

УДК 539.3

АДАПТИВНЫЕ КЭ-МОДЕЛИ В ОСНОВЕ СИСТЕМ МОНИТОРИНГА НЕСУЩИХ КОНСТРУКЦИЙ УНИКАЛЬНЫХ ЗДАНИЙ

А.М. Белостоцкий^{1,2,3}Д.К.Каличева²К.И. Островский¹П.И. Новиков²¹ ЗАО «Научно-исследовательский центр СтаДиО», г. Москва, Россия² Московский государственный строительный университет, г. Москва, Россия³ Российская академия архитектуры и строительных наук, г. Москва, Россия

1. Состояние вопроса

Проблема мониторинга несущих конструкций уникальных зданий и сооружений на стадиях их строительства и эксплуатации приобретает особое значение, важность которого уже признали проектировщики, строители и специалисты надзорных организаций (см. статью в предыдущем номере журнала). Однако единого мнения и алгоритма решения не выработано. Не секрет и то, что сегодня система мониторинга многих уже возведенных уникальных зданий существует лишь на бумаге, утвержденной госэкспертизой.

Выделяются четыре метода инструментального мониторинга: геодезические измерения; инженерно-геологические наблюдения состояния грунтового массива основания; измерения нагрузок и деформаций в конструкциях фундамента и надземной части; *динамические* (вариант – сейсмометрический). Особого внимания заслуживает *сейсмометрический* метод, который, по замыслу, позволяет обследовать здание в целом и выявить значимые изменения в несущих конструкциях без инструментального воздействия и визуального осмотра каждой конструкции. Проведенные эксперименты на реальных объектах подтвердили перспективность этого метода, однако выявили и ряд проблем.

Не продвигают в понимании сути, возможностей и ограничений динамического мониторинга и самые «свежие» нормативные требования ГОСТ Р 53778-2010 [9], предписывающие фиксировать значения (периода и логарифмического декремента) основного тона собственных колебаний «по трем осям жесткости здания».

Отметим усложняющую специфику уникальных зданий и преимущества сейсмометрического метода в контексте проблемы мониторинга: большая размерность и вариабельность (например, по нагрузкам, массам

и жесткостям) объекта при сложности визуально-инструментального их определения (затруднен или невозможен оперативный доступ к большинству несущих конструкций в жилых, офисных и иных помещениях).

Инструментальный мониторинг без опоры на и сопоставления с набором адекватных математических "мониторинговых" моделей здания носит случайно-бессмысленный характер, не представляет практического интереса и, потому, уводит от осознания реальных проблем. Упомянутые "мониторинговые" модели (или одна параметризуемая) имеют ряд специфических отличий от расчетных моделей, используемых для обоснования проектных решений:

1) реализация не проектных, а фактических физико-механических свойств строительных материалов (металла, бетона, арматуры и др.) и геометрии конструкции;

2) учет не нормативных, а фактических измеренных нагрузок и воздействий;

3) включение в статическую и, в особенности, динамическую работу при слабых «фоновых» воздействиях номинально ненесущих конструкций (перегородок, фасадных и др.);

4) работа ряда узлов и соединений по схемам, отличным от принятых в проекте (например, упругая заделка вместо шарнира);

5) адаптируемость (калибруемость, "обучаемость") модели по данным инструментального мониторинга, в том числе, включение обнаруженных дефектов.

Только система инструментального мониторинга, построенная на основе анализа результатов конечноэлементного (КЭ) моделирования в сопоставлении с данными измерений, позволит выполнить планирование мероприятий по подготовке и реагированию на изменения ответственных конструкций, сделать выводы о фактическом состоянии и возможности дальнейшей безопасной эксплуатации здания.

2. Разработанная методика мониторинга. Основные положения

Структурная схема и наполнение разработанной расчетно-экспериментальной методики мониторинга несущих конструкций уникальных зданий представлена на рис. 1.

«Стартовой» является КЭ-модель (модели), разработанная для обоснования несущей способности актуального проектного варианта. Для каждой значимой стадии «жизненного цикла» здания (этапы строительства и эксплуатации) строится/модифицируется, верифицируется и адаптируется по текущим данным инструментальных наблюдений параметризуемая пространственная динамическая «мониторинговая» КЭ-модель. При этом основным адаптационным критерием принимается соответствие расчетного и измеренного спектра собственных частот и форм во всем диапазо-

не частот, значимом как для оценки общесистемных изменений, так и идентификации-локализации возможных дефектов.

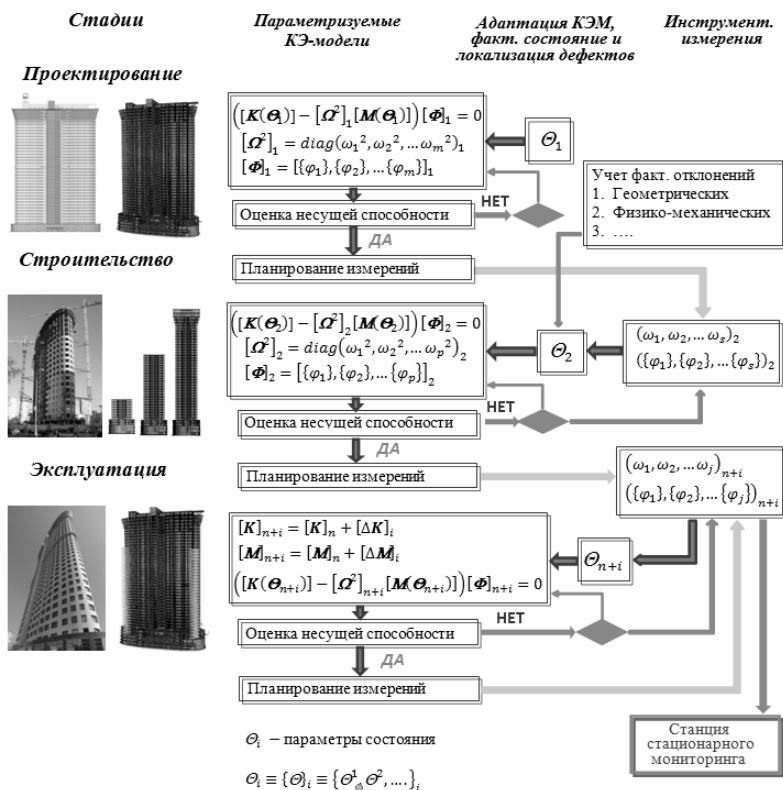


Рис. 1. Структурная схема предлагаемой методики мониторинга

Расчетная оценка несущей способности конструкций выполняется в соответствии с нормативными критериями по КЭ-модели, содержащей параметры как текущей «мониторинговой», так и исходной «проектной» модели. Должны быть включены дополнительные (по сравнению с динамической моделью) свойства – характеристики основания, жесткости и нагрузки и др. Этими данными модель насыщается по результатам всех видов мониторинга.

Особенности реализации каждой из составляющих предложенной методики рассмотрены ниже, в пп. 3-6.

3. Параметризуемые конечноэлементные модели зданий

Пространственная оболочечно-стержневая КЭ-модель (модели) "основание-здание", разработанная для обоснования параметров напряженно-деформированного состояния (НДС) и несущей способности актуального проектного варианта [3], является «стартовой» для дальнейшей параметризации и адаптации.

Вектор параметров модели

$$\theta_l \equiv \{\theta\}_l = \{\theta_1 \theta_2 \theta_3 \dots\}_l$$

для каждой значимой стадии строительства и эксплуатации $l = 1, 2, \dots$ (для которой выполняются инструментальный мониторинг), может включать следующие фактические данные, отличные от проектно-нормативных для зданий:

θ_1 – динамические характеристики основания;

θ_2 – физико-механические свойства строительных материалов (бетона, арматуры и др.);

θ_3 – геометрия несущих конструкций (в частности, эксцентриситеты и наклоны стен и колонн);

θ_4 – измеренные нагрузки и воздействия;

θ_5 – жесткость и масса номинально ненесущих конструкций (перегородок, фасадных и др.), включенных в динамическую работу при слабых «фоновых» воздействиях;

θ_6 – работа ряда узлов и соединений по схемам, отличным от принятых в проекте (например, упругая заделка вместо шарнира).

Реализуются известные приемы построения пространственных оболочечно-стержневых динамических КЭ-модели с учетом перечисленных факторов [3-5]. Так, снижение класса бетона от проектного учитывается соответствующим понижением модуля упругости, а отклонение геометрического положения колонн, стен и других несущих элементов – «жесткими вставками», что позволяет учесть как смещение элементов в плане, так и их наклон.

Наиболее проблемным является учет жесткости перегородок (особенно, внутриквартирных) и фасадных конструкций для стадий эксплуатации, при слабых фоновых воздействиях включенных в динамическую работу системы. Возможен как "интегральный" подход (пропорциональное увеличение жесткости вертикальных несущих конструкций), так и введение в КЭ-модель каждой несущей конструкции с приведенной динамической жесткостью (что может в разы увеличить вычислительную размерность модели).

Для параметризованной КЭ-модели ставится и решается частная (частичная) проблема собственных значений – определение значимой "пор-

ции" собственных частот ω_i и форм $\{\varphi_i\}$ колебаний динамической системы

$$[K(\theta_i)][\Phi] = [\Omega^2][M(\theta_i)][\Phi], \quad (1)$$

где $[\Phi] = [\{\varphi\}_1 \dots \{\varphi\}_n]$, $[\Omega^2] = \text{diag}(\omega_1^2, \dots, \omega_n^2)$, $[K(\theta_i)]$ – матрица жесткости, $[M(\theta_i)]$ – матрица масс системы.

Задается один из следующих критериев нахождения собственных частот и форм колебаний:

- количество ($\leq n$) подлежащих определению минимальных (низших) собственных частот ω_i и форм $\{\varphi_i\}$.

- диапазон частот от Ω_1 до Ω_2 , внутри которого следует определить все собственные частоты/формы.

- диапазон частот от Ω_1 до Ω_2 и количество подлежащих определению минимальных собственных частот/форм внутри этого диапазона.

Если задан диапазон частот, следует использовать сдвиг σ при триангуляции матрицы жесткости и вычислении собственных частот и форм. Рекомендованное значение сдвига спектра

$$\sigma = -\frac{\Omega_1^2 + \Omega_2^2}{2}.$$

В качестве “базовых” выбраны наиболее продвинутые и конкурирующие методы решения обобщенной частной проблемы собственных значений – итераций подпространства и блочный метод Ланцоша. Многочисленные вычислительные эксперименты, в том числе для “контрастных” плохо обусловленных систем и систем с кратными частотами, позволяют судить о надежности и эффективности современных реализаций этих методов [5, 10]. Как показала расчетная практика, для больших задач, характерных для КЭ-анализа уникальных зданий и сооружений (до 10 млн. неизвестных – динамических степеней свободы) *блочный метод Ланцоша* имеет неоспоримые преимущества в скорости определения заданного количества собственных частот и форм.

4. Адаптация (калибровка) КЭ-моделей по данным инструментальных наблюдений

Можно выделить две основные группы подходов, используемых при адаптации КЭ-моделей по данным динамического мониторинга: «интуитивно-инженерные» и математически формализованные.

На практике сегодня доминируют методики первой группы, оставляя широкий простор для интерпретации расчетных и измеренных динамических характеристик.

Среди методов второй группы отметим наиболее строгие и перспективные, основанные на численном решении некорректных обратных задач методом регуляризации Тихонова [12-15]. Отметим, что к настоящему времени разработаны алгоритмы и программные реализации, позволяющие идентифицировать фактическое состояние и локализовать дефекты для простых линейно-упругих систем (балка и плита на винклеровском основании, ферма, рама).

Приведем один из предлагаемых вариантов алгоритма, основанном на решении нелинейной задачи оптимизации – минимизации *целевой функции*.

$$\underset{\theta}{\text{Minimize}} \quad \Pi(\theta) = \frac{1}{2} \sum_{i=1}^{nmd} \alpha_i \|\varphi_i - \widehat{\varphi}_i\|^2 \quad \text{при } R(\theta) \geq 0$$

Функция чувствительности

$$\Pi_{, \theta} = \sum_{i=1}^{nmd} \alpha_i \|\varphi_i - \widehat{\varphi}_i\| \varphi_{i, \theta} \quad \varphi_{i, \theta} = - \sum_{i \neq j} \frac{\varphi_i^T K_{, \theta} \varphi_j}{(\lambda_i - \lambda_j) \varphi_i^T M \varphi_i} \varphi_i \quad (i \neq j). \quad (2)$$

Регуляризация

$$\underset{\theta}{\text{Minimize}} \quad \Pi(\theta) = \frac{1}{2} \sum_{i=1}^{nmd} \alpha_i \|\varphi_i - \widehat{\varphi}_i\|^2 + \frac{\beta}{2} \|K(\theta) - K(\theta_0)\|^2 \quad \text{при } R(\theta) \leq 0,$$

где $\theta \equiv \{\theta\} = \{\theta_1 \ \theta_2 \ \theta_3 \ \dots\}$ – ранее введенный вектор параметров системы, α_i – весовые коэффициенты, φ_i и $\widehat{\varphi}_i$ – вычисленные и измеренные собственные формы колебаний, $R(\theta)$ – ограничения по параметрам, λ_i – вычисленные собственные числа (квадраты круговых частот), θ_0 – начальное состояние, β – коэффициент регуляризации, K – матрица жесткости, M – матрица масс КЭМ.

В контексте поставленных задач динамического мониторинга обращает на себя внимание требования (2) к точности расчетного и инструментального определения не только собственных частот, но и форм колебаний в предметно значимом частотном диапазоне.

5. Выбор методики измерений собственных частот/форм колебаний

Как следует из здравого инженерного смысла и подтверждается формально-математическими выкладками п. 4, сейсмометрический метод измерений должен обеспечивать приемлемое по точности определение не только низших общесистемных, но и тех собственных частот и форм колебаний, которые идентифицируют локальные изменения состояния конструкций (включая разрушения), при выполнении также требований оперативности и экономической конкурентоспособности.

Анализ доступных источников показал, что этим критериям в наибольшей степени отвечает метод стоячих волн (построенный на основе принципа восстановления когерентных составляющих волновых полей), разработанный коллективом СО РАН под руководством д.т.н. А.Ф. Еманова [16]. Необходимая полная система наблюдений предусматривает одновременную регистрации ускорений в опорной и некотором представительном наборе точек. Принимается модель линейной связи волновых полей в двух точках объекта. На основе винеровской фильтрации и свойства когерентности стоячих волн (колебаний) разработан алгоритм расчета фильтров, пересчитывающих колебания из опорной точки в другие точки системы наблюдений.

В России уже накоплен позитивный опыт использования этого метода для определения динамических характеристик плотин, мостов и зданий. Для высотных зданий-комплексов и большепролетных конструкций такого опыта не было – пробел восполнен исследованиями на реальных объектах [2].

6. Оценка несущей способности для фактического состояния

Расчетная оценка НДС и несущей способности конструкций выполняется в соответствии с нормативными критериями по КЭ-модели, содержащей параметры как текущей «мониторинговой», так и исходной «проектной» модели.

Статическое и динамическое (в том числе, сейсмическое) НДС для стадии l определяется из решения системы линейных алгебраических уравнений (СЛАУ) равновесия

$$[K(\Theta_l)] [\{u\}_1 \dots \{u\}_m] = [\{F(\Theta_l)\}_1 \dots \{F(\Theta_l)\}_m]$$

и уравнений движения

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

оценка устойчивости (низших критических нагрузок λ_i и форм потери устойчивости $\{\varphi\}_i$) – из решения частичной проблемы собственных значений

$$[K(\Theta_l)] [\Phi] = [\Lambda] [K_G(\Theta_l)] [\Phi],$$

где $[\Phi] = [\{\varphi\}_1 \dots \{\varphi\}_n]$, $[\Lambda] = \text{diag}(\lambda_1, \dots, \lambda_n)$.

При этом включаются дополнительные (по сравнению с динамической моделью) свойства – характеристики основания, жесткости и нагрузки и др. (набор параметров Θ_l). Этими данными модель насыщается по результатам всех видов мониторинга.

В рамках предлагаемого подхода на каждой стадии мониторинга можно "ревизовать" и расчеты на прогрессирующее обрушение с учетом фактического состояния объекта.

Планирование измерений на текущей стадии мониторинга следует проводить, основываясь на результатах предыдущей стадии. Так, при обнаружении "подозрительных" собственных частот и форм колебаний необходимо установить достаточное число датчиков (точек) для измерений для качественной идентификации этих частот и форм.

7. Апробация методики на высотном комплексе

Проект и состояние по завершению строительства. Рассматриваемый и реализованный актуальный проектный вариант высотного жилого комплекса «Дирижабль» (г. Москва, пересечение ул. Наметкина и Профсоюзной) является уникальным с объемно-планировочными и конструктивными решениями, не имеющими прямых аналогов.

Участок строительства расположен в пределах флювиогляциальной равнины, осложненной склоном засыпанного оврага на северо-западе участка. С поверхности участок покрыт насыпными грунтами. Насыпь сложена суглинками, перекопанными с песком, с обломками кирпича, бетона, осколками стекла со щепой древесины и т.п. Мощность насыпных грунтов изменяется от 1,8 м до 10,5 м. Под насыпью залегают суглинки, глины мягкопластичной и тугопластичной консистенции, супеси пластичные и пески пылеватые, мелкие, средней плотности и плотные влажные и водонасыщенные.

Часть грунтового основания до отметки 170.0 под центральной зоной здания усилена 141 свай «РИТ» диаметром 300 мм. Для устранения возможного крена здания и его чрезмерной осадки в рассматриваемом конструктивном решении фундирования основания предусмотрено дополнительное устройство 300 буронабивных свай диаметром 300 мм.

Поперечное сечение (план) здания имеет эллипсоидальную форму. Для высотной (4 подземных и 40 надземных этажей) части здания принята перекрестно-стенная диафрагменная схема несущих конструкций. Пространственная жесткость и устойчивость всего жилого комплекса обеспечивается совместной работой вертикальных монолитных диафрагм жесткости, лестничных и лифтовых блоков, объединенных жесткими поэтажными монолитными железобетонными дисками перекрытий.

Фундаментом является коробчатая конструкция эллипсоидальной формы в плане высотой 4600 мм, включающая нижнюю (толщиной 1200 мм) и верхнюю (400 мм) монолитные железобетонные плиты, соединенные ребрами жесткости (монолитными железобетонными стенами толщиной 600, 400 и 250 мм). Для повышения жесткости здания и равномерной передачи

нагрузок на фундаментную плиту по периметру наружных стен в уровне -3 этажа устраиваются контрфорсы толщиной 400 мм.

Колонны, расположенные по торцам здания с сечением 575×600 мм, возводятся с -3 этажа по 40. На -2 и -1 этажах по периметру здания расположены колонны сечением 300×500 мм, шахты лифтов выполняются из монолитного железобетона толщиной 250 мм. Лестничные клетки – из монолитного железобетона со сборными маршами.

В процессе строительства «высотки» альтернативными обследованиями (2007-2011 гг.) выявлены значимые отступления от проекта в «локализованных» зонах: по классу бетона ряда стен, колонн и перекрытий (до В15 вместо проектных В25) и по геометрии стен и колонн (отклонения-эксцентриситет до 180 мм, рис. 2). По результатам обследований выполнены усиления стен и колонн на 4-м – 17-м этажах (общее количество усиленных элементов приближается к 50).

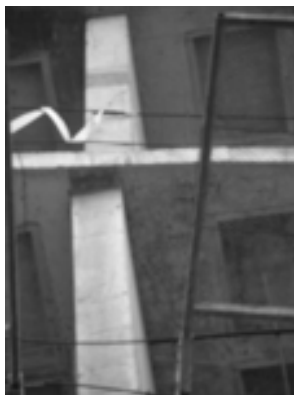


Рис. 2. Высотный комплекс «Дирижабль». Отклонения от проекта, этапы строительства

«Идеальные» проектные КЭ-модели. Результаты анализа. На стадии проектирования построены, верифицированы и проанализированы альтернативные «идеальные» пространственные КЭ-модели «неоднородное винклеровское основание – оболочечно-стержневой каркас» здания в программных комплексах ANSYS, СТАДИО и MicroFe, показавшие близкие распределения напряженно-деформированного состояния (НДС) и динамических характеристик и обеспечение всех нормативно-регламентированных критериев несущей способности.

Разработанные модели адекватно отражают геометрико-жесткостные и инерционные свойства и нагрузочные характеристики строительных конструкций и основания сооружения. Особо отметим, что сетка КЭ на нижней плите фундамента не только обладает необходимой подробностью для воспроизведения перемещений, сил и моментов, но и приурочена к зонам свайных полей. Коэффициенты неоднородного винклеровского основания, полученные на нелинейной модели проф. Ю.К. Зарецкого для трехмерной системы «коробчатый фундамент – свайно-грунтовый массив» (ПК Земля), с помощью специальной программы вычислялись и задавались индивидуально для каждого контактного КЭ фундаментной плиты.

Таблица 1

“Идеальная” и “фактическая” расчетные ANSYS–модели

	“Идеал”	“Факт”
Число КЭ	161 348	162 166
Ст. свободы	833 250	972 990
Типы КЭ	SHELL63, BEAM4, LINK8, SURF154	SHELL63, BEAM4, LINK8, SURF154, MPC184

Незначимое изменение параметров НДС и спектра собственных частот/форм на последовательно сгущающихся сетках (от 833 000 до 3 600 000 степеней свободы, табл.2) позволило обоснованно выбрать рациональную «стартовую» КЭ-модель для целей дальнейшего мониторинга.

Таблица 2

КЭ-модели проектного варианта здания. Собственные частоты, Гц

№	Число узлов		
	138 000	288 837	608 363
1	0.31731	0.30598	0.30154
2	0.37822	0.37084	0.36724
3	0.66039	0.62999	0.61700
4	1.4027	1.3661	1.3498
5	1.7477	1.7111	1.6945

Сопоставление результатов для схем «одномоментного» (линейная задача) и поэтапного возведения (7 этапов, опция «жизни-смерти» КЭ) здания свидетельствует о слабом проявлении эффектов генетической нелинейности.

Сравнительный анализ результатов расчетных исследований и натурных измерений. Для стадии завершения строительства несущих конструкций разработаны и исследованы параметризованные КЭ-модели в ПК ANSYS с фактическим распределением физико-механических свойств бетона, эксцентриситетом и отклонением колонн (рис. 3), а также с учетом прогнозируемых и/или гипотетических ослаблений сечения колонн и перекрытий. Именно это стадия характеризуется наименьшей степенью неопределенности в части распределения жесткостных (отсутствие перегородок, фасадных конструкций и пр.) и инерционных (от временных нагрузок) характеристик, что существенно для адаптации «стартовой» мониторинговой КЭ-модели.



Рис. 3. Идеальная и «фактическая» КЭ-модели высотного здания (цветом выделены отклонения от проекта)

Снижение класса бетона ряда стен и колонн от проектного учитывается соответствующим понижением модуля упругости, а отклонение геометрического положения колонн – «жесткими вставками», что позволяет учесть как смещение элементов в плане, так и их наклон.

Установлена как практическая близость вычисленных (КЭ-модель на жестком основании, блочный Ланцош) и измеренных (метод «стоячих волн» [16]) собственных частот и форм колебаний в достаточно широком

диапазоне частот, так и «пропуск» ряда частот/форм при планировании измерений без опоры на результаты предварительно выполненного конечно-элементного моделирования (рис. 4). Так, пропуск седьмой расчетной частоты/формы очевидно вызван вынужденным отсутствием измерений на верхних этажах здания, колебания которых и преобладают в этой форме.

В диапазоне собственных частот от 0 до 14 Гц (200 низших форм колебаний) указанные зафиксированные «локальные» отступления от проекта никак количественно не проявляются – вычисленные частоты отличаются не более чем на 0,5%, сохраняется последовательность форм колебаний. Также не идентифицированы в диапазоне измеренных частот весьма существенные гипотетические ослабления сечения одиночной колонны (до 1/3 сечения).

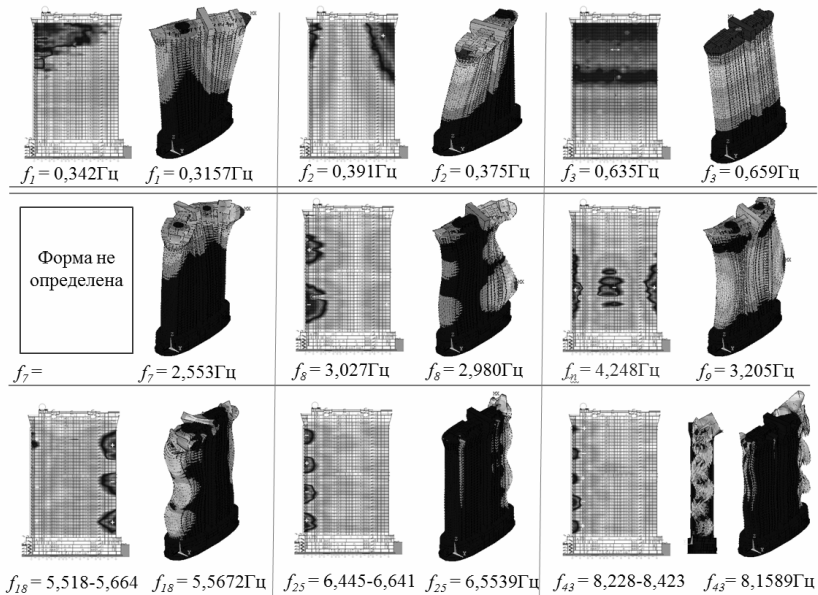


Рис.4. Вычисленные (слева) и измеренные (справа) собственные частоты/формы

В то же время, учет эксцентриситета и наклона показал существенное и, для ряда колонн, опасное возрастание расчетных статических изгибающих моментов в них, что подтверждает неуниверсальность динамического (как и всех иных видов) и необходимость синтеза различных видов мониторинга для уникальных объектов строительства.

Возможность идентификации гипотетических дефектов. Выполненные численные эксперименты показали, что гипотетическое «удаление»

одной из несущих колонн или фрагмента перекрытия значительно сказывается на группе видоизменяемых и/или порождает дополнительные локальные формы колебаний, приуроченные к зоне разрушения, и могут быть уверенно идентифицированы в ходе инструментального мониторинга методом «стоячих волн» (см. рис. 5 для удаленной колонны 10-го этажа, начиная с 17-й формы на частотах выше 5 Гц).

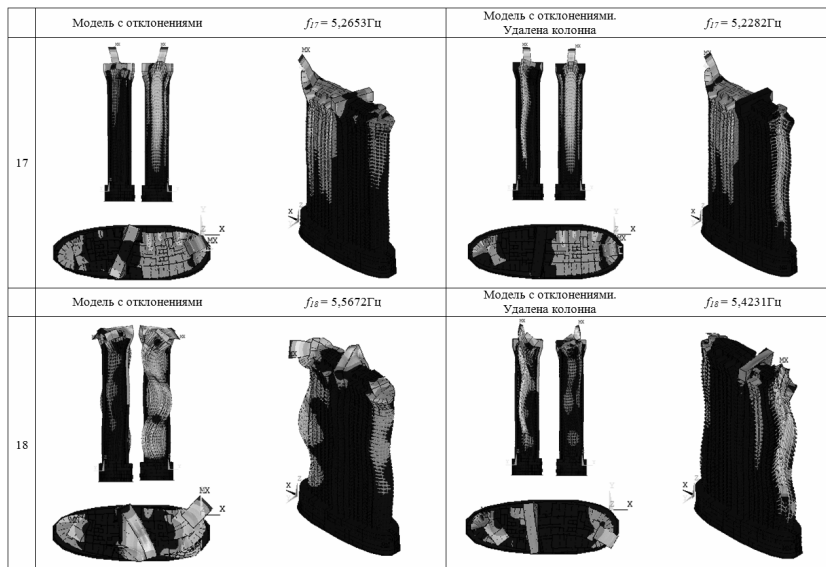


Рис. 5. Собственные частоты и формы КЭ-моделей «фактической» и «гипотетической» (с удаленной колонной на 10-м этаже), значимые для идентификации дефекта.

Отклонения от проектных данных, затрагивающие значительную часть системы и влияющие на ее жесткостные и инерционные свойства (класс бетона, характеристики основания, величина и расположение масс, включение в динамическую работу формально несущих конструкций – перегородок, фасадов и др.) также идентифицируются в рамках предложенной методики.

8. Выводы и рекомендации

Предложена и теоретически обоснована расчетно-экспериментальная методика мониторинга несущих конструкций уникальных (высотных и большепролетных) зданий и сооружений. Методика базируется на детальных большеразмерных пространственных динамических КЭ-моделях, которые параметризуются для всех значимых стадий «жизненного цикла» объекта и адаптируются по данным инструментальных наблюдений.

Показано, в частности, что метод измерений должен обеспечивать уверенное определение не только низших общесистемных, но и тех собственных частот и форм колебаний, которые идентифицируют локальные изменения состояния конструкций (включая разрушения) – этим критериям удовлетворяет выбранный инструментальный метод стоячих волн.

В ходе апробации на реальном объекте выявлен истинный потенциал – возможности и ограничения – разработанной методики динамического мониторинга и ее место в ряду альтернативных-дополняющих подходов. Тем самым, опровергнуты как имевшие место претензии на универсальность и самодостаточность, так и необоснованное отрицание рядом специалистов действительного потенциала методик мониторинга на основе тщательного определения и анализа расчетного и измеренного спектра собственных частот и форм колебаний (а не только низших общесистемных, как указывает, например, действующий ГОСТ Р 53778-2010 [9]).

Рекомендуется внедрить предложенную комплексную расчетно-экспериментальную методику для динамического мониторинга несущих конструкций уникальных зданий на стадиях их строительства и эксплуатации. При этом требуют дальнейшего обоснования и развития как методы измерений, так и численные процедуры параметризации и адаптации-калибровки КЭ-моделей (наиболее перспективным представляется решение некорректных обратных задач идентификации).

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

- [1] Белостоцкий А.М., Каличава Д.К., Нагибович А.И., Петряшев Н.О., Петряшев С.О. Адаптируемые конечноэлементные модели в основе динамического мониторинга несущих конструкций высотных зданий. Часть 2. Верификация методики на стендовых моделях // *International Journal for Computational Civil and Structural Engineering* Volume 8, Issue 3. 2012.
- [2] Белостоцкий А.М., Каличава Д.К., Аул А.А., Нагибович А.И. Адаптируемые конечноэлементные модели в основе динамического мониторинга несущих конструкций высотных зданий. Часть 3. Апробация методики на высотном комплексе, возведенном с выявленными отступлениями от проекта // *International Journal for Computational Civil and Structural Engineering* Volume 8, Issue 3. 2012.
- [3] Белостоцкий А.М. Построение эффективных пространственных моделей для статического и динамического расчета систем “сооружение-основание”. Труды ЦНИИСК им.Кучеренко, 1990г., с.175-180.
- [4] Белостоцкий А.М., Дубинский С.И., Каличава Д.К., Пеньковой С.Б., Потапенко А.Л., Клепец О.Ю. Комплексное расчетное обоснование напряженно-деформированного состояния высотных многофункциональных комплексов. *Строительная механика и расчет сооружений*, №10, 2006, с.111-115.
- [5] Белостоцкий А.М. Прогнозное математическое моделирование состояния и техногенной безопасности ответственности объектов и комплексов мегаполиса. *Вестник МГСУ*, 3/2006г., с. 20–61.
- [6] *Строительные нормы и правила. Бетонные и железобетонные конструкции. СНиП 52-01-2003.*, М., Госстрой России, 2003г.

- [7] Строительные нормы и правила. Основание зданий и сооружений. СНиП 2.02.01-83*, М., Госстрой России, ГУП ЦПП, 2002 г.
- [8] Временные нормы и правила проектирования многофункциональных высотных зданий и зданий-комплексов в г. Москве. МГСН 4.19-2005, М., 2005 г.
- [9] ГОСТ Р 53778-2010 "Здания и сооружения. Правила обследования и мониторинга технического состояния", М., Стандартинформ, 2010
- [10] ANSYS 12.1. User's Guide. Canonsburg, 2010г.
- [11] Верификационный отчет по ПК ANSYS Mechanical (4 тома). М., ЗАО НИЦ СтаДиО, ГОУ ВПО МГСУ, 2009 г. Свидетельство РААЧН о верификации ПС № 02/ANSYS/2009 от 10.07.2009г.
- [12] M.I. Friswell, J.E. Mottershead & H. Ahmadian, Finite Element Model Updating using Experimental Test Data: Parameterization and Regularization. Transactions of the Royal Society of London, Series A, Special Issue on Experimental Modal Analysis, 359(1778), January 2001, pp.169-186
- [13] J.S. Kang, I.H. Yeo, H.S. Lee, S.B. Shin, "Structural damage detection using modal data with regularization technique", Post-SMiRT15, Cheju KOREA, 1999.8
- [14] Weber B., Paultre P., Proulx J., "Damage Detection of an Aluminum Truss Using Tikhonov Regularization", IMAC XXIV, St. Louis, Missouri USA, 2006, January 30–February 2.
- [15] M.I. Friswell. Inverse Problems in Structural Dynamics. Second International Conference on Multidisciplinary Design Optimization and Applications, 2-5 September 2008, Gijon, Spain
- [16] Еманов А.Ф. Восстановление когерентных составляющих волновых полей в сейсмике. Дисс. на соискание ученой степени д.т.н., Новосибирск, 2004

Сведения об авторах

Белостоцкий Александр Михайлович, член-корреспондент Российской академии архитектуры и строительных наук, доктор технических наук; генеральный директор ЗАО «Научно-исследовательский центр СтаДиО»; профессор кафедры информатики и прикладной математики Московского государственного строительного университета, руководитель Научно-образовательного центра компьютерного моделирования уникальных зданий, сооружений и комплексов Московского государственного строительного университета; 123182, Россия, г. Москва, пл.Курчатова, 1, тел. +7(499) 706-88-10; e-mail: stadyo@stadyo.ru, niccm@mgsu.ru.

Каличава Дмитрий Котэвич, кандидат технических наук, генеральный директор ООО "ПЛИКСАР"; 129337, Россия, г. Москва, Ярославское шоссе, дом 26; тел. +7(499)183-59-94; e-mail: niccm@mgsu.ru.

Островский Константин Игоревич, кандидат технических наук, ведущий инженер ЗАО «Научно-исследовательский центр СтаДиО», 123182, Россия, г. Москва, пл.Курчатова, 1, тел. +7(499) 706-88-10; e-mail: stadyo@stadyo.ru.

Новиков Павел Игоревич, аспирант кафедры информатики и прикладной математики Московского государственного строительного университета; 129337, Россия, г. Москва, Ярославское шоссе, дом 26; тел. +7(499) 929-50-17; e-mail: niccm@mgsu.ru.