

ФЕДЕРАЛЬНОЕ ГОСУДАРСТВЕННОЕ
БЮДЖЕТНОЕ ОБРАЗОВАТЕЛЬНОЕ УЧРЕЖДЕНИЕ
ВЫСШЕГО ПРОФЕССИОНАЛЬНОГО ОБРАЗОВАНИЯ
“МОСКОВСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ СТРОИТЕЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ”

На правах рукописи

КАЛИЧАВА ДМИТРИЙ КОТЭВИЧ

**АДАПТИВНЫЕ ДИНАМИЧЕСКИЕ КОНЕЧНОЭЛЕМЕНТНЫЕ
МОДЕЛИ В ОСНОВЕ МОНИТОРИНГА НЕСУЩИХ
КОНСТРУКЦИЙ ВЫСОТНЫХ ЗДАНИЙ**

Специальность 05.13.18 –
Математическое моделирование, численные методы и комплексы программ

Диссертация на соискание ученой степени
кандидата технических наук

Научный руководитель:
доктор технических наук,
профессор **Белостоцкий А.М.**

Москва – 2012

ОГЛАВЛЕНИЕ

Введение	4
Глава 1. Обзор современного состояния проблемы мониторинга несущих конструкций высотных зданий	12
1.1. Высотные здания – мировой опыт и российская специфика	12
1.2. Действующие российские нормативные требования.....	25
1.3. Численные методы расчета НДС, прочности и устойчивости несущих конструкций высотных зданий	27
1.4. Инструментальные методы мониторинга несущих конструкций высотных зданий	28
1.5. Фактическое состояние несущих конструкций – адаптация расчетных моделей по данным инструментальных наблюдений	32
1.6. Современные программные комплексы, реализующие расчетное обоснование высотных зданий	35
1.7. Выводы по главе.....	37
Глава 2. Основы разработанной расчетно-экспериментальной методики динамического мониторинга несущих конструкций высотных зданий.....	39
2.1. Общие положения, структурная схема методики.....	39
2.2. Параметризуемые конечноэлементные модели высотных зданий...	41
2.3. Адаптация (калибровка) КЭ-моделей по данным инструментальных наблюдений.....	46
2.4. Выбор адекватной методики измерений собственных частот и форм колебаний	49
2.5. Оценка несущей способности для фактического состояния	52

2.6. Планирование измерений по результатам мониторинга	54
2.7. Выводы по главе.....	54
Глава 3. Программная реализация разработанной методики	56
3.1. Базовый верифицированный конечноэлементный программный комплекс <i>ANSYS Mechanical</i>	56
3.2. Разработанный специализированный исследовательский программный комплекс (СИПК) « <i>ANSYS-Мониторинг</i> »	81
3.3. Выводы по главе.....	88
Глава 4. Верификация разработанной расчетно-экспериментальной методики на стендовых моделях	89
4.1. Общие положения	89
4.2. Результаты верификации на стенде «Конструктор»	94
4.3. Результаты верификации на стенде «Этажерка»	101
4.4. Выводы по главе.....	109
Глава 5. Апробация методики на высотном комплексе, возведенном с выявленными отступлениями от проекта.....	110
5.1. Высотный комплекс «Дирижабль» – проект и его реализация.....	110
5.2. «Идеальные» проектные КЭ-модели здания. Результаты анализа.	118
5.3. Параметрическая КЭ-модель для фактического состояния. Сравнительный анализ результатов расчетных исследований и натурных измерений собственных частот и форм колебаний	123
5.4. Возможность идентификации гипотетических дефектов.....	128
5.5. Выводы по главе.....	130
Основные результаты и выводы	131
Литература.....	133

ВВЕДЕНИЕ

Актуальность работы. Проектирование и строительство высотных зданий и комплексов "современных" архитектурных форм и конструктивных решений в России начиналось менее 20-и лет назад в условиях дефицита отечественной нормативной документации и опыта подобного строительства – в результате не было обеспечено должным научно-техническим сопровождением и мониторингом несущих конструкций. Следствием этого явились проектные ошибки, вызванные, в том числе, недостаточностью расчетного обоснования, и низкое качество производства строительных работ.

Проблема мониторинга несущих конструкций (на стадиях строительства и эксплуатации) приобретает особое значение, важность которого уже признали проектировщики, строители и специалисты надзорных организаций. Однако единого мнения и алгоритма решения на сегодняшний день не выработано. Особого внимания заслуживает динамический (вариант – *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. К сожалению, в понимании сути, возможностей и ограничений динамического мониторинга не продвигают и самые «свежие» нормативные требования ГОСТ Р 53778-2010, предписывающие «...фиксировать значения (периода и логарифмического декремента) основного тона собственных колебаний «по трем осям жесткости здания».

Отметим усложняющую специфику высотных 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 адекватные математические "мониторинговые" модели здания носит случайно-бессмысленный характер и, потому, уводит от осознания реальных проблем. Упомянутые "мониторинговые" модели имеют ряд специфических отличий от расчетных моделей, используемых для обоснования проектных решений: реализация не проектных, а фактических физико-механических свойств строительных материалов (бетона, арматуры и др.) и геометрии конструкции; учет не нормативных, а фактических измеренных нагрузок и воздействий; включение в статическую и, в особенности, динамическую работу при слабых «фоновых» воздействиях номинально несущих конструкций; работа ряда узлов и соединений по схемам, отличным от принятых в проекте; адаптируемость (калибруемость, "обучаемость") модели по данным инструментального мониторинга, в том числе, включение обнаруженных дефектов.

Цель и задачи работы. Целью диссертационной работы являлась разработка и исследование численной методики как основы и в составе комплексной расчетно-инструментальной системы динамического мониторинга несущих конструкций высотных зданий-комплексов на значимых стадиях возведения и эксплуатации.

Исходя из поставленной цели работы, решались следующие задачи:

- анализ действующих российских нормативно-методических документов в части мониторинга уникальных (в том числе, высотных) зданий для конкретизации расчетно-экспериментальных исследований и разработок;
- разработка численной методики на базе параметризуемых и адаптируемых (по результатам измерений динамических характеристик объекта) конечноэлементных моделей, позволяющей оценить состояние несущих конструкций высотных зданий с учетом отступлений от проекта на значимых стадиях строительства и эксплуатации;
- выбор базового инструментального метода динамического мониторинга, удовлетворяющего требованиям полноты, точности и оперативности измерений для высотных зданий;

- программная реализация численной методики с построением параметризуемых КЭ-моделей экспериментальных стендов, представительных для задач исследований;
- верификация методики на упомянутых стендовых моделях - возможность оценки фактического состояния и обнаружения значимых дефектов с использованием выбранного инструментального метода;
- апробация разработанной комплексной методики на реальном возведенном высотном здании с выявленными (по результатам обследований) отступлениями от проекта и гипотетическими дефектами.

Методы и средства исследований. Расчетными методами и средствами исследований являются численные методы решения задач линейной динамики конструкций и современные математические модели механики деформируемого твердого тела, реализованные в верифицированных программных комплексах, и методы теории обратных некорректных задач.

Измерения собственных частот и форм выполнялись по методике «стоячих волн», разработанной Геофизической службой СО РАН и апробированной на объектах гидротехнического, транспортного гражданского строительства.

Научная новизна:

- разработана численная методика, основанная на параметризуемой и адаптируемой (по результатам измерений спектра собственных частот и форм колебаний объекта) пространственной динамической конечноэлементной модели, позволяющая оценить состояние несущих конструкций высотных зданий с учетом дефектов и отступлений от проекта на значимых стадиях строительства и эксплуатации;
- разработанная методика верифицирована на стендовых моделях МГСУ и показала возможность обнаружения значимых дефектов с использованием инструментального метода «стоячих волн»;
- выполнена апробация разработанной методики на возведенном высотном здании с выявленными (по результатам обследований) отступления-

ми от проекта, показавшая как близость вычисленных и измеренных частот и форм в значимом диапазоне частот, так и «пропуск» ряда частот и форм при планировании измерений без учета результатов динамического анализа КЭ-модели.

Практическое значение:

- численная методика реализована в специализированном исследовательском программном комплексе (СИПК) «*ANSYS-Мониторинг*», разработанном на базе универсального комплекса *ANSYS Mechanical*, и содержит параметризованные пространственные динамические конечноэлементные модели двух стендов МГСУ;

- для рассмотренного высотного здания установлено, что в диапазоне собственных частот от 0 до 14 Гц (200 низших форм колебаний) фактические отступления от проекта не проявляются, а гипотетические «удаления» одной из несущих колонн, стен или фрагмента перекрытия значительно сказываются на ряде локальных форм колебаний и могут быть идентифицированы в ходе инструментального мониторинга методом «стоячих волн»;

- на основании выполненных исследований рекомендуется внедрить предложенную комплексную расчетно-экспериментальную методику для динамического мониторинга несущих конструкций высотных зданий на стадиях их строительства и эксплуатации.

Достоверность полученных результатов обеспечивается:

- применением апробированного математического аппарата (теории некорректных задач) и численных методов (метод конечных элементов для пространственной дискретизации и блочный метод Ланцоша для решения частной проблемы собственных значений), реализованных в верифицированном программном комплексе *ANSYS*;

- решением серии тестовых задач и сравнением с экспериментально полученными результатами на стендовых моделях;

- сравнением и сопоставлением полученных решений с данными натурных обследований и с результатами сейсмометрических измерений.

Внедрение. Разработанная методика и реализующее программное обеспечение применяются в Научно-образовательном центре компьютерного моделирования (НОЦ КМ) МГСУ и Научно-исследовательском центре «Стадио» для расчетного обоснования конструкций высотных зданий на стадиях проектирования и эксплуатации-мониторинга.

Личный вклад соискателя. Все разработки и исследования, изложенные в диссертационной работе, проведены лично соискателем в процессе научной деятельности. Из совместных публикаций в диссертацию включен лишь тот материал, который непосредственно принадлежит соискателю.

На защиту выносятся:

- численная методика, основанная на параметризуемой и адаптируемой (по результатам измерений спектра собственных частот и форм колебаний объекта) динамической конечноэлементной модели, позволяющая оценить состояние несущих конструкций высотных зданий с учетом дефектов и отступлений от проекта (класс бетона, геометрические отклонения, ослабления контактов колонн и стен с перекрытиями и др.) на значимых стадиях строительства и эксплуатации.
- результаты верификационных задач, решенных в обоснование достоверности и эффективности разработанной методики в специализированном исследовательском программном комплексе (СИПК) «*ANSYS-Мониторинг*», разработанном на базе универсального «тяжелого» комплекса *ANSYS Mechanical*, и содержащем параметризованные пространственные динамические КЭ-модели двух стендов МГСУ – «Этажерка» и «Конструктор».
- Результаты апробации разработанной методики на возведенном высотном здании – МФЖК «Дирижабль» с выявленными (по результатам альтернативных обследований) отступлениями от проекта, показавшая как близость вычисленных и измеренных частот и форм в широком диапазоне частот, так и «пропуск» ряда частот и форм при некачественном планировании измерений.

- результаты исследования чувствительности инструментального метода динамического мониторинга к вариациям параметров систем – от стендовых моделей МГСУ до реального высотного здания.

Апробация научных положений и основных результатов выполненного исследования произведена в виде докладов на ряде научно-технических конференций, симпозиумов и семинаров, в том числе:

- международные симпозиумы «Актуальные проблемы компьютерного моделирования конструкций и сооружений» (III – Новочеркасск, 2010 г., IV – Челябинск, 2012 г.);

- международные конференции “Математическое моделирование в механике сплошных сред на основе методов граничных и конечных элементов. BEM&FEM”, С-Петербург (XX – «BEM&FEM-2003», XXIII – «BEM&FEM-2009», XXIV – «BEM&FEM-2011»);

- международные научно-практические конференции «Теория и практика расчета зданий, сооружений и элементов конструкций. Аналитические и численные методы», МГСУ, Москва (2008 г., 2010 г.);

- научные семинары НОЦ компьютерного моделирования уникальных зданий, сооружений и комплексов МГСУ (2009-2012 гг.).

Публикации. По тематике диссертации опубликовано семнадцать работ, в том числе шесть работ в изданиях, включенных ВАК в перечень рекомендуемых.

Структура и объем работы. Диссертационная работа состоит из введения, пяти глав (с выводами по каждой главе), заключения, списка литературы. Общий объем диссертации – 149 страниц, 60 рисунков, 24 таблиц.

Во введении приводится обоснование актуальности работы, определены предметы, цели и задачи исследований, перечислены основные научные и практические результаты, приведено краткое содержание диссертации по главам.

В первой главе приводится аналитический обзор современного состояния вопроса мониторинга несущих конструкций уникальных, в том числе,

высотных зданий. Рассмотрена мировая практика и специфика российского строительства высотных зданий. Дается также критическая оценка действующих российских нормативных документов в области мониторинга уникальных зданий.

Большое внимание уделено разработке адекватных пространственных расчетных моделей конструкций, зданий и сооружений для стадии проектирования и с учетом фактического состояния. Приведен и систематизирован набор универсальных и специализированных конечноэлементных программных комплексов, используемых в мировой и отечественной практике расчетного обоснования высотных зданий. Отмечены значимые практические результаты по созданию и использованию инструментальных методов мониторинга (включая динамические) уникальных сооружений энергетического и гражданского строительства.

Во **второй главе** приводится описание разработанной расчетно-экспериментальной методики мониторинга несущих конструкций высотных зданий, основанной на детальном большеразмерных пространственных динамических КЭ-моделях, параметризуемых для всех значимых стадий «жизненного цикла» объекта и адаптируемых по данным инструментальных наблюдений (в том числе, на основе выбранного метода «стоячих волн»).

В **третьей главе** представлено описание специализированного исследовательского программного комплекса (СИПК) «*ANSYS-Мониторинг*», реализующего разработанную методику на базе универсального конечноэлементного программного комплекса *ANSYS Mechanical*, верифицированного в системе РААСН для наукоемких строительных задач.

В **четвертой главе** изложены результаты верификации разработанной методики, выполненной на двух показательных стендовых моделях «Конструктор» и «Этажерка» (развернуты в НОЦ Мониторинга МГСУ) в «идеальном» и контролируемо дефектных исполнениях.

В **пятой главе** приведены результаты апробации разработанной методики мониторинга на высотном комплексе, возведенном с выявленными отступлениями от проекта.

Основные выводы по отдельным главам обобщены в **заключении**.

ГЛАВА 1. ОБЗОР СОВРЕМЕННОГО СОСТОЯНИЯ ПРОБЛЕМЫ МОНИТОРИНГА НЕСУЩИХ КОНСТРУКЦИЙ ВЫСОТНЫХ ЗДАНИЙ

Тенденция развития мировой строительной индустрии обусловлена появлением большого количества высотных зданий со сложными несимметричными формами. В угоду обеспечения архитектурной выразительности и уникальности высотных зданий разрабатываются новые проектные решения, не имеющие аналогов. При проектировании таких объектов особое внимание следует уделять надежности и живучести несущих конструкций высотных зданий.

1.1. Высотные здания – мировой опыт и российская специфика

1.1.1. Этапы развития конструкций высотных зданий

Развитие конструктивных систем зданий тесно связано с развитием экономики и научной технологии. В древние времена строительство многоэтажных зданий было ограничено свойствами используемых материалов и недостаточным знанием их прочностных характеристик. Строительство велось преимущественно из дерева, камня, кирпича, конструкции стен получались громоздкими, внутреннее пространство маленьким. Строительство высотных зданий новой эпохи началось в 80-е годы XIX века. Можно выделить три этапа развития высотного строительства: первый этап – с 80-х годов XIX века до начала 30-х годов XX века. В период экономической депрессии 30-х годов двадцатого века строительство высотных зданий прекратилось до окончания Второй мировой войны. Вторым этапом – с 60-х до 80-х годов XX века. Третьим этапом – с 90-х годов XX века до наших дней.

Первые многоэтажные здания со стальным несущим каркасом были построены в Америке, в 1883г в Чикаго – 11-этажное здание City live, в 1889г. 10-этажное здание Rand-McNall. Через два года построено здание Masonic (рис.1.1), в котором был использован каркас в виде вертикальной фермы с раскосами, и впервые учтено влияние ветровой нагрузки по высоте здания. Это был первый шаг по улучшению способа проектирования и технологии

возведения строительных конструкций самого высокого здания того времени. В 1909 году построено 50-этажное здание Metropolitan (рис.1.2). Высота офисного здания City live в Нью-Йорке 213м, здание Woolworth – 241м – 1913 год постройки (рис.1.3). С 1913 по 1929 год в США построены девять высотных зданий, высота которых превышала 200м, в том числе здание Empire State Building в Нью-Йорке (рис.1.4).



Рис.1.1 Masonic Temple, Чикаго, штат Иллинойс, США, 1892, 21 эт. Рис.1.2 Metropolitan, Нью-Йорк, США, 1909, 50 этажей



Рис.1.3 Woolworth Building, Нью-Йорк, США, 1913, 57 этажей Рис.1.4 Empire State Building, Нью-Йорк, США, 1931, 102 этажа

Внедрение и развитие железобетонных конструкций происходило медленно и с перерывами, начиная с XIX века. Самым первым высотным зданием из железобетона считается 16-этажное здание Ingal в Цинциннати (США). До 1931 года самым высоким зданием из железобетона считалось 23-этажное здание Exchange в Сити (США), конструктивная схема которого была подобна изложенной выше стальной конструктивной системе.

Экономическая депрессия 30-х годов закончила эпоху огромных небоскребов. После Второй мировой войны строительство высотных зданий было возобновлено на технологически новом уровне, благодаря большому прогрессу в разных областях науки, произошло улучшение качества материалов, получили развитие новые конструктивные системы и архитектурные формы, увеличилась высота зданий. В таблице 1.1 приводятся десять самых высоких зданий построенных в период с 1906 по 1956 год.

Таблица 1.1.

Самые высокие здания, построенные до 1956г.

№	Наименование	Город	Страна	Год	Этажность	Высота, м	Назначение
1	Empire State Building	Нью-Йорк	США	1931	102*	381	Офисное
2	Chrysler Building	Нью-Йорк	США	1930	77	319	Офисное
3	Cities Service Building (American International Building)	Нью-Йорк	США	1932	67	290	Офисное
4	40 Wall Street (Trump Building)	Нью-Йорк	США	1930	70	283	Офисное
5	RCA Building (GE Building)	Нью-Йорк	США	1930	70	259	Офисное
6	Woolworth Building	Нью-Йорк	США	1913	57	241	Офисное
7	Moscow State University	Москва	СССР	1953	36	240	Образовательное
8	Palace of Culture and Science	Варшава	Польша	1955	42	231	Образовательное
9	20 Exchange Place	Нью-Йорк	США	1931	57	226	Офисное
10	Metropolitan Life Insurance Company Tower	Нью-Йорк	США	1909	50	213	Офисное

В период с 60-80-е появилось много конструктивных систем, что послужило скачком в развитии строительства высотных зданий. Построено 46 зданий высотой более 200 м. В 1969 году построено здание John Hancock Center (рис.1.5), выполненное из трубчатых элементов с внешней рамой и раскосами. В 1973-м в Нью-Йорке построены здания Всемирного торгового центра (рис.1.6), исполненные из рамной трубчатой конструкции с упругими амортизаторами. 11 сентября эти здания были разрушены в ходе теракта. В 1974 году в Чикаго построено здание Sears (рис.1.7), выполненное также из трубчатых элементов, что позволило уменьшить расход стали на 20% по сравнению с Empire State Building.



Рис.1.5 John Hancock Center, Чикаго, США, 1970, 100 этажей



Рис.1.6 World Trade Center, Нью-Йорк, США, 1972,1973, 110 этажей



Рис. 1.7 Sears Tower, Чикаго, США, 1974, 110 этажей

В период до 1980 года также было построено порядка 13 зданий из железобетонных конструкций, высота которых превышает 200 м, и 18 зданий из сталежелезобетонных элементов, позволяющих эффективно использовать преимущества стальных и железобетонных конструкций. Использование этих конструкций позволило уменьшить собственный вес, ускорить строительство, уменьшить площадь несущих конструкций. Безусловно, у этих конструкций тоже есть свои недостатки, и потребовалось провести большое количество исследований, для изучения всех свойств нового строительного материала. Ниже приводится таблица самых высоких зданий мира на 1976 год.

Таблица 1.2.

Самые высокие здания мира - 1976 год

№	Наименование	Город	Страна	Год	Этаж-ность	Высота, м	Назначение
1	Sears Tower	Чикаго	США	1974	110	442	Офисное
2	One World Trade Center	Нью-Йорк	США	1972	110	417	Офисное
3	Two World Trade Center	Нью-Йорк	США	1973	110	415	Офисное
4	Empire State Building	Нью-Йорк	США	1931	102	381	Офисное
5	Standard Oil (now Aon Center)	Чикаго	США	1973	83	346	Офисное
6	John Hancock Center	Чикаго	США	1970	100	344	Смешанное
7	Chrysler Building	Нью-Йорк	США	1930	77	319	Офисное
8	First Canadian Place	Торонто	Канада	1975	72	298	Офисное
9	American International Building	Нью-Йорк	США	1932	67	290	Офисное
10	40 Wall Street (now Trump Building)	Нью-Йорк	США	1930	70	283	Офисное

С 90-х годов XX века эпицентр строительства высотных зданий смещается из Северной Америки в Азию. В 1996 году в городе Гуанчжоу (Китай) построено 80-ти этажное здание «Чжунсинь» высотой 391 м. Здание выполнено полностью из железобетонных конструкций. В 1998 году в Куале-Лумпуре (Малайзия) построено офисное здание в 88 этажей, 452 м (рис.1.8), и в 2003 году в городе Тайбэй построен международный финансовый центр – 101 этаж, 455

м (рис.1.9). Эти два здания выполнены из смешанных конструкций. Эффективное объединение стальных элементов с элементами из бетона и железобетона позволяют достигнуть оптимального соотношения таких параметров как прочность, устойчивость, долговечность, безопасность и экономичность.

Таблица 1.3.

Самые высокие здания мира - 2012 год

	Название здания	Город	Страна	Год	Этаж-ность	Вы-сота, м	Назначе-ние
1	Burj Khalifa	Дубай	ОАЭ	2009	163	828	Смешан-ное
2	Taipei 101	Тайбэй	Тайвань	2004	101	508	Офисное
3	Shanghai World Financial Center	Шанхай	Китай	2008	101	492	Офисное
4	International Commerce Center	Гонконг	Китай	2010	108	484	Смешан-ное
5	International Commerce Center	Гонконг	Китай	2010	118	484	Смешан-ное
6	Petronas Towers 1	Куала Лумпур	Малайзия	1998	88	452	Офисное
7	Petronas Towers 2	Куала Лумпур	Малайзия	1998	88	452	Офисное
8	Nanjing Greenland Financial Center	Нанкин	Китай	2009	72	450	Смешан-ное
9	Sears Tower	Чикаго	США	1974	110	442	Офисное
10	Kingkey 100	Шэньчжэнь	Китай	2011	100	440	Офисное

Меньше чем за двадцать лет в Азии построено 44 «небоскреба», в том числе в континентальном Китае – 24, в Гонконге – 5 и Тайване – 2. Из десяти самых высоких зданий девять построены в Азии за последние 15 лет (табл.1.3). Становится очевидным, что Азия (в особенности Китай) стала основным районом строительства высотных зданий.



Рис. 1.8 Petronas Towers, Куала-Лумпур.



Рис.1.9 Taipei 101, Тайвань.

В январе 2010 году состоялась торжественная церемония открытия небоскреба Бурдж-Халифа в крупнейшем городе Объединенных Арабских Эмиратов – Дубае (рис.1.10). Высота сооружения составляет 828м, количество этажей 163, общая площадь 344 000 кв.м. Из «рекордов» совершенных в части технологии строительного производства следует отметить следующие:

1. Специально для «Бурдж – Халифа» была разработана особая марка бетона, который выдерживает температуру до +50°C. Бетонную смесь укладывали только ночью, а в раствор добавляли лед.

2. Отделка здания выполнена специальными, тонированными стеклянными термопанелями, уменьшающими нагрев помещений внутри, что уменьшает потребность в кондиционировании и позволяет поддерживать оптимальную температуру в здании.

3. В отличие от нью-йоркских небоскребов, фундамент «Бурдж – Халифа» не закреплен в скальном грунте (на сваях стойках), а выполнен на висячих сваях длиной 45м и диаметром 1.5м.

4. Наибольшая высота нагнетания бетонной смеси – 601,0м (предыдущий рекорд – 449,2м при строительстве небоскреба Тайбэй 101).



Рис.1.10 Бурдж-Халифа, 828м, 163 этажа, Дубаи, ОАЭ

1.2.1 Российская специфика высотного строительства

Следуя мировым тенденциям высотного домостроения, в России, и в частности в Москве, в последние 20 лет были утверждены и реализуются (как правило, с серьезными изменениями по сравнению с исходным вариантом) следующие программы:

1) Строительство Московского международного делового центра «Москва-Сити» (ММДЦ «Москва-Сити», главный конструктор – д.т.н., проф. В.И. Травуш). В рамках ММДЦ «Москва-Сити» создается зона деловой ак-

тивности, которая объединит бизнес, апартаменты проживания и досуг. Строительство ведется на Пресненской набережной, на месте бывшей камеломни на территории общей площадью около 100 гектаров, из которых 60 Га подлежат новой застройке.

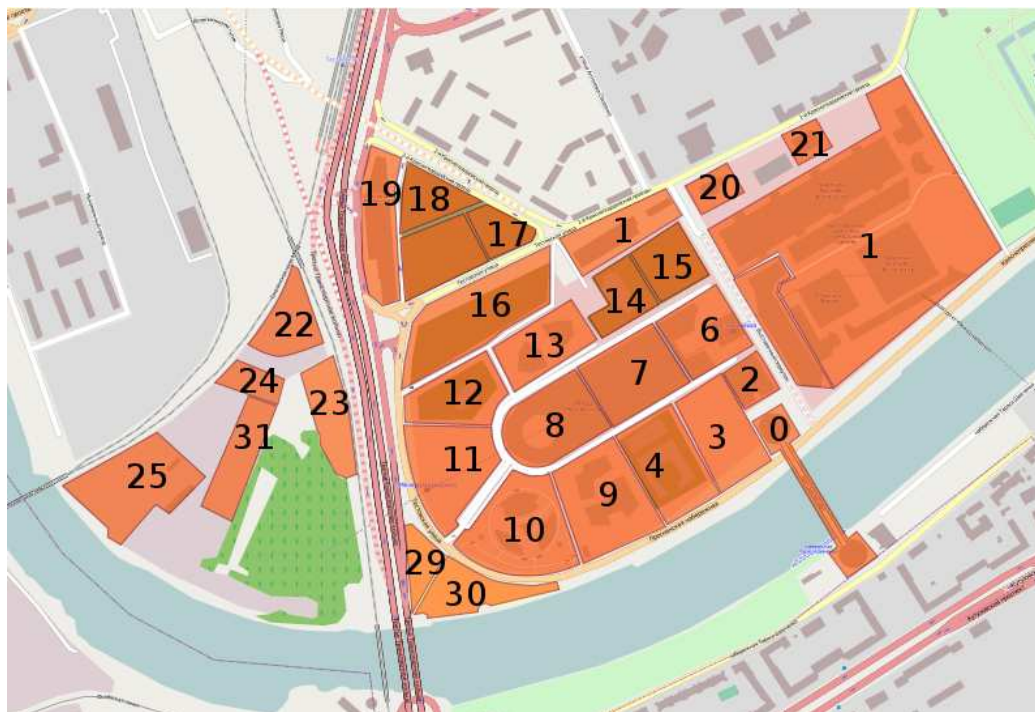


Рис. 1.11. План участков Москва-Сити

Таблица 1.4

«Небоскребы» ММДЦ «Москва-Сити»

№ участка	Название	Начало стр-ва	Конец стр-ва	Высота	Этажность	Площадь, кв.м	Примечание
0	Башня 2000	1998	2001	104	34	61057	--
3	Эволюция	2007	2014	249	48	169000	Строится 17-й этаж
4	Империя Тауэр	2006	2011	239	60	287723	--
4	Империя Тауэр: Офисная пристройка	2000	201х	--	--	--	Заморожена
9	Город Столиц: пристр	2005	2008	70	17	288680	--
9	Город Столиц: Санкт-Петербург	2003	2009	255	55		Надстраивается ещё один этаж
9	Город Столиц:	2003	2010	302	76		--

	Москва						
10	Башня на Наб.: А	2003	2004	80	17	254000	--
10	Башня: В	2004	2005	127	27		--
10	Башня: С	2005	2007	264	59		--
11	Терминал: Башня 1	2012	2015	85	22	228000	Установка башенного крана
11	Терминал: Башня 2	2012	2014	135	33		Строятся подземные этажи
11	Терминал: Башня 3	2012	2015	169	42		Строятся подземные этажи
12	Евразия	2004	2013	309	72	207542	
13	Федерация: Запад	2003	2008	242	62	423000	--
13	Федерация: Восток	2004	2014	360	93		Строится 72-й этаж (262м)
13	Федерация: Шпиль	2004	2014	509	--	--	Заморожен (~150м)
14	Меркурий Сити Тауэр	2007	2013	339	75	158528	Идёт остекление башни
16	ОКО: Южная башня	2011	2014	335	85	429600	Строится 16-й этаж
16	ОКО: Северная башня	2011	2014	195	44		Строится 16-й этаж, ведётся остекление башни
16	ОКО: Паркинг	2012	2013	30	9		Строятся подземные этажи
19	Северная башня	2005	2007	130	27	73800	--

Данные в таблице приведены по состоянию на 3 ноября 2012 года, без участков № 4в, 15, 17, 18, проекты застройки которых были отменены или заменены. На участках № 6, 7, 8 построено Центральное ядро Москва-Сити, одно из самых сложных по конструкции строений ММДЦ.



Рис.1.12 ММДЦ «Москва-Сити», октябрь 2012

2) Программа «Новое кольцо Москвы», в рамках которой предполагалось произвести строительство 60 новых высоток, была утверждена еще в 1999 году. Строительство шестидесяти небоскребов в рамках одной программы – это действительно много, даже по московским меркам. Поэтому программа «Новое кольцо Москвы» обсуждалась на стадии проектирования не один год. Она подготовлена на основе разработанной ранее концепции размещения многофункциональных высотных комплексов в срединном и периферийных поясах Москвы. С 2003 года происходит активная фаза реализации программы. В первую очередь была поставлена и выполнена задача по разработке новой нормативной базы для высотных зданий (выше 75м), без которой не представлялось бы возможным строительство современных высотных зданий. С 2006 по 2011 годы было построено порядка десяти высотных объектов. Перечень некоторых из них: ЖК «Эдельвейс» (рис.1.13), «Триумф-палас», МФЖК «Well House», МФЖК по адресу Маршала Жукова, 72-74, МФЖК «Северный парк» по адресу Ленинградское ш. 25 (рис. 1.14), ЖК по адресу пр-д Серебрякова, 11-13, ЖК по адресу Преображенская пл., 8, МФЖК «Дирижабль» по адресу Профсоюзная ул., 64-66 и др.



Рис. 1.13 Жилой комплекс «Эдельвейс»

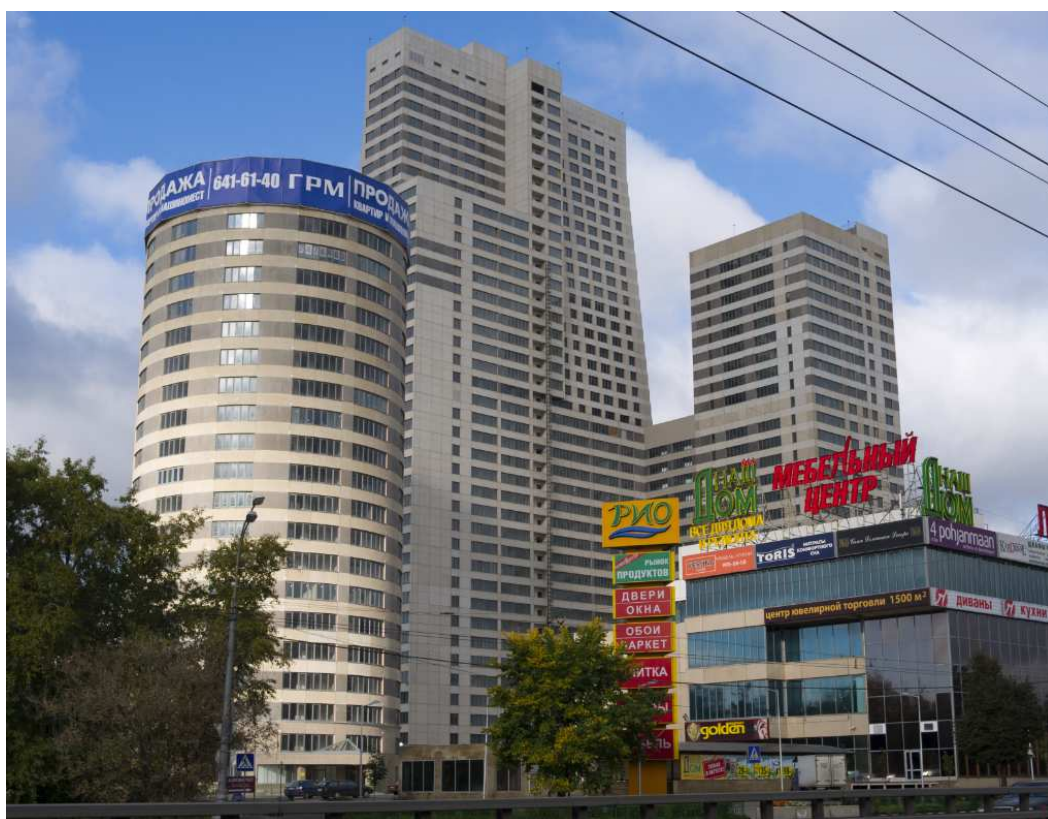


Рис.1.14 МФЖК «Северный парк»

3) В конце 2000-х годов прорабатывался проект строительства делового квартала «Охта-центр» в Красногвардейском районе Санкт-Петербурга на Охтинском мысе. В декабре 2010 года после длительных дискуссий городское руководство приняло решение перенести реализацию на окраину города в Лахту. В 2012 году разработан и согласован Главгосэкспертизой России проект здания «Башня» высотой **462м** многофункционального комплекса «Лахта Центр» (рис.1.15). Одна из известных особенностей строительства в Санкт-Петербурге (особенно в прибрежной зоне) – слабые водонасыщенные грунты, требующие повышенного внимания к устройству фундамента.



Рис.1.15 «Лахта Центр», г.Санкт-Петербург.

4) В других крупных городах России также проектируются и строятся высотные здания оригинальных архитектурных форм и конструктивных решений (гг. Екатеринбург, Владивосток, Казань, Тюмень, Пермь, Красноярск и др.).

Подводя итоги приведенного обзора современного российского высотного строительства, подчеркнем важность адекватного мониторинга несущих кон-

струкций, усиленную негативными российскими особенностями: отсутствие большого опыта проектирования, строительства и эксплуатации, отступления от проекта, длительные сроки строительства и др.

1.2. Действующие российские нормативные требования

С введением Федерального закона «О техническом регулировании» от 27.12.2002 №184-ФЗ Госстрой РФ по требованию Минюста РФ был вынужден с 1июля 2003 года отменить базовые строительные нормы и правила СНиП 10.01-04 «Система нормативных документов в строительстве. Основные положения». Практически все нормативные документы, регламентирующие строительное производство, были переведены в разряд рекомендуемых. Законом предусмотрено введение технических регламентов в течение семи лет со дня вступления закона в силу. В условиях создавшегося нормативного вакуума возникла необходимость привлечения специалистов-экспертов и ученых на всех стадиях строительного производства, тем более для многофункциональных высотных и уникальных сооружений. При этом разработка РДС (Руководящие документы в строительстве), СП (Свод правил), способствующих определению правил и методик осуществления мониторинга в рамках научно-технического сопровождения строительства получила особую важность. В этот период возросли объемы строящихся уникальных и высотных объектов, что в свою очередь потребовало интенсивной разработки документов обязывающих организовывать мониторинг на всех стадиях строительства. К таким документам можно отнести: МГСН 4.19-2005, ТСН 31-332-2006 СПб, ГОСТ Р 22.1.12-2005, МРДС 02-08.

В каждом из этих нормативных документов определены различные требования по реализации инструментов контроля в стройиндустрии. В МГСН 4.19-2005 (на сегодняшний день этот документ отменен) впервые была поднята тема организации стационарной станции мониторинга, и определено место мониторинга как принципиально необходимой компоненты в высотном строительстве. ГОСТ Р 22.1.12-2005 определил виды связи, каналы передачи

информации о мониторинге на ответственном объекте и адрес получателя данных наблюдений, включая сигнал тревоги, в случае аварийной ситуации. ТСН 31-332-2006 СПб стали пионерами в сфере территориальных строительных норм, определив принципы мониторинга для высотных здания Санкт-Петербурга. В пособии МРДС 02-08 были освещены и конкретизированы технические, технологические, организационные и экономические основы реализации мониторинга, как составной части научно-технического сопровождения строительства.

Введение в действие Федерального Закона № 384 «Технический регламент о безопасности зданий и сооружений», придало мониторингу статус обязательной процедуры, для включения в проектную документацию по любому строительному объекту [109].

Приведем основные определения понятия «мониторинг», трактуемые действующими нормативными документами.

«Мониторинг - это систематическое или периодическое слежение (наблюдение) за деформационно-напряжённым состоянием конструкций, или деформациями зданий (или сооружений) в целом, за состоянием грунтов, оснований и подземных вод в зоне строительства, своевременная фиксация и оценка отступлений от проекта, требований нормативных документов, сопоставление результатов прогноза взаимного влияния объекта и окружающей среды с результатами наблюдений с целью оперативного предупреждения или устранения выявленных негативных явлений и процессов...» [75]

«Мониторинг технического состояния уникальных зданий и сооружений: система наблюдения и контроля, проводимая по определенной программе для обеспечения безопасного функционирования зданий и сооружений за счет своевременного обнаружения на ранней стадии негативного изменения НДС конструкций и грунтов оснований или крена...» [40]

К сожалению, в понимании сути, возможностей и ограничений динамического мониторинга не продвигают и самые «свежие» нормативные требования ГОСТ Р 53778-2010, предписывающие «...фиксировать значения (пе-

риода и логарифмического декремента) основного тона собственных колебаний «по трем осям жесткости здания» (рис.1.16). Уже накопленный опыт говорит о недостаточности такого подхода, который может скомпрометировать саму идею динамического мониторинга.

ГОСТ Р 53778-2010

Приложение М
(обязательное)

ФОРМА ЗАКЛЮЧЕНИЯ (ТЕКУЩЕГО) ПО ЭТАПУ МОНИТОРИНГА ТЕХНИЧЕСКОГО СОСТОЯНИЯ ОБЪЕКТА ПРИ ОБЩЕМ МОНИТОРИНГЕ ЗДАНИЙ (СООРУЖЕНИЙ)

ЗАКЛЮЧЕНИЕ ПО ЭТАПУ МОНИТОРИНГА ТЕХНИЧЕСКОГО СОСТОЯНИЯ ОБЪЕКТА ПРИ ОБЩЕМ МОНИТОРИНГЕ ТЕХНИЧЕСКОГО СОСТОЯНИЯ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ	
1 Адрес объекта	
2 Номер этапа мониторинга	
3 Время проведения этапа мониторинга	
4 Организация, проводившая этап мониторинга	
5 Предыдущее значение крена объекта вдоль большой оси	
6 Текущее значение крена объекта вдоль большой оси	
7 Предыдущее значение крена объекта вдоль малой оси	
8 Текущее значение крена объекта вдоль малой оси	
9 Предыдущее значение периода основного тона собственных колебаний вдоль большой оси	
10 Текущее значение периода основного тона собственных колебаний вдоль большой оси	
11 Предыдущее значение периода основного тона собственных колебаний вдоль малой оси	
12 Текущее значение периода основного тона собственных колебаний вдоль малой оси	
13 Предыдущее значение периода основного тона собственных колебаний вдоль вертикальной оси	
14 Текущее значение периода основного тона собственных колебаний вдоль вертикальной оси	

Рис.1.16 Пример «атавизма» требований современных нормативных документов

1.3. Численные методы расчета НДС, прочности и устойчивости несущих конструкций высотных зданий

Центральное место в построении научно обоснованной системы мониторинга занимает разработка адекватных пространственных моделей и методов расчета конструкций, зданий и сооружений для стадии проектирования и с учетом фактического состояния.

Признанные лидеры отечественных методических и программно-алгоритмических разработок последних 20-и лет для высотных зданий – А.М. Белостоцкий [6-31], А.С. Городецкий [39], С.И. Дубинский [18-21], О.В. Кабанцев [50-51], Н.И. Карпенко [52, 53], С.Н. Карпенко [54], О.В. Мкртычев [69, 70], А.В. Перельмутер [84-86], В.А. Семенов [2, 78-80, 91], В.И. Травуш [101-106], О.В. Трифонов [107], С.Ю. Фиалко [110-112].

Не вдаваясь в детали и в контексте задач диссертационной работы, отметим лишь поразительный прогресс в методах и средствах расчета: от аналитического расчета простейших стержневых схем еще 40 лет назад до пространственных систем «основание-здание», реализуемых методом конечных элементов в мощных программных комплексах на высокопроизводительных ЭВМ с распределенными параллельными вычислениями – сегодня.

1.4. Инструментальные методы мониторинга несущих конструкций высотных зданий

Приведем еще две цитаты из действующих нормативных документов.

«Инструментальный мониторинг конструкций здания базируется на учете нагрузок и измерении деформаций в конструкциях фундаментов и надземной части, с использованием геодезических, сейсмических, вибрационных, акустических и других методов» [75].

«Цель мониторинга - проведение наблюдений за состоянием и своевременное выявление недопустимых отклонений в состоянии эксплуатируемых высотных зданий и комплексов, большепролетных сооружений, а также окружающей застройки» [72].

Выделяются следующие методы/типы современного инструментального мониторинга:

- 1) геодезический мониторинг;
- 2) геотехнический мониторинг [74,75];

- 3) пространственно-координатный мониторинг с помощью GPS-датчиков [73];
- 4) мониторинг за состоянием конструкций, с использованием отечественных и зарубежных магнитоупругих и струнных датчиков; пьезодинамометров; тензометров; прогибомеров; оптоволоконных датчиков и др. устройств;
- 5) *динамический* (вариант – сейсмометрический) мониторинг;
- 6) видеоизмерительная система мониторинга [72].

Геодезический мониторинг.

Значительный объем инструментального мониторинга в период строительства и эксплуатации выполняется геодезическими методами. Геодезическими методами определяются как местные, так и общие деформации зданий и сооружений, отклонения несущих, ограждающих конструкций от вертикали и проектного положения, осадки фундаментов и грунтов, по которым конкретно судят о техническом состоянии здания или сооружения [72]. Современная приборная база представлена: электронными тахеометрами, цифровыми нивелирами, лазерными сканерами. Геодезический пространственно-координатный мониторинг может выполняться в автоматическом режиме при помощи роботизированных тахеометров (рис.1.17). Следует отметить ограничения по использованию этого метода на стадиях эксплуатации в части мониторинга местных деформаций несущих конструкций каркаса высотных зданий.



Рис.1.17 Примеры станций автоматического геодезического мониторинга.

Геотехнический мониторинг

В рамках геотехнического мониторинга выполняются следующие виды инженерных работ:

- инженерно-геодезический мониторинг;
- инженерно-геологические изыскания, включая обследование фундаментов и мониторинг;
- инженерно-экологические изыскания;
- гидрогеологические исследования с составлением прогнозов и оценкой рисков.

Пространственно-координатный мониторинг с помощью GPS-датчиков

Мониторинг состояния здания с использованием спутниковых технологий является оптимальным дополнением таких традиционных систем, как тензометры, уклонометры, наклонотометры, традиционных геодезических наблюдений за осадками и кренами зданий. Данный метод наблюдений дает возможность определять положение фиксированных точек строительных конструкций зданий (сооружений) в реальном времени, а также дает возможность получения детального описания эксплуатационных характеристик сооружения в течение длительного периода времени. Преимущество такого мониторинга состоит в его непрерывном характере, в том числе в реальном времени, а также в наличии возможности оповещения заинтересованных лиц о достижении критических деформаций. Помимо данных об общем изменении положения здания в пространстве с течением времени, мониторинг с использованием глобальных навигационных спутниковых систем (ГНСС) дает возможность исследовать и анализировать колебания высотных зданий [73].

Мониторинг за состоянием конструкций с использованием датчиков

Стационарные системы мониторинга, построенные на использовании различного вида датчиков, например магнитоупругих и струнных датчиков; пьезодинамометров; тензометров; прогибомеров; оптиковолоконных датчиков и др. устройств, безусловно, позволяют получать достаточный объем ин-

формации для построения адаптивной конечноэлементной модели здания, но есть один значимый недостаток. Подобная традиционная система не может быть имплантирована в уже построенное здание. А специфика российского опыта высотного строительства заключается в том, что большая часть высотных зданий построена без предварительно разработанной и внедренной параллельно возведению несущих конструкций системой мониторинга конструкций (СМИК) [71].

Динамический (вариант – сейсмометрический) мониторинг

Динамический мониторинг с использованием сейсмометрических приборов высокой чувствительности по нашему мнению заслуживает особого внимания. Этот метод позволяет обследовать здание в целом и выявить значимые изменения в несущих конструкциях без инструментального воздействия и визуального осмотра каждого несущего элемента конструкции. Проведенные эксперименты на стендовых моделях и апробация на реальных объектах подтвердили перспективность этого метода.

Видеоизмерительная система мониторинга

Видеоизмерительная систем мониторинга может использоваться для измерения перемещений любой точки здания, на которой есть возможность установить визирную марку (марки). С помощью этой системы можно производить мониторинг ограждающих конструкций зданий, перемещения верха зданий, и любой другой визуально доступной конструкции сооружения. Основным преимуществом по отношению к 1 и 3 типу мониторинга следует отнести относительно небольшую стоимость системы, разница по стоимости может отличаться на порядок. К недостаткам этой системы следует отнести: ее неуниверсальность, зависимость от погодных условий и набор ограничений связанных с монтажом.

1.5. Фактическое состояние несущих конструкций – адаптация расчетных моделей по данным инструментальных наблюдений

Вопросы математического моделирования в основе и в составе систем мониторинга уникальных сооружений (прежде всего, энергетических – гидротехнических и атомных) и зданий (в том числе – высотных) разрабатывались в последние 20 лет в России А.М. Белостоцким [6, 8, 9, 11, 12], Н.К. Капустян [76, 81,], М.А. Коргиной [59], Ю.И. Кудишиным [61, 62], С.Ф. Кузнецовым [63-66] и другими специалистами, в мире – Р. Катценбахом, А. Шмиттом и др.[56].

Центральное место при этом занимает проблема адаптации (терминологические аналоги – калибровки, актуализации, идентификации) расчетных моделей по результатам инструментального обследования и(или) мониторинга состояния несущих конструкций – проблема, весьма далекая от своего решения.

В соответствии с заявленной темой рассмотрим возможности идентификации фактического состояния по данным измерения динамических характеристик – собственных частот и форм колебаний. Можно выделить две основные группы подходов, используемых при адаптации расчетных (по факту – конечноэлементных) моделей:

- 1) «интуитивно-инженерные»;
- 2) математически формализованные, алгоритмизированные и программно реализованные.

На практике для сложных многокомпонентных систем, к которым относятся и высотные здания-комплексы, сегодня доминируют и, по видимому, еще весьма долго будут применяться методики первой группы, оставляя широкий простор для интерпретации расчетных и измеренных динамических характеристик. Однако, как показывает практический опыт в смежных отраслях строительства и машиностроения, не следует пренебрегать возможностями «инженерной» идентификации фактического состояния (включая локализацию дефектов) опытными расчетчиками и экспериментаторами.

Среди разнообразных методов второй группы отметим наиболее строгие и перспективные, основанные на численном решении некорректных обратных задач методом регуляризации А.Н. Тихонова [98-100]. Понятие некорректности применительно к обратным задачам теории упругости рассматривается, например, в монографии А.О. Ватульяна [36], где приводятся методы решения некорректных задач, а также математические постановки физических задач, среди которых – идентификация линейных динамических систем.

Большинство прямых задач статики и динамики механики твердого тела (конструкций) в математической постановке корректны. Для обратных задач в континуальной и дискретной постановках данное утверждение в большинстве случаев неверно.

В качестве убедительного примера некорректности приведем решение простой обратной динамической задачи – балка малой жесткости при неполном задании граничных условий на одном из концов [145].

К настоящему времени коллективами ведущих специалистов в заявленной области (в Великобритании – M.I. Friswell [126, 127], в США – D.C. Zimmerman [153, 154], в Канаде – B. Weber, P. Paultre, J. Proulx [150], в Южной Корее – I.H. Yeo, H.S. Lee [133] и др.) разработаны конкурирующие алгоритмы и «авторские» программные реализации решения некорректных обратных динамических задач, позволяющие идентифицировать фактическое состояние и локализовать дефекты для простых линейно-упругих систем (балка и плита на винклеровском основании, ферма, рама) с учетом измеренных собственных частот и форм колебаний.

На рис.1.18 показано численное решение, полученное [133] для КЭ-модели плоской рамы с внесенным дефектом – изменением защемления опорной стойки на шарнирное опирание, на рис.1.19 – задача идентификации дефекта (удаленного элемента) для пространственной фермы [150].

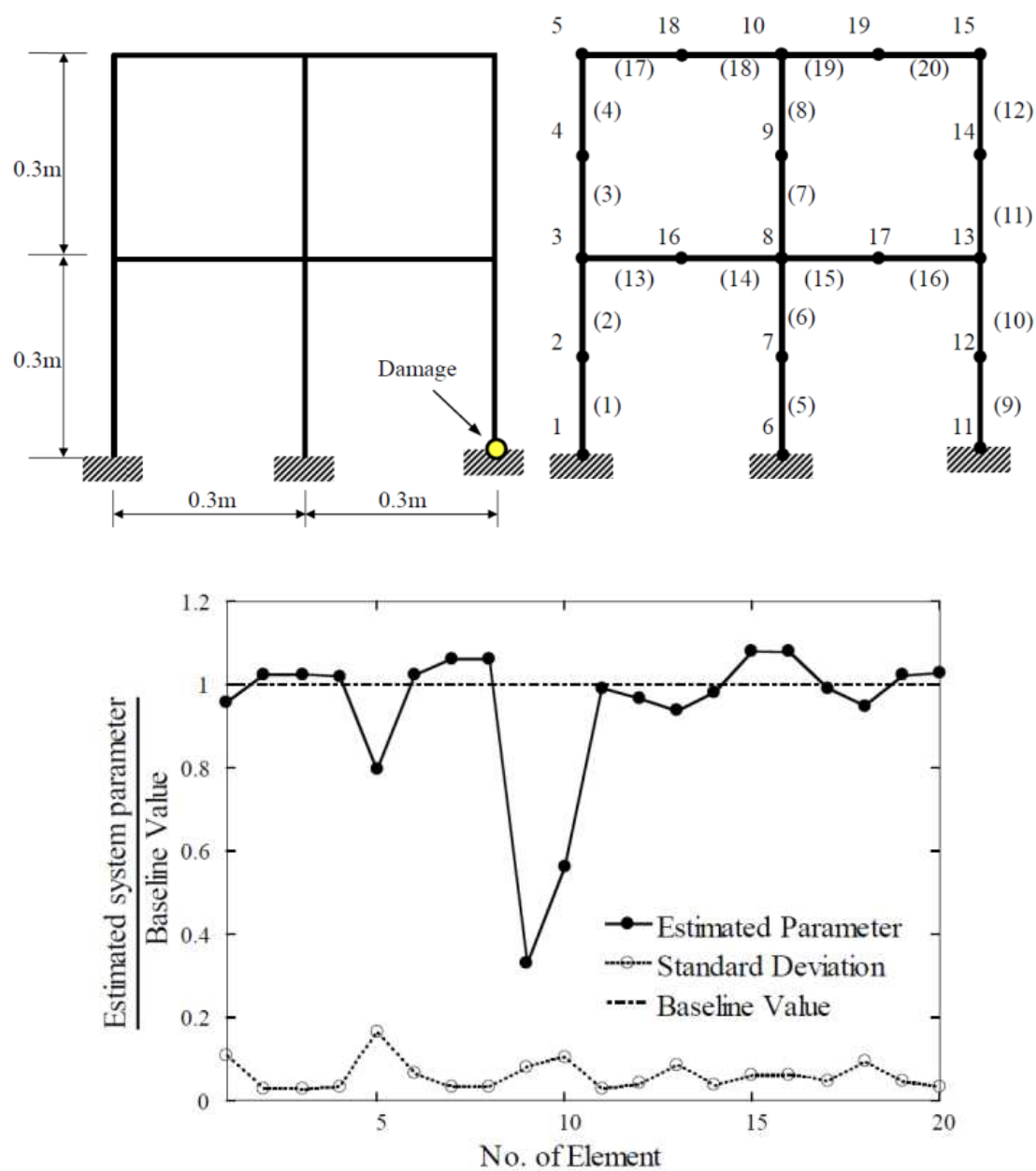


Рис.1.18. Двухэтажная рама. Идентификация дефекта (параметры – жесткости конечных элементов) на основе решения некорректной обратной динамической задачи

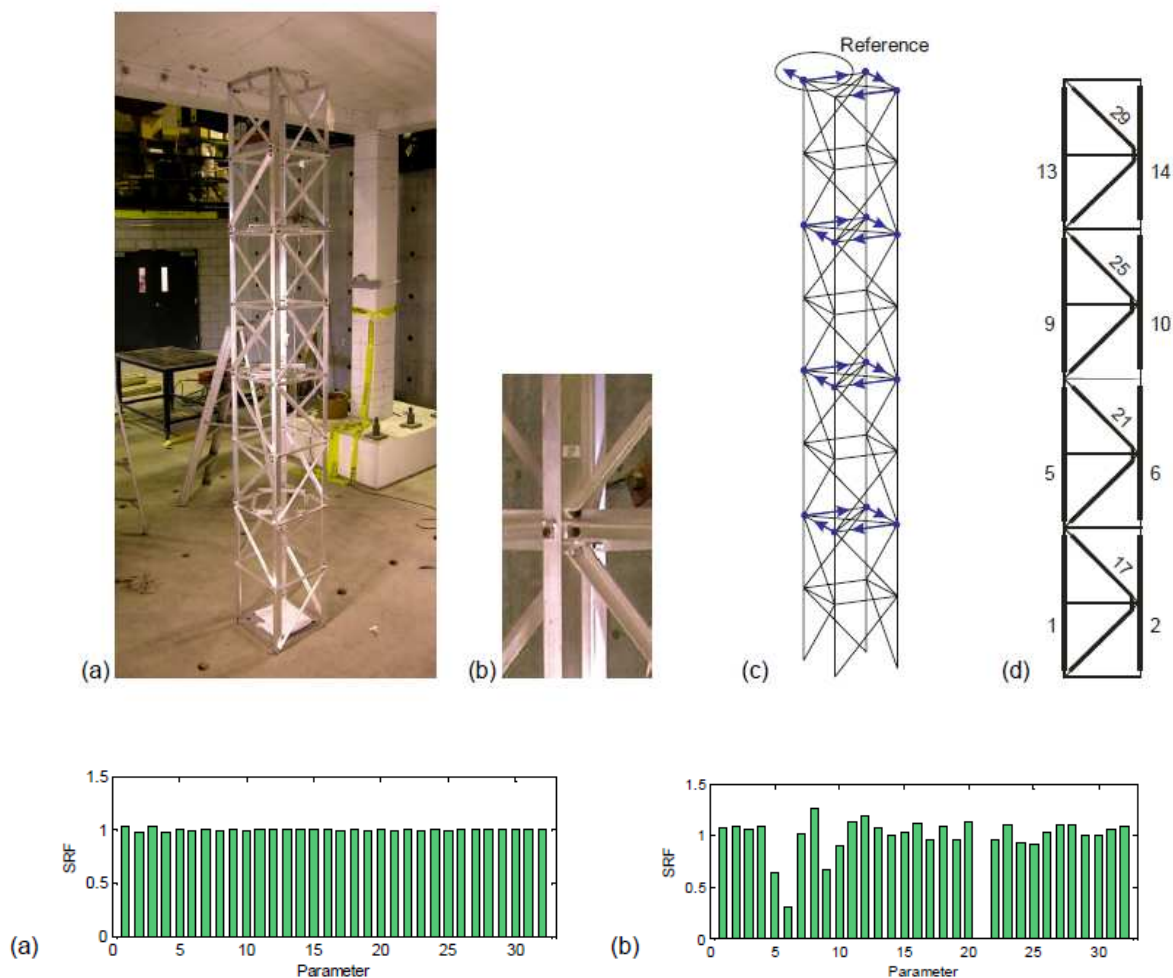


Рис.1.19. Ферма. Идентификация дефекта (гистограмма справа - удаленный КЭ №21) на основе решения некорректной обратной динамической задачи

1.6. Современные программные комплексы, реализующие расчетное обоснование высотных зданий

Ввиду упомянутого в п.1.5 отсутствия готовых программно реализованных решений по идентификации фактического состояния несущих конструкций (включая локализацию и степень "тяжести" дефектов) по данным обследования/мониторинга, ограничимся кратким обзором "рынка" наиболее продвинутых и популярных современных "коммерческих" программных комплексов (ПК) для статического и динамического расчета сложных пространственных систем. При этом упомянем только те из них, которые использовались в России для обоснования уникальных, в том числе, высотных зданий.

В соответствии со сложившимися представлениями и для лучшего понимания специфики упомянутые ПК можно разделить на две основные группы:

- 1) универсальные ("тяжелые") конечноэлементные (табл.1.5);
- 2) специализированные ("строительные") конечноэлементные (табл.1.6).

На рис.1.20 показан набор ПК, эксплуатируемый в НОЦ компьютерного моделирования уникальных зданий, сооружений и комплексов (НОЦ КМ) МГСУ, включающий упомянутые программные средства.

Таблица 1.5

Универсальные ("тяжелые") конечноэлементные ПК

ПК	Разработчик, страна	Статус в России
<i>ANSYS Mechanical*</i>	ANSYS Inc., США.	Верифицирован в РААСН Аттестован в Ростехнадзоре
<i>ABAQUS/Simulia</i>	Dassault (Франция), ранее ABAQUS, США	Проходит верификацию в РААСН Аттестован в Ростехнадзоре
<i>MSC NASTRAN</i>	MSC Software, США	Аттестован в Ростехнадзоре
<i>LS-DYNA</i>	LSTC, США	—
<i>СТАДИО*</i>	НИЦ СтаДиО, Россия	Аттестован в Ростехнадзоре Сертифицирован в ЦПС

* использовались в расчетной практике диссертанта

Таблица 1.6

Специализированные ("строительные") конечноэлементные ПК

Программный комплекс	Разработчик, страна	Статус в России
<i>ЛИРА</i>	ЛираСофт, Украина.	Аттестован в Ростехнадзоре Сертифицирована ЦПС
<i>SCAD*</i>	SCADSoft, Украина	Аттестован в Ростехнадзоре Сертифицирована ЦПС
<i>Ing+ MicroFe*</i>	Техсофт, Россия, mb AEC Software, Kretz Software, Германия	Верифицирован в РААСН Аттестован в Ростехнадзоре Сертифицирована ЦПС
<i>Stark ES*</i>	Еврософт, Россия	Сертифицирована ЦПС
<i>Robot Structure*</i>	AutoDesk, США	Сертифицирована ЦПС
<i>ANSYS CivilFEM</i> (на платформе ANSYS)	Ingegiber, Испания	—
<i>MIDAS Civil</i>	MIDAS, Ю.Корея	Верифицирован в РААСН

* использовались в расчетной практике диссертанта

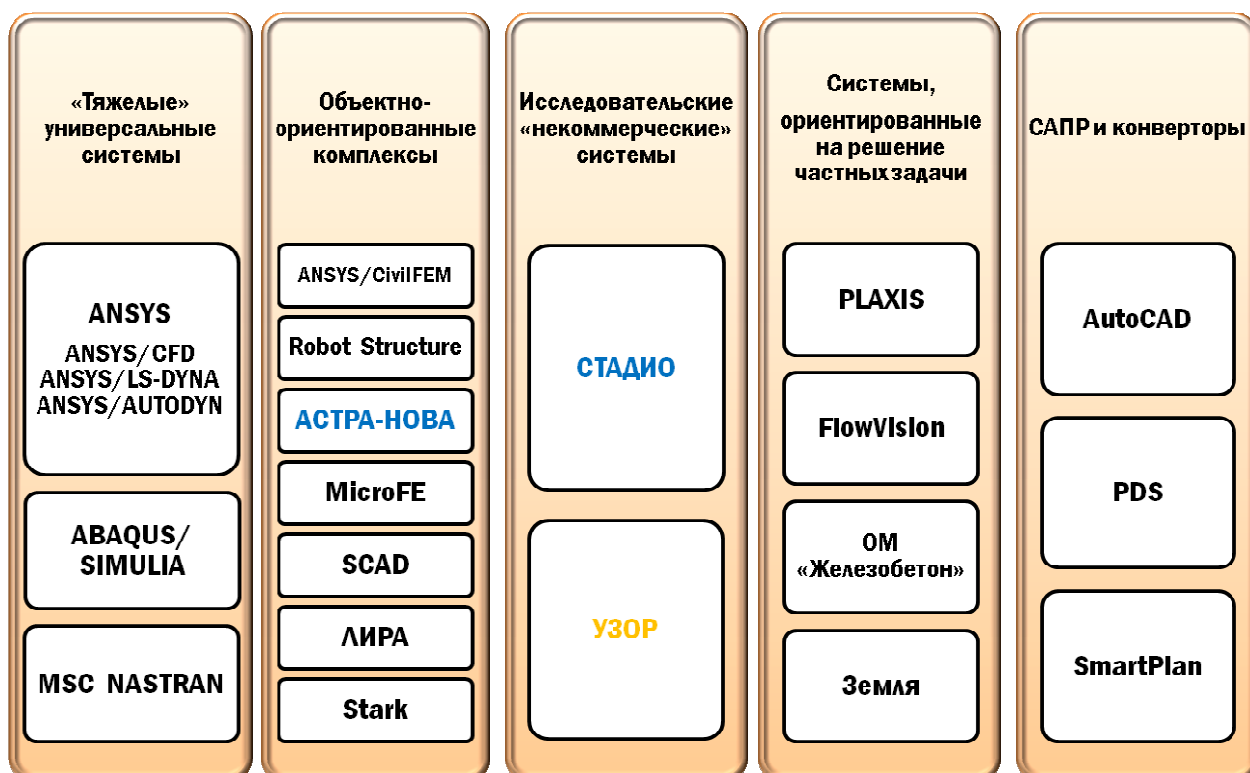


Рис.1.20. Расчетные программные комплексы, эксплуатируемые в НОЦ КМ МГСУ

Разумеется, приведенный список программных комплексов не полон (так, к перспективным «тяжелым» можно отнести ПК *COMSOL*, *DIANA*, *ADINA*, к «специализированным» строительным – *SAP-2000*, *Etabs*, *SoFistik*), а деление условно. Тем не менее, он дает представление о возможности последующего выбора и развития базового ПК (глава 3) для решения диссертационных задач.

1.7. Выводы по главе

Представленный в настоящей главе аналитический обзор современного состояния проблемы мониторинга несущих конструкций высотных зданий позволяет подтвердить и конкретизировать задачи диссертационного исследования:

1) разработка численной методики на базе параметризуемых и адаптируемых (по результатам измерений динамических характеристик объекта)

конечноэлементных моделей, позволяющей оценить состояние несущих конструкций высотных зданий с учетом отступлений от проекта на значимых стадиях строительства и эксплуатации;

2) выбор базового инструментального метода динамического мониторинга, удовлетворяющего требованиям полноты, точности и оперативности измерений для высотных зданий;

3) программная реализация численной методики с построением параметризуемых КЭ-моделей экспериментальных стендов, представительных для задач исследований;

4) верификация методики на упомянутых стендовых моделях – возможность оценки фактического состояния и обнаружения значимых дефектов с использованием выбранного инструментального метода;

5) апробация разработанной комплексной методики на реальном возведенном высотном здании с выявленными (по результатам обследований) отступлениями от проекта и гипотетическими дефектами.

ГЛАВА 2. ОСНОВЫ РАЗРАБОТАННОЙ РАСЧЕТНО- ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНОЙ МЕТОДИКИ ДИНАМИЧЕСКОГО МОНИТОРИНГА НЕСУЩИХ КОНСТРУКЦИЙ ВЫСОТНЫХ ЗДАНИЙ.

2.1. Общие положения, структурная схема методики

Структурная схема и наполнение разработанной расчетно-экспериментальной методики динамического мониторинга несущих конструкций высотных зданий представлена на рис.2.1.

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

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. 2.2-2.6.

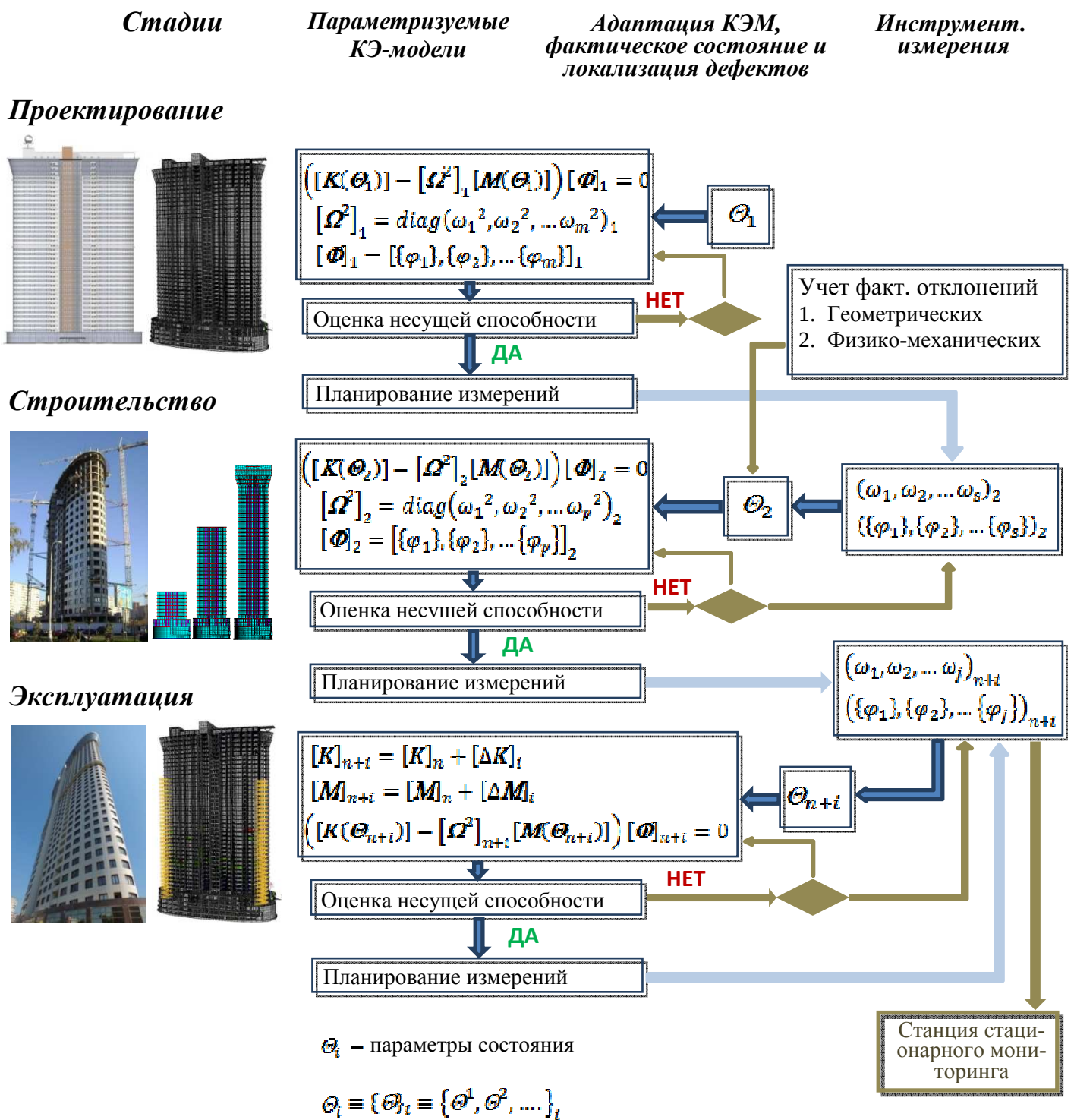


Рисунок 2.1. Структурная схема динамического мониторинга (адаптивные КЭ-модели и инструментальные измерения частот и форм)

2.2. Параметризуемые конечноэлементные модели высотных зданий

Для дискретизации по пространству и решения соответствующих краевых задач применяется универсальный и мощный современный численный метод механики – метод конечных элементов (МКЭ) [38, 48]. 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, мембран-

ных, плитно-оболочечных, двумерных и трехмерных (объемных) КЭ, совместимых в единой расчетной модели и допускающих альтернативные процедуры сборки.

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

Вектор параметров «мониторинговой» КЭ-модели

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

для каждой значимой стадии строительства и эксплуатации $l = 1, 2, \dots$ (для которой выполняется инструментальный мониторинг), может включать следующие фактические данные, отличные от проектно-нормативных для высотных 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), особенно, при слабых динамических воздействиях.

Реализуются известные приемы построения пространственных оболочечно-стержневых динамических КЭ-моделей с учетом перечисленных факторов. Так, снижение класса бетона от проектного учитывается соответствующим понижением модуля упругости, а отклонение геометрического поло-

жения колонн и стен – «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 ненесущей конструкции с приведенной динамической жесткостью (что может в разы увеличить вычислительную размерность модели).

Поэтому в смысле последовательного построения адекватной «мониторинговой» модели особенно важны этапы строительства, для которых можно достаточно точно определить фактическое распределение жесткостных, инерционных и нагрузочных характеристик высотного здания.

Для параметризованной КЭ-модели ставится и решается частная (частичная) проблема собственных значений – определение значимой "порции" собственных частот ω_i и форм $\{\varphi_i\}$ колебаний динамической системы

$$[K(\theta_i)]\{\Phi\} = [\Omega^2][M(\theta_i)]\{\Phi\} \quad (2.1)$$

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

Если задан диапазон частот, следует использовать сдвиг σ при триангуляции матрицы жесткости и вычислении собственных частот и форм. Рекомендуемое 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 [111]. Как показала расчетная практика, для больших задач, характерных для КЭ-анализа высотных зданий (до 10 млн. неизвестных – динамических степеней свободы) блочный метод Ланцоша имеет неоспоримые преимущества в скорости определения заданного количества собственных частот и форм.

В основе алгоритма – построение блочных векторов Ланцоша $[Q]_j$, определяемых M – ортогонализацией блочных векторов в подпространстве Крылова:

$$H([K_\sigma]^{-1}[M], [R]_0) = \left[[R]_0, [K_\sigma]^{-1}[M][R]_0, \dots, ([K_\sigma]^{-1}[M])^{j-1}[R]_0 \right],$$

$[K_\sigma]^{-1} = ([K] + \sigma[M])^{-1}$ и далее выполнение процедуры итерации в подпространстве N переменной размерности.

Если предполагается, что собственные частоты могут оказаться кратными, априорная оценка кратности m может быть задана и использована как размер блока блочных векторов и матриц.

Алгоритм Ланцоша вычисляет последовательность блочных векторов со специальным свойством

$$[Q]_i^T [M] [Q]_K = \delta_{iK} [E], \quad (2.2)$$

где $[E]$ – единичная матрица порядка m .

Выход из итерационного процесса

- (a) $[Q]_j [B]_{j-1} = [R]_{j-1},$
- (b) $[V]_j = [K_\sigma]^{-1} [M] [Q]_j,$
- (c) $[V]_j = [V]_j - [Q]_{j-1} [B]_{j-1}^T,$
- (d) $[A]_j = [Q]_j^T [M] [V]_j,$
- (e) $[U]_j = [[Q]_1, [Q]_2 \dots [Q]_j]$
- (f) $[T]_j = [U]_j^T [M] [K_\sigma]^{-1} [M] [U]_j,$
- (g) $[T]_j [S]_j = [S]_j [\theta]_j,$
- (h) $[\Phi]_j = [U]_j [S]_j,$
- (i) $[R]_j = [V]_j - [Q]_j [A]_j,$
- (j) $[R]_j = [R]_j - [U]_j [U]_j^T [M] [R]_j,$

$[\mathcal{Q}]_j \rightarrow [\mathcal{Q}], [\Phi]_j \rightarrow [\Phi] \ (j = 1, 2, \dots, J_{LIM})$ служат условия: $|i - (\omega_i^2)_{j-1} / (\omega_i^2)_j| < EPS \ (i = 1, 2, \dots, p), j < J_{LIM}.$

В начальный момент задаётся псевдослучайный блочный вектор $[R]_0 = [\{r_1\} \dots \{r_m\}]$. Шаг (a) – $Q-R$ – факторизация, так что $[Q]_j$ удовлетворяет (2.2), а B_{j-1} – верхнетреугольная матрица.

Шаг (c) выполняется только при $j > 1$. Матрица $[T]_j$ фактически строится не по (f), а с помощью равенства:

$$[T]_j = \begin{bmatrix} [A]_1 & [B]_1^T & & & \\ [B]_1 & [A]_2 & & & \\ & & [B]_2^T & & \\ & & [B]_{j-2} & [A]_{j-1} & [B]_{j-1}^T \\ & & & [B]_{j-1} & [A]_j \end{bmatrix}$$

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

Как отмечалось в п.1.5 диссертации, к настоящему времени разработаны конкурирующие алгоритмы и "исследовательские" программные реализации методик численного решения некорректных обратных динамических задач, позволяющие идентифицировать фактическое состояние, локализовать дефекты и определить степень их "тяжести" для достаточно простых линейно-упругих систем (балка и плита на винклеровском основании, пространственная ферма, плоская рама).

Перечислим основные этапы и приведем математические «выдержки» из предлагаемого эффективного варианта алгоритма [133], основанного на численном решении нелинейной задачи оптимизации – минимизации *целевой функции* – в том числе и главным образом (для данной стадии исследования), для понимания требований к точности определения расчетных и измеренных собственных частот и форм колебаний:

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

где $\theta \equiv \{\theta\} = \{\theta_1 \theta_2 \theta_3 \dots\}$ – ранее введенный вектор параметров системы, α_i – весовые коэффициенты, φ_i и $\hat{\varphi}_i$ – вычисленные и измеренные собственные формы колебаний, $R(\theta)$ – ограничения по параметрам.

Для решения указанной нелинейной задачи оптимизации используются методы рекурсивного квадратичного программирования, требующие определения чувствительности функции ошибки к системным параметрам – *функции чувствительности*

$$\Pi_{,\theta} = \sum_{i=1}^{nmd} \alpha_i \|\varphi_i - \hat{\varphi}_i\| \varphi_{i,\theta} \quad (2.2)$$

Если собственные вектора нормализованы матрицей масс, матрица чувствительности определяется как

$$\varphi_{i,\theta} = - \sum_{j \neq i}^{nmd} \frac{\varphi_i^T K_{,\theta} \varphi_j}{(\lambda_i - \lambda_j) \varphi_i^T M \varphi_i} \varphi_j \quad (i \neq j)$$

где λ_i – вычисленные собственные числа (квадраты круговых частот), K – матрица жесткости, M – матрица масс КЭМ. На практике измерения лишь частично воспроизводят формы колебаний в некоторых точках – поэтому не удастся воспользоваться нормированием по матрице масс и требуется вводить иные нормы.

Группировка параметров КЭ-модели

Полезным для целей адаптации является группировка параметров КЭ-модели, в том числе, с использованием известных суперэлементных подходов.

Моделирование данных измерений

Предполагается, что КЭ-модель здания адекватно отражает фактическое состояние несущих конструкций объекта. Данные же измерений случайным образом "зашумлены" – поэтому и оцениваемые параметры системы являются случайными величинами. Используется метод Монте-Карло для статистического моделирования с учетом разреженности и шума измеренной информации.

"Зашумленный" измеренный собственный вектор $\hat{\phi}$ генерируется добавлением случайной ошибки измерений к вычисленному собственному вектору $\hat{\phi}_0$ в выбранных степенях свободы КЭ-модели.

Регуляризация

Рассматриваемая проблема, как уже отмечалось, является типичной некорректной обратной задачей. Некорректность задачи порождается тремя видами неустойчивости: отсутствием решения, множественностью (не единственностью) решений и/или разрывностью решения. Для преодоления этой проблемы используется техника регуляризации – к целевой функции (2.2) добавляется непрерывная функция регуляризации

$$\Pi_R = \frac{\beta}{2} \|K(\theta) - K(\theta_0)\|^2$$

где θ_0 – начальное состояние, β – коэффициент регуляризации.

Тем самым, регуляризованная проблема идентификации имеет вид

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

По схеме *переменного коэффициента регуляризации* упомянутый коэффициент β^k (k – номер итерации) определяется таким образом, чтобы функция ошибки в процессе оптимизации была всегда больше, чем функция регуляризации:

$$\sum_{i=1}^{nmd} \alpha_i \|\varphi_i(\theta^k) - \hat{\varphi}_i\|^2 \geq \beta^k \|K(\theta^k) - K(\theta_0)\|^2$$

Схема возмущения данных измерений

Если доступно значимое количество измеренных наборов собственных частот и форм, полученных в одинаковых условиях, эффект экспериментальной некорректности ("шума") может быть снижен усреднением полученных данных. В принципе, такая возможность может быть предложена как один из важных критериев выбора метода инструментального динамического мониторинга (см. п.2.4).

Однако, в реальной практике для ограниченного набора данных затруднительно определить, вызваны изменения параметров погрешностями измерений или фактическими дефектами. По схеме *возмущения данных измерений* выполняется итерационная серия идентификаций параметров модели с наборами данных, сгенерированных со слабыми возмущениями относительно измеренных величин. В результате идентифицируемые параметры модели интерпретируются статистически со своими распределениями.

"Тяжесть" дефектов, согласно статистической интерпретации, определяется как

$$S_D = \frac{\theta_0 - \bar{\theta}}{\theta_0} \times 100(\%)$$

где θ_0 и $\bar{\theta}$ – базовое и оценочное значения параметров модели.

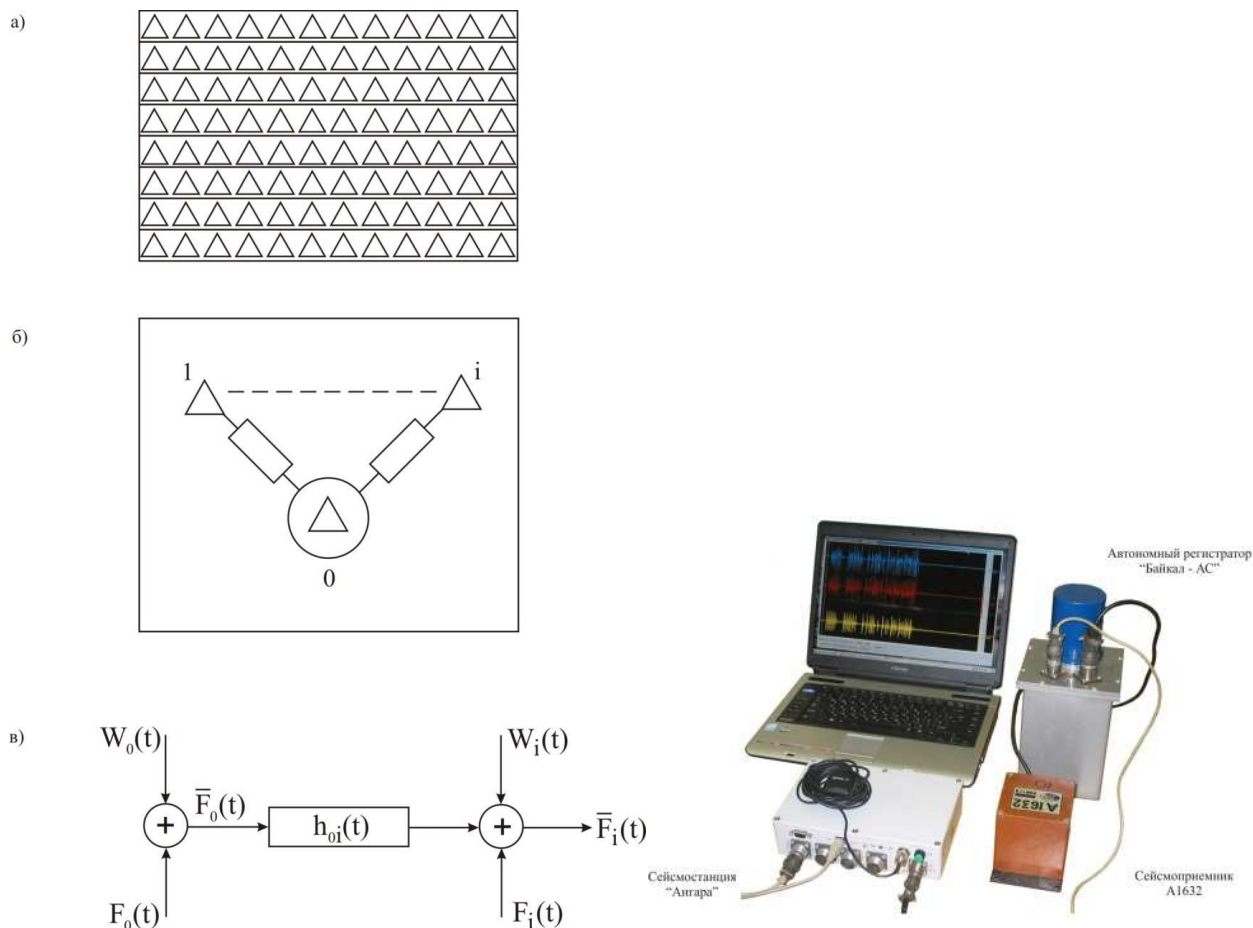
В контексте поставленных задач динамического мониторинга обращают на себя внимание интуитивно ожидаемые требования (2.2) к точности расчетного (п.2.2) и инструментального (п.2.4) определения не только собствен-

ных частот, но и форм колебаний высотных зданий в предметно значимом частотном диапазоне.

2.4. Выбор адекватной методики измерений собственных частот и форм колебаний

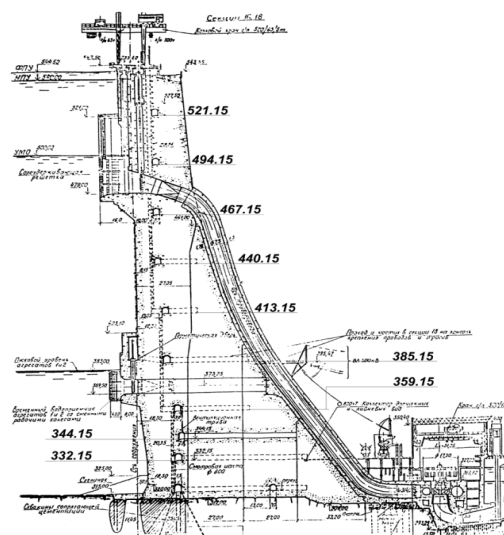
Как следует из здравого инженерного смысла и подтверждается формально-математическими выкладками п.2.3, выбранный сейсмометрический метод измерений должен обеспечивать приемлемое по точности определение не только низших общесистемных, но и тех собственных частот и форм колебаний, которые идентифицируют 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 Геофизической службы Сибирского отделения РАН (Новосибирск) под руководством д.т.н. А.Ф. Еманова [47] (рис.2.3). 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.

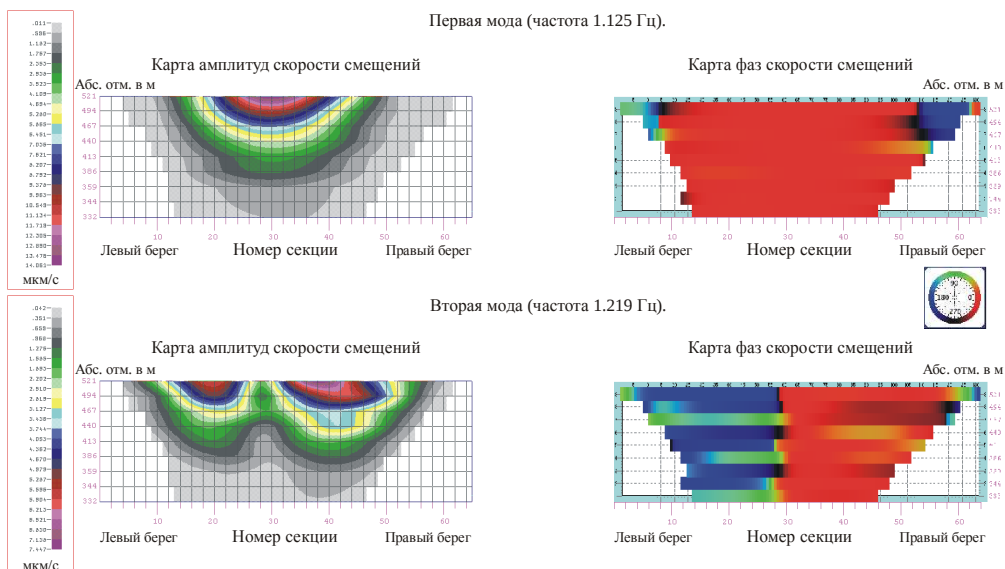


*Рис.2.3. а,б –система одновременной регистрации в опорной («0») и наборе точек, в –модель линейной связи волновых полей в двух точках объекта.
Приборное обеспечение метода «стоячих волн»*

В России уже накоплен позитивный опыт использования этого метода для определения собственных частот и форм колебаний плотин (рис.2.4 – арочно-гравитационная плотина Саяно-Шушенской ГЭС), мостов и зданий (большепролетных и, в меньшей степени, многоэтажных). Для высотных зданий-комплексов такого опыта нет – пробел предполагается восполнить исследованиями на реальном объекте (глава 5).



Первая мода (частота 1.125 Гц).



Вторая мода (частота 1.219 Гц).

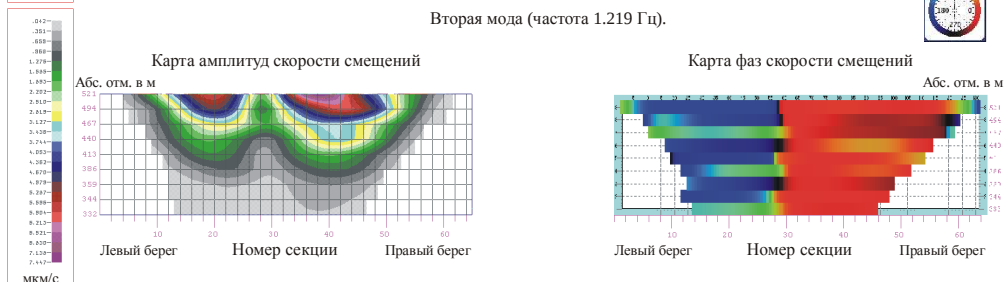
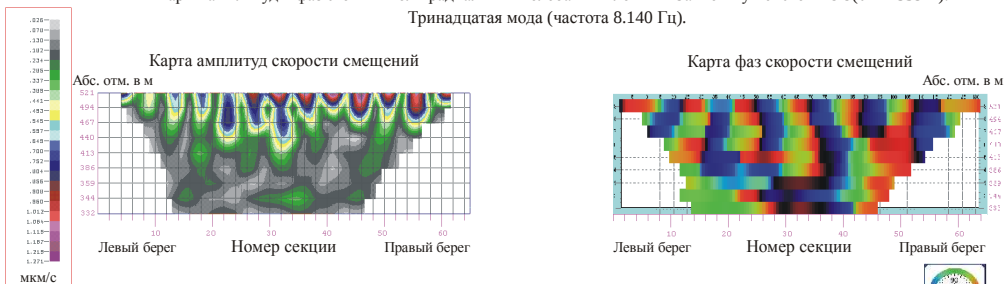


Рис.2.15 .
Карты амплитуд и фаз стоячих волн радиальных колебаний плотины Саяно-Шушенской ГЭС (УВБ 539 м).

Тринадцатая мода (частота 8.140 Гц).



Четырнадцатая мода (частота 9.015 Гц).

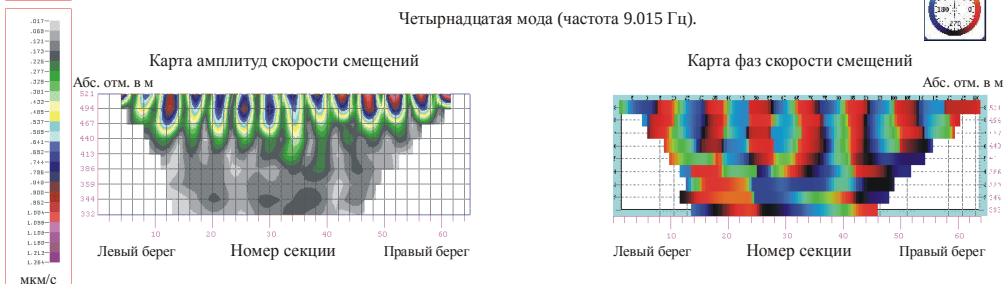


Рис.2.22 .
Карты амплитуд и фаз стоячих волн радиальных колебаний плотины (УВБ 539 м).

Рис.2.4. Арочно-гравитационная плотина Саяно-Шушенской ГЭС.
Метод стоячих волн. Собственные частоты и формы колебаний
(1, 2, 13 и 14 – сверху вниз)

2.5. 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

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

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

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.

Оценка несущей способности выполняется по действующим нормативным критериям на базе параметров НДС, определенных на текущей стадии мониторинга (табл.2.1).

Таблица 2.1

Критериальные параметры НДС несущих конструкций высотного здания
(условно – высота $h = 150$ м)

№	Параметр	Величина, размерность	Предельно допустимое значение
1.1	Максимальная осадка (модель с плитным фундаментом)	s , см	15
1.2	Максимальная осадка (модель со свайно-плитным фундаментом)	s , см	15
2.1	Относительная разность осадок (модель с плитным фундаментом)	$(\Delta s/L)_u$	0.004
2.2	Относительная разность осадок (модель со свайно-плитным фундаментом)	$(\Delta s/L)_u$	0.004
3	Прогибы плиты перекрытия типового этажа (пролет L)	f_u , мм	$L/213$
4.1	Горизонтальные перемещения верха здания вдоль цифровых осей (модель с плитным фундаментом)	f_u , мм	$h/500 = 150000/500 = 300$
4.2	Горизонтальные перемещения верха здания вдоль цифровых осей (модель со свайно-плитным фундаментом)	f_u , мм	$h/500 = 150000/500 = 300$
5	Расчет здания на устойчивость формы	P	2
6	Ускорение свободных колебаний перекрытия верхнего этажа	a^d , мм/с ²	80

2.6. Планирование измерений по результатам мониторинга

Планирование измерений на текущей стадии мониторинга следует проводить, основываясь на результатах предыдущей стадии (предшествующих стадий).

Так, при интуитивно-инженерном обнаружении "подозрительных" собственных частот и форм колебаний или в результате идентификации локальных дефектов математическими методами (п.2.3) необходимо установить достаточное число датчиков (точек) для детального количественного измерения этих частот и форм.

Разумеется, при невыполнении одного из нормативных критериев несущей способности (рис.2.1, табл.2.1), требуется применить меры превентивного свойства.

В ходе верификации методики на стендовых моделях (глава 4) и ее апробации на реальном высотном здании (глава 5) предполагается насытить эти общие положения практическим смыслом.

2.7. Выводы по главе

1) Предложена и теоретически обоснована расчетно-экспериментальная методика мониторинга несущих конструкций высотных зданий.

2) Методика базируется на детальных большеразмерных пространственных динамических конечноэлементных моделях системы "основание-здание" (с использованием представительной "библиотеки элементов", совместимых в единой КЭ-модели), которые параметризуются для всех значимых стадий «жизненного цикла» объекта и адаптируются по данным инструментальных наблюдений.

3) Показано, что метод измерений должен обеспечивать уверенное определение не только низших общесистемных, но и тех собственных частот и форм колебаний, которые идентифицируют локальные изменения состоя-

ния конструкций (включая разрушения) – этим критериям удовлетворяет выбранный метод стоячих волн.

4) В ходе верификации на стендовых моделях (глава 4) и апробации на реальном объекте (глава 5) предполагается выявить истинный потенциал – возможности и ограничения – разработанной методики динамического мониторинга и ее место в ряду альтернативных-дополняющих подходов.

ГЛАВА 3. ПРОГРАММНАЯ РЕАЛИЗАЦИЯ РАЗРАБОТАННОЙ МЕТОДИКИ

3.1. Базовый верифицированный конечноэлементный программный комплекс *ANSYS Mechanical*

3.1.1. Выбор базового программного комплекса

Выбор "базового" программного комплекса (ПК) для диссертационных задач сделан в пользу "тяжелого" ПК *ANSYS Mechanical*.

Основные критерии выбора для большеразмерных задач моделирования НДС и динамических характеристик высотных зданий очевидны:

- дружественные и многообразные препроцессорные (построение сложных геометрических собственными средствами и на основе САПР-моделей, генерация КЭ-моделей) и постпроцессорные (представление результатов) возможности;
- реализация моделей основных видов нелинейностей (физическая, геометрическая, конструктивная и генетическая);
- богатая библиотека конечных элементов и совместимость их в единой КЭ-модели;
- мощные решатели СЛАУ, проблемы собственных значений и других алгебраических задач супербольшой размерности;
- возможность построения моделей и анализа результатов, включения собственных моделей поведения материалов с помощью встроенного языка программирования;
- значительный опыт, накопленный диссертантом и родственными коллективами ЗАО НИЦ СтаДиО и НОЦ КМ МГСУ в верификации (см.пп.3.1.2) и использовании ПК для задач расчетного обоснования уникальных зданий и сооружений [11-20].

ПК *ANSYS* аттестован по следующим стандартам:

- *Международные стандарты:*
 - o The ISO-9000 series, especially ISO-9001 and ISO 9000-3.
 - o Lloyd's Register's software certification.

- o NAFEMS QA certification.
- o British standard BS 5750.
- o The TickIT initiative.
- *Стандарты Американской атомной промышленности*
- o 10CFR50 Appendix B.
- o ASME NQA-1.
- o The ANSI N45.2 series.
- o The ANS/IEEE series of QA and Software Standards.
- o ASME NQA-2, Part 2.7.
- o NUREG/CR-4640 - Handbook of Software Quality Assurance Techniques Applicable to the nuclear Industry.
- *Госатомнадзор России (ныне – Ростехнадзор),*
регистрационный номер паспорта аттестации ПС №145 от 31.10.2002

3.1.2. Верификация ПК

В 2008-2009 гг. коллективами специалистов ЗАО НИЦ СтаДиО и НОЦ КМ МГСУ выполнена верификация программного комплекса *ANSYS Mechanical* для наукоемких задач строительства в системе Российской академии архитектуры и строительных наук (РААСН) [37].

Ниже приводятся и комментируются выдержки из обязательного Приложения к "Свидетельству № 02/ANSYS/2009 о верификации программного комплекса *ANSYS Mechanical...*" [37] (рис.3.1), имеющие непосредственное отношение к численному моделированию НДС и несущей способности высотных зданий:

"...*ANSYS Mechanical* – универсальный программный комплекс для ... расчета статического, температурного и динамического напряженно-деформированного состояния и оптимизации пространственных комбинированных конструкций, зданий и сооружений с учетом эффектов физической, геометрической, структурной (контакты с трением) и генетической (история возведения и нагружения) нелинейностей на основе метода конечных элементов.



Рис. 3.1. Верификационное свидетельство ПК ANSYS Mechanical

Виды моделируемых строительных конструкций, зданий и сооружений

Произвольные пространственные комбинированные (массивно-оболочечно-плитно-стержневые из различных материалов-сред), включая:

– наземные и подземные, *высотные* и большепролетные, монолитные и панельные, вантовые; металлические (стальные, чугунные, сплавы), бетонные, железобетонные, сталежелезобетонные, каменные и кирпичные, деревянные, резиновые и резинометаллические, грунтовые; сложные конструктивные узлы.

Граничные (краевые) условия

Заданные перемещения и кинематические связи групп узлов.

Нагрузки и воздействия

– статические объемные, поверхностные, линейные и узловые силы и моменты, включая температурные, весовые, снеговые, средние ветровые;

– пульсационная (динамическая) составляющая ветровой нагрузки;

– сейсмические, заданные трехкомпонентными спектрами ответа и акселерограммами;

– силовые динамические, заданные временной реализацией;

– вибрационные, заданные амплитудами и частотами воздействия;

– случайные динамические, заданные спектрально (PSD).

Типы решаемых задач (виды расчетов)

– линейные статические;

– собственные частоты и формы колебаний в энергетически значимом частотном диапазоне (частичная проблема собственных значений);

– линейная устойчивость (критические нагрузки и формы потери устойчивости, частичная проблема собственных значений);

– гармонический анализ (установившиеся колебания-вибрации);

– линейно-спектральная теория сейсмостойкости (расчет на спектры ответа);

– спектральный динамический анализ (с разложением по собственным формам колебаний);

- переходные динамические процессы (прямое интегрирование уравнений движения);
- нелинейные статические и динамические (в том числе, “монтаж” и расчет на прогрессирующее обрушение);
- спектральный анализ случайных колебаний;
- оптимизация геометрической формы и структуры.

Нелинейные факторы

- геометрические нелинейности;
- физическая нелинейность (пластичность, ползучесть, вязкопластичность, гиперупругость);
- структурная нелинейность (контакты с трением);
- генетическая нелинейность (история возведения-нагружения).

Геометрические нелинейности

- большие деформации;
- большие перемещения;
- упрочнение при нагружении (stress-stiffening).

Модели поведения материалов (включая физическую нелинейность)

- упругие изотропные, трансверсально-изотропные, ортотропные;
- пластичность металлов (теория течения с изотропным и кинематическим упрочнениями);
- ползучесть металлов;
- вязкопластичность металлов;
- образование трещин в бетоне и железобетоне;
- нелинейная модель кирпичной кладки;
- гиперупругие (несжимаемые) резиноподобные;
- нелинейная модель грунта (Друкера-Прагера).

Методы решения (расчета)

Метод конечных элементов в перемещениях (для задач определения НДС) с представительной библиотекой КЭ, включающий эффективные “ре-

шатели” большеразмерных статических, нестационарных и динамических линейных и нелинейных задач:

1) результирующих систем линейных алгебраических уравнений равновесия и теории поля (прямой с учетом разреженности матриц и итерационный, реализующий метод сопряженных градиентов с предобуславливанием);

2) частичной проблемы собственных значений (метод итераций подпространства и варианты блочного метода Ланцоша);

3) неявные схемы интегрирования по времени редуцированных и исходных уравнений динамики (Ньюмарка, ННТ);

4) схема интегрирования по времени уравнений нестационарной теории поля (Хьюза);

5) Ньютона-Рафсона с автоматическим выбором шага и уравнивающими итерациями для физически и геометрически нелинейных задач;

6) “arc-length” (окаймляющих дуг) для задач с большой геометрической нелинейностью, включая учет закритического поведения;

7) методы штрафных функций, множителей Лагранжа и их комбинации-расширения для решения контактных задач;

8) статус «жизнь» и «смерть» КЭ для решения, в том числе, генетически нелинейных задач;

9) суперэлементные схемы произвольной иерархии (статика, переходные процессы, линейная устойчивость, модальный синтез).

Набор верифицированных конечных элементов

Из обширной библиотеки комплекса верифицированы более 50-и типов, включая одно-, двух- и трехмерные КЭ, а также их допустимые комбинации в одной КЭ-модели:

1) “элементарные” пружины, массы, демпферы и их комбинации;

2) стержневые (в т.ч., вантовые), работающие на растяжение и/или сжатие;

3) *балочно-стержневые с различными гипотезами*, учитывающие растяжение-сжатие, изгиб, сдвиг, кручение, включая возможную деформацию сечения и эксцентриситет;

4) *оболочечные с различными гипотезами* (тонко-, средне- и толстостенные пластины и оболочки);

5) *плоско-напряженного, плоско-деформированного и осесимметричного* состояния теории упругости;

6) *объемного НДС* теории упругости;

7) *контактные (узловые, линейные и поверхностные)* с открытием-закрытием и трением;

8) *матричные* (в т.ч., суперэлементы).

Ограничения на размерность

“Подъемные” размерности КЭ-модели (узлов, элементов) и результирующих вычислительных задач (степеней свободы, собственных значений, шагов по времени и т.п.) ограничены доступной оперативной и дисковой памятью ЭВМ, разрядностью процессора и операционной системы, располагаемым временем счета....

Возможно решение задач и существенно большей размерности (десятки миллионов неизвестных, тысячи собственных частот/форм), особенно при использовании доступной многопроцессорной и кластерной технологии. Так, при использовании 30-и ядер использованного кластера (CPU: 8 × Intel XEON 5345 (32 × 2,33Ghz cores); Ram total: 80GB; HDD total: 640GB; System Network: Rpeak=298.17 GFLOPS) статическая задача с 15 200 181 степенями свободы решение методом сопряженных градиентов с предобуславливанием (PCG) потребовало от 1328 с (точность 10^{-4}) до 2733 с (точность 10^{-6}).

Результаты расчетов:

– значимые компоненты узловых перемещений (статика), скоростей и ускорений (динамика);

– реакции в граничных узлах (опорах) и давление на винклеровское основание;

- внутренние усилия (силы и моменты) в точках интегрировании КЭ и узлах;
- компоненты деформаций, главные деформации и эквивалентные деформации (Мизеса, Треска) в точках интегрирования КЭ и узлах, с разделением на упругие, температурные, пластические и ползучие составляющие;
- компоненты напряжений, главные напряжения и эквивалентные напряжения (Мизеса, Треска) в точках интегрирования КЭ и узлах;
- собственные частоты и формы колебаний (требуемое количество или в заданном частотном диапазоне);
- критические нагрузки и формы потери устойчивости;
- амплитуды перемещений, усилий и напряжений для заданных частот вибровоздействия (АЧХ);
- «статус» контакта, длина/площадь, нагрузки на контактных поверхностях, линиях и узлах;
- коэффициенты интенсивности напряжений и J-интегралы (механика разрушения);
- оптимизированные параметры конструкции (форма, сечения и др.);
- картины образования трещин в элементах бетона и железобетона;

Точность численных результатов

Зависит от класса (типа) задач, “качества” построенной КЭ-модели (сетки) и, в особенности для нелинейных задач, от выбранного метода (схемы) решения. Для линейных задач при соблюдении известных и документированных требований к моделированию точность определения основных параметров поля, статического и динамического НДС превышает 1%. Для задач с «глубокой» нелинейностью и(или) при сложных моделях физической нелинейности расхождение с «эталонными» результатами может достигать 20%.

Возможность включения собственных конечных элементов, моделей поведения материалов, решателей и т.п. Реализована с помощью прикомпилируемых пользовательских подпрограмм...".

3.1.3. Библиотека конечных элементов

Библиотека конечных элементов ПК ANSYS содержит более *шестидесяти* типов элементов для задач статического и динамического анализа, имеющих непосредственное значение для моделирования высотных зданий. Это разнообразие элементов позволяет ПК ANSYS проводить расчёты стержневых, оболочечных, твердотельных и комбинированных систем в двумерной и трёхмерной постановке, а также позволяет решать нелинейные задачи, в т.ч. контактные задачи и расчёт вантовых систем. Возможно включение в ANSYS собственных типов КЭ, моделей материалов, специализированных команд, решателей и модулей оптимизации. Создаваемый тип КЭ может иметь собственный набор “реальных” характеристик, произвольное число узлов и степеней свободы, а также любую из поддерживаемых моделей материалов.

Типы верифицированных конечных элементов представлены ниже.

Элементы связей (фермы, ванты и т.п.)

LINK1 (2D 2-узловой ферменный элемент) – плоский стержневой элемент, воспринимающий растяжение или сжатие, имеющий две степени свободы в узле.

LINK8 (пространственный стержневой элемент, работающий на растяжение или сжатие) – пространственный стержневой элемент, имеет одну ось, может воспринимать растяжение и сжатие и имеет три степени свободы в каждом узле.

LINK10 (пространственный стержневой элемент, работающий на растяжение или сжатие) – пространственный стержневой элемент с использованием билинейной матрицы жесткости, порождающей одноосный элемент, воспринимающий только растяжение (или только сжатие). Имеет три степени свободы в каждом узле: перемещения в направлении осей X, Y и Z узловой системы координат.

Балочно-стержневые элементы (колонны, балки и т.п.)

BEAM3 (2D 2-узловой балочный элемент) – плоский (двумерный) линейный элемент балки, имеющий 2 узла (по 3 степени свободы в каждом).

BEAM4 (3D 2-узловой балочный элемент) – пространственная упругая балка с прямолинейной осью, может воспринимать растяжение, сжатие, кручение и изгиб. Имеет шесть степеней свободы в каждом узле, обладает свойством изменения жёсткости при приложении нагрузок и больших перемещений.

BEAM24 (3D тонкостенный балочный элемент) – элемент с одной осью, произвольным поперечным сечением (открытым или замкнутым), имеющим возможность воспринимать растяжение, сжатие, изгиб и кручение в соответствии с теорией Сен-Венана. Может использоваться произвольное открытое или односвязное замкнутое поперечное сечение. Элемент имеет шесть степеней свободы в каждом узле.

BEAM44 (3D 2-узловой балочный элемент) – пространственный линейный элемент балки, имеющий 3 узла: 2 “содержательных” узла располагаются на оси элемента (по краям), третий является узлом ориентации и может быть общим для нескольких элементов. В качестве дополнительной возможности имеется учёт влияния крутильных (сдвиговых) деформаций.

BEAM54 (2D 2-узловой балочный элемент) – плоский (двумерный) линейный элемент балки, имеющий 2 узла. Данный элемент имеет возможность учёта поперечного сдвига и эффекта упругого основания (опционально).

BEAM188 (3D 2-узловой балочный элемент) – пространственный линейный элемент балки, имеющий 3 узла: 2 “содержательных” узла располагаются на оси элемента (по краям), третий является узлом ориентации и может быть общим для нескольких элементов.

BEAM189 (3D 3-узловой балочный элемент) – пространственный квадратичный элемент балки, имеющий 4 узла, три из которых лежат на оси элемента (два по краям, один в середине), четвёртый – узел ориентации.

Плоские (двумерные) элементы

PLANE2 (2-D 6-узловой треугольный элемент) – используется для моделирования конструкций с двухмерным НДС. КЭ может использоваться в качестве плоского (с плоским напряженным или деформированным состоянием) или осесимметричного элемента. Имеет форму треугольника, определяется 6-ю узлами (имеющими по две степени свободы).

PLANE35 (2-D 6-узловой температурный элемент) – является 6-узовым треугольным элементом совместимым с 8-узовым элементом *PLANE77*. Треугольная форма делает его хорошо подходит для моделирования нерегулярных сеток. Элемент имеет одну степень свободы – температура в каждом узле.

PLANE42 (2-D 4-узловой элемент) *PLANE42* – элемент используется для двухмерного моделирования конструкций с объемным НДС. Элемент может использоваться в качестве плоского (с плоским напряженным или деформированным состоянием) или в качестве осесимметричного элемента. Для подавления дополнительных форм перемещений имеется специальная опция. Исходные данные включают четыре узла (имеющими по две степени свободы), толщину (только при использовании опции плоского напряженного состояния) и свойства ортотропного материала.

PLANE55 (2-D 4-узловой температурный элемент) – элемент применяется для теплового анализа в плоской постановке, установившихся и переходных процессов. Элемент имеет четыре узла с одной степенью свободы – температура в каждом узле.

PLANE77 (2-D 8-узловой температурный элемент) – является аналогом элемента *PLANE55*, имеет более высокий порядок. Элемент применяется для плоского термического анализа, установившихся и переходных процессов. Элемент имеет восемь узлов с одной степенью свободы – температура в каждом узле.

PLANE82 (2-D 4-узловые элементы) – является аналогом *PLANE42*. *PLANE82* – элемент 2-го порядка, имеет 8-узлов по две степени свободы.

Обеспечивает более точные результаты для смешанных сеток и допускает искаженную форму элемента без существенной потери точности.

PLANE146 (2-D 6-узловой треугольный элемент) – треугольный элемент с максимальной степенью интерполяционного многочлена, равной 8. Элемент содержит шесть узлов, имеющих по две степени свободы: перемещение в направлении осей X и Y узловой системы координат.

PLANE182 (2-D 4-узловые элементы) – элемент может использоваться для моделирования плоского напряженного, плоского деформированного, обобщенного плоского деформированного или осесимметричного состояния. Определяется четырьмя узлами, имеющими по две степени свободы: перемещения в направлении осей X и Y узловой системы координат.

PLANE183 (2-D 8-узловой элемент) – 8-узловой плоский элемент 2-го порядка. Имеет квадратичное представление перемещений и пригоден для нерегулярных сеток. Элемент определяется восемью узлами, имеющими две степени свободы: перемещения в направлении осей X и Y узловой системы координат.

Оболочечные элементы (плиты фундаментные, перекрытий и покрытий, стены и пилоны)

SHELL43 (3-D 4-узловой оболочечный элемент) – четырехузловой элемент, хорошо подходит для расчета линейных, искривленных моделей оболочек с умеренной толщиной. Элемент имеет шесть степеней свободы в каждом узле: перемещения в направлении X, Y и Z узловой системы координат и повороты вокруг осей X, Y и Z узловой системы координат.

SHELL63 (3-D 4-узловой оболочечный элемент) – четырехузловой элемент, имеет возможности учета мембранного растяжения – сжатия и изгиба. Элемент имеет шесть степеней свободы в каждом узле: перемещения в направлении X, Y и Z узловой системы координат повороты вокруг осей X, Y и Z узловой системы координат. Элемент имеет возможность работы с изменением жесткости при приложении нагрузок и большими перемещениями.

SHELL93 (3-D 8-узловой оболочечный элемент) – восьмиузловой элемент, обычно используется для моделирования искривленных оболочек. Имеет шесть степеней свободы в каждом узле. Вид перемещений является квадратичным в обоих направлениях в плоскости элемента.

SHELL99 (3D 8-узловой оболочечный элемент) – пространственный (трёхмерный) линейный элемент многослойной оболочки, имеющий 8 узлов: 4 “содержательных” узла располагаются по краям элемента, остальные 4 узла являются промежуточными

SHELL150 (3D 8-узловой оболочечный элемент) – восьмиузловой *p*-элемент оболочки с максимальной степенью интерполяционного многочлена, равной восьми. Предназначен для расчёта изгибных оболочек. Имеет шесть степеней свободы в каждом узле.

SHELL181 (3-D 4-узловой оболочечный элемент) – оболочечный элемент, имеющий четыре узла. В данном элементе реализована теория оболочек Миндлина-Рейсснера.

SOLSH190 (3D 8-узловые элементы объемной оболочки) – пространственный восьмиузловой элемент объёмной оболочки.

SHELL281 (3D 8-узловой оболочечный элемент) – пространственный (трёхмерный) оболочечный восьмиузловой конечный элемент, реализующий теорию оболочек Миндлина-Рейсснера. Имеет 8 узлов: 4 “содержательных” узла располагаются по краям элемента, остальные 4 узла являются промежуточными. Данный элемент применяют для анализа тонких или средней толщины оболочек.

Объемные элементы (массивы грунта, толстостенные плиты и оболочки)

SOLID45 (3-D 8-узловой элемент) – элемент для моделирования трехмерных конструкций. Определяется восемью узлами. Направления соответствуют направлениям системы координат элемента.

SOLID65 (3-D 8-узловой элемент) – специальный объемный шестигранный восьмиузловой элемент с тремя степенями свободы в узле и дополни-

тельными функциями формы внутриэлементных перемещений для повышения точности.

SOLID90 (3-D 20-узловой температурный объемный элемент) – восьми-узловой пространственный температурный элемент. Имеет 20 узлов с одной степенью свободы в каждом (температура). Элемент хорошо подходит для моделирования искривленных границ.

SOLID185(3-D 8-узловой объемный элемент) – пространственный, восьми-узловой элемент. Использует В – метод (селективный метод редуцированного интегрирования), метод равномерного редуцированного интегрирования, или метод расширенной формулировки деформаций.

SOLID186 (3-D 20-узловые объемные элементы) – объемный (трехмерный) гексаэдрический квадратичный элемент, имеющий двадцать узлов. Элемент имеет квадратичное представление перемещений и в состоянии использовать нерегулярную форму сетки.

SOLID187 (3-D 10-узловые объемные элементы) – объемный (трехмерный) тетраэдрический квадратичный элемент. Определяется десятью узлами.

Суперэлементы

MATRIX50 (суперэлемент/подконструкция) – является группой предварительно собранных конечных элементов, которая рассматривается в качестве отдельного элемента и представлена редуцированными матрицами (жесткости, масс, нагрузок). После своего создания суперэлемент может быть включен в любую модель ПК ANSYS и использоваться в любом типе расчета, для которого возможно его применение.

Контактные элементы

CONTAC12 (2D контактные элементы) – элемент, представляющий собой две поверхности, которые могут входить в физический контакт или выходить из него и могут скользить относительно друг друга. Элемент состоит из двух узлов, имеет по две степени свободы в каждом узле: линейные перемещения в направлении X и Y узловой системы координат.

CONTA171 (2D контактные элементы типа поверхность с поверхностью с двумя узлами) – используется для моделирования контактного взаимодействия и скольжения между двумерными ответными поверхностями (элемент *TARGE169*) и деформируемой поверхностью, определенной данным элементом. Элемент имеет две степени свободы в каждом узле: линейные перемещения в направлении X и Y узловой системы координат.

CONTA175 (2D/3D контактные элементы типа узел с поверхностью) – элемент может использоваться для представления контакта и скольжения между двумя поверхностями (или узлом – поверхностью, или линией – поверхностью) в 2D и 3D пространствах. Контакт происходит при внедрении контактного узла в элемент ответной поверхности *TARGE169* или *TARGE170*. Касательные напряжения трения определяются.

CONTA176 (3D контактные элементы) – контактный трёхузловой элемент типа “линия-линия”. Предназначен для моделирования контакта с трёхмерными недеформируемыми линейными сегментами (*TARGE170*) и деформируемыми линейными сегментами, представленными самим элементом.

Специальные элементы

VISCO106 (2-D 4-узловой вязкоупругий элемент) – двумерный вязкоупругий элемент с 4-мя узлами. Используется для решения задач пластичности с большими деформациями.

MPC184 (жёсткие стержневые элементы без возможности изгиба) – элемент кинематических ограничений. Имеет возможность моделирования как простых (равное перемещение в шарнире), так и более сложных связей, например жёстких тел или кинематических связей, передающими движение между деформируемыми частями модели некоторым образом. Данные элементы формируются на основе множителей Лагранжа.

MASS21 (элемент сосредоточенной массы) – точечный элемент сосредоточенной массы. Определяется единственным узлом, компонентами сосредоточенной массы в направлении осей системы координат элемента и моментами инерции относительно осей системы координат элемента.

INTER202 (2D 4-узловой элемент моделирования сцепления) INTER202 – двумерный четырёхузловой конечный элемент, моделирующий несвязную зону конструкции (например трещину).

TARGE169 (2-D ответные элементы) – элемент используется для представления ответных двухмерных поверхностей для связи с контактными элементами *CONTA171, CONTA172*. Имеет 2 либо 3 узла в зависимости от применяемых КЭ, на поверхность которых он накладывается.

TARGE170 (3-D ответные элементы) – элемент используется для представления ответных трёхмерных поверхностей для связи с контактными элементами *CONTA173, CONTA174, CONTA175*. Имеет 4 либо 8 узлов в зависимости от применяемых КЭ, на поверхность которых он накладывается.

SURF152 (2-D элемент температурных поверхностных эффектов) – предназначен для объемного термического анализа. Элемент может использоваться для варьирования нагрузок и поверхностных эффектов. Он может накладываться на поверхности любого пространственного температурного элемента. Варьируемые нагрузки и поверхностные эффекты могут существовать одновременно. Элемент может иметь от 4-х до 9-ти узлов.

Комбинированные элементы

COMBIN40 (комбинации пружины и демпфера) – элемент, комбинирующий в себе пружину и демпфер, имеющий 2 узла, по 1-ой степени свободы в каждом.

3.1.4. Возможности базового ПК

Рассмотрим возможности выбранного в качестве базового ПК *ANSYS Mechanical* на примере КЭ-моделирования НДС характерного 11-этажного здания с учетом последовательности его возведения. Задача ранее была предложена, проанализирована в ПК *SCAD* и опубликована проф. Кабанцевым О.В [50-51]. Пространственная железобетонная конструкция здания на "жестком" основании формируется из типового набора элементов – плит перекрытий и покрытия, стен (лестнично-лифтовой блок и чердачный этаж), пилонов и колонн.

Требуется выполнить сравнительный статический расчет вертикальных перемещений U_z каркаса и осевых усилий N в колоннах по высоте здания для двух «контрастных» вариантов моделирования:

- 1) линейно-упругий без учета последовательности (стадийности) возведения – традиционная "одномоментная" схема;
- 2) геометрически и генетически нелинейное (учет 12-и стадий возведения-нагрузки – табл.3.1).

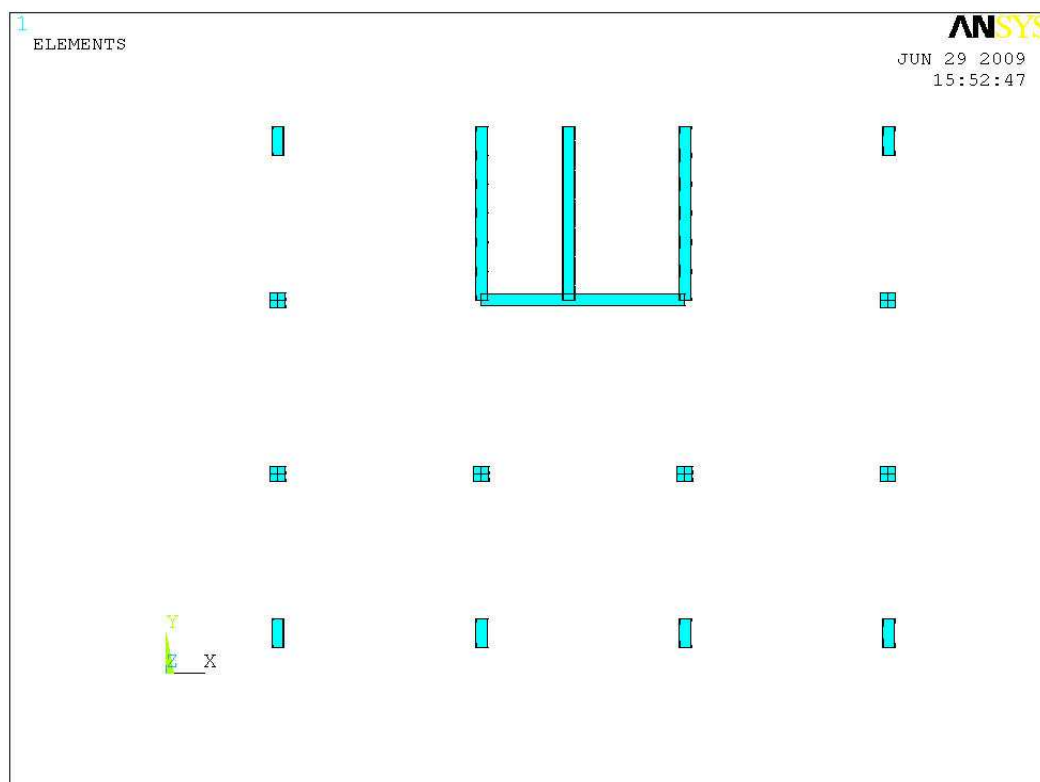


Рис. 3.2. План расположения стен, колонн и пилонов типового этажа здания

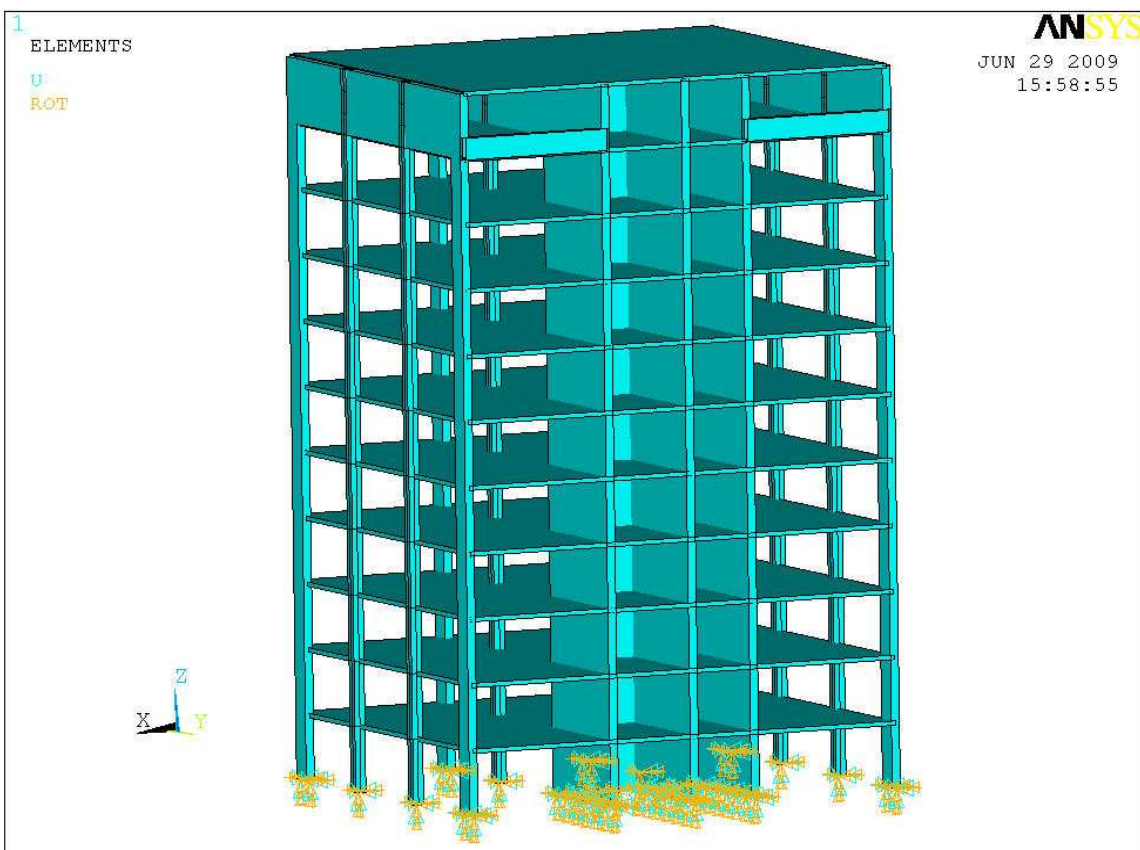
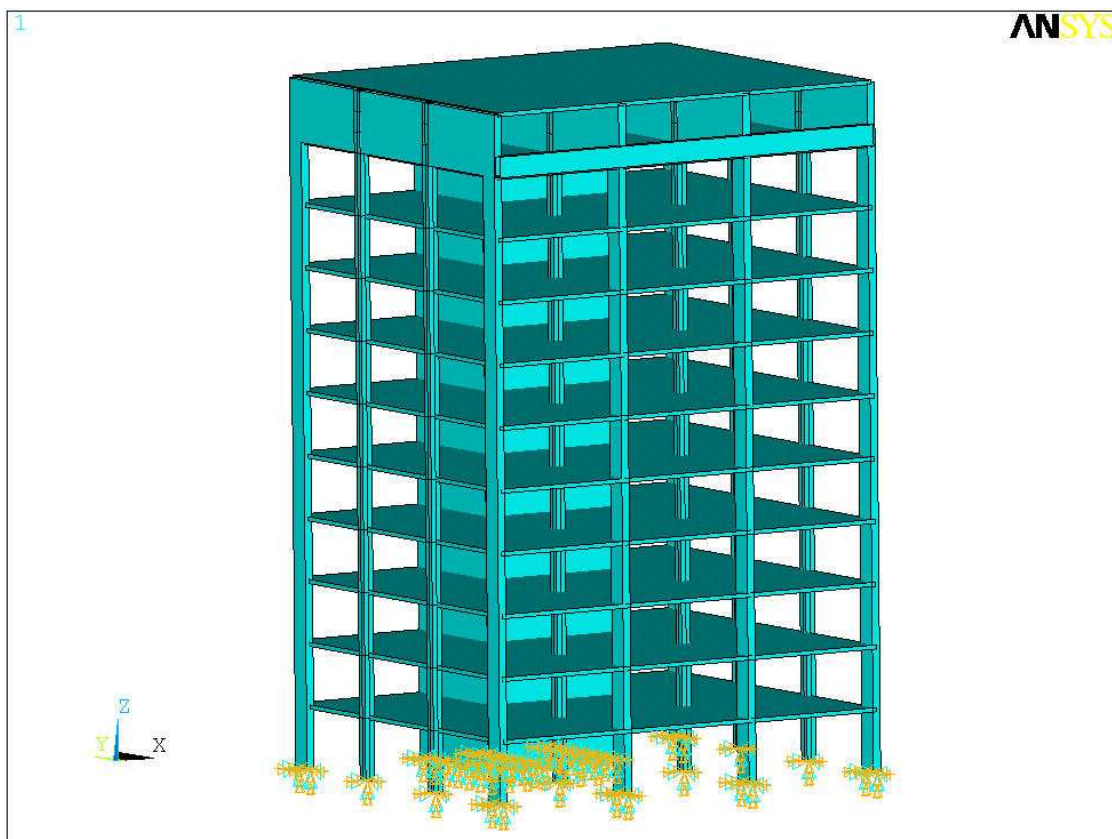
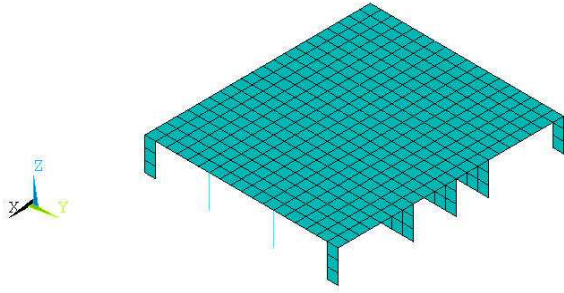
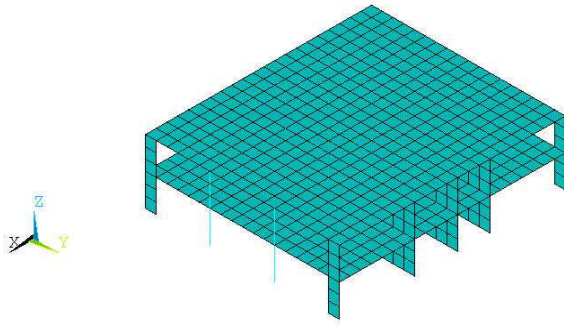
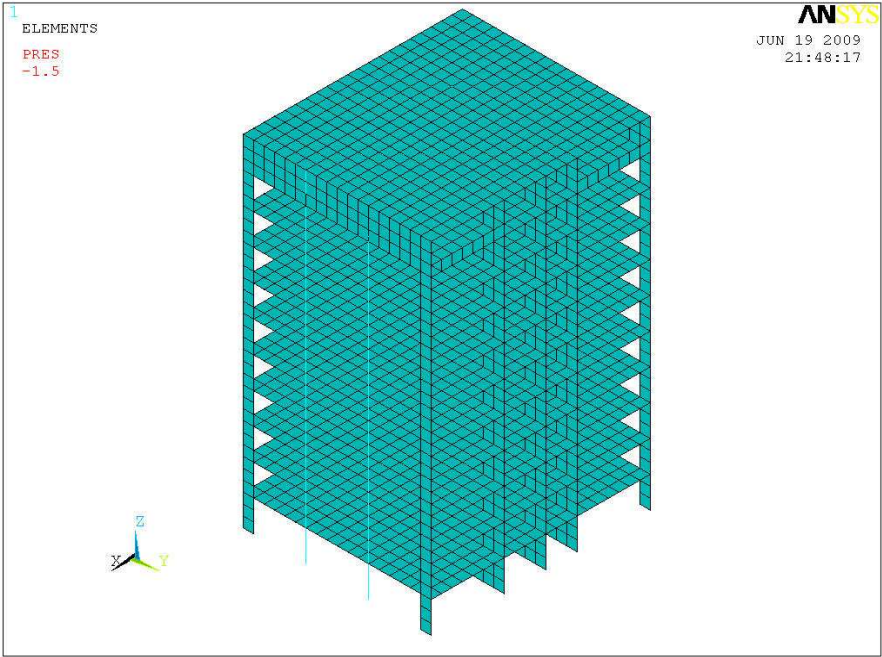


Рис. 3.3. Изометрия здания (геометрическая ANSYS-модель)

Таблица 3.1

Номер стадии	Описание КЭ-модели	
I		
II		
...	...	
XI, XII	 Добавлены все нагрузки	

Физические характеристики

Модуль упругости $E = 3 \cdot 10^6 \text{ т/м}^2$ – бетона В25, коэффициент Пуассона $\nu = 0,2$

Геометрические характеристики

Высота этажа – 3 м,

Шаг колонн – 7 м по X и 6 м по Y,

Сечение колонн – квадрат со стороной 50 см

Толщина перекрытий – 20 см

Толщина стен и пилонов – 40 см, ширина пилонов – 100 см.

Описание КЭ-модели. Плиты, стены и пилоны моделируются пространственно-оболочечными конечными элементами типа *SHELL63*, колонны – балочными КЭ типа *BEAM44*:

SHELL63 – четырехузловой элемент, имеет возможности учета мембранного растяжения–сжатия и изгиба (гипотезы Кирхгофа-Лява). Элемент имеет шесть степеней свободы в каждом узле: перемещения в направлении X, Y и Z узловой системы координат повороты вокруг осей X, Y и Z узловой системы координат. КЭ имеет возможность работы с изменением жесткости при приложении нагрузок и большими перемещениями.

BEAM44 – пространственный линейный элемент балки (Эйлера-Бернулли), имеющий 3 узла: 2 «содержательных» узла располагаются на оси элемента (по краям), третий является узлом ориентации и может быть общим для нескольких элементов. В качестве дополнительной возможности имеется учёт влияния крутильных (сдвиговых) деформаций.

Размерность полной модели составляет: 5608 узлов и 5456 конечных элементов.

Граничные условия – защемление колонн, пилонов и стен (жёсткая заделка) по плоскости $z = 0$ м.

Нагрузки:

1) Вертикальное давление на перекрытия $q_1 = 1,5 \text{ т/м}^2$ – прикладывается ко вновь возводимым фрагментам-этажам;

2) Вертикальное давление на перекрытия $q_2 = 1 \text{ т/м}^2$ – прикладывается после возведения всего здания.

Методика расчёта. Проводится статический расчет с учётом геометрической нелинейности (больших перемещений) и запоминанием геометрического положения конструкции во время монтажа каждой части (этажа) здания. Разложение матрицы жёсткости (решение СЛАУ) на каждом шаге выполняется с помощью метода *SPARSE*.

Для моделирования процесса возведения здания необходимо определить группы КЭ, соответствующих монтируемым фрагментам каркаса здания (определение так называемых стадий монтажа).

Моделирование процесса возведения здания состоит из следующих стадий-этапов:

Стадия 1. Обнуление жёсткости всех КЭ (процедура «смерть элементов»), кроме 1-го этажа, и закрепление всех узлов, не принадлежащих элементам 1-го этажа по всем степеням свободы, с приложением нагрузки q_1 на перекрытие 1 этажа и последующим расчётом НДС;

Стадия 2. Возврат прежней жёсткости КЭ (процедура «рождение элементов») 2-го этажа и удаление закреплений узлов, принадлежащих элементам 2-го этажа по всем степеням свободы, с приложением нагрузки q_1 на перекрытие 2 этажа и последующим расчётом НДС;

.....

Стадия 11 Возврат прежней жёсткости КЭ (процедура «рождение элементов») 11-го этажа и удаление закреплений узлов, принадлежащих элементам 11-го этажа по всем степеням свободы, с приложением нагрузки q_1 на перекрытие 11 этажа (покрытие) и последующим расчётом НДС;

Стадия 12. Приложение нагрузки q_2 на все перекрытия здания с последующим расчётом НДС.

Закрепление узлов, не принадлежащих «оживлённым» элементам, производится для «фиксации» элементов конструкции здания на проектных от-

метках с целью учёта реального процесса возведения здания (выведение перекрытий на проектные отметки).

Результаты расчёта

Критериальными результатами расчёта являются максимальные вертикальные перемещения U_z здания и продольные усилия N в колоннах нижнего и верхних этажей. Ниже в таблице 3.2 и на рис.3.3-3.6 приведено сравнение результатов расчётов без учета (модельное «одномоментное» возведение) и с учётом рассмотренных 12-и стадий монтажа.

Таблица 3.2

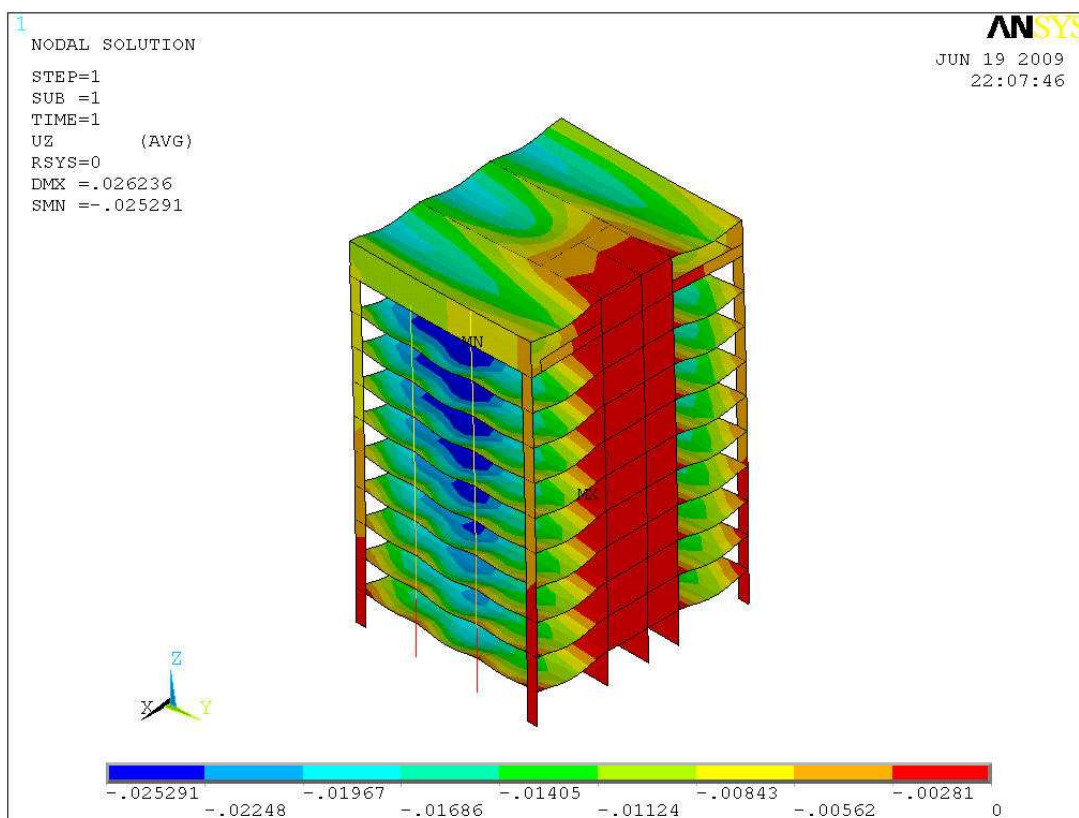
Сопоставление результатов расчёта 11-этажного здания

Параметр НДС	«Одномоментная» схема возведения	Учёт 12-и стадий возведения		δ (%)
		ПК ANSYS	ПК SCAD	
Перемещение U_z , мм	-25,3	-24,8	-24,2	2,5
Продольное усилия в колоннах (1 этаж) N , т	-687,6	-870,6	-866,7	0,5
Продольное усилия в колоннах (10 этаж) N , т	199,4	-3,2	-3,1	3,0

Наиболее разительное качественное отличие результатов зафиксировано в колоннах (и пилонах) верхних этажей: их физически обоснованному сжатию при учете стадийности возведения противостоит «паразитическое» растяжение при неучете генетической и геометрической нелинейности.

Следует также обратить внимание на обнаруженную расчетами отрадную близость результатов по ПК ANSYS и SCAD (δ).

Без учёта поэтапности возведения (одномоментная схема)



С учётом поэтапности возведения (12-й этап)

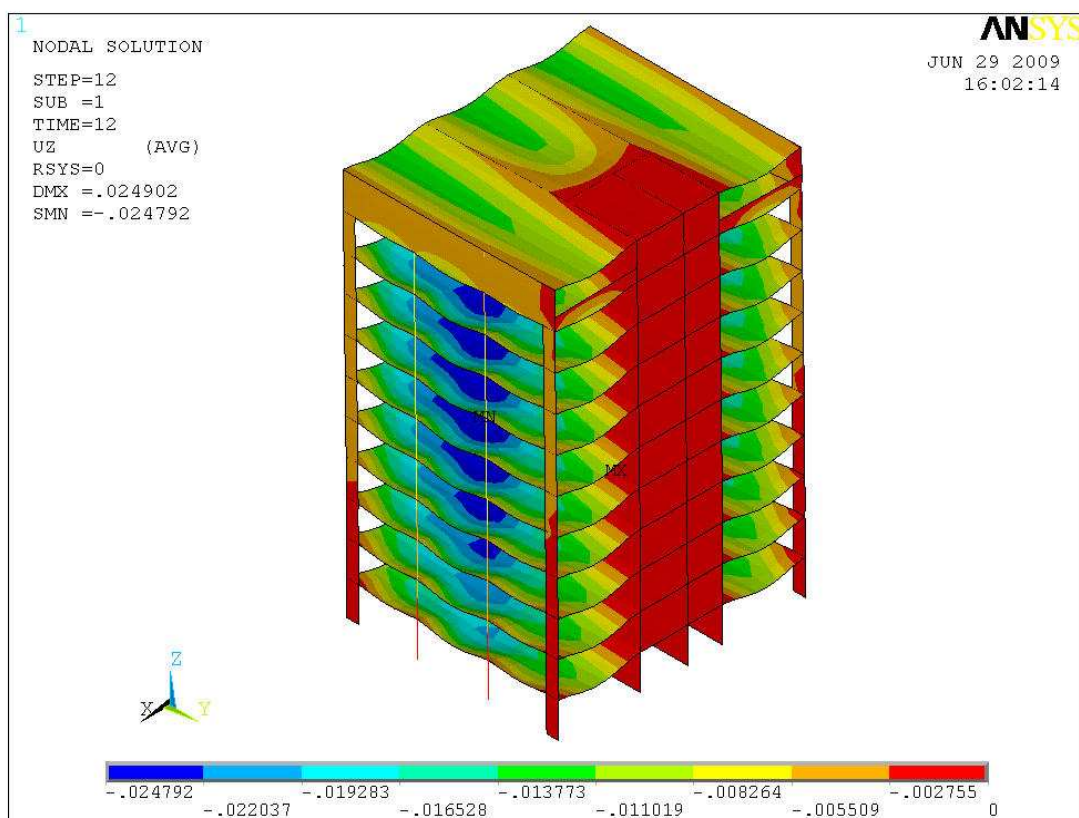
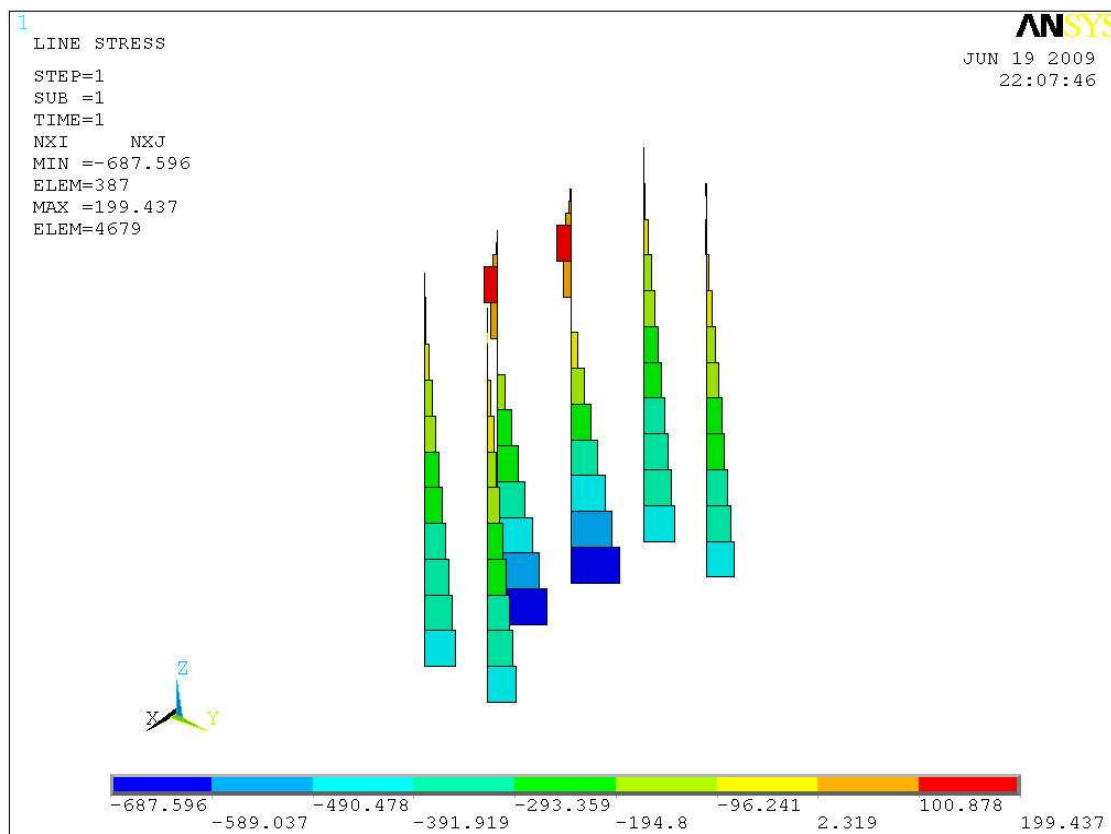


Рис. 3.4. Вертикальные перемещения конструкции U_z , м (ПК ANSYS)

Без учёта поэтапности возведения (растяжение на верхних этажах)



С учётом поэтапности возведения (12-й этап)

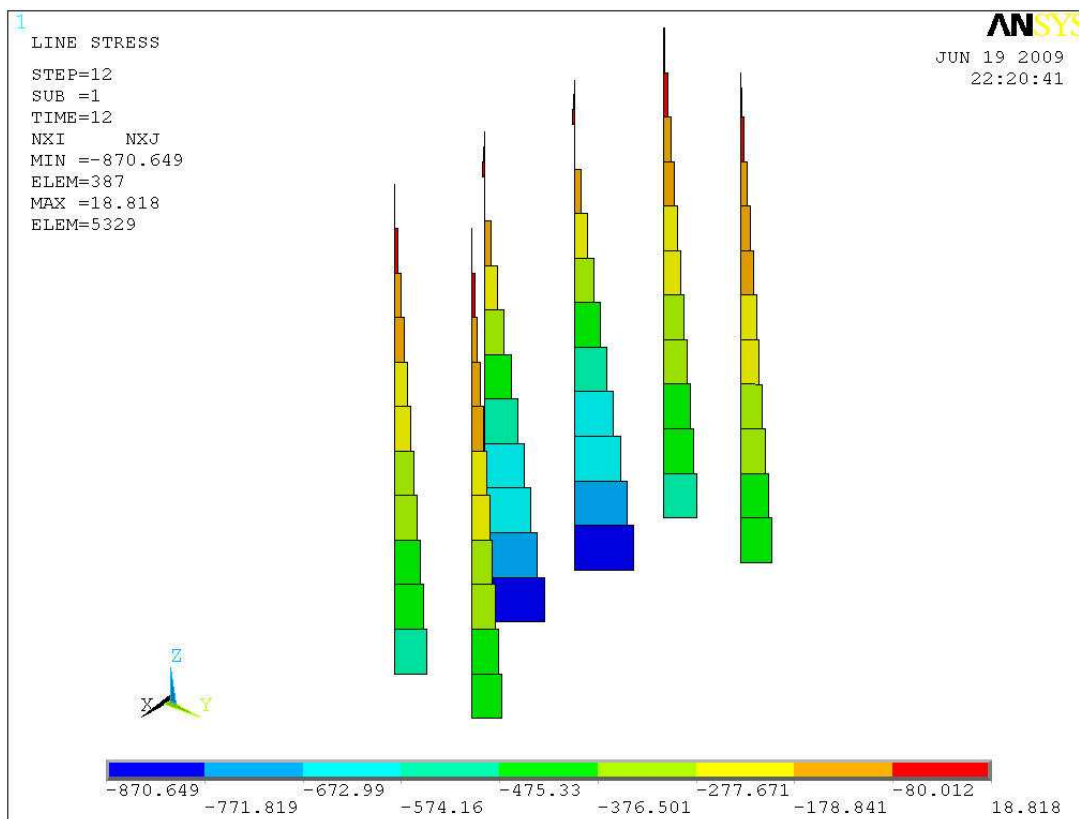


Рис. 3.5. Продольные усилия в колоннах N, т (ПК ANSYS)

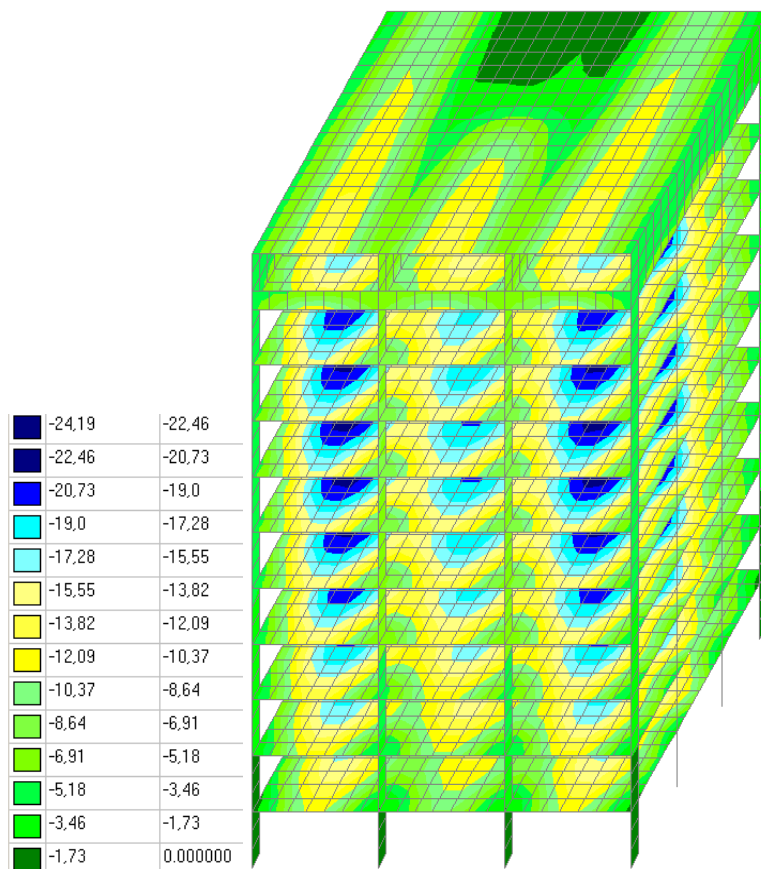


Рис. 3.6. Вертикальные перемещения конструкции U_z , мм (ПК SCAD)

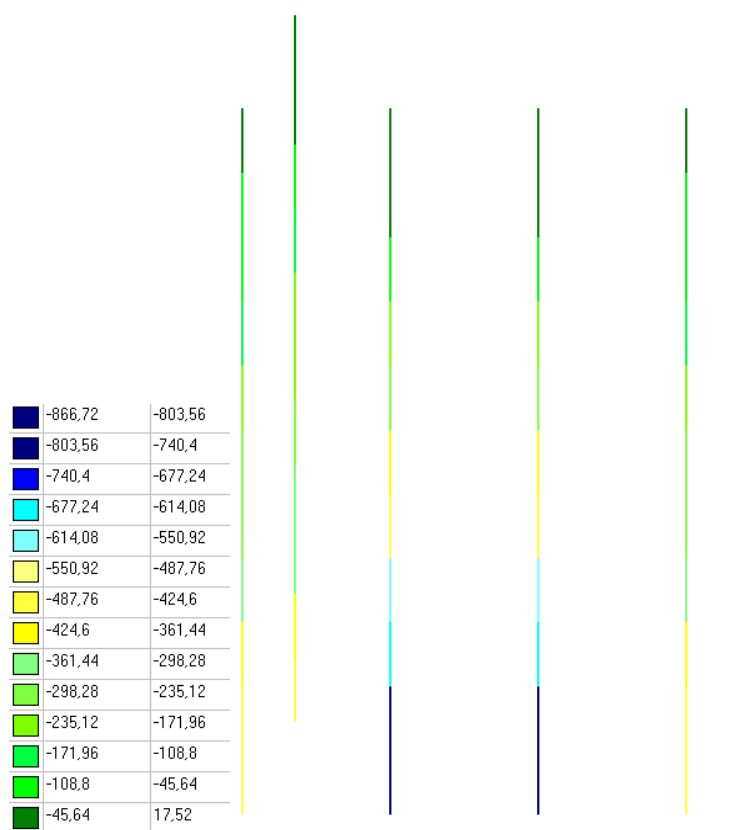


Рис. 3.7. Продольные усилия в колоннах N , т (ПК SCAD)

3.2. Разработанный специализированный исследовательский программный комплекс (СИПК) «ANSYS-Мониторинг»

В составе четырех специализированных исследовательских программных комплексов (СИПК) разработан СИПК «ANSYS-Мониторинг», реализующий предложенную расчетно-экспериментальную методику мониторинга (глава 2) для стендовых моделей НОЦ мониторинга МГСУ и являющийся "надстройкой" выбранного базового ПК *ANSYS Mechanical*.

Главный "архитектор" – программист всех СИПК – сотрудник НОЦ КМ МГСУ Котов Ф.М. В разработке и наполнении СИПК «ANSYS-Мониторинг» принимали участие сотрудники НОЦ КМ МГСУ Петряшев Н.О. и Петряшев С.О.

3.2.1. Особенности программной реализации

Все СИПКи выполнены на базе единой программной платформы в виде Web-приложения с использованием технологии AJAX. Серверная часть (см. рис.3.8) реализована на языке *python*. Работа протестирована на платформе Windows (Windows XP и Windows 7). Интерпретатор *python* доступен для большого количества других ОС, в том числе Linux. Серверная часть

- является http-сервером. По запросу клиентской части передает ей html-страницы, файлы изображений и прочие файлы.
- является JSON-RPC – сервером. По запросу клиентской части выполняет указанные функции с указанными аргументами и возвращает результат их выполнения. Эти функции позволяют формировать, запускать и отслеживать ход выполнения задач для базовых ПК, просматривать результаты только что завершившихся или ранее решенных задач.

Клиентская часть СИПК (рис.3.8) выполнена в виде AJAX приложения с использованием фреймворка *qooxdoo* и может работать практически в любом современном браузере. Клиентская часть только обеспечивает взаимодействие с пользователем: принимает от него параметры задач для решения и позволяет просматривать результаты. Все расчеты выполняются на серверной стороне.

Задачи каждого конкретного СИПК решаются при помощи параметрических макросов, оформленных специальным образом и размещенных на «сервере». Далее оформленные таким образом макросы будем называть шаблонами макросов. Некоторое количество макросов поставляется с СИПК. Дополнительные макросы могут быть составлены пользователями.

Серверная часть СИПК получает значения параметров шаблона макроса от клиентской части, и подставляет эти значения в шаблон. После подстановки значений параметров получается готовый к выполнению скрипт, который передается для выполнения одному из базовых ПК.

3.2.2. Физические модели строительных объектов

Для отладки алгоритмов мониторинга несущих конструкций в МГСУ развернуты три экспериментальных стенда, включающих в себя физические модели строительных объектов, конструкции которых дают возможность провести подробный и надежный конечноэлементный расчет:

- 1) *"Плита на неоднородном основании";*
- 2) *"Конструктор";*
- 3) *"Этажерка".*

Указанные физические модели содержат элементы, имитирующие различные дефекты конструкций, типы нагрузок и воздействий. Модели оборудованы датчиками физических величин. Схема и геометрическая модель одного из экспериментальных стендов – "Этажерка" – приведены на рис. 3.10, 3.11.

СИПК «*ANSYS-Мониторинг*» предназначен для оперативного и наглядного построения КЭ-модели и анализа напряженно-деформированного состояния и динамических характеристик упомянутых физических моделей.

К настоящему времени разработаны и верифицированы на статических и динамических задачах альтернативные (стержневые, оболочечно-стержневые, оболочечные и объемные) параметрические КЭ-модели упомянутых стендов (см., например, рис.3.11-3.13).

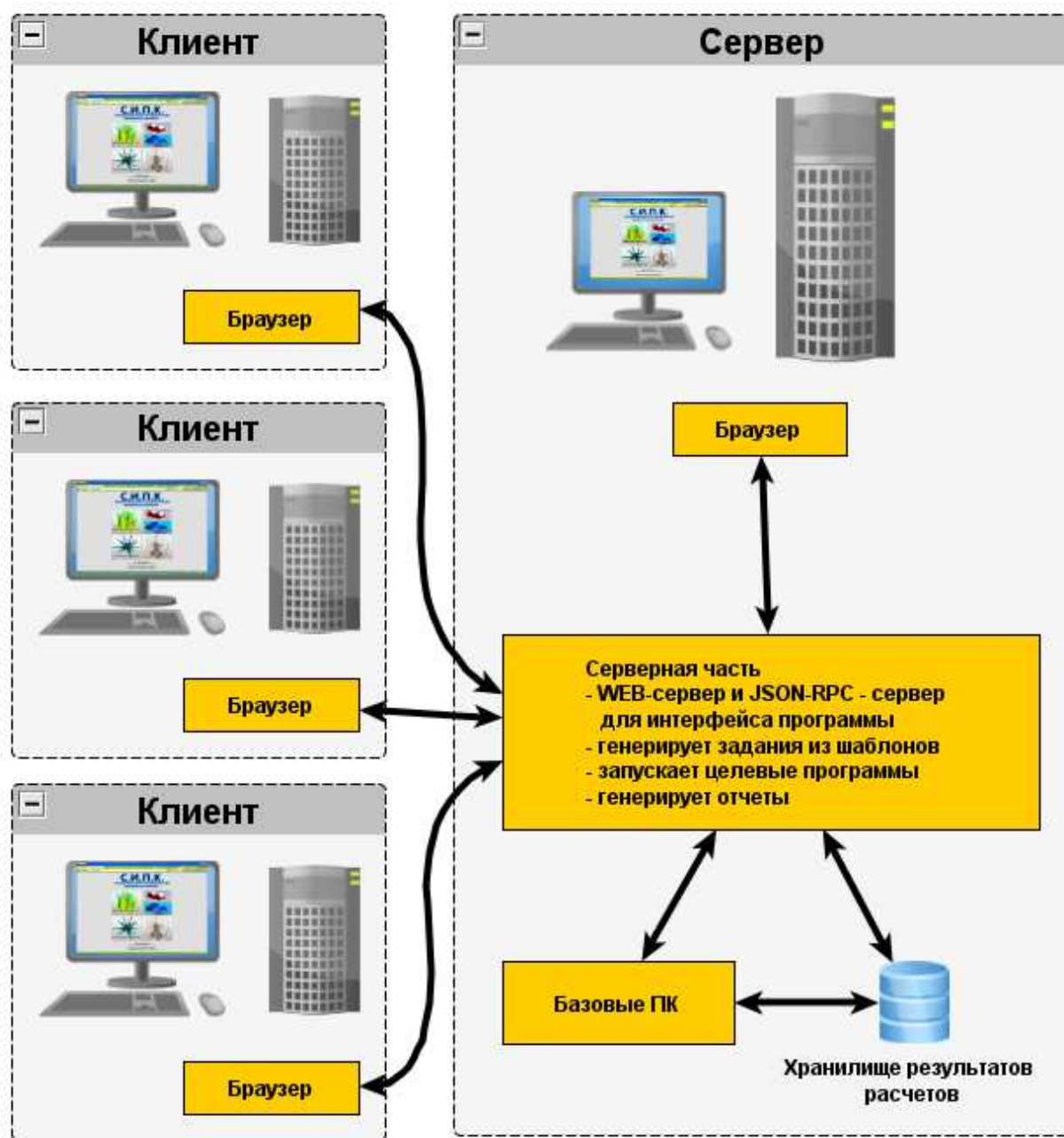
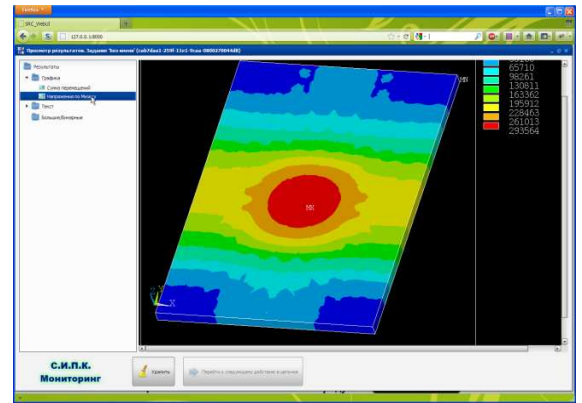


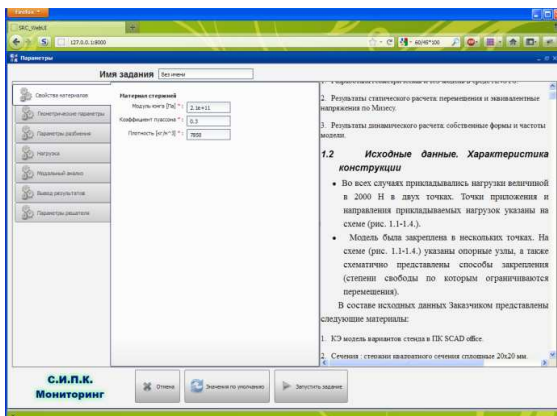
Рис.3.8 Схема работы СИПК. На одной из машин (условно – "сервер") установлена серверная часть СИПК и Базовые ПК. На этом же ПК хранятся результаты предыдущих расчетов. Графический интерфейс СИПК можно открыть в браузере как на самом «сервере», так и на любом другом ПК, с которого есть сетевой доступ к «серверу»



а



б

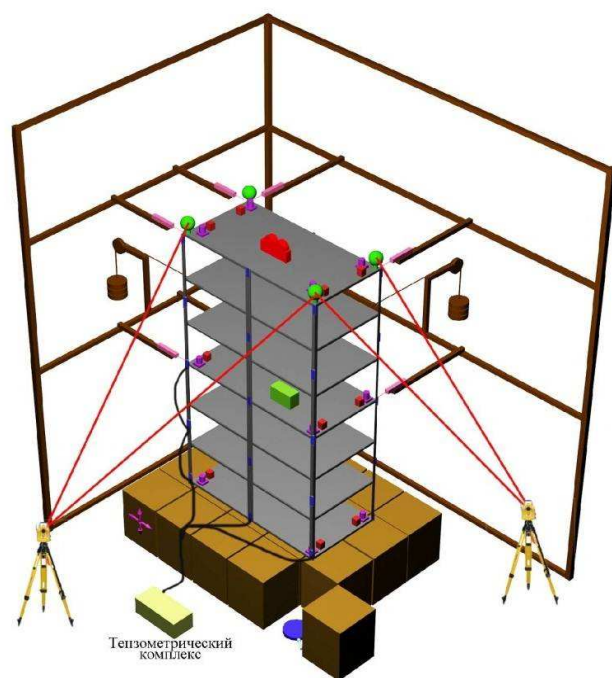


в



г

Рис. 3.9 Графический интерфейс СИПК. а – главное окно программы, б – окно просмотра результатов, в – окно задания параметров задачи, г – список решенных задач.



-  — тахеометр
-  — геодезическая призма
-  — вибромашина
-  — виброметр
-  — акселерометр

Автоматическая система контроля состояния несущих конструкций (СКСНК)



-  — датчик давления грунта
-  — датчик перемещений
-  — инклинометр
-  — тензодатчик
-  — нагружающее устройство

Рис. 3.10. Схема экспериментального стенда "Этажерка" (разработчик – д.т.н., проф. А.В. Коргин) для отработки алгоритмов мониторинга несущих конструкций зданий .

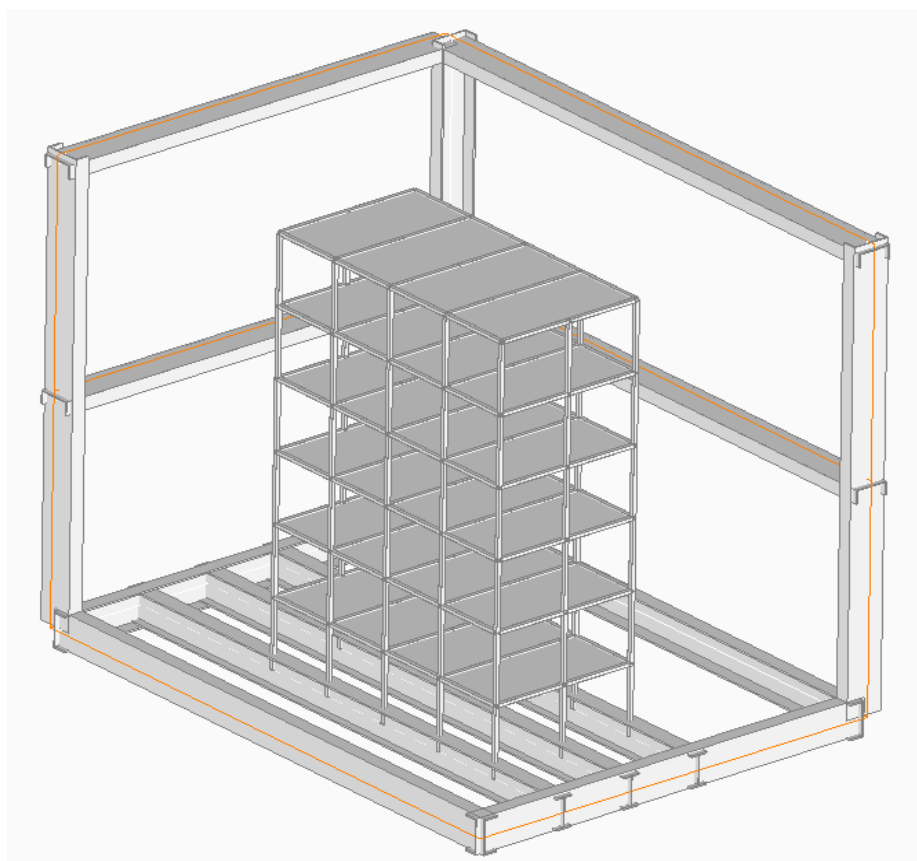


Рис. 3.11. Трехмерная геометрическая модель стэнда "Этажерка"

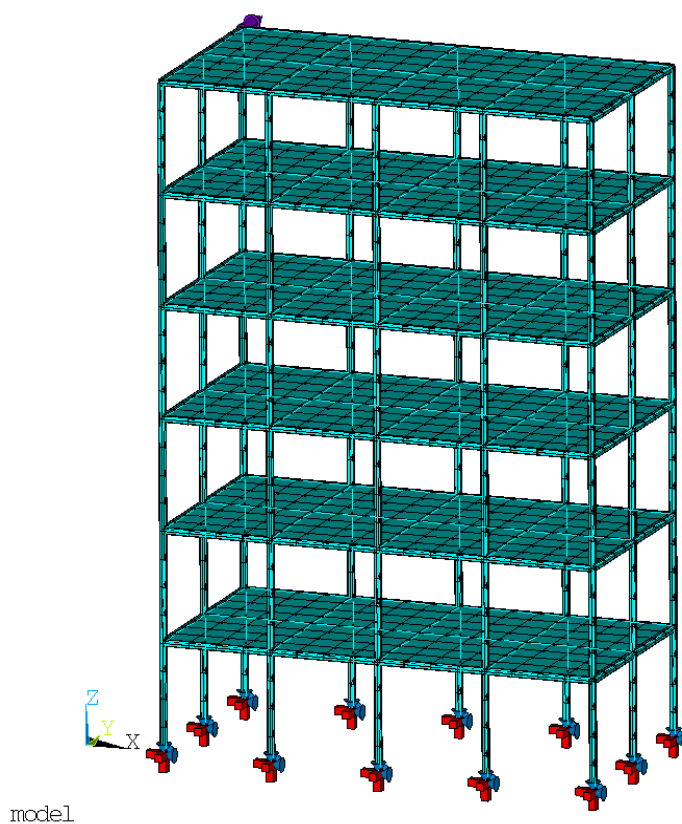
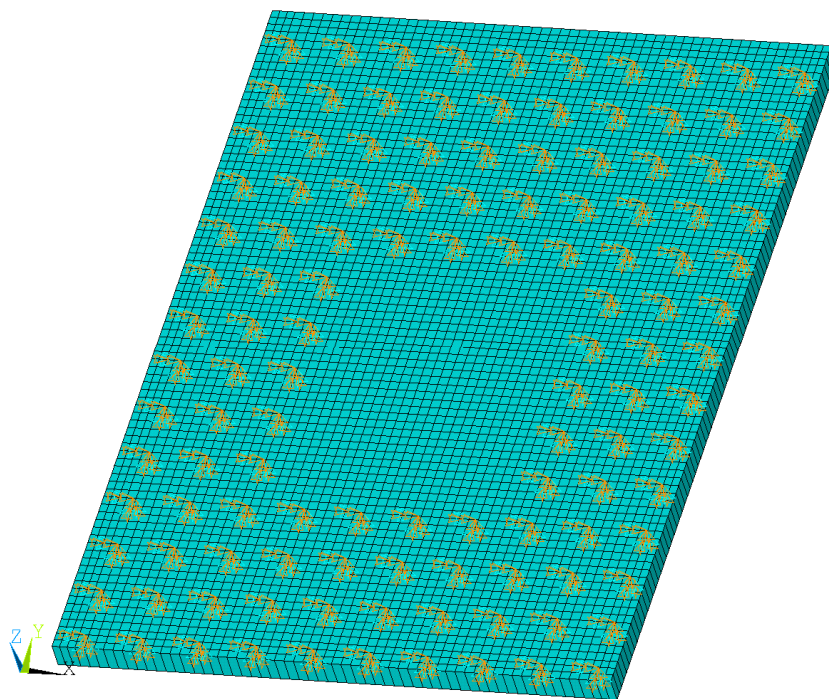
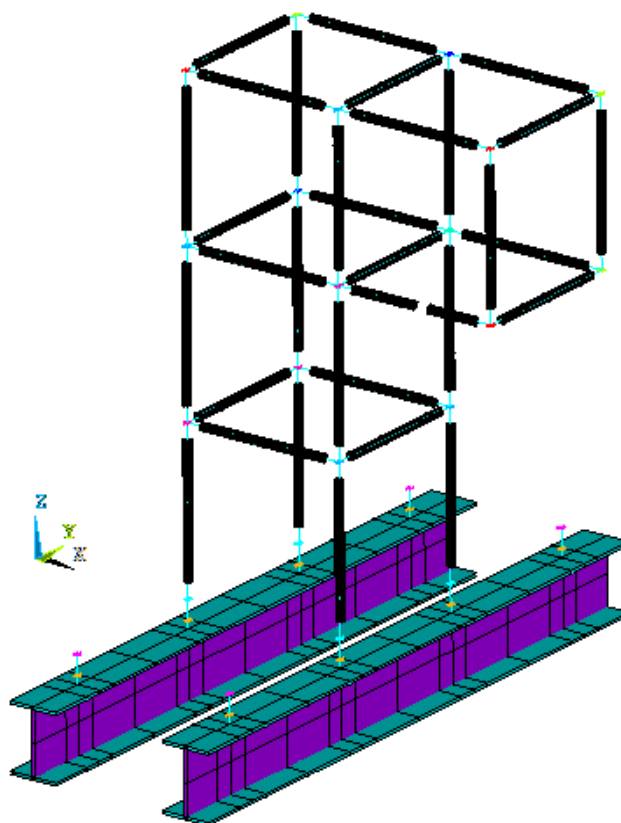


Рис. 3.12. Стенд "Этажерка". Оболочечно-стержневая КЭ модель несущих конструкций (СИПК «ANSYS-Мониторинг»).



*Рис. 3.13. Стенд "Плита на неоднородном основании".
Оболочечная (SHELL93) КЭ-модель с пружинами COMBIN14.*



*Рис. 3.14. Стенд "Конструктор". Стержневые КЭ, в основании –
оболочечные SHELL43 для моделирования двутавра.*

3.3. Выводы по главе

1) В качестве базового для целей диссертационных исследований обоснованно выбран универсальный программный комплекс *ANSYS Mechanical*, верифицированный в системе РААСН для наукоемких строительных задач.

2) На примере расчета "модельного" многоэтажного здания показана важность (и возможности ПК *ANSYS Mechanical*), в общем случае, учета стадийности возведения-нагружения. Так, физически обоснованному сжатию колонн верхних этажей при учете стадийности возведения противостоит значимое «паразитическое» растяжение при неучете генетической и геометрической нелинейности.

3) Разработан специализированный исследовательский программный комплекс (СИПК) «*ANSYS-Мониторинг*», реализующий предложенную расчетно-экспериментальную методику мониторинга (глава 2) и являющийся "надстройкой" выбранного базового ПК *ANSYS Mechanical*.

4) СИПК «*ANSYS-Мониторинг*» на данном этапе развития предназначен для задания модели и анализа НДС и динамических характеристик трех стендовых моделей ("Конструктор", "Этажерка" и "Плита на неоднородном упругом основании"), установленных в НОЦ Мониторинга МГСУ. Структура и возможности СИПК позволяют оперативно и надежно провести подробный КЭ-анализ стендовых моделей с варьируемым набором параметров (геометрико-жесткостных, инерционных и нагрузочных), включая специально внесенные дефекты.

ГЛАВА 4. ВЕРИФИКАЦИЯ РАЗРАБОТАННОЙ РАСЧЕТНО-ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНОЙ МЕТОДИКИ НА СТЕНДОВЫХ МОДЕЛЯХ

4.1. Общие положения

Разработанная расчетно-экспериментальная методика динамического мониторинга несущих конструкций высотных зданий, базирующаяся на пространственных КЭ-моделях, параметризуемых для всех значимых стадий «жизненного цикла» объекта и адаптируемых по данным инструментальных наблюдений (на основе метода стоячих волн), верифицирована на двух показательных стендовых моделях «*Конструктор*» и «*Этажерка*» (развернуты в Центре мониторинга МГСУ) в «идеальном» и намеренно «дефектных» исполнениях.

Конструкции стендов дают возможность провести подробный и надежный конечноэлементный анализ для выбранного и четко контролируемого набора геометрико-жесткостных, инерционных и нагрузочных характеристик. Физические модели содержат элементы, имитирующие различные дефекты конструкций, типы нагрузок и воздействий, оборудованы датчиками физических величин.

Стенд «*Конструктор*» (рис.4.1) состоит из стальных стержней круглого сечения (диаметр 24 мм), запрессованных в призматические фланцы (длина "стержень + 2 фланца" – 440 мм), соединяемых друг с другом и с фундаментной рамой на болтах через узловые элементы – «кубики» 60×60×60 мм (рис.4.2). В широком диапазоне может варьироваться число элементов и пространственная конфигурация системы «стержни-кубики». Параметры θ_i [1] адаптируемых КЭ-моделей стенда могут включать:

- расположение и величину дополнительных масс (в частности, измерительной аппаратуры-датчиков);
- податливость "основания" (двухтавровая балка на бетонной подливке);
- изменение физико-механических свойств стержней и болтов;

– наличие, локализацию и величину контролируемого дефекта (разрыв и уменьшение сечения стержней, недозатяг болтов).



Рис.4.1 Стенд «Конструктор». Общий вид.



Рис.4.2 Узлы стенда «Конструктор»

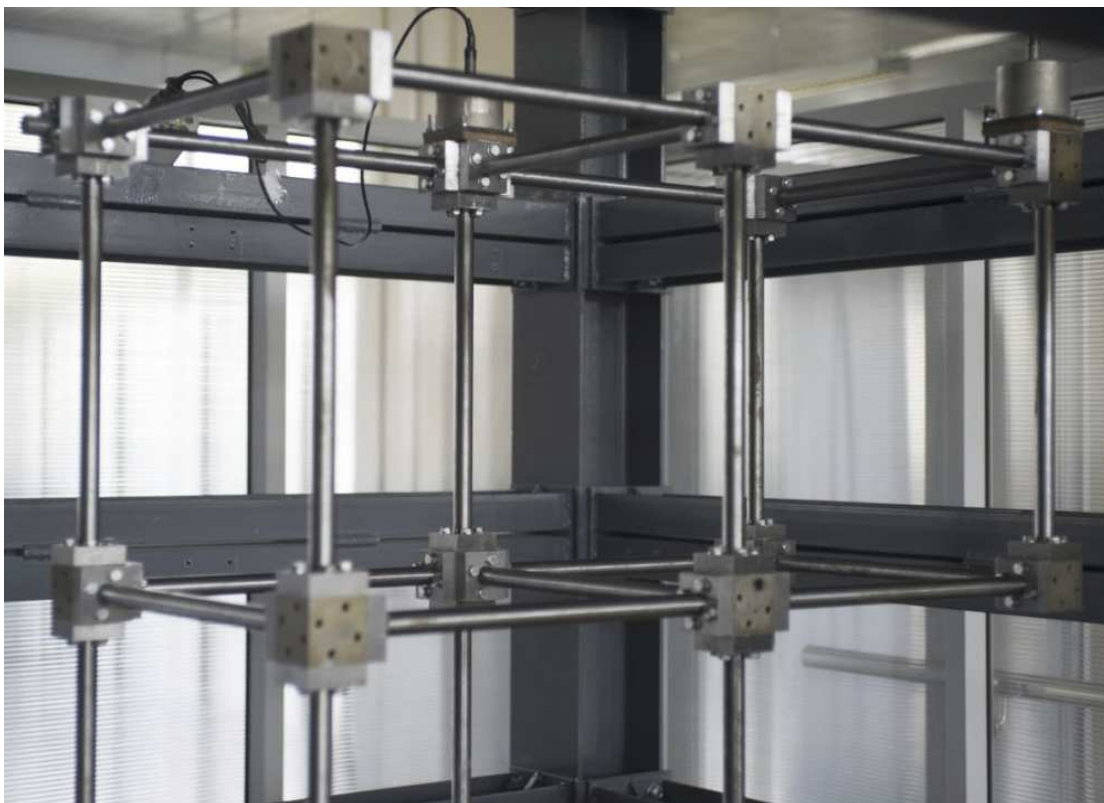


Рис.4.3 Расстановка датчиков на стенде «Конструктор»

Стенд «Этажерка» регулярно-ортогональной рамной пространственной структуры сформирован из сварных стержней (сечение – квадратная труба 20×20×1.2 мм), содержит 12 стоек (с равным шагом 400 мм по периметру), 5 "этажей"- перекрытий, образованных "балками" и точно закрепленными винтами пластинами-листами (толщина 2 мм) поверх них (рис. 4.4).

Параметры θ_i адаптируемых КЭ-моделей стенда содержат:

- расположение и величина дополнительных масс (акселерометров, регистраторов и кабелей) (рис.4.5);
- условия опирания 12-и стоек (защемление, шарнирное и др.);
- изменение физико-механических свойств стержней;
- наличие, локализацию и величину контролируемого дефекта (удаление угловой и/или средней стоек, пластин с этажей, ослабление сечений и др.).

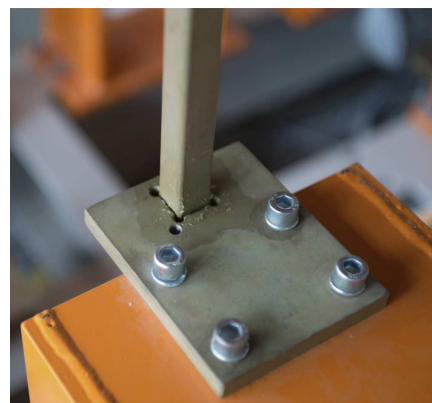


Рис.4.4 Стенд «Этажерка», Общий вид, узлы.



*Рис.4.5 Расстановка измерительных датчиков на стенде «Этажерка»,
учет дефекта.*

4.2. Результаты верификации на стенде «Конструктор»

Сравнение вычисленных динамических характеристик построенных пространственно-стержневой (элементы BEAM188 с жесткими вставками и сосредоточенными массами MASS21) и объемной (элементы SOLID185) КЭ-моделей для ряда конфигураций стенда показало ожидаемую практическую идентичность результатов – расхождение по собственным частотам менее 0,5% на первой и не более 3% на высших формах (табл.4.1) при полном соответствии форм колебаний.

Таблица 4.1

Объемная и стержневая КЭ-модели стенда "Конструктор".

Собственные частоты, Гц

№	Объемная КЭМ Узлов 49 8280	Стержневая КЭМ Узлов 357
1	9.7704	9.8088
2	14.045	13.675
3	17.800	17.413
4	32.141	31.388
5	40.365	39.610
6	50.106	48.758
7	55.654	54.143
8	57.255	56.016
9	67.052	65.374
10	74.153	72.349

Адаптируемые параметры выбранных базовых пространственно-стержневых КЭ-моделей стенда в конфигурации, для которой выполнены измерения собственных частот и форм методом стоячих волн (табл.4.2-4.5, рис.4.1):

- расположение 6-и акселерометров в узлах (как дополнительных сосредоточенных масс, 2 расстановки);
- податливость "основания" (жесткое, стержневая и оболочечная модели двутавровой балки на бетонной подливке);
- разрыв одного из горизонтальных стержней.

Установлено, что (табл.4.2-4.5, рис.4.6):

- последовательность расчетных и измеренных (7 низших) собственных форм колебаний идентична для всех рассмотренных моделей;
- максимальное значимое расхождение по собственным частотам (до 22% для колебаний в плоскости симметрии модели) снижается до практически приемлемого уровня учетом в КЭ-модели дополнительных масс акселерометров (до 18%) и, главное, податливости основания (до 8%); в качестве базовой принимается модель "двутавр-оболочка (КЭ SHELL43) на жестком основании – стержни с массами";
- расчетные собственные частоты-формы не чувствительны к способу расстановки масс-акселерометров;
- внесенный "сильный" дефект – разрыв горизонтального стержня в консольной части на 3-м ярусе – уверенно идентифицируется по низшей собственной частоте (снижение на 10%) и, в особенности, по 4-й (снижение частоты на 35%) и 5-й (на 22%) форме, на которых в наибольшей степени проявляется изменение жесткости и потеря симметрии системы (в частности, эффекты закрутки).

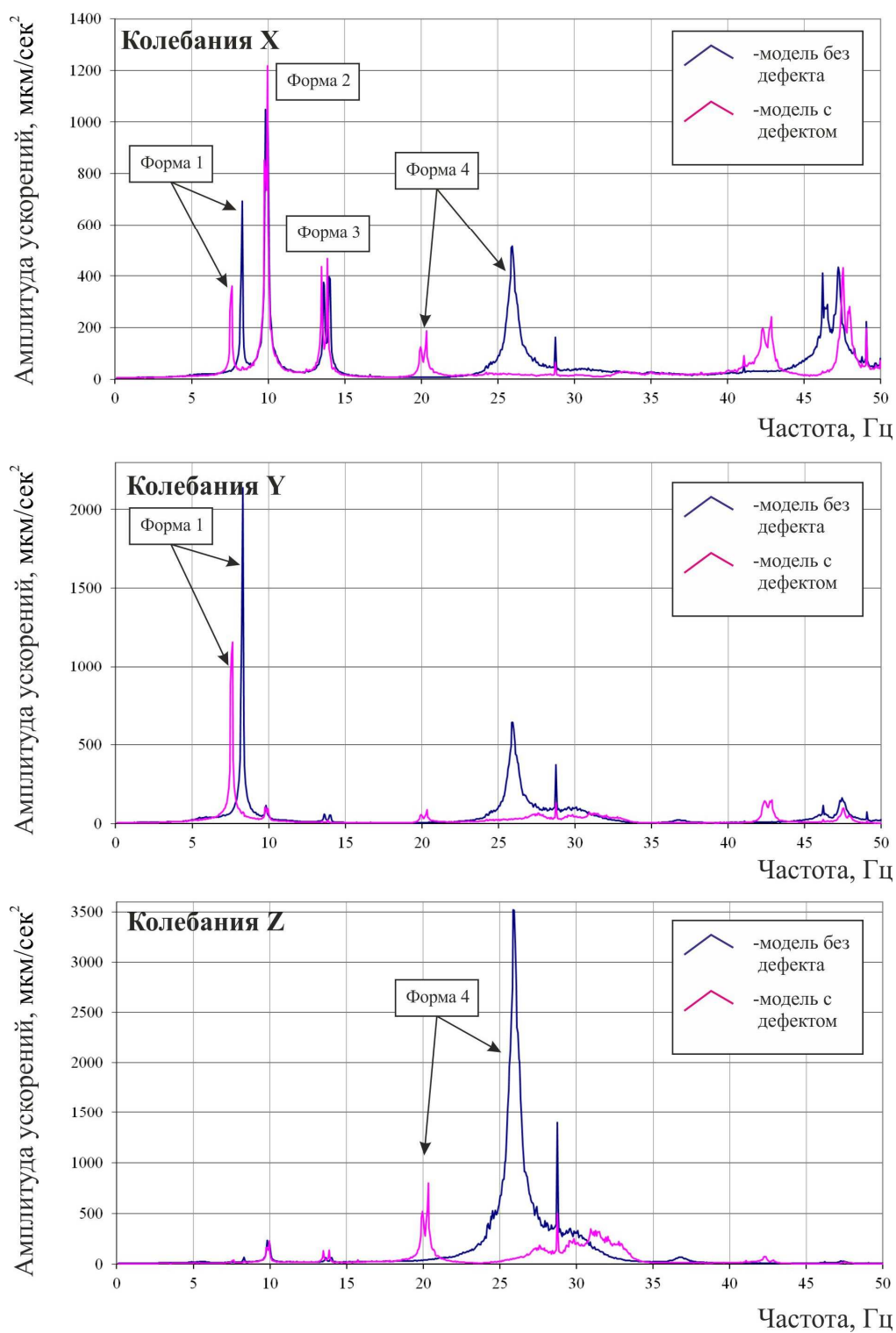


Рис.4.6. Стенд «Конструктор». Измерения методом «стоячих волн». Спектры горизонтальных и вертикального ускорений для бездефектного и дефектного вариантов (измерения выполнены и результаты предоставлены Геофизической службой СО РАН).

Таблица 4.2

Стенд «Конструктор». Адаптация (калибровка) КЭ-модели. Собственные частоты, Гц

№	Без акселерометров Жесткое основание	Акселерометры по 1-й схеме Жесткое основа- ние	Акселерометры по 2-й схеме Жесткое основание	Акселерометры по 1-й схеме В основании Beam188*	Акселерометры по 1-й схеме В основании Shell43**	Эксперимент метод «стоячих волн»
1	9.1828	8.8435	8.8455	7.9554	8.6825	8.240
2	12.090	11.687	11.688	8.4898	10.785	9.888
3	15.073	14.583	14.574	14.300	14.460	13.67
4	30.316	29.181	29.226	25.469	28.207	26.25
5	38.990	37.575	37.516	37.461	37.543	35.46
6	50.513	49.259	49.307	43.562	48.949	47.42
7	55.540	54.247	54.173	48.472	50.950	50.59
8	58.517	57.528	57.511	53.635	56.021	
9	65.641	63.566	63.464	63.412	63.499	
10	73.486	70.884	70.849	65.619	70.583	
11	77.758	76.217	76.306	70.784	71.843	
12	82.351	80.753	80.684	78.658	80.658	
13	84.744	82.476	82.429	80.745	81.783	
14	88.641	86.655	86.541	83.822	85.246	
15	103.66	100.52	100.39	84.920	99.411	

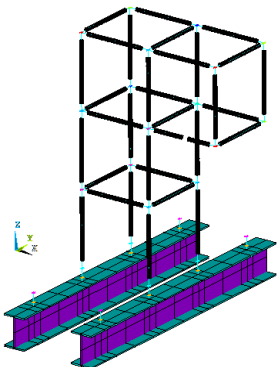
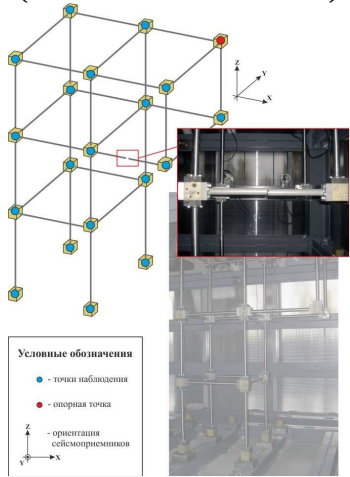
* Балка-двутавр жестко закреплена по торцам.

** Оболочка-двутавр жестко закреплена по нижней плоскости и по торцам.

Акселерометры заданы сосредоточенными массами в узлах, 900г.

Таблица 4.3

Стенд «Конструктор» (балка с разрывом).
Адаптация (калибровка) КЭ-модели. Собственные частоты, Гц

№	Акселерометры по 1-й схеме Жесткое основание	Акселерометры по 1-й схеме В основании двутав- ры (Shell43)**	Эксперимент (метод «стоячих волн»)
			
1	8.0877	7.9673	7.568
2	11.643	10.744	9.766
3	14.403	14.317	13.49
4	21.727	21.566	19.96
5	30.386	30.298	27.59
6	35.508	34.422	32.78
7	45.291	45.036	42.30
8	48.091	45.950	
9	50.912	49.478	
10	64.128	63.844	
11	68.990	68.050	
12	77.345	72.967	
13	79.682	79.489	
14	82.889	81.946	
15	84.946	84.032	

** - Двутавр жестко закреплен по всей нижней плоскости и по торцам.
Акселерометры заданы сосредоточенными массами в узлах, 900г.

Таблица 4.4

Стенд «Конструктор». Метод стоячих волн. Измеренные собственные частоты и формы колебаний.

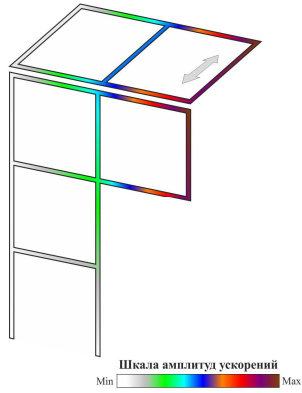
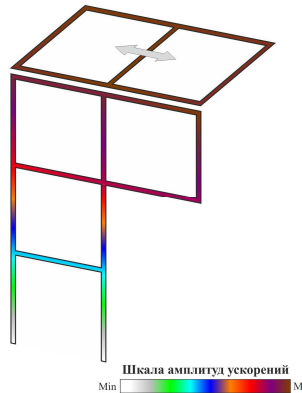
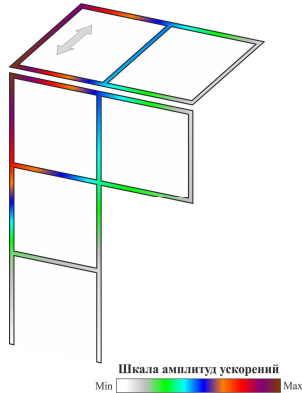
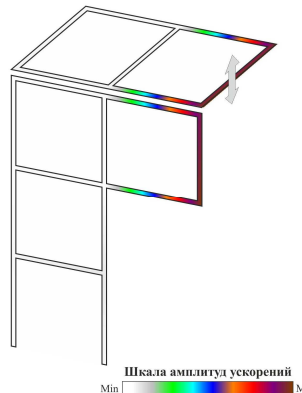
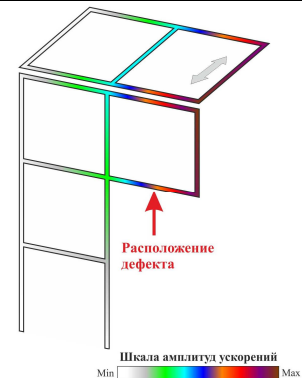
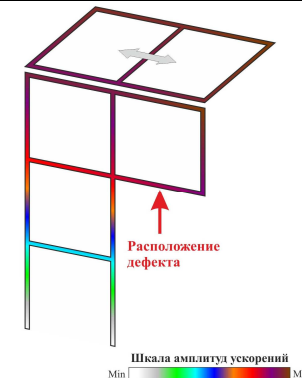
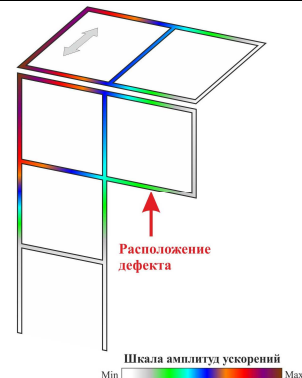
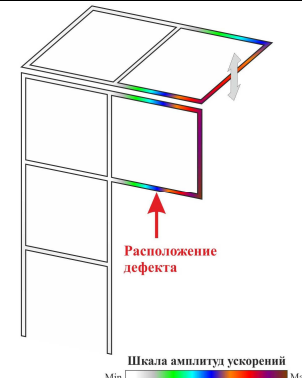
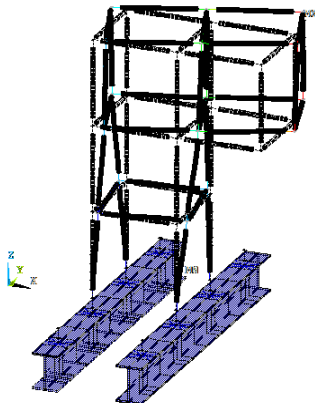
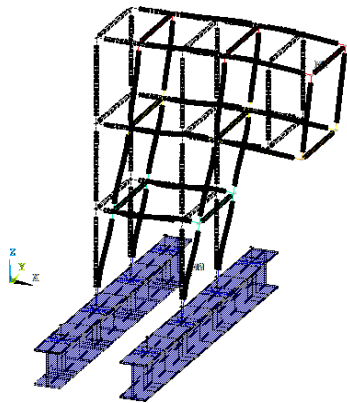
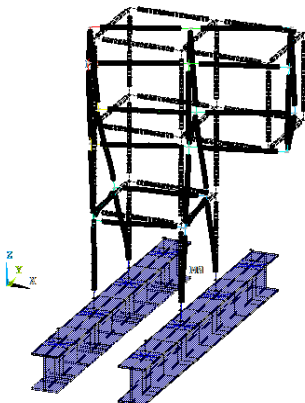
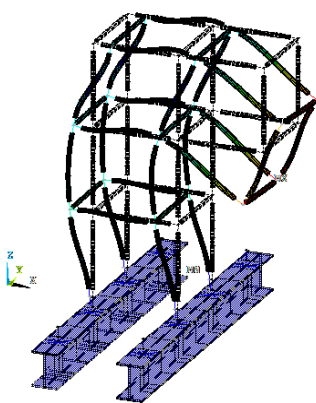
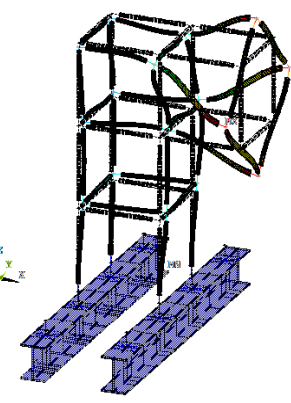
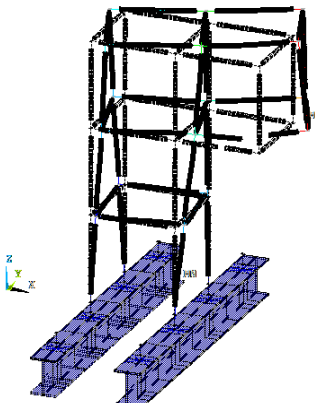
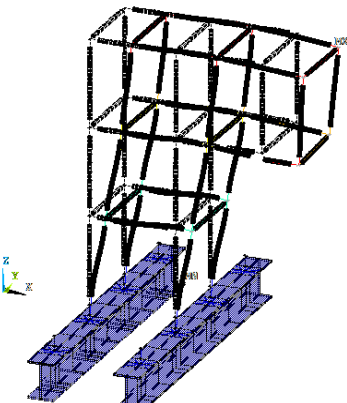
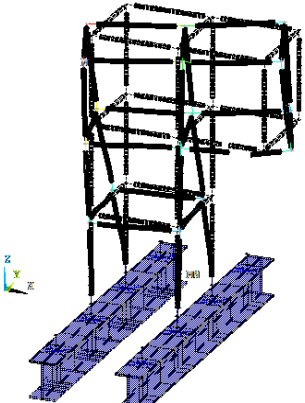
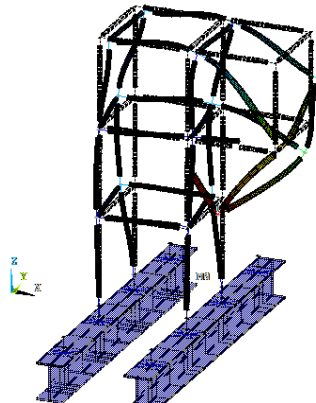
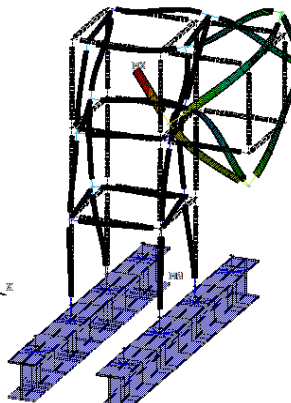
Стенд без дефекта			
$f_1=8,240 \text{ Гц}$	$f_2=9,766 \text{ Гц}$	$f_3=13,489 \text{ Гц}$	$f_4=26,245 \text{ Гц}$
 Шкала амплитуд ускорений Min  Max	 Шкала амплитуд ускорений Min  Max	 Шкала амплитуд ускорений Min  Max	 Шкала амплитуд ускорений Min  Max
Стенд с дефектом			
$f_1=7,568 \text{ Гц}$	$f_2=9,766 \text{ Гц}$	$f_3=13,489 \text{ Гц}$	$f_4=19,958 \text{ Гц}$
 Расположение дефекта Шкала амплитуд ускорений Min  Max	 Расположение дефекта Шкала амплитуд ускорений Min  Max	 Расположение дефекта Шкала амплитуд ускорений Min  Max	 Расположение дефекта Шкала амплитуд ускорений Min  Max

Таблица 4.5

Стенд «Конструктор». Адаптированные КЭ-модели. Расчетные собственные частоты и формы колебаний

<i>Модель без дефектов</i>				
$f_1 = 8.6825 \text{ Гц}$	$f_2 = 10.785 \text{ Гц}$	$f_3 = 14.460 \text{ Гц}$	$f_4 = 28.207 \text{ Гц}$	$f_5 = 37.543 \text{ Гц}$
				
<i>Модель с внесенным дефектом (разрыв горизонтального стержня)</i>				
$f_1 = 7.9673 \text{ Гц}$	$f_2 = 10.744 \text{ Гц}$	$f_3 = 14.317 \text{ Гц}$	$f_4 = 21.566 \text{ Гц}$	$f_5 = 30.298 \text{ Гц}$
				

4.3. Результаты верификации на стенде «Этажера»

Разработаны и исследованы адаптируемые пластинчато-стержневые динамические КЭ-модели (элементы BEAM188, SHELL43, MASS21) стенда в конфигурациях, для которой выполнены измерения ускорений и математически восстановлены собственные частоты и формы колебаний методом "стоячих волн" (рис.4.9, табл.4.6-4.9):

- расположение 6-и акселерометров и 5-и регистраторов (как дополнительных сосредоточенных масс, 2 расстановки), заданных сосредоточенными массами, 900 г для акселерометра и 1500 г для регистраторов. Для регистраторов центр масс находится на высоте 95 мм – заданы соответствующие массовые моменты инерции. 5 акселерометров и 5 регистраторов установлены на «этаже» (первом или предпоследнем в зависимости от принятой расстановки) и один акселерометр – на верхнем этаже.

- условия закрепления 12-и стоек (защемление и шарнирное);

- "идеальный" и 2 "дефектных" – удаление угловой и средней стоек нижнего этажа.

Основные результаты выполненных верификационных исследований (табл.4.6-4.9):

- наилучшее соответствие данным измерений получено для модели шарнирного опирания стоек (расхождение не более 6%);

- последовательность расчетных и измеренных (6 низших общесистемных) собственных форм колебаний идентична для рассмотренных КЭ-моделей;

- расположение масс для двух расстановок акселерометров и регистраторов показывает отличие по расчетным собственным частотам до 6%, что должно быть учтено при планировании дальнейших измерений и математической обработке их результатов;

- внесенные "сильные" дефекты – удаление средней и угловой стоек – проявляются в нижних расчетных и измеренных общесистемных собственных частотах (падение на прогнозируемую величину, пропорциональную

квадратному корню от измененной жесткости) и, в особенности, в дополнительных расчетных собственных формах (табл.4.9, 44-я и 46-я), приуроченных к локальным вертикальным колебаниям части этажерки над удаленной стойкой. Указанные собственные формы могут быть уверенно определены и методом "стоячих волн".

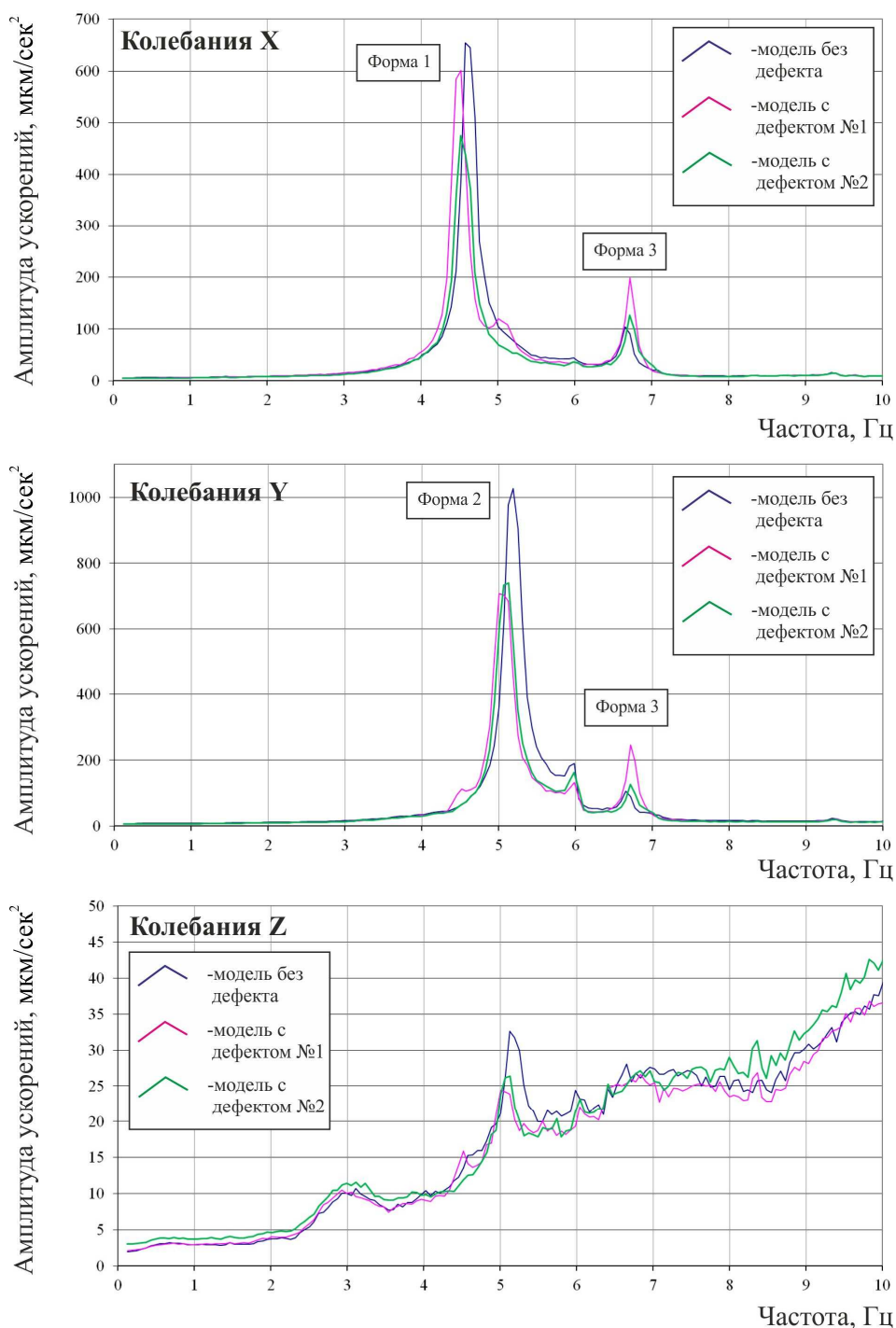


Рис.4.7. Стенд «Этажерка». Измерения методом «стоячих волн». Спектры горизонтальных и вертикального ускорений для бездефектного и двух вариантов дефектного состояния, 1-3 формы (результаты представлены Геофизической службой СО РАН)

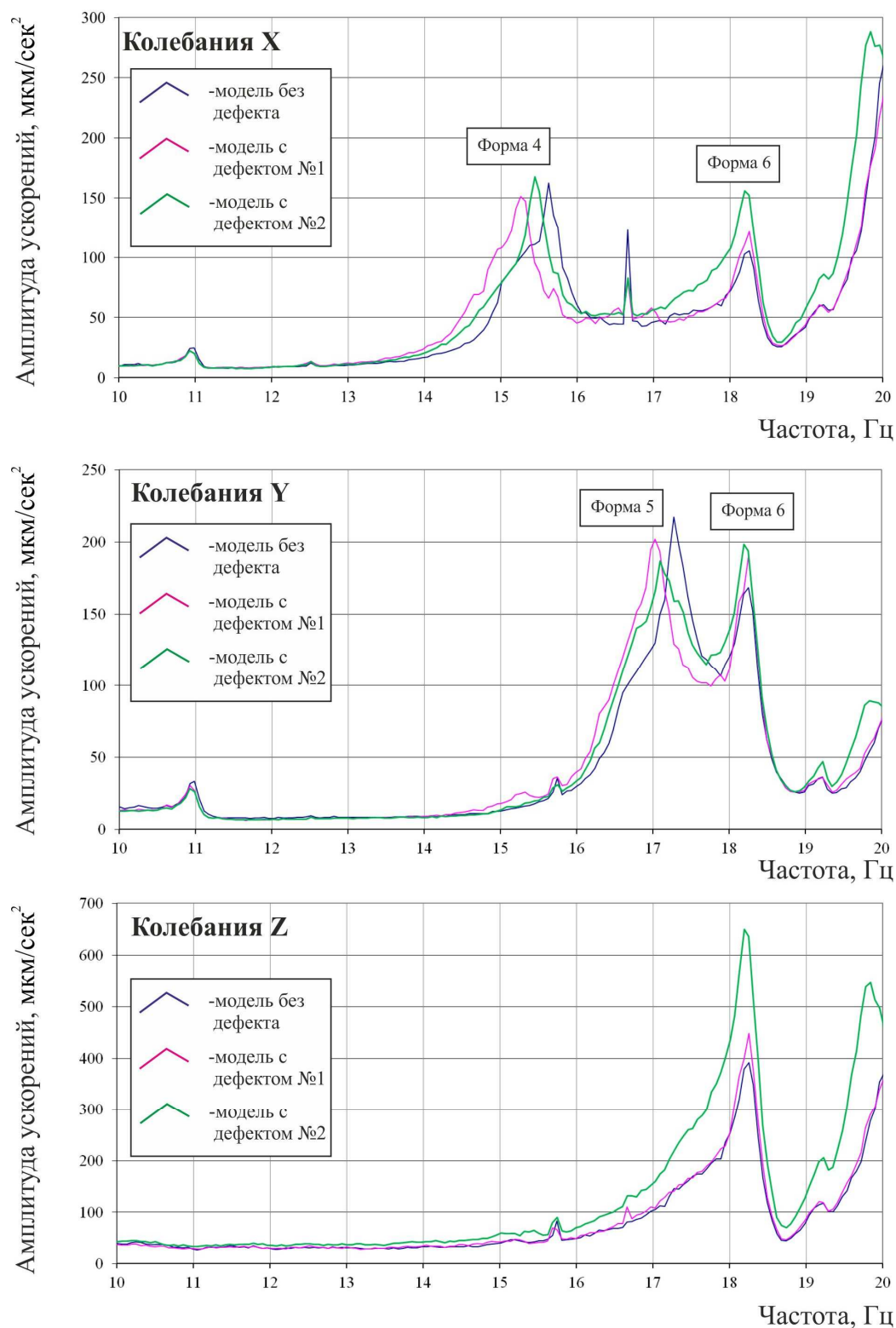


Рис.4.8. Стенд «Этажерка». Измерения методом «стоячих волн». Спектры горизонтальных и вертикального ускорений для бездефектного и двух вариантов дефектного состояния, 4-6 формы (результаты представлены Геофизической службой СО РАН)

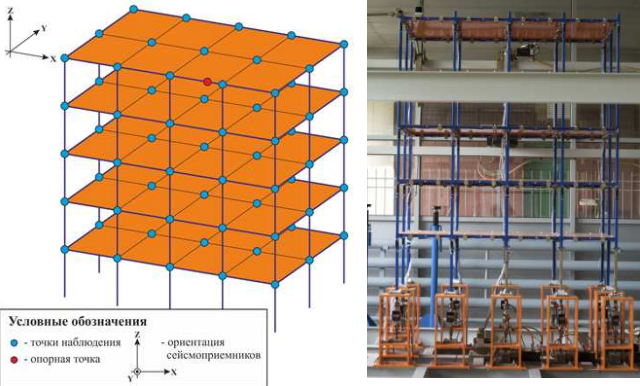
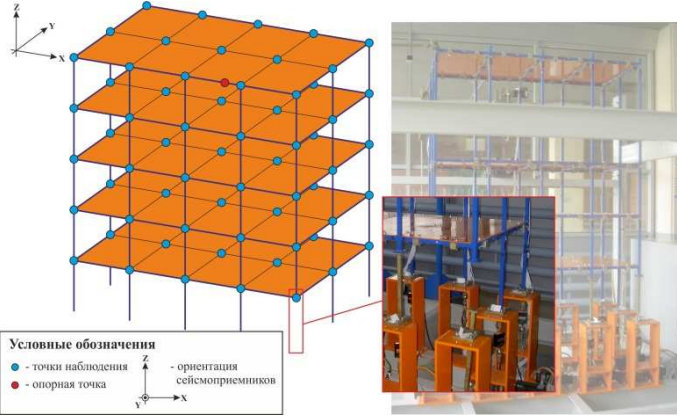
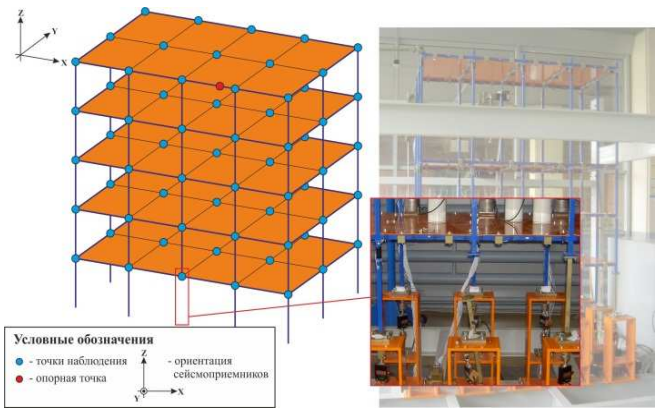
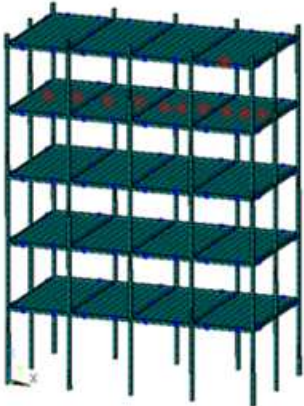
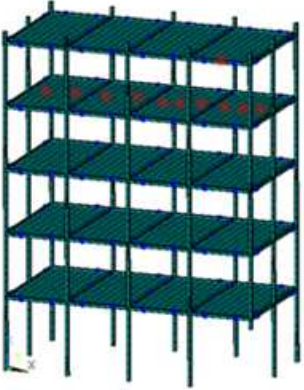
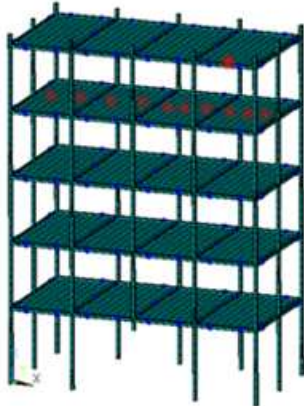
Без дефектов	Удалена угловая стойка	Удалена средняя стойка
 Условные обозначения • - точки наблюдения • - ориентация сейсмоприемников • - опорная точка	 Условные обозначения • - точки наблюдения • - ориентация сейсмоприемников • - опорная точка	 Условные обозначения • - точки наблюдения • - ориентация сейсмоприемников • - опорная точка
Расчетная КЭ-модель	Расчетная КЭ-модель	Расчетная КЭ-модель
		

Рис.4.9. Стенд «Этажерка» для вариантов исходного и с внесенными дефектами. Расстановка датчиков и расчетные пластинчато-стержневые КЭ-модели (СИПК «ANSYS-Мониторинг»)

Таблица 4.6

Стенд «Этажерка». Расчетные и экспериментальные собственные частоты колебаний, Гц.

№	Расчетная модель Расстановки масс 1*-2*. <i>Без дефектов</i>	Расчетная модель Расстановка масс 1* <i>Удалена угл. стойка</i>	Расчетная модель Расстановка масс 1* <i>Удалена сред. стойка</i>	Эксперимент <i>Без дефектов</i>	Эксперимент <i>Удалена угл. стойка</i>	Эксперимент <i>Удалена сред. стойка</i>
1	4.5957 - 4.7322	4.3854	4.5075	4.639	4.517	4.578
2	4.9385 - 5.0741	4.7748	4.7785	5.188	5.066	5.066
3	6.5380 - 6.6476	6.2869	6.4808	6.897	6.714	6.714
4	17.378 - 16.685	16.833	17.195	15.625	15.259	15.442
5	18.755 - 17.996	18.372	18.553	17.273	17.029	17.090
6	24.733 - 24.102	24.298	24.663	20.142	20.020	19.836
7	25.205 - 25.182	25.205	25.131			
8	29.237 - 29.220	29.237	29.200			
9	30.287 - 30.291	30.286	30.269			
10	30.288 - 30.306	30.287	30.287			
.....						
41	63.693	63.630	63.685			
42	63.890	63.695	63.887			
43	69.461	69.461	69.088			
44	71.381	70.941	70.299			
45	73.155	72.844	71.358			
46	74.561	73.755	73.006			
47	78.390	74.457	74.508			
48	82.782	78.401	79.335			
49	84.401	82.873	83.390			
50	84.908	84.397	84.078			

Примечания: расчетные КЭ-модели закреплены шарнирно.

* Расстановка 1 – акселерометры и регистраторы установлены на предпоследнем «этаже» по средней линии.

** Расстановка 2 – акселерометры и регистраторы установлены на первом «этаже» по средней линии.

Красным фоном выделены «дополнительные» частоты/формы спектра, идентифицирующие наличие и зону дефекта

Таблица 4.7

Стенд «Этажерка». Общесистемная *низшая* (первая «изгибная») форма собственных колебаний

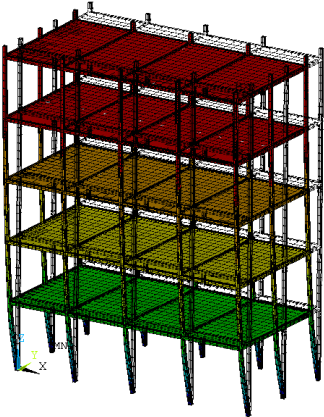
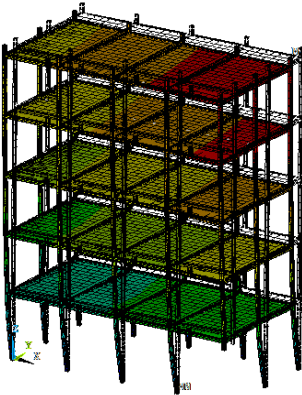
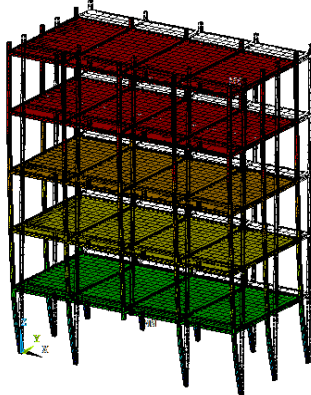
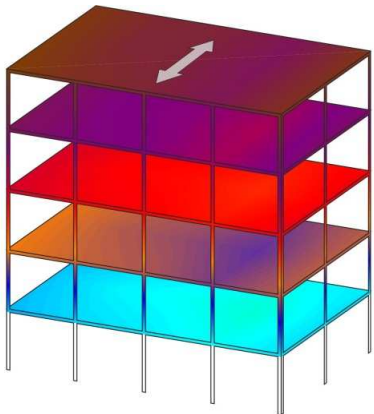
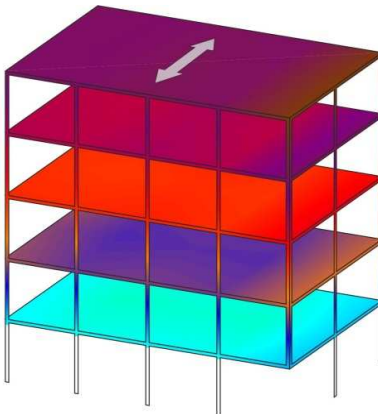
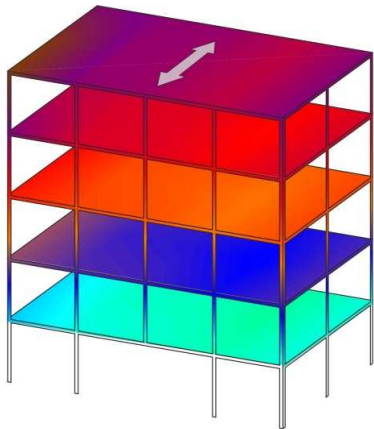
№	Без дефектов <i>КЭ-модель. $f_1 = 4,5957$Гц</i>	Удалена угловая стойка <i>КЭ-модель. $f_1 = 4,3854$Гц</i>	Удалена средняя стойка <i>КЭ-модель. $f_1 = 4,5075$Гц</i>
			
1	<i>Измерения. $f_1 = 4,639$ Гц</i>	<i>Измерения. $f_1 = 4,517$Гц</i>	<i>Измерения. $f_1 = 4,578$Гц</i>
	 Шкала амплитуд ускорений Min  Max Min = 0 мкм/сек² Max = 650 мкм/сек²	 Шкала амплитуд ускорений Min  Max Min = 0 мкм/сек² Max = 625 мкм/сек²	 Шкала амплитуд ускорений Min  Max Min = 0 мкм/сек² Max = 490 мкм/сек²

Таблица 4.8

Стенд «Этажерка». Общесистемная *третья* (первая крутильная) форма собственных колебаний

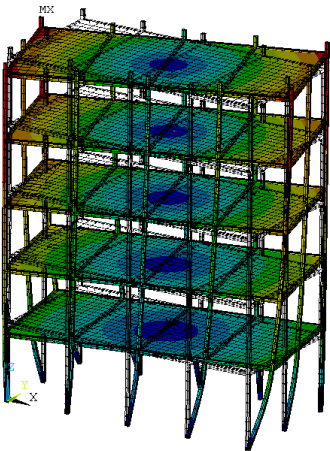
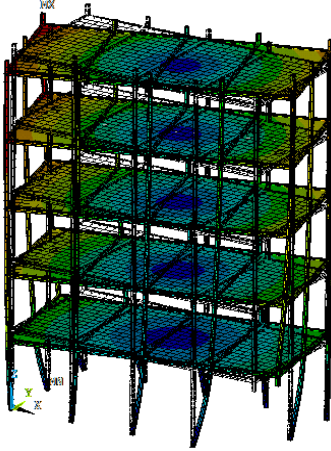
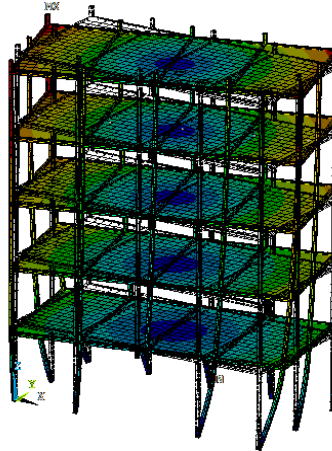
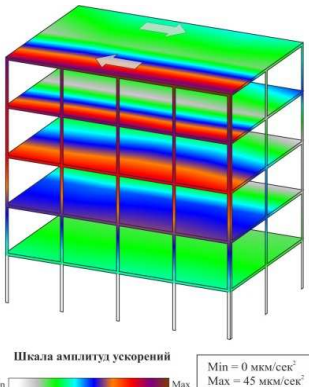
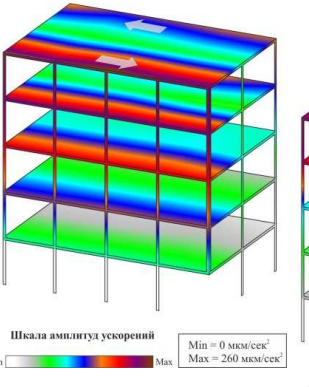
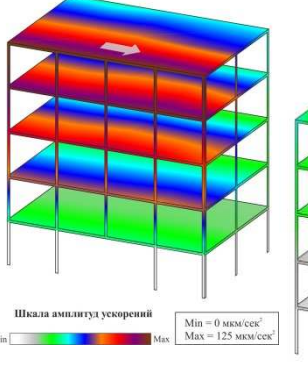
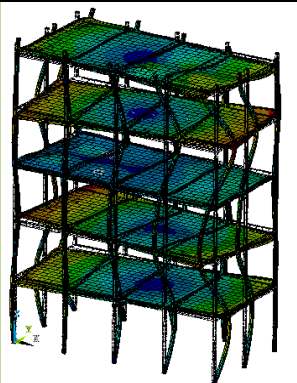
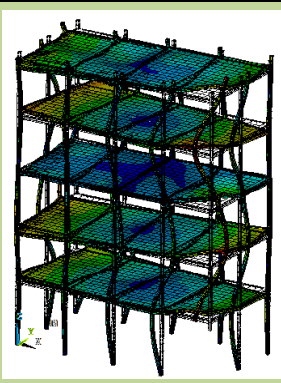
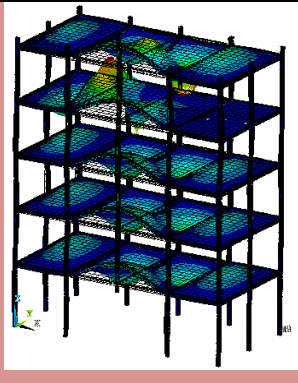
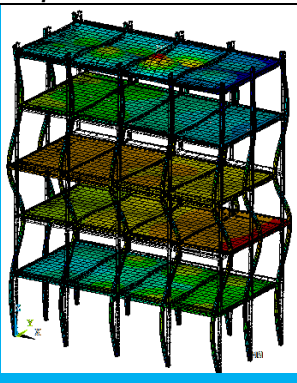
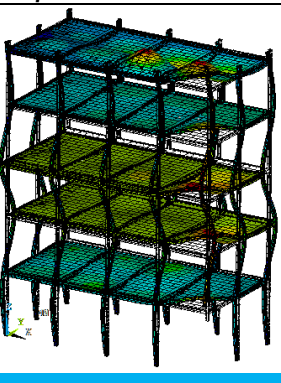
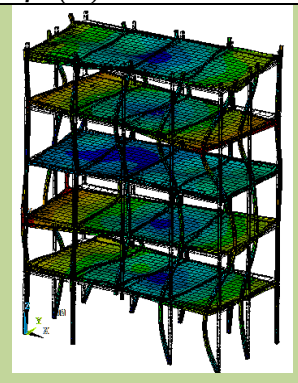
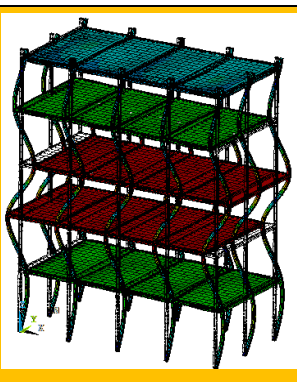
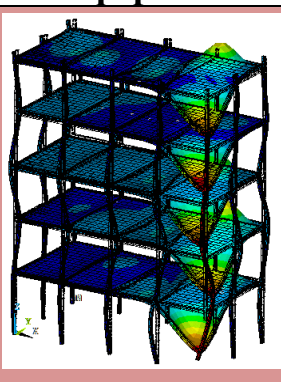
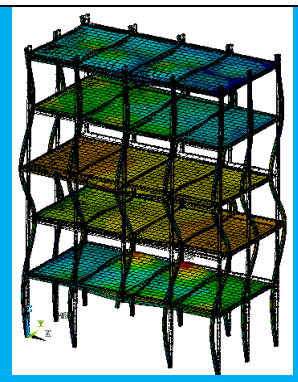
№	Без дефектов <i>КЭ-модель. $f_1 = 6,5380\text{Гц}$</i>	Удалена угловая стойка <i>КЭ-модель. $f_1 = 6,2869\text{Гц}$</i>	Удалена средняя стойка <i>КЭ-модель. $f_1 = 6,4808\text{Гц}$</i>
			
3	<i>Измерения. $f_3 = 6,897\text{Гц}$</i>	<i>Измерения. $f_3 = 6,714\text{Гц}$</i>	<i>Измерения. $f_3 = 6,714\text{Гц}$</i>
	 Шкала амплитуд ускорений Min 0 мкм/сек² Max 45 мкм/сек²	 Шкала амплитуд ускорений Min 0 мкм/сек² Max 260 мкм/сек²	 Шкала амплитуд ускорений Min 0 мкм/сек² Max 125 мкм/сек²

Таблица 4.9

Стенд «Этажерка». Локальные расчетные формы собственных колебаний (красный фон), идентифицирующие внесенные дефекты

№	Без дефектов	Удалена угловая стойка	Удалена средняя стойка
44	$f_{44} = 71,381 \text{Гц}$	$f_{44} = 70,941 \text{Гц}$	$f_{44} = 70,299 \text{Гц}$ – дополнительная форма
			
45	$f_{45} = 73,155 \text{Гц}$	$f_{45} = 72,844 \text{Гц}$	$f_{45(44)} = 71,358 \text{Гц}$
			
46	$f_{46} = 74,561 \text{Гц}$	$f_{46} = 73,755 \text{Гц}$ – дополнительная форма	$f_{46(45)} = 73,006 \text{Гц}$
			

4.4. Выводы по главе

1) Разработанная расчетно-экспериментальная методика динамического мониторинга верифицирована на упомянутых стендовых моделях Центра мониторинга МГСУ, представительных для задач исследований, и показала возможность оценки фактического состояния и обнаружения значимых дефектов при совместном использовании параметризуемых-адаптируемых КЭ-моделей и инструментального метода «стоячих волн».

2) Полученные результаты позволяют также более «тонко» настроить стендовые (в частности, минимизировать факторы неопределенности) и КЭ-модели для дальнейших исследований не только динамических характеристик, но и параметров напряженно-деформированного состояния.

3) В связи с изложенными результатами достижимым можно считать и численное решение некорректно поставленных обратных задач идентификации состояния (включая выявление и локализацию дефектов) на основе регуляризации по Тихонову.

ГЛАВА 5. АПРОБАЦИЯ МЕТОДИКИ НА ВЫСОТНОМ КОМПЛЕКСЕ, ВОЗВЕДЕННОМ С ВЫЯВЛЕННЫМИ ОТСТУПЛЕНИЯМИ ОТ ПРОЕКТА

5.1. Высотный комплекс «Дирижабль» – проект и его реализация

Описание комплекса

Рассматриваемый актуальный проектный вариант высотного многофункционального жилого комплекса «Дирижабль» (г. Москва) является уникальным с объемно-планировочными и конструктивными решениями, не имеющими прямых аналогов.

В плане здание имеет эллипсоидальную форму с размерами по разбивочным осям 88.5×23.6 м (надземная часть), размеры в плане подземной части составляют $100,2 \times 35,3$ м. Общая высота конструктивной системы жилого здания от верхнего обреза фундаментной плиты составляет 151 м.



Рис.5.1 Проект МФЖК «Дирижабль»

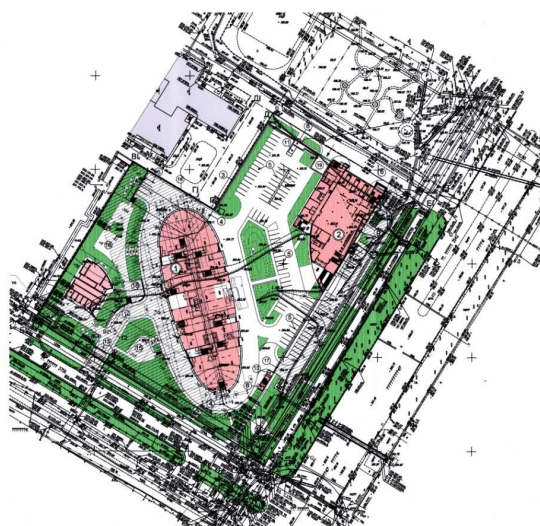


Рис.5.2 Ситуационный план

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 насыпными грунтами залегают суглинки, глины мягкопластичной и тугопластичной консистенции, супеси пластичные и пески пылеватые, мелкие, средней плотности и плотные влажные и водонасыщенные. На основании технического заключения по инженерно-геологическим изысканиям выделено пять геомеханических элементов (табл.5.1), принятых для дальнейших расчетов. Первый ГМЭ (ИГЭ 1-17) представляют техногенные образования - современные насыпные грунты, сложенные отвалами из естественных грунтов со строительным мусором, залегающие первыми от поверхности земли, распространенные повсеместно; пролювиальные глины средне-верхнечетвертичного возраста; флювиогляциальные пески, суглинки и глины различной консистенции среднечетвертичного возраста московского оледенения и моренные глины и суглинки различной консистенции среднечетвертичного возраста. Грунт ГМЭ 1 обладает физико-механическими свойствами, близкими свойствам грунта ИГЭ 16, 17 – моренного суглинка, непосредственного основания проектируемого подземного комплекса. Второй ГМЭ (ИГЭ 19) - среднечетвертичные флювиогляциальные грунты оксоднепровского оледенения, представленные пластичными супесями. Третий ГМЭ (ИГЭ 18) – тугопластичный песчанистый суглинок того же возраста и генезиса. В качестве четвертого ГМЭ (ИГЭ 22,23) выделены нижнемеловые пылеватые глины и суглинки, тугопластичные. Ниже залегают пески пылеватые (ИГЭ 24) и пески средней крупности (ИГЭ 26) нижнемелового возраста, объединенные в ГМЭ V. Они представляют собой чередующуюся толщу выдержанных по мощности пластов.

Гидрогеологические условия участка характеризуются распространением следующих водоносных горизонтов: грунтовых вод “верховодки”; мест-

ный надморенный типа “верховодки”; основной надъюрский. Грунтовые воды “верховодки” встречены в насыпных грунтах на глубине 1,7–5м (абс. отм.197,84 – 202,04м). Формирование “верховодки” происходит за счет инфильтрации атмосферных осадков и утечки из водонесущих коммуникаций. Грунтовые воды местного надморенного типа «верховодки» встречены на глубине 8–13,15м (абс. отм.190,93 – 197,53 м). Подземные воды основного надъюрского водоносного горизонта встречены на глубине 24,1 – 30,2 м (абс. отм.173,43 – 178,05м).

При данном геологическом строении и существующих гидрогеологических условиях участок оценивается как безопасный в карстово-суффозионном отношении.

В качестве основания высотной части жилого здания в проекте принят комбинированный свайно-плитный фундамент, состоящий из 472 буровых свай и монолитной железобетонной плиты коробчатого сечения общей высотой 4600 мм, конструкция которой представляет две плиты (верхняя - толщиной 400 мм, нижняя – 1200 мм) соединенных ребрами жесткости. Ребра жесткости толщиной 600 мм и 400 мм расположены под монолитными несущими стенами и колоннами. Фундаментная плита выполняется из бетона класса В25, W8. Арматура класса А500С

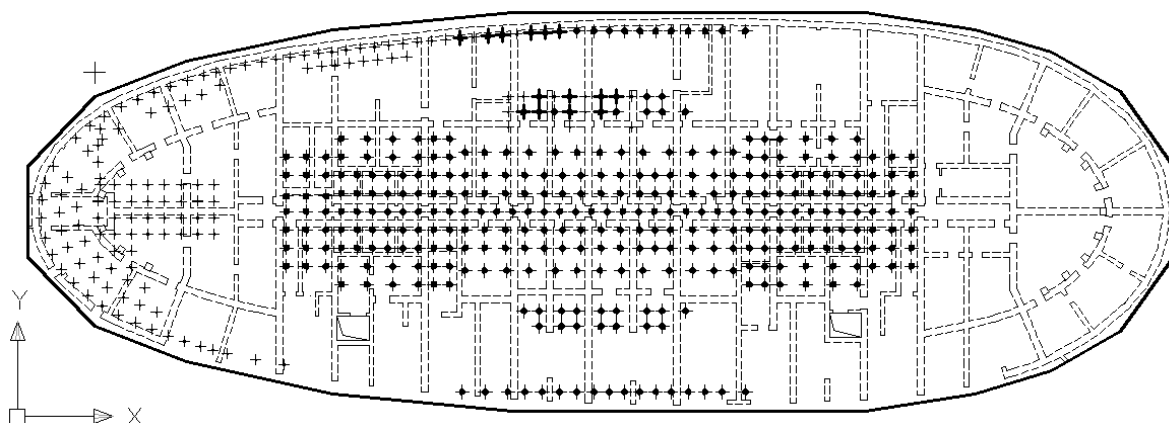


Рис.5.3 Проектный вариант свайного поля.

Таблица 5.1

Расчетные показатели физико-механических свойств геомеханических элементов геологической модели

№ ГМЭ	Описание	Возраст	№ ИГЭ	Свойства грунтов						
				Плотность, ρ , г/см ³	Коэффициент пористости, e	Прочность (по Кулону-Мору)		Деформируемость		Коэффициент фильтрации k_f , м/сут
						tg ϕ	c , МПа	Модуль деформации $E_{\text{деф}}$, МПа	μ	
I	Суглинки мелкопесчаные, с линзами песка, с гравием, щебнем, тугопластичные и полутвердые	gQ _{II} d	16, 17	2,10	0,50	0,325	0,045	30	-	0,01
II	Супеси слоистые, пластичные	fQ _{II} o-d	19	2,01	0,59	0,424	0,012	18	-	0,5
III	Суглинки песчанистые, с прослоями песка, тугопластичные	fQ _{II} o-d	18	2,03	0,57	0,268	0,032	22	-	0,01
IV	Глины пылеватые, с прослоями песка, тугопластичные	K ₁	22	1,90	0,96	0,325	0,050	20	-	0,001
	Суглинки пылеватые, с прослоями песка, тугопластичные	K ₁	23	1,85	0,77	0,404	0,040	22	-	0,01
V	Пески пылеватые, с линзами глины, плотные, влажные и водонасыщенные	K ₁	24	2,01	0,53	0,675	0,006	30	-	0,001
	Пески средние, с линзами глины, плотные, влажные и водонасыщенные	K ₁	26	2,03	0,48	0,781	0,002	43	-	0,01

Нижний подземный этаж (-3) жилого здания предназначен для технических и вспомогательных помещений, на -2 этаже расположен фитнес-центр, на -1 этаже располагается банкетный зал и технические помещения. На 1-2-ом этажах расположены входная группа помещений, офисные помещения и детский сад. Остальные этажи являются жилыми, кроме 22 и 41 этажей, которые являются техническими.

Высота подземных этажей и первых трех надземных этажей переменная и варьируется в пределах от 3.25 м до 3.7 м. Высота типового этажа составляет 3.3 м, высота верхних этажей (38-40) составляет 3.6 м. Высота верхнего технического этажа составляет 3.9 м.

Конструктивная система здания принята комбинированной каркасно-стеновой и состоит из колонн, пилонов и стен, объединенных жестко сопряженными с ними плитами перекрытий в единую пространственную систему. Пространственная жесткость и устойчивость всего высотного здания обеспечивается совместной работой вертикальных монолитных диафрагм жесткости, лестничных и лифтовых блоков, объединенных жесткими поэтажными монолитными железобетонными дисками перекрытий. Расположение колонн обусловлено формой здания в плане и принято по контуру здания на крайних фрагментах. Все несущие конструкции запроектированы из монолитного железобетона.

Колонны приняты с квадратной и трапециевидной формой поперечного сечения. Размеры поперечных сечений колонн нижних этажей составляют 550(600)×600мм и 350×500мм (колонны стилобата). С 23-го этажа сечение колонн составляет 400×400мм. Класс бетона колонн по прочности на сжатие принят В25, арматура принята класса А500С.

Монолитные стены и пилоны приняты переменной по высоте здания толщиной, наружные стены подземной части приняты толщиной 300 мм, класс бетона по прочности В25. Поперечные стены здания приняты: с 6 по 22 этажи – толщиной 300 мм, с 23 по 40 этажи – толщиной 250 мм. Шаг попе-

речных несущих стен – от 3,0 до 4,6м. Класс бетона по прочности на сжатие для стен принят В25, класс арматуры – А500С.

Плиты перекрытий подземных, технических и ряда жилых этажей, плита покрытия приняты плоскими сплошного сечения, толщиной 200мм (плиты перекрытий над -2, -1, 2, 21, 22, 36, 37, 40 и 41 этажами), плита перекрытия над -3 этажом принята плоской толщиной 400 мм.

Плиты перекрытий типовых этажей приняты кессонного типа ребрами вниз. Плиты перекрытий над 3-21 этажами приняты с размерами кессонов 1000×1000 мм, 1000×750 мм и 1000×500 мм. Толщина кессонного перекрытия составляет 210 мм, при этом высота ребра кессона составляет 160 мм, толщина плиты – 50 мм. Ширина ребра кессона принята в нижней части 120 мм, в верхней части (у плиты) – 150 мм. В приопорных зонах сопряжения кессонной плиты и вертикальных несущих конструкций в плите устроены монолитные участки толщиной 210 мм.

Кессонные плиты перекрытий над 23-35 этажами приняты аналогичными размерами, при этом толщина кессонного перекрытия составляет 230 мм, высота ребра кессона составляет 160 мм, толщина плиты – 70 мм. Ширина ребра кессона принята в нижней части – 125 мм, в верхней части (у плиты) – 135 мм. В приопорных зонах сопряжения кессонной плиты и вертикальных несущих конструкций в плите устроены монолитные участки толщиной 230 мм. Класс бетона по прочности на сжатие для плит перекрытий этажей принят В25, класс арматуры – А500С.

В процессе строительства «высотки» были допущены грубые нарушения в технологии производства монолитных работ, в результате проведенных обследований выявлены значимые отступления от проекта по всему высотному зданию: по классу бетона ряда стен, колонн и перекрытий (до В10 вместо проектных В25) и по геометрии стен и колонн (отклонения – эксцентриситет до 135 мм, табл. 5.2). По результатам обследований выполнены усиления стен и колонн на 4-м – 17-м этажах (общее количество усиленных элементов 75).

Таблица 5.2

Отклонения колонн, выявленные в ходе обследования

Тип эле- мента	Расположение конструкции	Фактическое отклонение (мм)			
		Отклонение низа кон- струкции		Отклонение верха кон- струкции	
		по мест- ной оси s*	по местной оси t**	по местной оси s	по местной оси t
1 этаж, отм.-0,100м					
К-1	I /3-Е	104	16	0	0
К-1	I /5-Г	-12	-60	-7	-41
К-1	I /6-В/Г	13	-98	-9	-66
К-1	I /7-К/М	30	-130	9	-5
К-1	I /8-К	33	-83	23	10
2 этаж, отм.+3,600м					
К-1	I /10-Е/Ж	6	48	-6	-19
К-1	I /11-Г/Д	-5	-62	-15	-48
3 этаж, отм. +7,200м					
К-1	I /11-Г/Д	-26	-108	-57	-84
К-1	14-Д/1	-4	-44	-8	-48
К-1	I/14-В	4	-41	-3	-37
4 этаж, отм.+10,500м					
К-1	I /11-Г/Д	-22	-98	-47	-53
К-1	I/14-В	-12	-43	-27	-49
5 этаж, отм.+13,800м					
К-1	I /4-Д	-17	-66	-18	0
К-1	I /5-Г	-25	-57	-26	-52
К-1	I /6-В/Г	-30	-50	-32	-23
8 этаж, отм.+23,700м					
К-1	I /5-Г	-23	-56	-34	-35
К-1	I/14-В	-17	12	-5	-65
10 этаж, отм.+30,300м					
К-1	I /1-Ж/Л	25	-90	19	-29
К-1	I /2-Ж	51	-113	28	-32
К-1	I /3-Е	-26	-124	20	-35
К-1	I /5-Г	-25	-135	-32	5
К-1	I /6-В/Г	-41	-107	-28	-70
12 этаж, отм.+36,900м					
К-1	I /4-Д	-29	-58	-12	43
К-1	I /5-Г	-15	-56	-5	-25
К-1	I /6-В/Г	25	-87	-58	-21
16 этаж, отм.+50,100м					
К-1	I /6-В/Г	-19	-70	-13	-24
18 этаж, отм.+56,700м					
К-1	I /6-В/Г	20	-63	2	-2
К-1	I /7-К/М	0	63	75	7
21 этаж, отм.+66,600м					
К-1	I /4-Д	8	-60	11	-50

*—в тангенциальном направлении

**— в радиальном направлении от центра



Рис.5.4. Высотный комплекс «Дирижабль». Этапы строительства



Рис.5.5. Высотный комплекс «Дирижабль». Выявленные отклонения от проекта

5.2. «Идеальные» проектные КЭ-модели здания. Результаты анализа

5.2.1. Описание модели

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*) [20-22], с помощью специальной программы вычислялись и задавались индивидуально для каждого контактного КЭ фундаментной плиты.

При численном моделировании основания МКЭ были разработаны:

- геомеханическая модель основания и паспорта прочности для каждого геологического слоя грунта по результатам трехосных испытаний грунтов-аналогов (рис.5.6);
- объемная инженерно-геологическая модель грунтового массива площадки строительства многофункционального жилого комплекса;
- постановка задач и основных принципов построения расчетных моделей системы «грунтовое основание - высотное здание»;
- пространственная расчетная модель напряженно деформированного состояния системы «грунтовый массив – плитно-свайный фундамент», реа-

лизирующая нелинейную модель грунта проф. Зарецкого для основания под фундаментной плитой здания (рис. 5.7).

В результате выполнения работы были проведены расчетные исследования пространственного напряженно-деформированного состояния грунтового основания с учетом влияния фундаментных и надфундаментных конструкций здания, пластических деформаций грунта, этапов возведения здания и влияния, выполненных в натуре свай РИТ и проектируемых буронабивных свай; определены осадки и прогибы фундамента. По вычисленным перемещениям определены усилия в фундаментной плите и коэффициенты постели (рис.5.8).

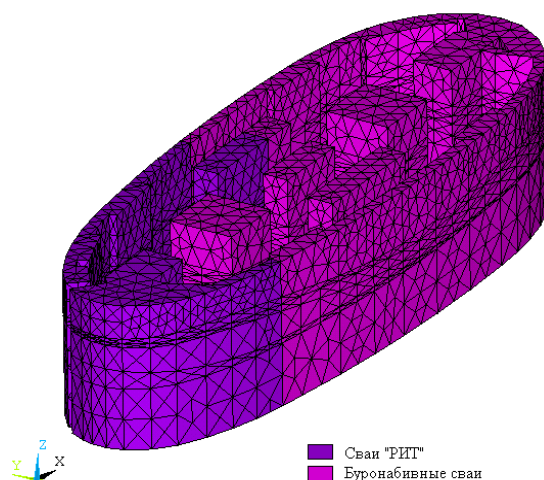


Рис.5.7 Нелинейная трехмерная КЭ модель с учетом свай (ПК Земля)

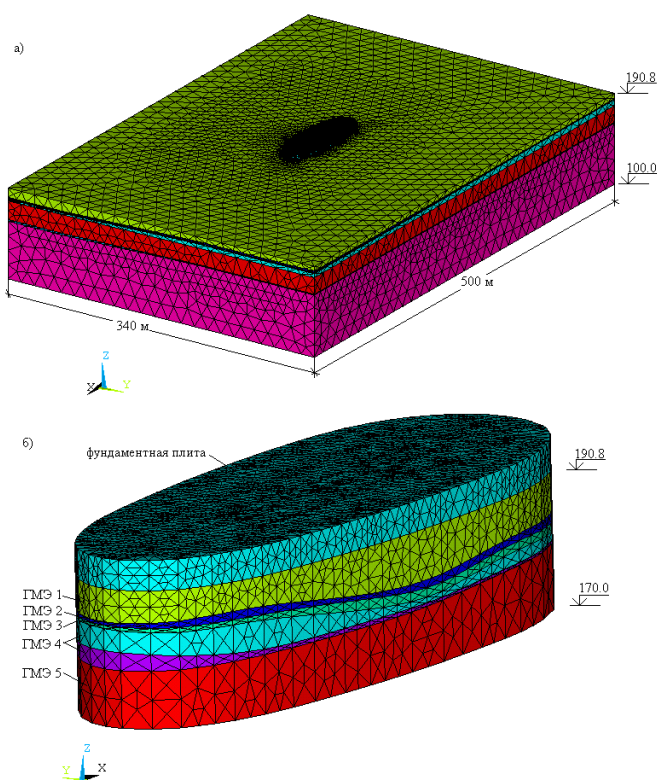


Рис. 5.6 Трехмерная КЭ-модель основания (ПК Земля)



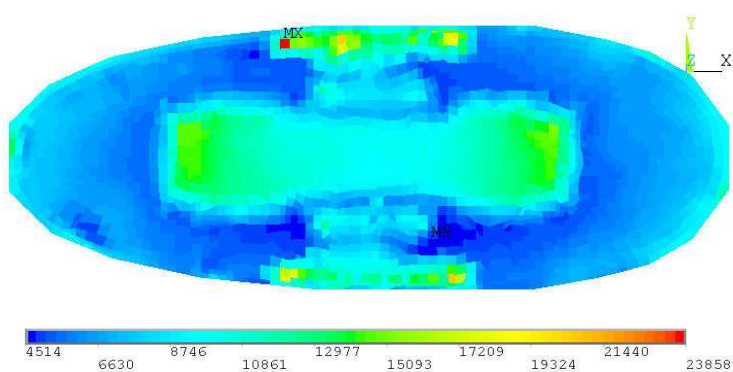


Рис.5.8 Коэффициенты постели для плитно-свайного фундамента (кПа/м)

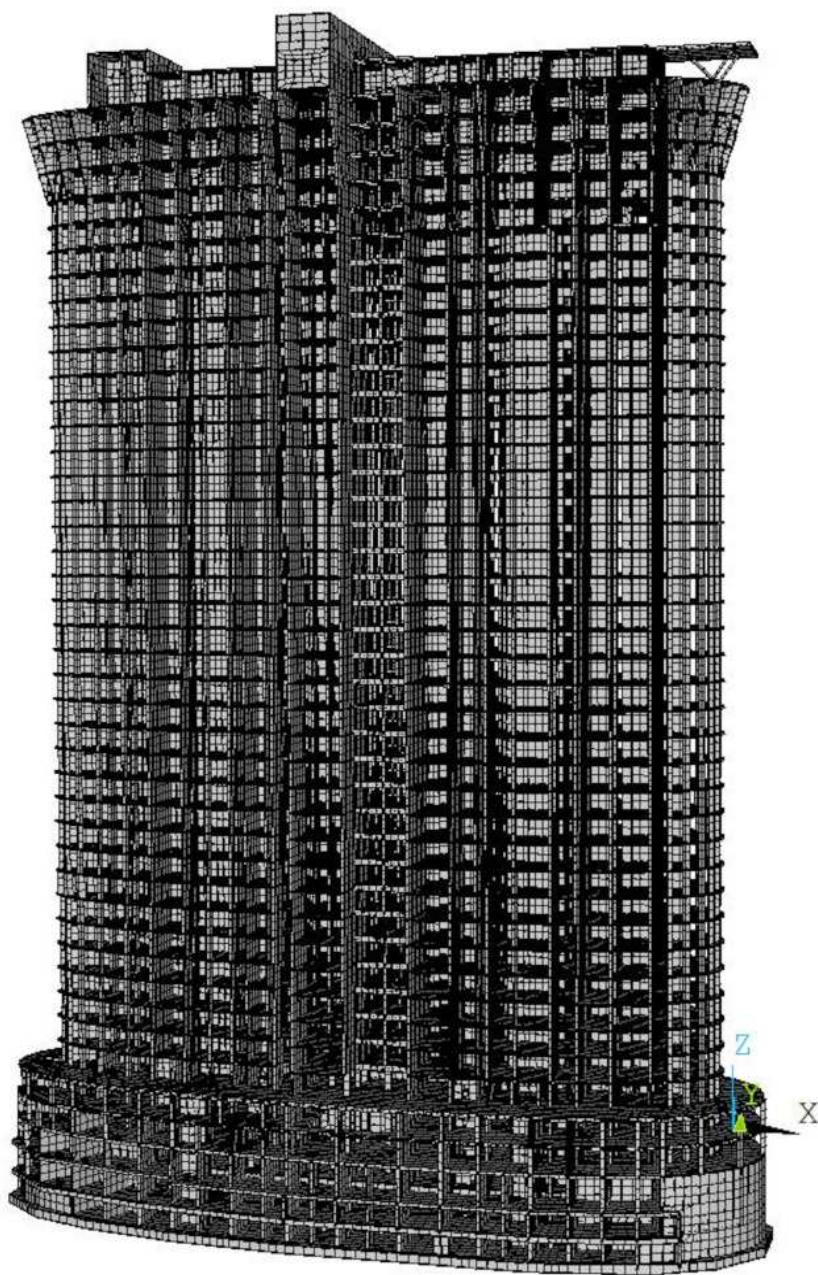


Рис.5.9 Идеальная расчетная КЭ-модель здания в ANSYS

Таблица 5.3

“Идеальная” и “фактическая» расчетные ANSYS–модели

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

Незначимое изменение параметров НДС и спектра собственных частот и форм на последовательно сгущающихся сетках (от 833 000 до 3 600 000 степеней свободы, табл.5.3) позволило обоснованно выбрать рациональную «стартовую» КЭ-модель для целей дальнейшего мониторинга.

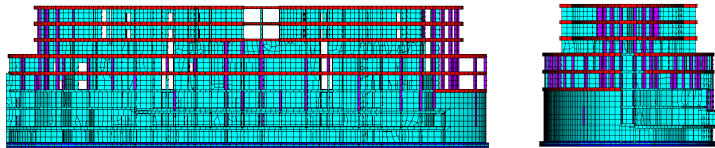
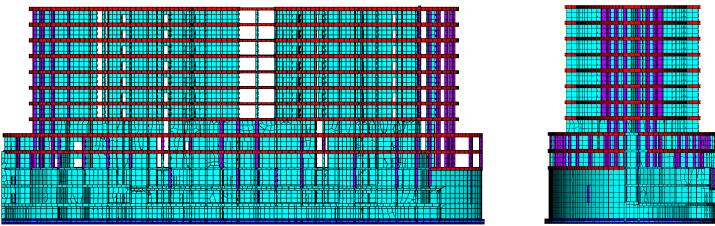
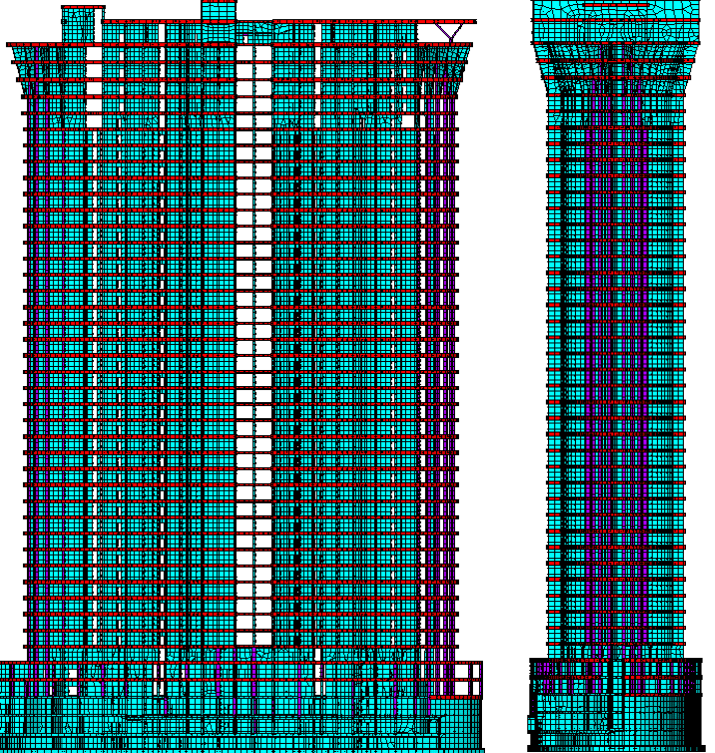
Таблица 5.4

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 (табл.5.5, 7 этапов, опция «жизни-смерти» КЭ) здания свидетельствует о слабом проявлении эффектов генетической нелинейности.

Таблица 5.5.

Эта п	Расчётная КЭ-модель (ПК ANSYS)	Примечание
1		Возведение под- земной части и первых 5-и этажей
2		Возведение с 5-го до 10-го этажей
...	...	...
6 7		Возведение с 27-го этажа до покрытия здания Приложение по- лезной и снеговой нагрузки

5.3. Параметрическая КЭ-модель для фактического состояния. Сравнительный анализ результатов расчетных исследований и натурных измерений собственных частот и форм колебаний

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.5.10, 5.11, 5.12), а также с учетом прогнозируемых и/или гипотетических ослаблений сечения колонн и перекрытий.

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 (рис.5.10).

Установлена как близость вычисленных (блочный Ланцош) и измеренных (метод «стоячих волн») собственных частот и форм колебаний в достаточно широком диапазоне частот, так и «пропуск» ряда частот и форм при планировании измерений без опоры на результаты предварительно выполненного конечноэлементного моделирования (рис.5.13).

В диапазоне собственных частот от 0 до 14 Гц (200 низших форм колебаний) указанные зафиксированные «локальные» отступления от проекта никак количественно не проявляются – частоты отличаются не более чем на 0,5%, сохраняется последовательность форм колебаний (табл.5.6). Также не идентифицированы весьма существенные гипотетические ослабления сечения одиночной колонны (до 1/3 сечения).

В то же время, учет эксцентриситета и наклона колонн показал существенное 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.

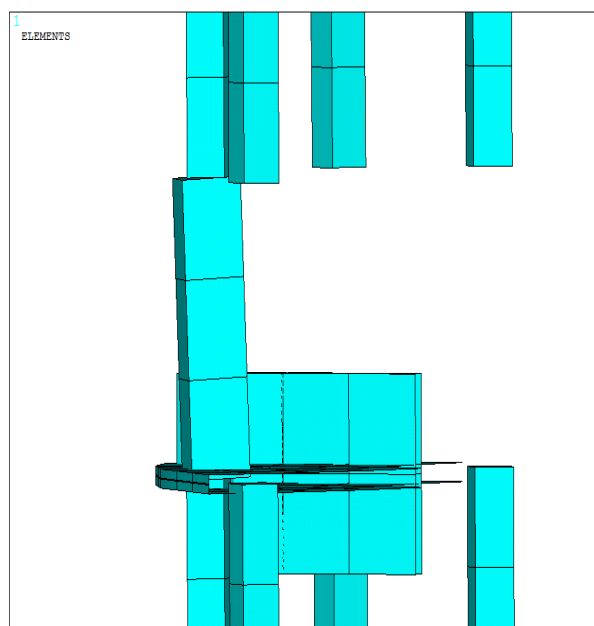
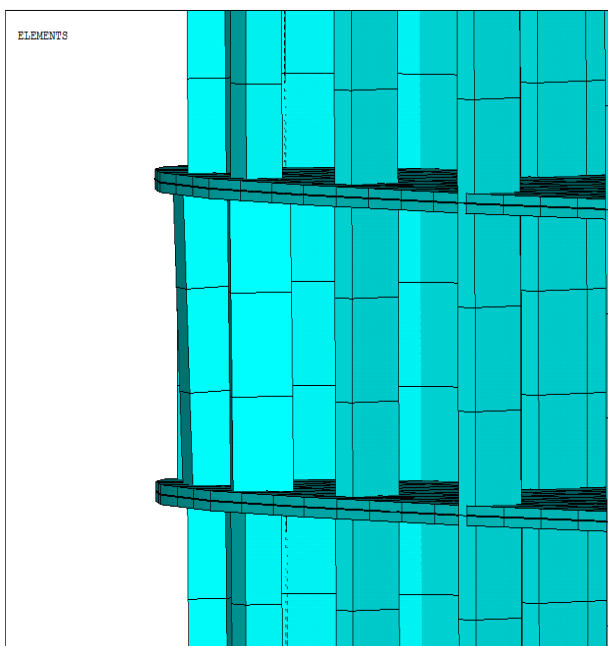


Рис.5.10 Выявленные отклонения геометрического положения колонн, их учет в модели посредством «жестких вставок»

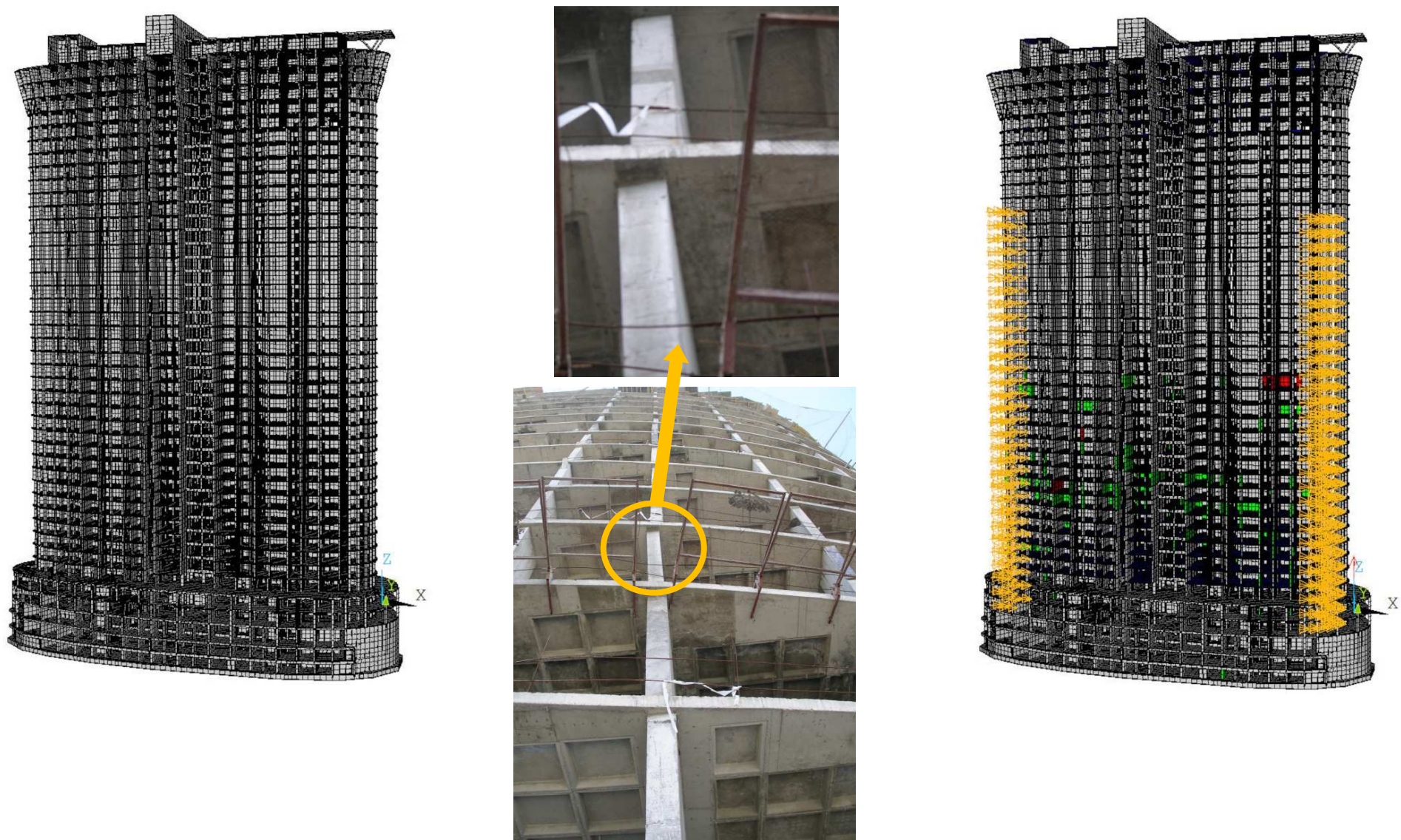


Рис.5.11 Учет выявленных строительных дефектов в «мониторинговых» КЭ-моделях

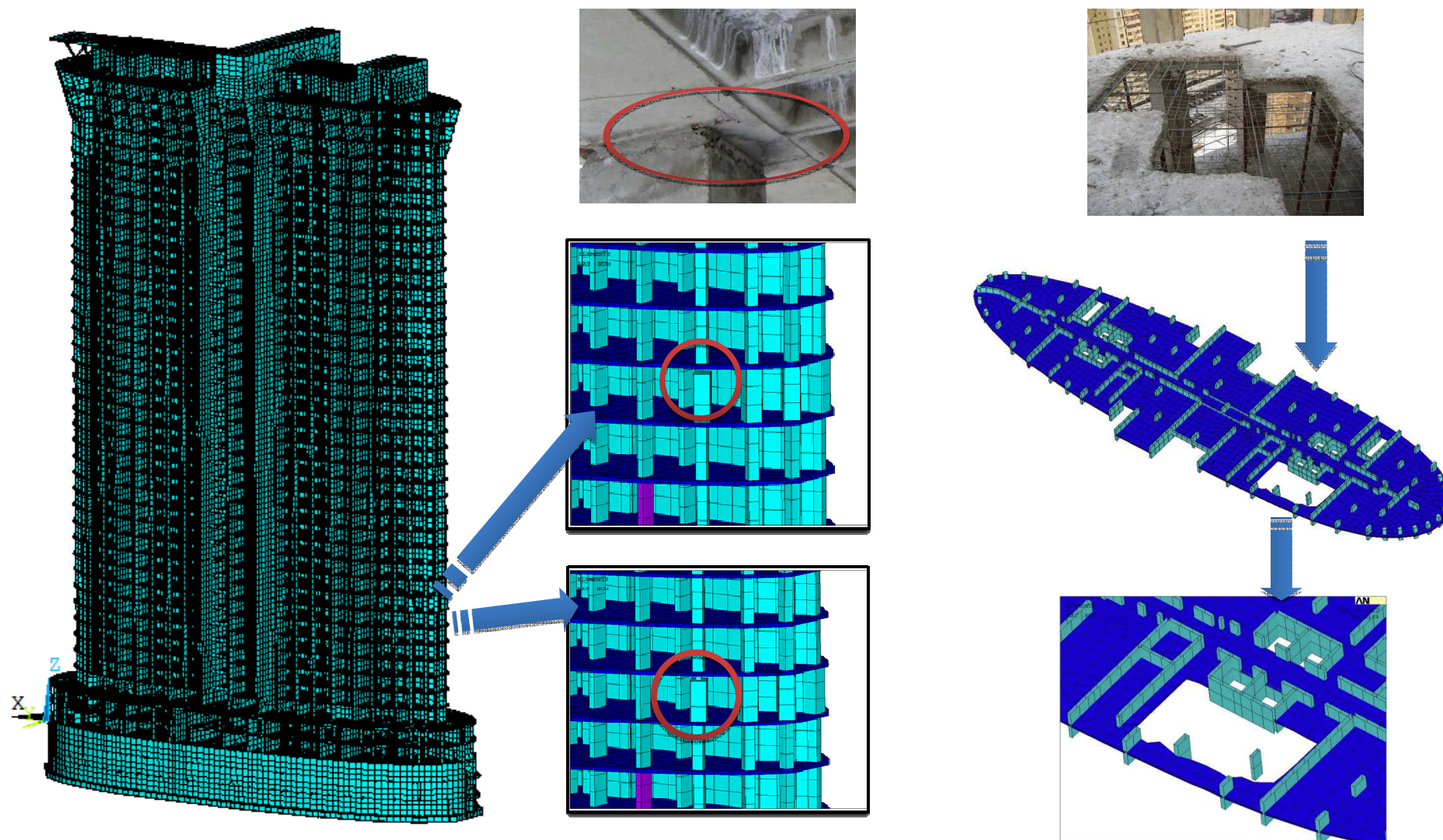


Рис.5.12 Моделирование выявленных и гипотетических дефектов в КЭ модели

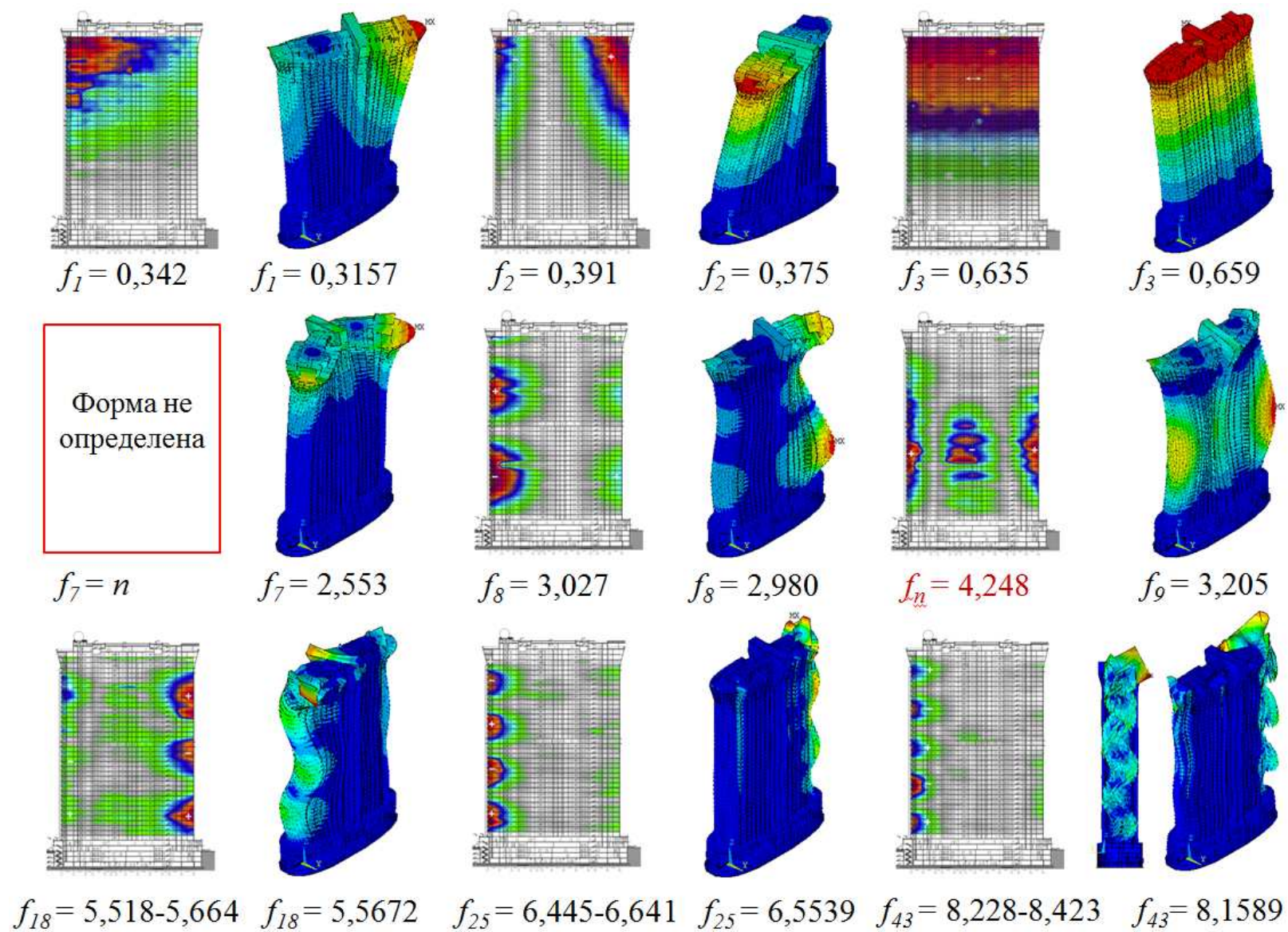


Рис.5.13. Измеренные (слева) и вычисленные (справа) собственные частоты и формы

5.4. 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 дополнительных локальных форм колебаний, приуроченных к зоне разрушения, и могут быть уверенно идентифицированы в ходе инструментального мониторинга методом «стоячих волн» (см. рис.5.14 для удаленной колонны 10-го этажа, начиная с 17-й формы на частотах выше 5 Гц).

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 ненесущих конструкций – перегородок, фасадов и др.) также идентифицируются в рамках предложенной методики.

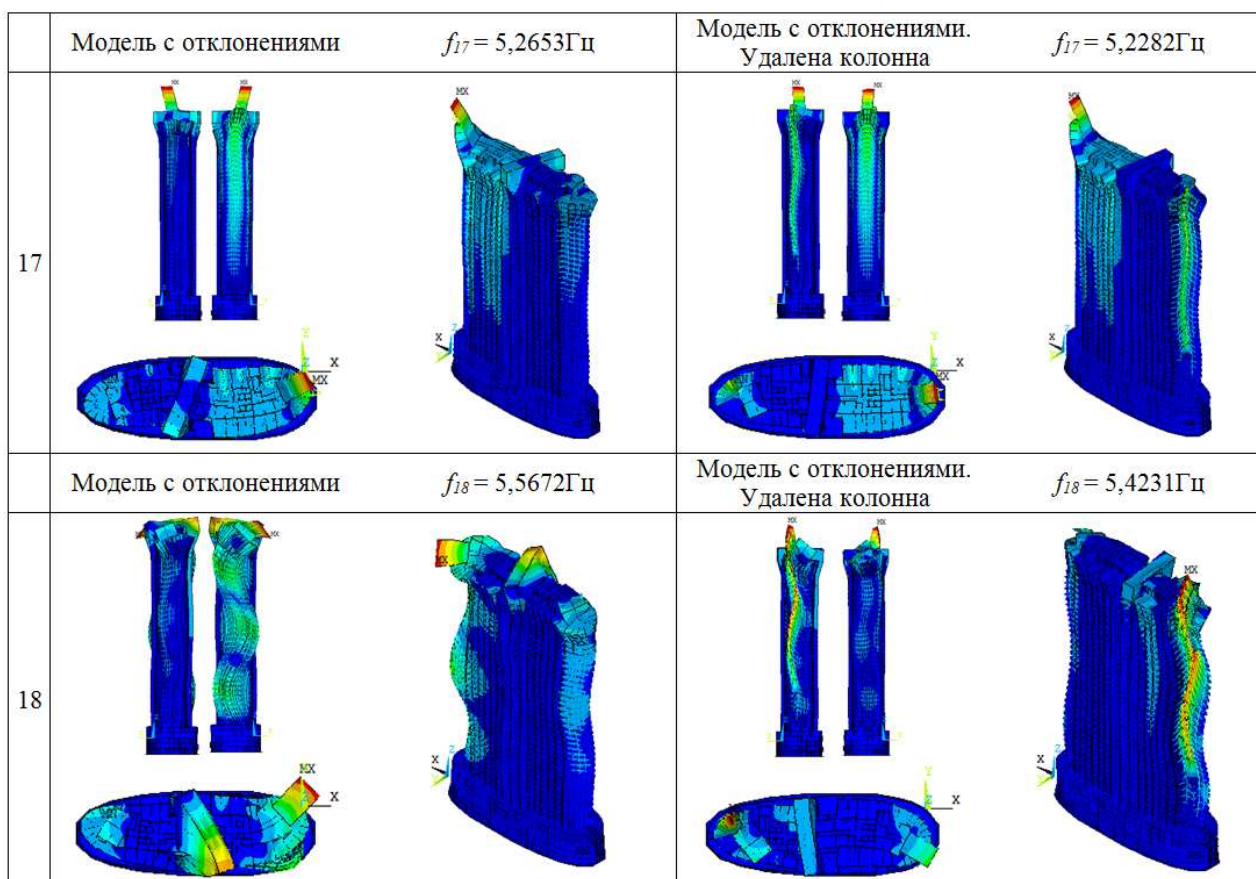


Рис.5.14. Собственные частоты и формы КЭ-моделей «фактической» и «гипотетической» (с удаленной колонной на 10-м этаже), значимые для идентификации дефекта.

Таблица 5.6. Вычисленные собственные частоты параметризованных КЭ-моделей

№ п/п	Идеальная модель	Модель с учетом фактического бетона	Модель с учетом фактического бетона и отклонений	Модель с учетом фактического бетона и отклонений. Прорублен проем в плите 11-го этажа (около 80м²)	Модель с учетом фактического бетона и отклонений. Удалена колонна на 10-м этаже	Модель с учетом фактического бетона и отклонений. Верхний КЭ колонны на 10-м этаже 300х300х450	Модель с учетом фактического бетона и отклонений. Верхний КЭ колонны на 10-м этаже 100х100х450
1	0.31670	0.31571	0.31570	0.3157	0.31534	0.3157	0.31565
2	0.37741	0.37554	0.37553	0.3755	0.37553	0.3755	0.37553
3	0.66178	0.65981	0.65979	0.6598	0.6596	0.6598	0.65976
4	1.4031	1.4009	1.4009	1.4009	1.4006	1.4009	1.4009
5	1.7435	1.7390	1.7390	1.7391	1.739	1.7390	1.7390
6	2.4127	2.4077	2.4077	2.4080	2.4074	2.4077	2.4077
17	5.2819	5.2645	5.2653	5.2656	5.2282	5.2652	5.2638
18	5.5776	5.5670	5.5672	5.5649	5.4231	5.5671	5.5657
19	5.7719	5.7627	5.7639	5.7639	5.5888	5.7634	5.7527
20	5.8331	5.8262	5.8267	5.8264	5.7965	5.8261	5.8202
21	6.0108	5.9983	5.9989	5.9988	5.8833	5.9961	5.9714
49	8.6315	8.6196	8.6198	8.6156	8.5636	8.6199	8.6190
50	8.6888	8.6757	8.6760	8.6752	8.6341	8.6758	8.6738
51	8.7774	8.7663	8.7665	8.7656	8.7073	8.7663	8.7640
52	8.8710	8.8528	8.8531	8.8527	8.7846	8.8524	8.8431
53	9.0646	9.0581	9.0584	9.0584	8.9342	9.0572	9.0420
72	10.578	10.572	10.573	10.5570	10.572	10.5730	
73	10.683	10.670	10.671	10.6680	10.671	10.6710	
74	10.742	10.738	10.738	10.7310	10.739	10.7390	
75	10.824	10.806	10.808	10.8030	10.808	10.8080	
177	12.616	12.607	12.608	12.5860	12.609	12.6090	
198	13.640	13.626	13.627	13.6350	13.622	13.6270	

5.5. Выводы по главе

1) Показано истинное «место» – возможности и ограничения – разработанной методики динамического мониторинга и количественно подтверждена необходимость синтеза различных видов мониторинга несущих конструкций для уникальных объектов строительства.

2) Так, фактические «локализованные» отступления от проекта (класс бетона, эксцентриситет, наклон и ослабление сечения колонн и стен), слабо влияющие на жесткостные характеристики системы, значимо не проявляются в спектре собственных частот и форм. В то же время, полное разрушение одной из колонн и фрагмента кессонного перекрытия, равно как и общесистемные отклонения от проектных данных (класс бетона, характеристики основания, изменения величины и расположения масс и др.) могут быть оперативно и уверенно идентифицированы в ходе инструментального мониторинга методом «стоячих волн».

3) 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.

4) Рекомендуются внедрить предложенную комплексную расчетно-экспериментальную методику для динамического мониторинга несущих конструкций высотных 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 с регуляризацией по Тихонову).

ОСНОВНЫЕ РЕЗУЛЬТАТЫ И ВЫВОДЫ

1. Анализ действующей российской нормативно-методической базы показал, что основные положения по динамическому мониторингу несущих конструкций нуждаются в конкретизации и развитии для уникальных (в том числе, высотных) зданий на базе расчетно-экспериментальных исследований и разработок.

2. Предложена и теоретически обоснована численная методика, основанная на параметризуемой и адаптируемой (по результатам измерений спектра собственных частот и форм колебаний объекта) большеразмерной динамической конечноэлементной модели, позволяющая оценить состояние несущих конструкций высотных зданий с учетом дефектов и отступлений от проекта (класс бетона, геометрические отклонения, ослабления контактов колонн и стен с перекрытиями и др.) на значимых стадиях строительства и эксплуатации.

3. В качестве инструментального метода динамического мониторинга выбран и показал эффективность метод «стоячих волн» в варианте, разработанном д.т.н. Емановым А.Ф. (СО РАН), до недавнего времени использовавшийся для определения динамических характеристик на объектах гидротехнического, транспортного и гражданского строительства.

4. Численная методика реализована в специализированном исследовательском программном комплексе (СИПК) «*ANSYS-Мониторинг*», разработанном на базе универсального верифицированного комплекса *ANSYS Mechanical*, и содержащем параметризованные пространственные динамические КЭ-модели двух экспериментальных стендов МГСУ – «Этажерка» и «Конструктор».

5. Разработанная расчетно-экспериментальная методика верифицирована на упомянутых стендовых моделях МГСУ (в «идеальном» и намеренно дефектных исполнениях) и показала возможность оценки фактического состояния и обнаружения значимых дефектов. Полученные результаты позво-

ляют также более «тонко» настроить стендовые (в частности, минимизировать факторы неопределенности) и КЭ-модели для дальнейших исследований не только динамических характеристик, но и параметров напряженно-деформированного состояния.

6. Выполнена апробация разработанной методики на возведенном высотном здании – МФЖК «Дирижабль» с выявленными (по результатам альтернативных обследований) отступлениями от проекта, показавшая как близость вычисленных и измеренных частот и форм в широком диапазоне частот, так и «пропуск» ряда частот и форм при планировании измерений без учета результатов КЭ-моделирования.

7. Показано истинное «место» – возможности и ограничения – разработанной методики динамического мониторинга и количественно подтверждена необходимость синтеза различных видов мониторинга несущих конструкций для высотных зданий. Так, фактические «локализованные» отступления от проекта (класс бетона, эксцентриситет, наклон и ослабление сечения колонн и стен), слабо влияющие на жесткостные характеристики системы, значимо не проявляются в спектре собственных частот и форм. Полное же разрушение одной из колонн, стены или фрагмента кессонного перекрытия, равно как и общесистемные отклонения от проектных данных (класс бетона, характеристики основания, изменения величины и расположения масс и др.) могут быть оперативно и уверенно идентифицированы в ходе инструментального мониторинга.

8. На основании выполненных исследований рекомендуется внедрить предложенную комплексную расчетно-экспериментальную методику для мониторинга несущих конструкций высотных зданий на стадиях их строительства и эксплуатации. При этом требуют дальнейшего обоснования и развития как методика измерений, так и численные процедуры адаптации-калибровки КЭ-моделей (наиболее перспективным представляется решение некорректных обратных задач идентификации с регуляризацией по Тихонову).

ЛИТЕРАТУРА

1. Арсенин В. Я., Крянев А. В. Обобщенный метод максимального правдоподобия решения конечномерных некорректных задач Журнал вычислительной математики и математической физики. М.: Академия наук СССР, 1991. том 31. №5. стр. 643-653.
2. Ахметзянов Т.З., Каличава Д.К., Лебедев В.Л., Семенов В.А., Семенов П.Ю., Трубников С.А. Некоторые особенности расчета высотных зданий. В кн.: Математическое моделирование в механике деформируемых тел и конструкций. Методы граничных и конечных элементов. XXII Международная конференция, Тезисы, СПб.: “НИЦ Моринтех”, 2007, стр. 23-24.
3. Бакушинский А.Б. Некоторые вопросы теории регуляризирующих алгоритмов. Сб. науч. тр. «Вычислительные методы и программирование». М.: Изд. Моск. ун-та. 1969. №12. стр. 56-79.
4. Бакушинский А.Б., Гончарский А. В.. Некорректные задачи. Численные методы и приложения. М.: Изд-во Моск. ун-та, 1989. 199 с.
5. Бате К., Вилсон Е. Численные методы анализа и метод конечных элементов. - М.: Стройиздат, 1982. – 446 с.
6. Белостоцкий А.М., Нефедов А.В. Трехмерный расчет железобетонной конструкции контрфорсного типа и сопоставление его с модельным экспериментом. Сб. научных трудов Гидропроекта, 1986, вып.120, стр.76-84.
7. Белостоцкий А.М. Построение эффективных пространственных конечноэлементных моделей для динамического расчета систем “сооружение-основание”. Труды ЦНИИСК им. Кучеренко, Методы расчета и оптимизации строительных конструкций на ЭВМ, М., 1990, стр. 175-180.
8. Белостоцкий А.М. Современные математические модели и методы оценки состояния эксплуатируемых энергетических сооружений. Сб. научных трудов АО НИИЭС, М., 1998, стр.10-15.
9. Белостоцкий А.М., Блинов И.Ф., Ермаков А.В., Лобач А.А. Компьютерные системы сбора, хранения и анализа информации о состоянии энергетических сооружений. Сб. научных трудов АО НИИЭС, М., 1998, стр.40-46.

10. Белостоцкий А.М., Численное моделирование комплексного напряженно-деформированного состояния конструкций и сооружений энергетических объектов. Гидротехническое строительство, 1999. №8, с.110-121.

11. Белостоцкий А.М., Бритвин С.О. Современные компьютерные системы мониторинга состояния ГТС. Опыт разработки и эксплуатации. Сб. научных трудов АО НИИЭС “Безопасность энергетических сооружений”, вып.7, 2000. стр.18-32.

12. Белостоцкий А.М., Белый М.В., Рассказов Л.Н., Желанкин В.Г. Разработка калиброванных математических моделей напряженно-деформированного состояния гидротехнических сооружений (на примере склона Загорской ГАЭС). Сб. научных трудов АО НИИЭС “Безопасность энергетических сооружений”, вып.7, 2000. стр.153-156.

13. 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 “Математическое моделирование в механике сплошных сред на основе методов граничных и конечных элементов”. ВЕМ&FEM-2000, СПб, 2000, стр.65-69.

14. Белостоцкий А.М., Белый М.В., Рассказов Л.Н., Желанкин В.Г. Численное моделирование пространственного напряженно-деформированного состояния систем “сооружение-основание” с учетом нелинейных реологических свойств грунтов. Сб. научных трудов МГСУ “Вопросы прикладной математики и вычислительной механики”, М, 2001, стр. 22-29.

15. Белостоцкий А.М., Сутурин И.М. Суперэлементное моделирование статического и динамического НДС многоэтажных панельных зданий. Печатный. Сб. научных трудов МГСУ “Вопросы прикладной математики и вычислительной механики”, М, 2002, стр. 57-69.

16. Белостоцкий А.М., Сидоров В.Н., Каличава Д.К. Сравнительный анализ программных комплексов СТАДИО и ROBOT на задачах расчета зда-

ний и сооружений. Труды XX международной конференции «BEM&FEM-2003», С-Петербург, 2003, стр.82-88.

17. Белостоцкий А.М., Сидоров В.Н., Каличава Д.К. Сравнительный анализ программных комплексов СТАДИО и ROBOT на задачах расчета многоэтажных зданий. САПР и графика. 2004. №2, стр.66-75.

18. 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, стр. 111-115.

19. Белостоцкий А.М., Орехов В.В., Каличава Д.К., Пеньковой С.Б., Дубинский С.И. Расчетное обоснование НДС высотных многофункциональных комплексов. ANSYS Solutions. Русская редакция, М., №4, 2007, стр. 13-18.

20. Белостоцкий А.М., Орехов В.В., Каличава Д.К., Пеньковой С.Б., Дубинский С.И., Клепец О.Ю. Численное моделирование напряженно-деформированного состояния высотных многофункциональных комплексов. Сб. научн. трудов МГСУ «Вопросы прикладной математики и вычислительной механики», М., 2007, стр. 89-96.

21. Белостоцкий А.М., Орехов В.В., Каличава Д.К., Пеньковой С.Б., Дубинский С.И., Аул А.А, Козырев О.А. Суперэлементное моделирование НДС системы "грунтовое основание - здание" высотных многофункциональных комплексов. Сборник трудов первой международной научно-практической конференции «Теория и практика расчета зданий, сооружений и элементов конструкций. Аналитические и численные методы», МГСУ, М. 2008, стр. 233-244.

22. Белостоцкий А.М., Орехов В.В., Каличава Д.К. Substructure modeling of "soil base - structure" behavior of multifunctional building // International Journal for Computational Civil and Structural Engineering, Volume 4, Issue 2, 2008, pp.23-25.

23. Белостоцкий А.М., Каличава Д.К. Математическое моделирование как основа мониторинга зданий и сооружений // International Journal for Computational Civil and Structural Engineering, Volume 6, Issue 1&2, 2010, pp. 78-80.

24. Белостоцкий А.М., Каличава Д.К. Математическое моделирование как основа и в составе системы мониторинга несущих конструкций зданий и сооружений. Труды III международного симпозиума «Актуальные проблемы компьютерного моделирования конструкций и сооружений», Новочеркасск, 2010.

25. Белостоцкий А.М., Каличава Д.К. Математическое моделирование в основе инструментального мониторинга несущих конструкций высотных зданий. Основные подходы и результаты. Сб. научн. трудов МГСУ «Вопросы прикладной математики и вычислительной механики», М., 2010, стр. 112-119.

26. Белостоцкий А.М., Каличава Д.К. Математическое моделирование как основа и в составе системы мониторинга несущих конструкций зданий и сооружений. Труды конгресса «Строительная наука, техника и технологии: перспективы и пути развития». М.: МГСУ, 2010, стр. 300-304.

27. Белостоцкий А.М., Каличава Д.К. Адаптивные конечноэлементные модели в системе мониторинга зданий и сооружений. Труды XXIV международной конференции «BEM&FEM-2011», С-Петербург, 2011, стр.109-111.

28. Белостоцкий А.М., Каличава Д.К. Математические модели в основе инструментального мониторинга несущих конструкций высотных зданий-комплексов. Труды IV международного симпозиума «Актуальные проблемы компьютерного моделирования конструкций и сооружений», Челябинск, 2012.

29. Белостоцкий А.М. Каличава Д.К. Адаптируемые конечноэлементные модели в основе динамического мониторинга несущих конструкций высотных зданий. Часть 1. Основы разработанной расчетно-экспериментальной методики // International Journal for Computational Civil and Structural Engineering. Volume 8, Issue 4. 2012, pp.21-28.

30. Белостоцкий А.М., Каличава Д.К., Нагибович А.И., Петряшев Н.О., Петряшев С.О. Адаптируемые конечноэлементные модели в основе динами-

ческого мониторинга несущих конструкций высотных зданий. Часть 2. Верификация методики на стендовых моделях // International Journal for Computational Civil and Structural Engineering. Volume 8, Issue 4. 2012, pp.29-44.

31. 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 4. 2012, pp.45-55.

32. Болотин В.В. Методы теории вероятностей и теории надежности в расчетах сооружений. М., Стройиздат, 1982. – 351 с.

33. Вайникко Г. М., Веретенников А. Ю. Итерационные процедуры в некорректных задачах. М.: Наука, 1986. 181 с.

34. Васин В. В. Аппроксимация негладких решений линейных некорректных задач. Тр. Ин-та математики и механики УрО РАН. 2006. том 12. № 1. стр. 64-77.

35. Васин В. В. Методы итеративной регуляризации для некорректных задач // Изв. Вузов. Математика. 1995. №11. стр. 64-77.

36. Ватульян А. О. Обратные задачи в механике деформируемого твердого тела. М.: «Физматлит», 2007. 223 с.

37. Верификационный отчет по ПК ANSYS Mechanical (4 тома). М., ЗАО НИЦ СтаДиО, ГОУ ВПО МГСУ, 2009 г. Свидетельство РААСН о верификации ПС № 02/ANSYS/2009 от 10.07.2009г.

38. Галлагер Р. Метод конечных элементов. Основы. М.:Мир,1984. 429 с.

39. Городецкий А.С., Евзеров И.Д. Компьютерные модели конструкций. – К.: изд. «Факт», 2005.-344 с.

40. ГОСТ Р 53778-2010. Здания и сооружения. Правила обследования и мониторинга технического состояния. М.: Стандартинформ, 2010. –90с.

41. ГОСТ Р 22.1.12-2005. Безопасность в чрезвычайных ситуациях. Структурированная система мониторинга и управления инженерными систе-

мами зданий и сооружений. Общие требования. М.: ИПК «Издательство стандартов», 2005. - 26 с.

42. Гулин А. В., Самарский А. А. Численные методы. М.:Наука, 1989. – 432 с.

43. Давидюк А.Н., Дергунов А.А., Хиславский З.Г., Неугодников А.П. Диалоги о мониторинге-2. //Технологии строительства 3(58)/2008

44. Динамический расчет зданий и сооружений – Под ред. Б. Г. Коренева и И. М. Рабиновича.- 2-е изд. М.: Стройиздат, 1984, – 303 с.

45. Динамический расчет на специальные воздействия – Бронштейн М.Ф., Бородачев Н.М., Блюмина Л.Х. и др; Под ред. Коренева Б.Г., Рабиновича И. М. М.: Стройиздат, 1981. – 215 с.

46. Дорофеев В.М., Катренко В.Г., Назьмов Н.В. Автоматизированная станция мониторинга технического состояния несущих конструкций высотных зданий. Уникальные и специальные технологии в строительстве (UST-Build 2005). М.: ЦНТСМО. 2005. стр. 66-67.

47. Еманов А.Ф. Восстановление когерентных составляющих волновых полей в сейсмике. Дис. докт. тех. наук. 25.00.10 – М.:РГБ, 2005, 279 с.

48. Зенкевич О. Метод конечных элементов в технике. Перевод с англ. Под редакцией Б.Е. Победри. – М.: Издательство «Мир», 1975. – 543 с.

49. Исайкин А.С., Шаблинский Г.Э. Ретроспективная оценка сейсмостойкости особо ответственных сооружений на основе их натурных динамических испытаний. Промышленное и гражданское строительство. №8. – М.: Стройиздат.

50. Кабанцев О.В., Верификация расчетной технологии «Монтаж» программного комплекса «SCAD» // International Journal for Computational Civil and Structural Engineering, vol.7, Issue 3, 2011, pp.103-109.

51. Кабанцев О.В., Карпиловский В.С., Криксунов Э.З., Перельмутер А.В. Технология расчетного прогноза напряженно-деформируемого состояния конструкций с учетом истории возведения, нагружения и деформирова-

ния // International Journal for Computational Civil and Structural Engineering, vol.7, Issue 3, 2011, pp.110-117.

52. Карпенко Н.И. Общие модели механики железобетона. – М.: Стройиздат, 1996. – 416 с.

53. Карпенко Н.И., Колчунов В.И. О концептуально методологических подходах к обеспечению конструктивной безопасности. Строительная механика и расчет сооружений, М.: ФГУП НИЦ «Строительство» –2007. -№1. стр. 21-23.

54. Карпенко С.Н. Методика расчета высотных зданий из монолитного железобетона на основе «послойной» пространственной конечно-элементной детализации. Тезисы докладов научной сессии «Новые конструктивные решения пространственных покрытий и перекрытий зданий и сооружений», М., 2005г., стр.31-32.

55. Карпиловский В.С., Криксунов Э.З., Маляренко А.А., Перельмутер А.В., Перельмутер М.А. SCAD Office. Вычислительный комплекс SCAD. – М.: Издательство АСВ, 2004.— 592 с.

56. Катценбах Р., Шмитт А., Рамм Х. Основные принципы проектирования и мониторинга высотных зданий Франкфурта-на-Майне. Случаи из практики. Реконструкция городов и геотехническое строительство, № 9, С-Пб, АСВ. 2005, стр. 80-99.

57. Клаф Р., Пензиен Дж. Динамика сооружений: пер. с англ. – М.: Стройиздат, 1979.-320 с. – Перевод изд.: Dynamics of Structures/Ray W. Clough, Joseph Penzien. – New York, 1975.

58. Коргин А.В., Коргина М.А., Поляков Д.А., Ранов И.И., Тихомиров Г.М. МКЭ-анализ напряженно деформированного состояния зданий и сооружений по результатам геодезического мониторинга пространственного положения объектов. Сборник материалов международной научно-технической конференции «Интерстроймех 2006». – М., 2006. – стр. 36-37.

59. Коргина М.А. Оценка напряженно-деформированного состояния несущих конструкций зданий и сооружений в ходе мониторинга их технического состояния. Дис. канд. техн. наук: 05.23.01 М., 2008. – 225 с.

60. Корчинский И.Л. Колебания высотных зданий, Науч. сообщ. вып. 11, ЦНИПС, М., 1953, 44 с.

61. Кудишин Ю.И., Дробот Д.Ю. Живучесть конструкций важный фактор снижения потерь в условиях аварийных ситуаций // Вестник отделения архитектуры и строительных наук. – Москва – Орел: РААСН, АСИ ОрелГТУ, 2009. - №13. стр. 192-206.

62. Кудишин Ю.И., Дробот Д.Ю. К вопросу о живучести строительных конструкций // Строительная механика и расчет сооружений. 2008. №2. стр. 36-43.

63. Кузнецов С. Ф., Семенов А. С. Решение обратной задачи упругопластического деформирования стержней методом конечных элементов. // Сборник трудов XXIII международной конференции «Математическое моделирование в механике деформируемых тел и конструкций. Методы граничных и конечных элементов». Санкт-Петербург. 2009. стр. 125-127.

64. Кузнецов С. Ф., Семенов А. С. Применение методов теории некорректных задач к решению обратной задачи упругопластического деформирования стержней. // Сборник трудов XVI международного симпозиума «Динамические и технологические проблемы механики конструкций и сплошных сред». М. 2010. том 1. стр. 112-113.

65. Кузнецов С. Ф., Семенов А. С. Островский К. И. Некоторые задачи идентификации для системы балка – неоднородное упругое основание. // Сборник трудов XXIV международной конференции «Математическое моделирование в механике деформируемых тел и конструкций. Методы граничных и конечных элементов». Санкт-Петербург. 2011, стр. 66-68

66. Кузнецов С. Ф., Семенов А. С. Метод определения механического состояния конструкций, взаимодействующих с неоднородным грунтовым ос-

нованием. // Справочник. Инженерный журнал. М.: Спектр. 2012. № 3. стр. 23-28

67. Никитин Н.В., Травуш В.И. О ветровых нагрузках в г. Москве // Строительная механика и расчет сооружений, №3, 1972. – стр. 11-17.

68. Методика расчета монолитных жилых зданий на устойчивость против прогрессирующего разрушения. МНИИТЭП, Правительство Москвы, Москомархитектура. – 2004.

69. Мкртычев О.В. Надежность многоэлементных стержневых систем инженерных конструкций. М.: МГСУ, 2000.

70. Мкртычев О.В. Безопасность зданий и сооружений при сейсмических и аварийных воздействиях / ГОУ ВПО МГСУ. М.:МГСУ, 2010

71. МГСН 4.19-2005. Временные нормы и правила проектирования многофункциональных высотных зданий и зданий-комплексов в городе Москва / Правительство Москвы. М.: НИАЦ «Градо», 2005. – 156 с.

72. МДС 13-22.2009. Методика геодезического мониторинга технического состояния высотных и уникальных зданий и сооружений. (ГНСС) М.: 2010.

73. МДС 13-23.2009. Рекомендации по проведению динамического мониторинга высотных зданий и сооружений с использованием навигационного поля глобальных навигационных спутниковых систем (ГНСС). М.: 2010.

74. МДС 13-24.2010. Рекомендации по правилам геотехнического сопровождения высотного строительства и прилегающего пространства. (ГНСС). М.: 2010.

75. МРДС 02-08. Пособие по научно-техническому сопровождению и мониторингу строящихся зданий и сооружений, в том числе большепролетных, высотных и уникальных. М.: 2008

76. Николаев С.В., Острцов В.М., Гендельман Л.Б., Вознюк А.Б., Капустян Н.К., Нестеркина М.А. Методы и результаты сейсмометрического мониторинга взаимодействия высотных зданий с грунтами оснований // Город-

ской строительный комплекс и безопасность жизнеобеспечения граждан, часть 1, М., МГСУ. 2005. стр. 166-173.

77. Лазебник Г.Е., Кошелева Н.Н. Мониторинг несущих конструкций зданий повышенной этажности. Світ геотехніки, январь 2009, стр. 14-18.

78. Лебедев В.Л., Семенов В.А., Семенов П.Ю., Каличава Д.К. К определению динамических характеристик высотных зданий. Сб. статей «Пространственные конструкции зданий и сооружений (исследование, расчет, проектирование, применение)» выпуск №10, М., 2006, стр. 41-44

79. Лебедев В.Л., Семенов В.А., Семенов П.Ю., Каличава Д.К. Опыт расчета высотных зданий на ветровые и сейсмические воздействия. В кн. Взаимосвязь проектирования пространственных конструкций с вопросами безопасности, эксплуатационной надежности и долговечности. М.:НИИЖБ. 2007, стр.30.

80. Лебедев В.Л., Семенов В.А., Семенов П.Ю., Каличава Д.К. О динамических характеристиках высотных зданий. В кн.: Тезисы докладов VII Российской национальной конференции по сейсмостойкому строительству и сейсмическому районированию с международным участием. Сочи, 2007

81. Острецов В.М., Капустян Н.К., Вознюк А.Б. Мониторинг высотного 44-этажного жилого дома на Давыдовской улице «Технологии, машины, оборудование, материалы и нормативное обеспечение для подземного и высотного строительства» Т. 2 - «Высотное строительство», М. КДЦ «Гостиный двор», 2006. стр. 17-19.

82. Острецов В.М., Гендельман Л.Б. и др. Способ определения истинных значений собственных частот колебаний зданий. Патент RU 2242026 С1, 15.01.2004.

83. Парлетт Б. Симметричная проблема собственных значений. Численные методы.- М.: Мир, 1983.- 384 с.

84. Перельмутер, А.В. Избранные проблемы надежности и безопасности строительных конструкций. М. : АСВ, 2007. – 256 с.

85. Перельмутер А.В. Прогрессирующее обрушение и методология проектирования конструкций // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. – 2004. – № 6.

86. Перельмутер А.В., Сливкер В.И. Расчетные модели сооружений и возможность их анализа (Издание 3-е переработанное и дополненное). – М.: Изд-во ДМК Пресс, 2007, 595 с.

87. Программный комплекс СТАДИО. Общее описание. Руководство пользователя. М. ЗАО НИЦ СтаДиО, 1999–2012.

88. РБ-045-08. Динамический мониторинг строительных конструкций объектов использования атомной энергии // Федеральная служба по экологическому, технологическому и атомному надзору. 29.12.2008. М., 2008. – 4 с.

89. Рекомендации по предотвращению прогрессирующих обрушений крупнопанельных зданий. Введ. 1999-08-24. – М.: Правительство Москвы, Москомархитектура, МНИИТЭП, 1999. 55с. Авторы: А.М. Белостоцкий, Г.И. Шапиро, Ю.А. Эйсман, Ю.М. Стругацкий.

90. Селезнев В.С., Еманов А.Ф., Барышев В.Г., Кузьменко А.П. Способ определения физического состояния зданий и сооружений. Патент RU 2140625 С1, 17.02.98, Бюлл. № 30, 27.10.99.

91. Семенов В.А., Семенов П.Ю., Гибридные конечные элементы и метод подконструкций в задачах строительной механики на собственные значения. В кн.: Математическое моделирование в механике сплошных сред на основе методов граничных и конечных элементов. Труды XVII Международной конференции, т. III, СПб.: НИИХ СПбГУ, 1999.

92. СП 52-101-2003. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры. М., 2003. 72 с.

93. СП 13-102-2003. Правила обследования несущих строительных конструкций зданий и сооружений. М., 2003. - 26 с.

94. Стренг Г., Фикс Дж., Теория метода конечных элементов. - М.: Мир, 1977, 349 с.

95. Сухин В.В., Ламперти Р. Мониторинг строительного объекта – это необходимость или требование времени. Уникальные и специальные технологии в строительстве, М. «Дом на Брестской», 2005, стр. 72-73.

96. Суцев С.П. Мониторинг устойчивости и остаточного ресурса высотных зданий и сооружений с применением мобильного диагностического комплекса «Стрела». Уникальные и специальные технологии в строительстве (UST-Build 2005). М.: ЦНТСМО. 2005. стр..68-71.

97. Сюй Пэйфу. Проектирование современных высотных зданий. М.: АСВ, 2008. 468 с.

98. Тихонов А. Н., Об устойчивости обратных задач. Докл. АН СССР. 1943. Том 39. № 5. стр. 195-198.

99. Тихонов А. Н., Арсенин В. Я. Методы решения некорректных задач. Наука. 1979. 284 с.

100. Тихонов А. Н., Гончарский А. В., Степанов В. В., Ягола А. Г. Численные методы решения некорректных задач. Наука. 1990. 230 с.

101. Травуш В.И., Александров А.В., Матвеев А.В. О расчёте стержневых конструкций на устойчивость // Промышленное и гражданское строительство. 2002. - №3. стр. 16-19.

102. Травуш В.И. Безопасность и устойчивость в приоритетных направлениях развития России // РААСН «ACADEMIA». №2. 2006.

103. Травуш В. И., Шахворостов А. И. Фундамент для новой мэрии // Высотные здания. 2008. -№2. стр. 52-55.

104. Травуш В. И., Шахворостов А. И., Зеленов Д. В. Здание мэрии Москвы. Часть 1. Проект // Высотные здания. 2010. -№2. стр.70-75.

105. Травуш В. И., Шахворостов А. И., Зеленов Д. В. Здание мэрии Москвы. Часть 2. Проектирование и строительство нулевого цикла //Высотные здания №3, 2010.

106. Травуш В. И., Шахворостов А. И. Конструкции башни "ОХТА ЦЕНТРА" // Высотные здания №1, 2011.

107. Трифонов О.В., Чирков В.П. Анализ безопасности и форм разрушения конструкций при многокомпонентных динамических воздействиях / Строительная механика и расчет сооружений. М.: ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко. - 2008. -№6. стр. 38-47.

108. ТР 182-08. ТЕХНИЧЕСКИЕ РЕКОМЕНДАЦИИ по научно-техническому сопровождению и мониторингу строительства большепролетных, высотных и других уникальных зданий и сооружений. М.: ГУП «НИИМосстрой», 2008.

109. Федеральный закон № 384 «Технический регламент о безопасности зданий и сооружений» от 30 декабря 2009 года.

110. Фиалко С.Ю. Прямые методы решения систем линейных уравнений в современных МКЭ-комплексах. М.: СКАД СОФТ, АСВ, 2009. 160с.

111. Фиалко С.Ю. Сопоставление прямых и итерационных методов решения больших конечно-элементных задач строительной механики. В кн. Перельмутер А.В., Сливкер В.И, Расчетные модели сооружений и возможность их анализа. К.: Сталь, 2002, стр.552 - 569.

112. Фиалко С.Ю. Применение современных вычислительных технологий к расчету многоэтажных зданий. // Вестник одесской государственной академии строительства и архитектуры, 2003, № 9, 189-193.

113. Шаблинский Г.Э., Завалин С.И., Швей Е.М., Зубков Д.А. Испытательный полигон для исследования сейсмостойкости строительных конструкций//Сейсмостойкое строительство. – 2001. №3. стр. 12-19.

114. Шаблинский Г.Э., Зубков Д.А. Натурные динамические исследования строительных конструкций. М.:МГСУ: АСВ, 2009, 214с.

115. Шаблинский Г.Э., Зубков Д.А. Экспериментальные исследования динамических явлений в строительных конструкциях атомных электростанций. М.: АСВ, 2009. 191с.

116. Шахраманьян М.А., Нигметов Г.М. и др. Способ динамических испытаний зданий. Патент РФ № 2141635, G01M7/00, 1999.

117. Юдахин Ф.Н., Капустян Н.К., Антоновская Г.Н., Шахова Е.В. Об использовании ветровых колебаний сооружений для сейсмического просвещения, ДАН, т. 402, №2, стр. 255-259.
118. Abaqus Analysis User's Manual. Dassault Systèmes, 2010
119. ANSYS 14.0 User's Guide. Canonsburg, 2011.
120. ASCE, Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures. – Reston, VA, American Society of Civil Engineers. 2005. p. 1–8.
121. Busca G., Cigada A., Mola E., Mola F., Vanali M., Dynamic behavior of «Palazzo Lombardia» helisurface, comparison between Operational and Experimental Modal Analysis // Conference Proceedings of the Society for Experimental Mechanics Series 7. Society for Experimental Mechanics, Inc. 2011. pp. 235-245.
122. Dohler M., Andersen P., Mevel L., Data Merging for Multi-Setup Operational Modal Analysis with Data-Driven SSI // Proceedings of the 28th International Modal Analysis Conference (IMAC) Jacksonville, 2010. Florida, USA 10 p.
123. Dyke S.J., Bernal D., Beck J.L., Ventura C. An Experimental Benchmark Problem in Structural Health Monitoring // Third International Workshop on Structural Health Monitoring. Stanford, CA, September 12-14, 2001. 10 p.
124. Farrar C. R., Doebling S. W., Nix D. A. Vibration-based structural damage identification // The Royal Society, 2001, No. 359. pp. 131-149.
125. Figueiredo E., Park G., Figueiras J., Farrar C., Worden K. Structural Health Monitoring Algorithm Comparisons Using Standard Data Sets. USA: Los Alamos National Laboratory, 2009. 115 p.
126. Friswell M.I., 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.
127. Friswell M.I., Inverse Problems in Structural Dynamics. Second International Conference on Multidisciplinary Design Optimization and Applications, 2-5 September 2008, Gijon, Spain.

128. Golinval J.-C., Link M. Special issue on identification, health monitoring and damage detection of structural dynamic systems—results obtained within the European COST research network. 2003. *Mech. Syst. Signal Process.* 17, 1–254.

129. Craig R.R.Jr., Bampton M.C. Coupling of substructures for dynamic analysis - *Am. Inst. Aeronaut. Astronaut. J.*, 1968, vol.7, pp. 1313-1319.

130. Johnson T.J., Brown R.L., Adams D.E., Schiefer M. Distributed structural health monitoring with a smart sensor array. 2004. *Mech. Syst. Signal Process.* 18, pp.555–572

131. Filieri A., Melchiotti R. Position Recovery from Accelerometric Sensors Algorithms analysis and implementation issues. Milan: Politécnico di Milano, Milan, IT, 2009. - 48 p.

132. Grosse C.U., Finck F., Kurz J., Reinhard H.-W. Monitoring Techniques Based on Wireies AE Sensors for Large Structures in Civil Engineering. *Proc. EWGAE 2004 symposium in Berlin*. Berlin, BB90, 2004, pp.843-856.

133. Kang J. S., Yeo I. H., Lee H. S., Shin S. B. Structural Damage Detection Using Modal Data with Regularization Technique // *Post-SMiRT15*. 1999. Cheju KOREA.

134. Lynch, J. P. An overview of wireless structural health monitoring for civil structures // *The Royal Society*, 2007, No.365. pp. 345-372.

135. Lynch J. P. Damage. Characterization of the LASC-ASCE Structural Health Monitoring Benchmark Structure by Transfer Function Pole Migration // *Proceedings of the 2005 ASCE Structures Congress*, 20-23 April 2005. New York, NY. 10 p.

136. Maeck, J. Damage Assessment of Civil Engineering Structures by Vibration Monitoring. Belgium: Katholieke Universiteit Leuven, 2003.-224 p.

137. Marwala, T. Finite-element-model Updating Using Computational Intelligence Techniques. Applications to Structural Dynamics.T. Marwala. UK: Springer-Verlag London Limited, 2010. 254 p.

138. Noh, H. B. M. The Sensor Location and Positioning for Experimental Modal Testing of T-Beam. Malaysia: Universiti Teknologi Malaysia, 2008. 92 p.

139. Olson L. D. Dynamic Bridge Substructure Evaluation and Monitoring. USA: US Department of Transportation, Federal Highway Administration, 2005. 219 p.
140. Pavlov G. K. Design of health Monitoring System to Detect Tower Oscillations / Master Thesis: MEK-FM-EP-2008-05, Denmark, 2008. 149 p.
141. Peeters B. System Identification and Damage Detection in Civil Engineering. Belgium: Katholieke Universiteit Leuven, December 2000. 256 p.
142. Polikar R. Multiresolution Wavelet Analysis of Event Related Potentials for the Detection of Alzheimer's Disease. Электронный ресурс. - URL: <http://users.rowan.edu/~polikar/WAVELETS/WTtutorial> (доступ 11.06.2012).
143. Rades M. Mechanical Vibrations II. Structural Dynamic Modeling. Romania: University Politehnica Bucharest, 2010. - 354 p.
144. Reda Taha, M. M. Research Article. A Neural-Wavelet Technique for Damage Identification in the ASCE Benchmark Structure Using Phase II Experimental // Advances in Civil Engineering, 2010. Vol. 10, Article ID 675927 - 13 p.
145. Rubinstein D., Galili N., Libai A. Direct and inverse dynamics of a very flexible beam // COMPUTER METHODS IN APPLIED MECHANICS AND ENGINEERING. Elsevier Science Publishing Company, Inc. 1996. Том. 131. № 3-4. pp. 241-261.
146. Statham S.M., Hanagud S.V. Autonomous Structural Health Monitoring for Space Drilling Application. Proceedings of the 7th International. Workshop Structural Health Monitoring. Editor Fu-Kuo Chang, Stanford University, Vol. 1, 2009, pp. 142-150.
147. Stolz C., Neumair M. Structural Health Monitoring, In-Service Experience, Benefit and Way Ahead. Text. Proceedings of the 7th International. Workshop Structural Health Monitoring. Editor Fu-Kuo Chang, Stanford University, Vol. 1, 2009. pp. 59-67.
148. Swartz R. A., Lynch J.P. Damage Characterization of the Z24 Bridge by Transfer Function Pole Migration // Proceedings of the International Modal Analysis Conference (IMAC) XXVI, 4-6 February 2008. Orlando, Florida. 13 p.

149. Velez R. A. Dynamic Structural Identification using Wireless Sensor Networks. Portugal: University of Minho, August 2010. 215 p.
150. Weber B., Paultre P. and Proulx J., 2006: "Damage Detection of an Aluminum Truss Using Tikhonov Regularization", IMAC XXIV, St. Louis, Missouri USA, January 30–February 2.
151. Wiberg J. Bridge Monitoring to Allow for Reliable Dynamic FE Modeling/ Text. J. Wiberg. Stockholm, Sweden: Johan Wiberg, 2006. - 175p.
152. Worden K., Farrar C. R., Manson G., Park G. The fundamental axioms of structural health monitoring // The Royal Society, 2007, No 463. pp. 1639-1664.
153. Zimmerman D. and Kaouk M. Eigencructure Assignment Approach for Structural Damage Detection, AIAA Journal, Vol. 30, No. 7, 1992. pp. 1848-1855.
154. Zimmerman D. and Kaouk M. Structural Damage Detection Using a Minimum Rank Update Theory. ASME Journal of Vibration and Acoustics, Vol. 116, Apr 1994, pp.222-231.