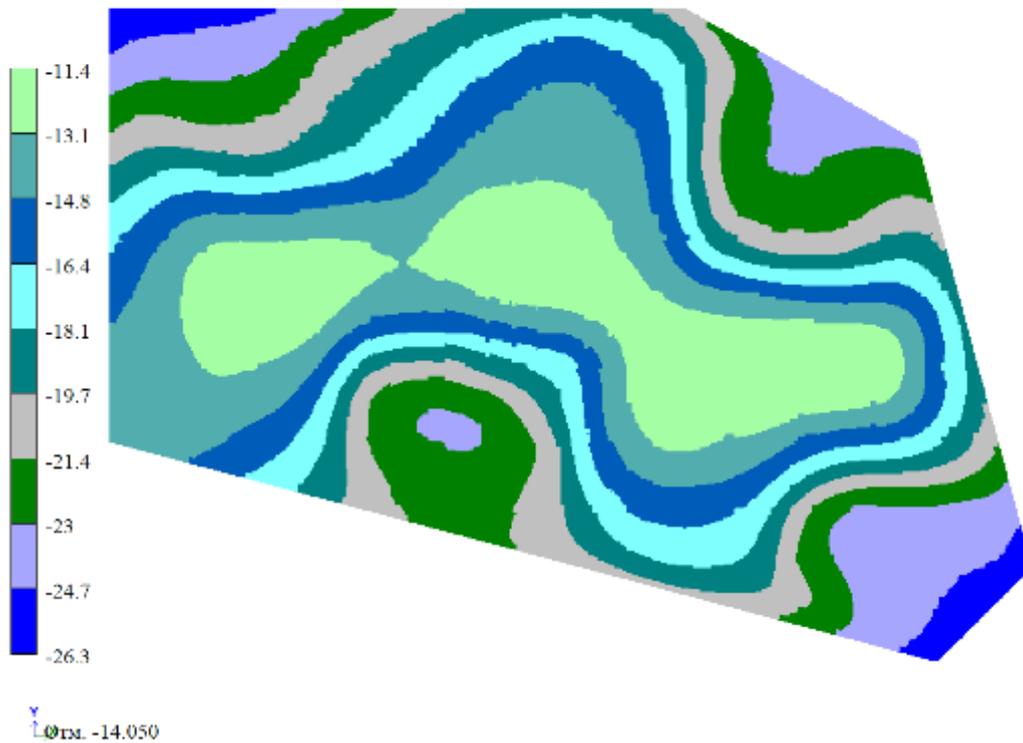
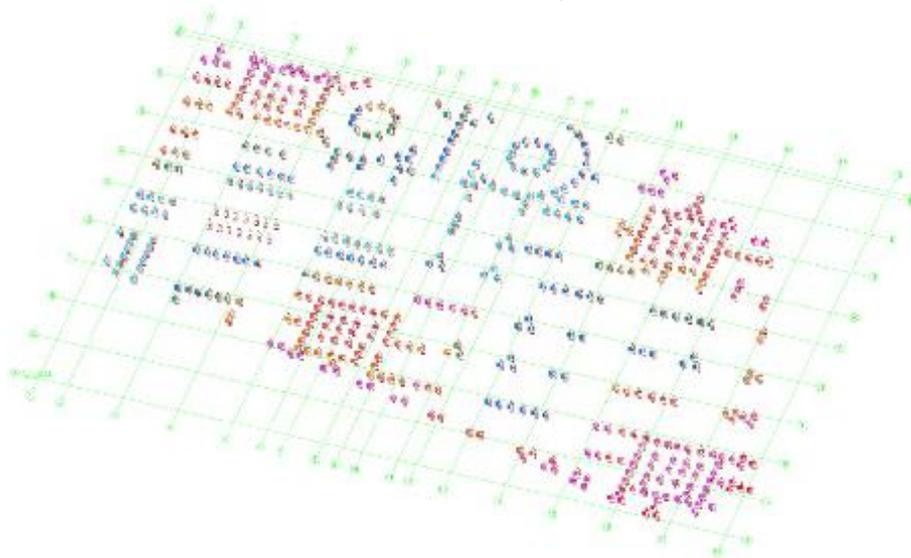


Рис. Вертикальные перемещения фундаментной плиты

### ООО «МОНОЛИТСТРОЙПРОЕКТ», ПК SCAD

-448	-430
-430	-413
413	396
-396	-379
-379	-362
-362	-344
-344	-327
-327	-310
-310	-293
-293	-276
-276	-258
-258	-241
241	224
224	207
207	189
-189	-172



### НИУ МГСУ. ПК ЛИРА-САПР

РСН1(СП 20.13330.2011/2016\_1)  
Мозаика N  
Единицы измерения - т

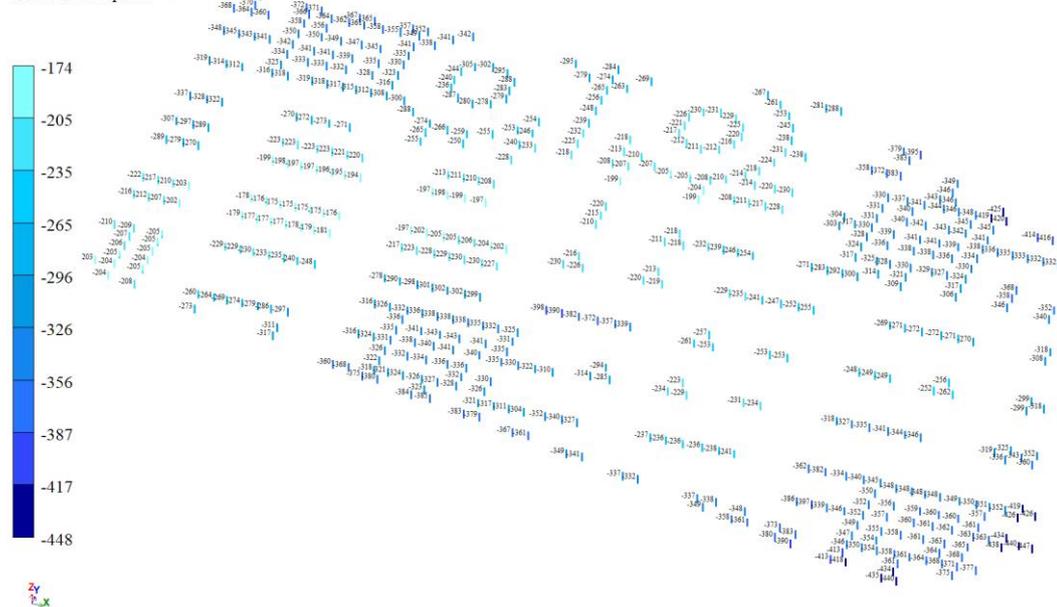


Рис. Продольные силы в связях

## 6. Заключение

В результате выполненных расчетных исследований напряженно-деформированного состояния, прочности, динамики и устойчивости несущих конструкций многофункционального, по адресу: г. Москва, ул. Дружинниковская, вл. 15, с учетом статических и ветровых нагрузок, карстообразования и гипотетических локальных разрушений, можно сформулировать следующие выводы и рекомендации:

5.1. Разработанные и верифицированные расчетные статические и динамические пространственные оболочечно-стержневые конечноэлементные модели проектного варианта многофункционального комплекса позволяют адекватно оценить основные параметры НДС при действии вертикальных, ветровых нагрузок и гипотетических локальных разрушений.

5.2. Анализ результатов расчетных исследований, выполненных по верифицированному лицензионному программному комплексу ЛИРА-САПР, показал непротиворечивую картину распределения перемещений и усилий (сил и моментов) в фундаменте и каркасе здания при вертикальных статических и ветровых нагрузках, значимых собственных частот и форм колебаний здания.

5.3. Критериальные значения кинематических параметров несущих конструкций многофункционального высотного жилого комплекса (осадки фундаментной плиты, относительная разность осадок, прогибы плит перекрытий, покрытия, горизонтальные перемещения верха здания) находятся в диапазоне нормативно-регламентированных величин:

- максимальная осадка фундаментной плиты – 26,30 мм (менее 150мм);
- максимальная величина относительной разности осадок – 0,00028 (менее 0,005);
- максимальные горизонтальные перемещения от средней и пульсационных составляющих ветровой нагрузки составляют 26,29 мм (менее  $h/500 = 74,8\text{м}/500 = 0,149\text{ м}$ )
- горизонтальные перемещения в пределах одного этажа – менее 1/1000 ( $<1/700$ );

5.4. Максимальные усилия в сваях (448 т) от расчетного сочетания нагрузок не превышают несущую способность свай (497 т (по грунту) и 650 т (по материалу)).

5.5. Выполненными расчетными исследованиями установлено, что несущие конструкции и фундаменты зданий обеспечивают требуемый уровень надежности по критериям первой группы предельных состояний при образовании карстовых провалов.

5.6. Выполненными расчетными исследованиями установлено:

- рассмотренных 5-ти сценариев локального разрушения достаточно для оценки устойчивости каркаса зданий к прогрессирующему обрушению;
- при соблюдении принятых параметров проекта (геометрия, свойства материалов и соединений, величины и сочетания нагрузок и воздействий) и при уровне армирования не ниже расчетного, приведенного в Приложении 5 настоящего отчета, железобетонные конструкции каркаса здания устойчивы к прогрессирующему обрушению.

5.7. На основании сравнительного анализа альтернативных результатов расчетов (НИУ МГСУ – ПК ЛИРА-САПР; ООО «МОНОЛИТСТРОЙПРОЕКТ» – SCAD Office [2, 3]) следует сделать вывод о приемлемом соответствии значимых параметров напряженно-деформированного состояния (перемещений, усилий) и динамических характеристик (значимых собственных частот и форм колебаний) несущих конструкций рассматриваемого многофункционального комплекса при основных и особых сочетаниях нагрузок и воздействий.

5.8. Из вышеизложенного следует, что результаты выполненных альтернативных расчетов НДС и нормативных оценок несущей способности являются надежным расчетно-теоретическим обоснованием механической безопасности принятых конструктивных решений для многофункционального комплекса.

5.9. Полученные результаты математического моделирования для здания многофункционального комплекса – статические и ветровые перемещения, собственные частоты и формы колебаний – могут (и, на наш взгляд, должны) быть использованы при разработке программы и методики проведения мониторинга состояния основания и несущих конструкций здания в процессе его строительства и эксплуатации.

## Литература

1. «Комплекс апартаментов квартирного типа с культурно-досуговым центром, размещаемый на земельном участке по адресу: г. Москва, внутригородское муниципальное образование Пресненское, улица Дружинниковская, вл.15». Проектная документация. Раздел 4 «Конструктивные и объемно-планировочные решения». Книга 2. «Конструктивные решения» 01-15-969-КР4.2. ООО "МонолитСтройПроект" Москва, 2021 г.
2. «Комплекс апартаментов квартирного типа с культурно-досуговым центром, размещаемый на земельном участке по адресу: г. Москва, внутригородское муниципальное образование Пресненское, улица Дружинниковская, вл.15». Проектная документация. Раздел 4 «Конструктивные и объемно-планировочные решения». Книга 4. «Общий конструктивный расчет» 01-15-969-РР1. ООО "МонолитСтройПроект" Москва, 2021 г.
3. «Комплекс апартаментов квартирного типа с культурно-досуговым центром, размещаемый на земельном участке по адресу: г. Москва, внутригородское муниципальное образование Пресненское, улица Дружинниковская, вл.15». Проектная документация. Раздел 4 «Конструктивные и объемно-планировочные решения». Книга 5. «Расчет на прогрессирующее разрушение» 01-15-969-РР2. ООО "МонолитСтройПроект" Москва, 2021 г.
4. Отчет о НИР «Научно-техническое сопровождение проектирования Объекта: «Многофункциональный комплекс», расположенный по адресу: г.Москва, Дружинниковская улица, владение 15». Том 1. Оценка и анализ результатов инженерно-геологических изысканий». НИУ МГСУ. Москва, 2021 г.
5. Отчет о НИР «Научно-техническое сопровождение проектирования Объекта: «Многофункциональный комплекс», расположенный по адресу: г.Москва, Дружинниковская улица, владение 15». Том 2. Разработка модели ветровых воздействий на несущую систему и ограждающие конструкции». НИУ МГСУ. Москва, 2021 г.
6. Отчет о НИР «Научно-техническое сопровождение проектирования Объекта: «Многофункциональный комплекс», расположенный по адресу: г.Москва, Дружинниковская улица, владение 15». Том 4. Численное моделирование напряженно-деформированного состояния системы «Основание-фундамент-подземная часть-окружающая застройка». НИУ МГСУ. Москва, 2021 г.
7. СП 20.13330.2016. Нагрузки и воздействия. ЦНИИСК им. Кучеренко. Москва. 2016 г.
8. Методическое пособие «Математическое (численное) моделирование ветровых нагрузок и воздействий» к СП 20.13330.2016 «СНиП 2.01.07-85 Нагрузки и воздействия». Минстрой РФ, 2021 (А.М. Белостоцкий, П.А. Акимов, И.Н. Афанасьева, О.С. Горячевский и др.).
9. СП 22.13330.2016. Основания зданий и сооружений. НИИОСП им. Герсеванова. Москва. 2016 г.
10. СП 24.13330.2011 Свайные фундаменты. НИИОСП им. Герсеванова. Москва. 2011 г.
11. СП 52.101.2003 Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры, Москва. 2003 г.
12. СП 63.13330.2011 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения, Москва, 2011г.
13. СП 131.13330.2012 Строительная климатология. НИИСФ РААСН, Москва, 2012г.
14. СП 385.1325800.2018 Защита зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения. Правила проектирования. Основные положения, Москва. 2018 г.
15. Методическое пособие. Проектирование мероприятий по защите зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения. Москва. 2020 г.

16. ГОСТ 27751-2014. Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения. – Москва: Стандартинформ, 2015
17. Рекомендации по составу и оформлению отчетной документации по результатам расчетов строительных конструкций и оснований зданий и сооружений, предъявляемых на государственную экспертизу проектной документации. ФАУ «Главгосэкспертиза России», ЗАО НИЦ СтаДиО, М., 2018 г.
18. Белостоцкий А.М. Модернизация и применение численных методов к расчету плитно-оболочечных систем на статические и динамические воздействия. В кн. “Динамические характеристики и колебания элементов энергетического оборудования”. М., Наука, 1980г., с.11-58.
19. Белостоцкий А.М. Построение эффективных пространственных моделей для статического и динамического расчета систем “сооружение–основание”. Труды ЦНИИСК им. Кучеренко, 1990г., с.175-180.
20. Белостоцкий А.М., Белый М.В. Суперэлементные алгоритмы решения пространственных нелинейных статических и динамических задач большой размерности. Реализация в программном комплексе СТАДИО и опыт расчетных исследований. Труды XVIII Международной конференции ВЕМ&FEM-2000, С-Петербург, 2000г., с.65-69.
21. Белостоцкий А.М. Прогнозное математическое моделирование состояния и техногенной безопасности ответственности объектов и комплексов мегаполиса. Вестник МГСУ, 3/2006г., с. 20–61.
22. Белостоцкий А. М., Дмитриев Д. С., Петряшев С. О., Нагибович Т. Е. Расчетная оценка влияния геометрических отклонений от проекта на параметры механической безопасности многоярусных промышленных металлоконструкций (этажерок) в рамках научно-технического сопровождения строительства. Строительная механика инженерных конструкций и сооружений, Том 17, № 1, 2021
23. Белостоцкий А. М., Акимов П. А., Дмитриев Д. С., Нагибович А. И., Петряшев Н. О., Петряшев С. О. Расчетное обоснование параметров механической безопасности высотного (404 метра) жилого комплекса «One Tower» в деловом центре «Москва-Сити». // АСАСЕМІА. Архитектура и строительство, 2019, № 3, с. 122-129.
24. Белостоцкий А. М., Акимов П. А., Дмитриев Д. С., Павлов А. С., Дядченко Ю. Н., Нагибович А. И. Расчетное обоснование механической безопасности Конгресс-Холла в Челябинске. // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений, 2019, Том 15, № 3, с. 122-129.
25. Белостоцкий А. М., Нагибович А. И. ОБОСНОВАНИЕ МЕХАНИЧЕСКОЙ БЕЗОПАСНОСТИ СТАДИОНОВ К ЧЕМПИОНАТУ МИРА ПО ФУТБОЛУ 2018 ГОДА В РОССИИ. ПОСТАНОВКА ЗАДАЧ РАСЧЕТНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ. International Journal for Computational Civil and Structural Engineering. 2018. Т. 14. № 1. С. 14-25
26. А.М. Белостоцкий, Н.И. Карпенко, П.А. Акимов, В.Н. Сидоров, С.Н. Карпенко, А.Н. Петров, Т.Б. Кайтуков, В.А. Харитонов. О методах расчета напряженно-деформированного состояния и на устойчивость к прогрессирующему обрушению пространственных плитно-оболочечных железобетонных конструкций с учетом физической нелинейности, трещинообразования и приобретаемой анизотропии. International Journal for Computational Civil and Structural Engineering. 2018. Т. 14. № 2. С. 30-47
27. Нагибович А. И. Методика суперэлементного моделирования динамики систем «основание – конструкции фундаментов и трибун – конструкции покрытия» стадионов Чемпионата мира по футболу 2018 год
28. Белостоцкий А. М., Крючков С. А., Рытов С. А., Рытова Т. Г., Чаускин А. Ю. Особенности научно-технического сопровождения изысканий и проектирования для зданий повышенного уровня ответственности на примере жилого дома в г. Самаре. Вестник НИЦ «Строительство», выпуск № 29, 2021