

Министерство образования и науки Донецкой Народной Республики
Государственное образовательное учреждение высшего
профессионального образования
«Донбасская национальная академия строительства и архитектуры»

На правах рукописи

Брыжатая Екатерина Олеговна

**КОНСТРУКЦИИ С ИЗМЕНЯЕМЫМИ ПАРАМЕТРАМИ ДЛЯ
ИСПРАВЛЕНИЯ КРЕНОВ СООРУЖЕНИЙ**

05.23.01 – Строительные конструкции, здания и сооружения

Диссертация

на соискание ученой степени кандидата технических наук



Научный руководитель:
доктор технических наук,
профессор Петраков А.А.

Идентичность всех экземпляров
диссертации ПОДТВЕРЖДАЮ
Ученый секретарь диссертационного
совета Д 01.006.02
Я.В. Назим

Макеевка – 2017

СОДЕРЖАНИЕ

ВВЕДЕНИЕ	4
РАЗДЕЛ 1 АНАЛИТИЧЕСКИЙ ОБЗОР ПРОБЛЕМЫ, ЦЕЛИ И ЗАДАЧИ ИССЛЕДОВАНИЯ	11
1.1 Причины возникновения неравномерных деформаций и особенности проектирования зданий и сооружений в сложных инженерно-геологических условиях	11
1.2 Влияние расчетных моделей грунтового основания на напряженно-деформируемое состояние элементов каркасного здания	21
1.3 Краткий анализ технологий повышения эксплуатационной надежности зданий	24
1.4. Краткий обзор методов выравнивания здания и сооружения	28
РАЗДЕЛ 2 МЕТОДИКА ИССЛЕДОВАНИЙ КОНСТРУКЦИИ С ИЗМЕНЯЕМЫМИ ПАРАМЕТРАМИ ДЛЯ ИСПРАВЛЕНИЯ КРЕНОВ СООРУЖЕНИЙ	35
2.1 Конструкция выравнивающего устройства для корректировки геометрического положения здания в пространстве	35
2.2 Методика численного эксперимента по влиянию устройства для корректирования геометрического положения здания в пространстве на напряженно-деформированное состояние элементов каркасного здания	51
2.2.1 Напряженно-деформированное состояние элементов каркасного здания при одноэтапном выравнивании с помощью устройства для корректировки геометрического положения здания в пространстве	54
2.2.2 Напряженно-деформированное состояние элементов каркасного здания при многоэтапном выравнивании с помощью устройства для корректировки геометрического положения здания в пространстве	59
РАЗДЕЛ 3 ИССЛЕДОВАНИЕ РАБОТЫ УСТРОЙСТВА ДЛЯ КОРРЕКТИРОВАНИЯ ВЕРТИКАЛЬНОГО ПОЛОЖЕНИЯ ЗДАНИЯ В ПРОСТРАНСТВЕ	67
3.1 Результаты исследования деформативности песка при работе устройства для регулирования вертикального положения здания в пространстве	67
3.1.1 Влияние предварительного нагружения на деформируемость песка.....	68
3.1.2 Проверка влияния влажности песка на его деформируемость.....	73
3.1.3. Проверка влияния времени нагружения на деформируемость песка.....	75
3.1.4 Влияние крупности песка на деформируемость песка	78

3.2 Результаты исследования по выравниванию элементов каркаса с помощью устройства для регулирования вертикального положения здания в пространстве	79
3.2.1 Влияние уровня нагружения на скорость осадки устройства для регулирования вертикального положения здания в пространстве	79
3.2.2 Влияние уровня влажности песка на скорость осадки устройства для регулирования вертикального положения здания в пространстве	81
3.2.3 Зависимость величины осадки устройства от времени его работы.....	83
РАЗДЕЛ 4 ИССЛЕДОВАНИЕ ВЛИЯНИЯ РАБОТЫ УСТРОЙСТВА ДЛЯ КОРРЕКТИРОВАНИЯ ВЕРТИКАЛЬНОГО ПОЛОЖЕНИЯ ЗДАНИЯ В ПРОСТРАНСТВЕ НА НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОЕ СОСТОЯНИЕ ЭЛЕМЕНТОВ КАРКАСА ЗДАНИЯ	91
4.1 Исследование напряженно-деформированного состояния элементов каркасного здания при одноэтапном выравнивании	92
4.2 Исследование напряженно- деформированного состояния элементов каркасного здания при многоэтапном выравнивании.....	99
РАЗДЕЛ 5 РЕКОМЕНДАЦИИ ПО ПРИМЕНЕНИЮ УСТРОЙСТВА ДЛЯ РЕГУЛИРОВАНИЯ ВЕРТИКАЛЬНОГО ПОЛОЖЕНИЯ ЗДАНИЯ НА ТЕРРИТОРИЯХ СО СЛОЖНЫМИ ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИМИ УСЛОВИЯМИ	122
5.1. Общие положения	123
5.2. Конструктивные требования по проектированию зданий с устройством для регулирования вертикального положения здания в пространстве	123
5.3. Контроль положения здания в пространстве	128
5.5. Последовательность работ при исправлении крена здания или сооружения	131
ЗАКЛЮЧЕНИЕ	133
СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ	138
Приложение 1	151
Приложение 2	156
Приложение 3	157

ВВЕДЕНИЕ

Как показывает опыт, одной из основных проблем эксплуатации зданий и сооружений в сложных инженерно-геологических условиях является возможность возникновения дополнительных усилий и деформаций в их конструктивных элементах в результате неравномерных деформаций грунтового основания. Сложные инженерно-геологические условия, являются при этом основной причиной нестабильности оснований как строящихся, так и существующих объектов, что увеличивает риск потери их несущей способности. В связи с этим особое значение приобретает проблема контроля технического состояния несущих конструкций сооружений с целью предупреждения возникновения аварийных ситуаций и обоснованность выбора комплекса инженерных мероприятий по их недопущению. При этом очевидно, что контроль технического состояния несущих конструкций должен носить систематический характер и позволять осуществлять оценку происходящих изменений на основе количественных критериев, а именно, базироваться на процедурах выявления соответствия фактической прочности, жесткости и устойчивости конструктивных элементов нормативным требованиям.

Проблема защиты зданий и сооружений от неблагоприятного влияния крена является достаточно сложной, требующей глубокого понимания причины возникновения, знания степени ответственности защищаемого объекта и основных его параметров. Объемы защиты зданий и сооружений от крена в различных условиях могут существенно отличаться. В некоторых случаях выполнять ее нецелесообразно, в других же стоимость таких мероприятий может составить более десяти процентов сметной стоимости проектируемого объекта.

Таким образом, проблема защиты зданий и сооружений от крена является не только технической или инженерно-геологической, но и экономической.

Для зданий и сооружений, подверженных риску повреждений от внешних воздействий, контроль технического состояния несущих конструкций необходим в течение всего периода возможного проявления деформационного воздействия,

что нашло отражение в ряде документов, нормирующих проведение строительства в крупных городах. Тем не менее, на сегодняшний день единой рекомендованной нормами методики, позволяющей эффективно предупреждать возникновение аварийных ситуаций, не существует. Важной задачей стоящей перед проектировщиками, оценивающими такие здания, является определение причин деформаций, численных величин деформаций и возможности дальнейшей эксплуатации зданий.

Сверхнормативные осадки, возникающие у зданий на всех этапах его эксплуатации, вызывают необходимость совершенствования известных и разработки новых конструктивных решений зданий и сооружений и изучения их напряженно-деформированного состояния при появлении крена, а также необходимость их апробирования экспериментально-теоретическими исследованиями на пространственных моделях.

Связь работы с научными программами, планами, темами. Основные исследования теоретического и прикладного характера по теме диссертации выполнены по программе Erasmus Mundus в рамках проекта академической мобильности TEMPO (Trans-European Mobility Project On Education for Sustainable Development) в Университете Аликанте (Испания), а также согласно госбюджетной научно-исследовательской темы «Совершенствование методов расчета деформаций, несущей способности и устойчивости оснований фундаментов и грунтовых массивов на основе гипотез нелинейной механики грунтов» по заказу Министерства образования и науки ДНР.

Целью работы является разработка новых конструкций с изменяемыми параметрами (устройств) для исправления кренов зданий и сооружений, основанных на принципе регулирования геометрического положения конструкций зданий и сооружений.

Для достижения указанной цели поставлены и решены следующие **задачи**:

1. Обобщены основные сведения о возникновении и развитии неравномерной осадки фундаментов, а также рассмотрены виды повреждений зданий и сооружений при деформации основания здания.

2. Разработана конструкция с изменяемой высотой устройства для регулирования вертикального положения многоэтажного здания в пространстве.

3. Определены прочность и деформируемость материала, используемого для заполнения устройства.

4. Исследованы геометрические параметры устройства для исправления кренов сооружения, влияющие на деформируемость рабочего тела.

5. Экспериментально исследовано разработанное устройство при различных режимах его нагружения и проектных величинах изменения его высоты.

6. Разработаны расчетные модели каркасных зданий на упругом основании, включающие конструкции с изменяемой высотой в процессе выполнения расчетов.

7. Разработаны и обоснованы численными исследованиями технологические схемы исправления кренов зданий с использованием конструкций с изменяемыми параметрами.

Объект исследования – каркасные здания и сооружения, получившие сверхнормативный крен.

Предмет исследования – конструктивные меры защиты зданий и сооружений, основанные на принципе сохранения проектного положения конструкций здания методом опускания его менее просевших частей.

Методика исследования. Для решения задач, поставленных в работе, использованы методы исследования:

- экспериментальные исследования устройств для регулирования положения здания в пространстве при деформации основания на моделях;

- численные методы для определения напряженно-деформированного состояния конструкций и основания исследуемого здания с помощью программных комплексов Лира и SAP2000.

На защиту выносятся:

1. Конструкция с изменяемыми параметрами - устройство для регулирования вертикального положения в пространстве зданий, возводимых на территориях со сложными инженерно-геологическими условиями.

2. Расчетные модели многоэтажных каркасных зданий с конструктивными мерами защиты от влияния сверхнормативных кренов, учитывающие взаимодействие сооружения с деформируемым основанием и конструкции фундаментов с изменяемыми в процессе расчета размерами.

3. Методика определения напряженно-деформируемого состояния элементов многоэтажного каркасного здания на плитном фундаменте при получении им сверхнормативного кренов и при регулировании вертикального положения здания в пространстве в том числе правила составления основных, особых и технологических сочетаний нагрузок, включающих воздействия в виде укорочения элементов, моделирующих устройства для исправления крена здания.

Научную новизну полученных результатов составляют:

1. Экспериментально обоснованные технические параметры устройства для исправления крена здания опусканием его частей, в том числе параметров конусного основания штампа и способ перемещения по высоте отверстия для истечения песка вращением коаксиальных труб разнонаклонными прорезями на боковых поверхностях.

2. Расчетные модели многоэтажных каркасных зданий с конструктивными мерами защиты от влияния сверхнормативных кренов, учитывающие взаимодействие сооружения с деформируемым основанием и конструкции фундаментов с изменяемыми в процессе расчета размерами.

3. Методика определения напряженно-деформируемого состояния элементов многоэтажного каркасного здания на плитном фундаменте при получении им сверхнормативного крена и при регулировании вертикального положения здания в пространстве в том числе правила составления основных, особых и технологических сочетаний нагрузок, включающих воздействия в виде укорочения элементов, моделирующих устройства для исправления крена здания.

Практическое значение полученных результатов. Результаты

исследования и разработанные конструктивные решения зданий и сооружений, основанные на регулировании геометрического положения в пространстве конструкций при деформации оснований, послужат основой для создания регулируемого фундамента – устройства, предназначенного для освоения строительством территорий со сложными инженерно -геологическими условиями.

Результаты исследований, связанные с применением разрабатываемого устройства для зданий и сооружений на территориях, которые характеризуются сложными инженерно-геологическими условиями строительной площадки, позволяют усовершенствовать и оптимизировать конструктивные меры выравнивания зданий при получении ими сверхнормативных осадок в проекте строительства, что приведет к сокращению затрат на устройство мер защиты.

Практическая реализация:

- результаты исследований внедрены в учебный процесс в форме рекомендаций к проектированию мероприятий по исправлению неравномерных осадок и кренов зданий в рамках выполнения курсового проекта по дисциплине «Здания и сооружения в сложных инженерно-геологических условиях» при подготовке магистров по направлению подготовки 08.04.01 «Строительство» по программе подготовки «Теория и проектирование зданий и сооружений»;

- результаты диссертационного исследования внедрены в ЧАО «Институт Донбассреконструкция» при выполнении проверочных расчетов железобетонных конструкций жилого дома в квартале 191А по ул. Розы Люксембург в Ворошиловском районе г. Донецка на воздействие деформаций земной поверхности (в том числе наклона), вызванных подработкой.

Личный вклад соискателя. Приведенные в диссертационной работе результаты исследований получены автором самостоятельно. Личный вклад автора включает:

- разработку устройства для регулирования зданий и сооружений, основанного на принципе регулирования вертикального положения защищаемых конструкций при деформации оснований;

- разработку методики экспериментально-теоретических исследований, изготовление опытного образца, апробация разработанной методики по регулированию вертикального положения здания в пространстве;
- разработку расчетных моделей каркасных зданий с конструктивными мерами защиты от влияния деформации оснований и результаты исследования эффективности конструктивных мер защиты;
- исследование изменения напряженно-деформируемого состояния элементов многоэтажного каркасного здания на плитном фундаменте при получении им крена и последующим поэтапным выравниванием геометрического положения здания в пространстве.

Степень достоверности полученных результатов.

- Использованы лицензированные программные комплексы и выполнено сравнение результатов по различным ПК;
- применялось сертифицированное, поверенное экспериментальное оборудование;
- теоретические исследования выполнены с использованием основополагаемых гипотез теории строительных конструкций.

Апробация полученных результатов. Основные результаты исследований, полученные в работе, докладывались на:

- научно-методических семинарах кафедры основания, фундаменты и подземные сооружения в ДонНАСА (Макеевка, 2013-2016 г)
- XIII Международной конференции молодых ученых, аспирантов, студентов "Здания и сооружения с использованием новых материалов и технологий" (Макеевка, 2014 г)
- VIII Всеукраинская научно-техническая конференция "Механика грунтов, геотехника и фундаментостроение" (Полтава, 2013)
- VII Международный молодежный форум "Образование, Наука, Производство", БГТУ им. В.Г. Шухова (Белгород, 2015);
- XIX Международная межвузовская научно-практическая конференция студентов, магистрантов, аспирантов и молодых учёных (Москва, 2016).

В полном объеме диссертация доложена на расширенном заседании кафедры оснований, фундаментов и подземных сооружений ДонНАСА (06.12.2017 г.)

Публикации. Основные научные результаты диссертации опубликованы в 9 печатных работах, в том числе 4 из них опубликованы в специализированных научных изданиях, рекомендованных МОН Украины; 1 – в изданиях, включенных в Перечень ВАК МОН Донецкой Народной Республики, 4 публикации – в материалах и тезисах конференций.

Структура и объем диссертации. Диссертация состоит из введения, пяти глав, выводов, трех приложений. Общий объем работы 157 страниц, в том числе: 122 страницы основного текста, 14 полных страниц с рисунками и таблицами, 13 страниц списка использованных источников из 138 наименований, 7 страниц приложений.

РАЗДЕЛ 1

АНАЛИТИЧЕСКИЙ ОБЗОР ПРОБЛЕМЫ, ЦЕЛИ И ЗАДАЧИ ИССЛЕДОВАНИЯ

1.1 Причины возникновения неравномерных деформаций и особенности проектирования зданий и сооружений в сложных инженерно- геологических условиях

В строительной практике одним из сложнейших вопросов является возведение фундаментов сооружения в сложных инженерно-геологических условиях. В последние годы наблюдаются многочисленные ремонтные работы жилого фонда, построенного в 60-х – 70-х годах 20-го века. Ввиду того что значительная территория нашей страны представлена сложными инженерно-геологическими условиями, здания, которые построены на них, претерпевают различные деформации. Важной задачей, стоящей перед проектировщиками, оценивающими такие здания, является определение причин и численных величин деформаций, а также разработка, при необходимости, мероприятий по их устраниению.

Методы расчета зданий и сооружений в сложных инженерно-геологических условиях рассмотрены в работах Клепикова С.Н., Петракова А.А., Милюкова Д.А., Крутова В.И., Мустафаева А.А., Коновалова П.А., Трегуба А.С., Яркина В.В. Методы исправления кренов зданий путем подъема их частей гидравлическими домкратами рассмотрены в работах Абелева Ю.М., Генделя Э.М., Шумовского В.П., Сорочана Е.А., Болотова Ю.К, Тригуба А.С., М.В. Зотова, С.П. Гусаренко. Методы исправления кренов зданий путем опускания их частей (песочницы, термопластические элементы) рассмотрены в работах Петракова А.А., Живодерова Н.А., Макиенко В.Е., Азараева В.В., Хорунжима В.И. Методы исправления кренов зданий путем изменения свойств оснований (выбуривание, дополнительное нагружение и т.п.) рассмотрены в работах

Пулатова А.П., Дыбы В.П., Зотова А.М., Гусаренко С.П., Самченко Р.В., Шишко Г.С. [1, 2, 15-17, 27-29, 33, 34, 36, 41-47, 50-59, 62, 72-81, 83-87, 98-100, 110-113].

Несмотря на масштабную и сложную проблему возникновения сверхнормативных кренов, ей не уделялось должное внимание как ранее, так и в настоящее время. Однако в ряде случаев отклонение объектов от вертикали может составить до 1 м вместо допускаемых 15 см, относительная осадка – 40 см вместо допускаемой 10 см, а степень деформаций такова, что под угрозой оказывается безопасность проживания. В этих случаях специалисты начинают разрабатывать рекомендации по устранению предаварийных ситуаций. Это может быть и конструктивное усиление, и закрепление основания, и выравнивание здания и все вместе взятое. Возможен и полный демонтаж объекта. Во всех случаях в самом худшем положении оказываются люди, проживающие в этом доме [33].

В 1985 г. в г. Краматорске Донецкой обл. в результате аварийного замачивания два жилых здания Новокраматорского машиностроительного завода (НКМЗ), блокирующихся между собой через деформационный шов по букве «Г», накренились навстречу друг другу. При встречных кренах деформационный шов шириной 250 мм замкнулся и из-за взаимных давлений зданий начались деформации конструкций. Пока работники НКМЗ искали специализированную организацию, здание пришло в аварийное состояние, жителей отселили, здания демонтировали [47].

Высокие темпы строительства, а также объем строительства высотных зданий постоянно увеличивается (в соответствии с принятой в России классификацией все здания выше 75 м считаются высотными), что приводит к дефициту территорий благоприятных для застройки. В связи с этим, все большее значение приобретает проблема строительства и надежной эксплуатации зданий и сооружений в сложных инженерно-геологических условиях, а также на подрабатываемых территориях. Если в процессе эксплуатации сооружения его основание претерпевает не только осадки, но и другие виды деформаций, такие как просадки, подъемы, оседания, горизонтальные перемещения или провалы,

следовательно, сооружение эксплуатируется в сложных инженерно-геологических условиях [4,18,37].

К таким условиям можно отнести просадочные лессовые, заторфованные, набухающие, засоленные, неоднородные грунты, слабые водонасыщенные глинистые грунты, закарстованные, подрабатываемые и оползневые территории. Также к ним относятся грунты, в которых наблюдается изменение уровня грунтовых и поверхностных вод и в которых происходят суффозионные процессы [13]. Также здания и сооружения претерпевают серьезную деформацию основания при сейсмическом воздействии. Для восстановления эксплуатационной пригодности таких зданий разработано достаточно много методов [70,114-138].

Равномерные деформации основания, в целом, не снижают прочности и устойчивости конструкций самого сооружения, они развиваются в течение довольно больших временных интервалов и, в основном, влияют на состояние инженерных сетей и коммуникаций, связывающих объект с окружающей инфраструктурой.

Для здания наиболее опасными являются неравномерные деформации основания. Основные причины неравномерных деформаций зданий можно разделить на следующие группы [40,41,94,108]:

- различная сжимаемость грунтов из-за их неоднородности, присутствие включений других грунтов, прослоев, линз, неравномерного уплотнения грунтов, выклинивания и косослойного залегания отдельных слоев и т.д.;
- неравномерное замачивание грунтов (особенно для просадочных или набухающих грунтов);
- различие в деформациях основания в пределах и за пределами фундамента здания;
- различие давлений по подошве отдельных фундаментов, их глубины заложения и размеров;
- различие нагрузок на полы промышленных объектов, загрузка территории, примыкающей к зданию;

- ошибки при выполнении инженерно-геологических изысканий и разработке проекта;
- нарушение технологии строительства, которое может привести к ухудшению свойств грунтов основания;
- нарушение режима эксплуатации сооружения;
- изменение гидрогеологических условий строительной площадки;
- динамическое воздействие (удар молота, транспорт).

В следствии этих неравномерных деформаций основания (в соответствии с рисунком 1.1) происходит крен, прогиб, выгиб, кручение и т.д.

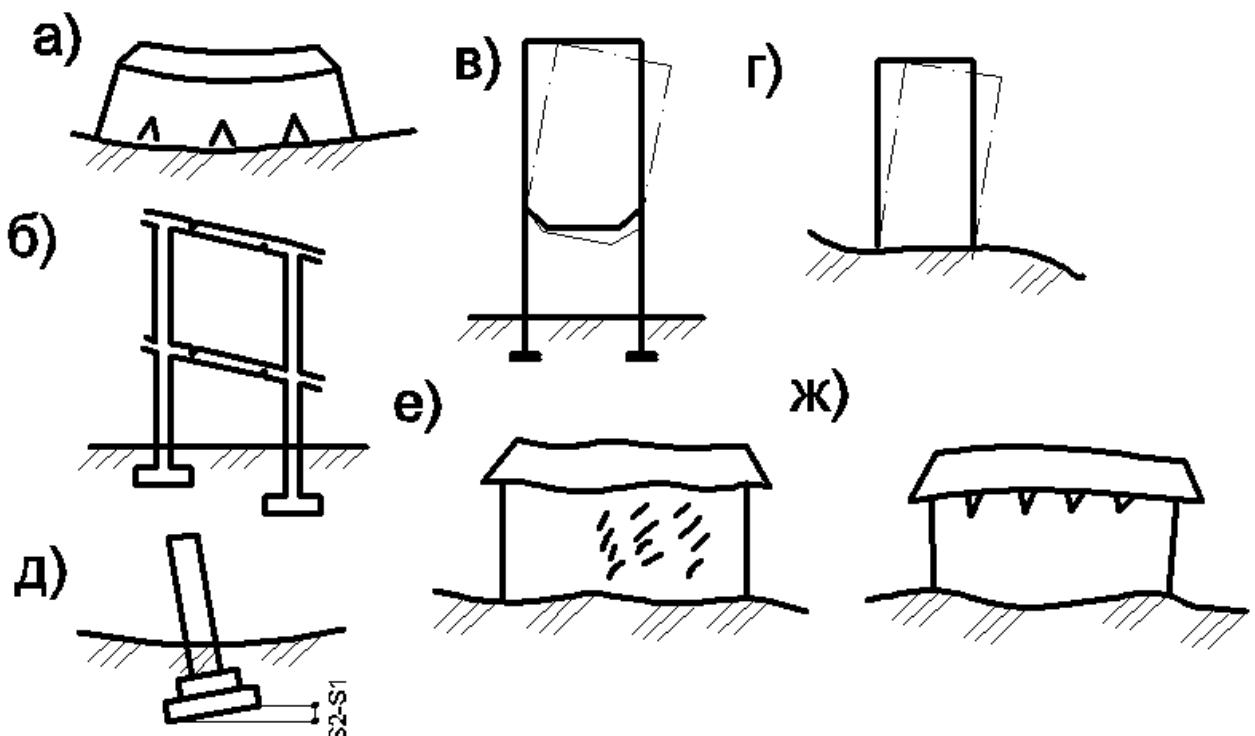


Рис. 1.1. – Виды неравномерных деформаций: а - прогиб; б, е - перекос в, д - крен; г - скручивание; ж - выгиб.

При развитии прогиба (рис. 1.1, а) наиболее опасная зона растяжения находится в нижней части здания или сооружения, при выгибе (рис. 1.1, ж) – в верхней. В зависимости от степени неравномерности деформирования грунтов основания и жесткости здания или сооружения в его конструкциях развиваются растягивающие усилия. При большей жесткости здания или сооружения на одних

и тех же грунтах эти усилия больше. В зависимости от этих факторов уменьшается или увеличивается величина прогиба или выгиба. Относительный прогиб или выгиб рассматривается как отношение стрелы прогиба или выгиба к длине однозначно изгибающего участка здания или сооружения по формуле 1.1.

$$f/L = (2S_2 - S_1 - S_3)/2L \quad (1.1)$$

где:

S_1 и S_3 – осадки концов рассматриваемого участка однозначного искривления; S_2 – наибольшая или наименьшая осадка на том же участке; L – расстояние между точками с осадками S_1 и S_3 . Перекос зданий и сооружений (рис. 1.1, б, е) характерен при резком проявлении неравномерности осадок на участке наибольшей протяженности при сохранении относительной вертикальности несущих конструкций (перекосы в каркасных зданиях и др.). Крен фундамента здания или сооружения (рис. 1.1, в, д) представляет собою поворот относительно горизонтальной оси и проявляется при несимметричной загрузке основания или несимметричном напластовании грунтов относительно вертикальной оси.

Степень воздействия неравномерных деформаций основания на сооружение зависит от многих факторов, таких как тип сооружения, конструктивная схема, пространственная жесткость и др. По степени чувствительности конструкций к неравномерным деформациям основания сооружения условно делятся на три основные группы, определяющие характер совместной работы системы "основания–фундаменты–верхнее строение" (рисунок 1.2).

Креном здания называют неравномерную деформацию любого строительного сооружения, в результате которой произошло отклонение оси симметрии здания от вертикали. Крен фундаментов рассматривается как отношение разности осадок крайних точек фундамента к ширине или длине фундаментов. Он характерен для жестких фундаментов зданий и сооружений, при этом осадки основания в любом направлении изменяются по линейному закону. Чаще всего крен возникает в многоэтажных строениях. Скорость его развития различна, но, как правило, проблема обнаруживается уже в процессе строительства [5]. В истории существуют примеры длительного

кrenoобразования, наиболее ярким его примером является знаменитая Пизанская башня (рисунок 1.3).

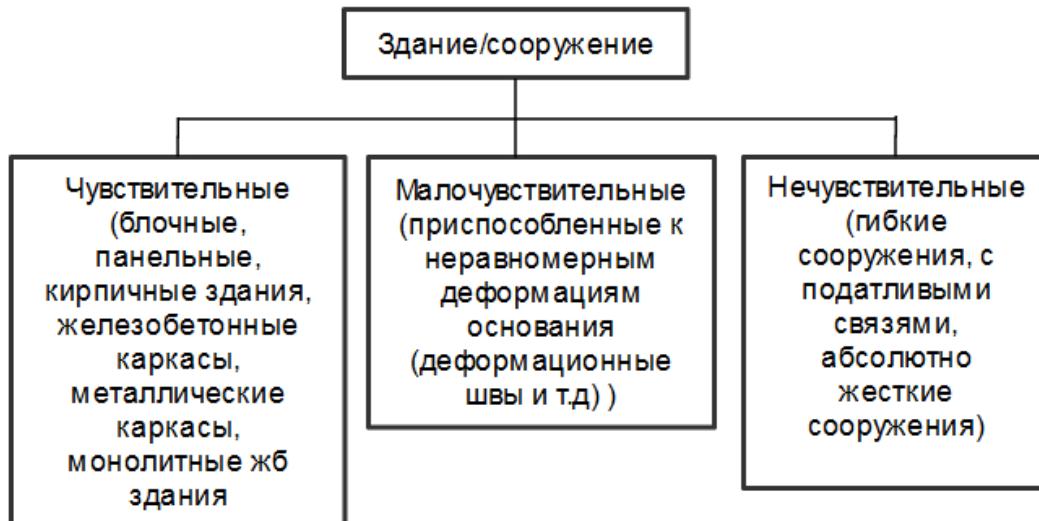


Рис. 1.2. Классификация сооружений в зависимости от чувствительности их конструкций к неравномерным деформациям основания.

Крен представляет наибольшую опасность для высоких сооружений – дымовых труб, узких зданий повышенной этажности и др. Для них крен приводит к появлению дополнительного момента, способствующего увеличению крена, и может привести к потере устойчивости основания.

Вследствие неравномерной осадки крен могут получать также колонны и стены, не связанные жестко с остальными конструкциями (рис. 1.1, д). Если исключено их перемещение в горизонтальном направлении, то в процессе развития неравномерной осадки под отдельными фундаментами в колоннах, перекрытиях возникают дополнительные усилия. Они определяются на основе рассмотрения совместной работы конструкций сооружения и грунтов основания. Кручение имеет место при неодинаковом крене здания или сооружения по длине, при этом происходит развитие крена в двух сечениях сооружения в разные стороны (рис. 1.1, г).

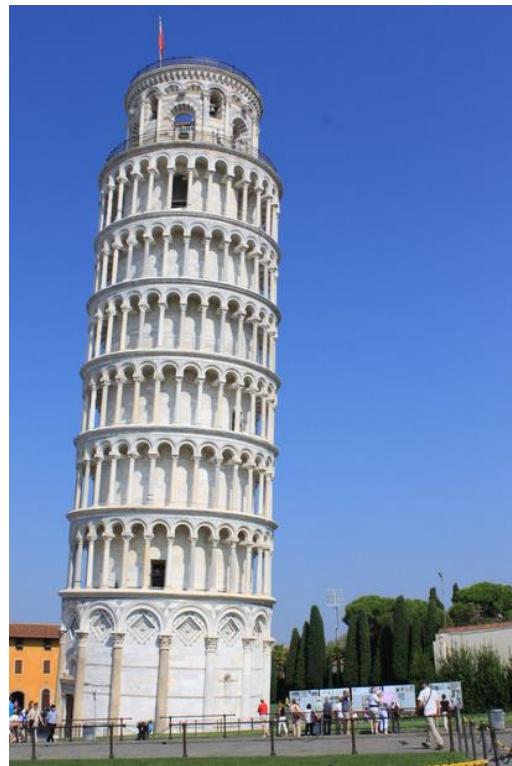


Рис. 1.3. Пизанская башня – наиболее известный объект длительного кренообразования.

Пространственную работу здания или сооружения характеризует относительный угол закручивания (рис. 1.4). При кручении дополнительные усилия развиваются в элементах стен и конструкциях перекрытия, последние могут изгибаться в горизонтальном направлении. Горизонтальные перемещения фундаментов зданий и сооружений имеют место при действии на основания горизонтальных нагрузок (например, у распорных конструкций). Они возможны также при выполнении подземных выработок и развитии оползней откосов. Совместная деформация основания и сооружения характеризуется также кривизной изгибающего участка сооружения (рис. 1.5). Она представляет собой величину, обратную радиусу искривления, и характеризует напряженно-деформированное состояние (НДС) относительно жестких протяженных сооружений. Кривизна изгибающего участка используется для установления предельных деформаций основания по прочности и трещиностойкости конструкций зданий и сооружений [34].

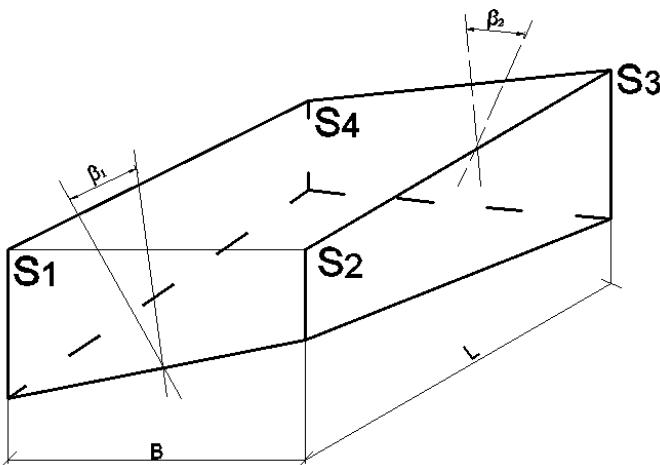


Рис. 1.4. – Схема осадок основания при кручении $S=(\beta_1 + \beta_2)/L$.

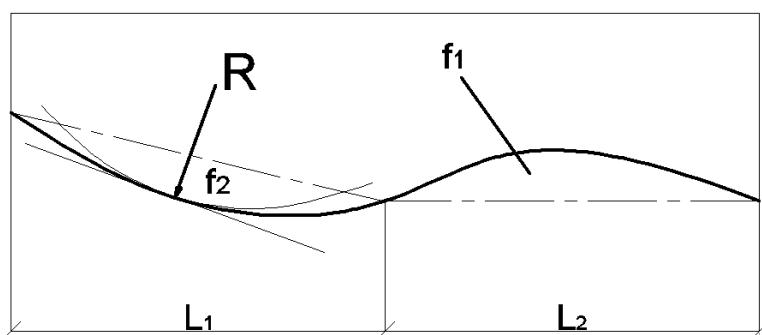


Рис. 1.5. – Схема прогиба (выгиба) сооружения: f_1/L_1 – относительный прогиб на участке L_1 , f_2/L_2 – относительный выгиб на участке L_2 , $\rho=1/R$ – наибольшая кривизна.

При неравномерных конечных осадках и неравномерном затухании их во времени основания опускаются на различную величину, вызывая перераспределение усилий и деформаций в надземных частях зданий и сооружений. Неравномерные осадки ухудшают эксплуатацию сооружений, вызывают перенапряжение в отдельных конструкциях и элементах и их повреждение. Поэтому предельные величины неравномерных осадок устанавливаются не только по эксплуатационным (физиологическим, эстетико-психологическим) и технологическим требованиям, но и по прочности, деформации (трещиностойкости) и устойчивости сооружений.

Кроме этого, люди в жилых деформированных домах испытывают значительных дискомфорта от перекошенных дверных и оконных проемов, перекошенных полов и мебели (рисунок 1.6-1.8).

Также возможно возникновение дополнительных кренов и усилий в конструкции, связанных с креном от наличия таких современных проблем как вибрация от строительства и эксплуатации подземных и надземных коммуникаций и сооружений. С развитием современных городов, активно развивается транспортная отрасль: железнодорожные, автомобильные, трамвайные коммуникации, метрополитены и т.п. Мощность и сочетание типов транспорта в значительной степени определяется географией и рельефом городов, численностью населения, историей их развития, экономико-социальными тенденциями развития региона и страны. Все виды транспорта передают колебательную энергию на расположенные вблизи транспортных путей здания и сооружения. Получаемая вибрация негативно сказывается на техническом состоянии зданий и санитарно-гигиенических условиях эксплуатации. Кроме того, вибрация способна изменять свойства грунтов, на которых расположено здание. Например, возникает локальное уплотнение грунта. Из-за неравномерной осадки грунтового основания, оно способно привести к серьезным повреждениям конструкции. Уплотнение грунта может произойти даже при малом уровне вибрации, в том случае если она долговременна. Еще одним примером изменения свойств является разжижение грунта. Оно считается более опасным, так как разжиженный грунт под вибрационным воздействием теряет несущую способность [68,134,137].



Рис. 1.6. Повреждение зданий в г. Львове.



Рис. 1.7. Кренообразование в г.Сантос, Бразилия.



Рис. 1.8. Многоэтажное жилое здание в г. Мариуполь.

Еще одной проблемой являются деформации зданий и сооружений, возникновение которых связано с землетрясениями. Землетрясение может вызвать неравномерную осадку грунта основания, и тогда здание получит дополнительные разрушения. Даже при сравнительно слабых землетрясениях в сооружении неизбежно возникают трещины. При этом самые сильные повреждения конструкций здания происходят в зонах осадки. Последствия сильных землетрясений свидетельствуют, что землетрясения причиняют достаточно значительный экономический и социальный ущерб [135].

В связи со всеми вышеизложенными причинами, конструирование, технология и расчет регулируемых фундаментов, для исправления кренов

высотных зданий, является важным, но малоизученным вопросом. А совершенствование технологий устройства регулируемых фундаментов с целью оптимизации их параметров, разработка новых высококачественных и экономически эффективных конструкций при самых неблагоприятных инженерно-геологических условиях, является важнейшей задачей современного строительства [33,39,41,89].

1.2 Влияние расчетных моделей грунтового основания на напряженно-деформируемое состояние элементов каркасного здания

В механике грунтов в зависимости от характера исследуемых задач используются различные расчетные модели грунта. Для учета изменения сопротивления грунтовых оснований по мере деформирования используют расчетные модели, схематизирующие зависимость между нагрузкой на грунтовый массив и его осадкой.

Модели грунтового основания представляют собой теоретические обобщения экспериментальных данных о закономерностях деформирования оснований под нагрузкой. Классифицируются по следующим признакам: по учету распределительных свойств основания; по учету необратимых деформаций; по виду зависимостей между напряжениями и деформациями.

При этом приходится, естественно, прибегать к известному упрощению свойств и рассматривать идеализированные среды, обладающие лишь некоторыми решающими для данного круга задач свойствами реальных грунтов.

Грунтовые массивы строительных площадок слагаются из разнородных грунтов, существенно отличающихся по своим распределительным свойствам.

По признаку учета распределительных свойств различают модель общих деформаций (примером служит модель линейно-деформированного полупространства) и модель местных деформаций (примером служит модель Винклера и Фусса):

- 1) Модель местных деформаций Фусса или Винклера (или гипотеза коэффициента постели) была предложена еще в 1868 году, применяется для

грунтов, которые практически не обладают распределительными свойствами, например для песков. Эта модель хорошо отражает работу конструкции, если основание представлено несвязанными грунтами. Поэтому чаще всего этот метод используют при строительстве на слабых грунтах или в случае малой мощности слоя сжимаемого грунта.

Грунт рассматривается как система опирающихся на жесткое горизонтальное основание и не связанных между собой пружин, сжатие которых возрастает прямо пропорционально приложенной нагрузке. Коэффициент пропорциональности между нагрузкой и деформацией называется коэффициентом постели.

Отличие модели Фусса от модели Винклера заключается в том, что при разгрузке достигнутая на рассматриваемом уровне нагружения осадка является необратимой. Это соответствует бесконечному коэффициенту постели при разгрузке [40,47,84,85].

Схематически гипотеза Фусса – Винклера показана на рисунке 1.9. В механике грунтов она носит название модель Фусса – Винклера.

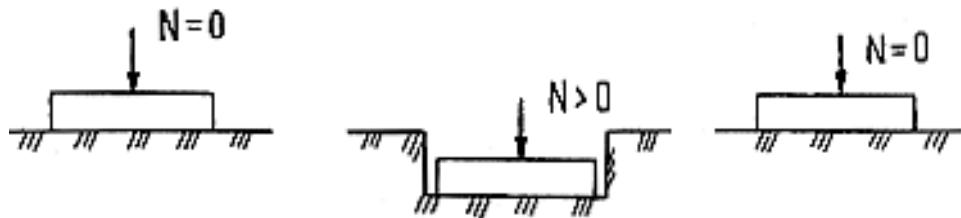


Рис. 1.9. Схема расчетной модели Фусса – Винклера.

Таким образом сопротивление грунта развивается только непосредственно под нагрузкой и в этом сопротивлении не участвует грунт, расположенный за пределами фундамента, который не испытывает осадку.

2) Модель линейно-деформированного полупространства (применим для грунтов с существенными распределительными свойствами, характерными для упругих тел такие как плотные глины).

Грунт рассматривается как сплошное однородное линейно-деформируемое тело, бесконечно простирающееся вглубь и в стороны и ограниченное сверху плоскостью.

В этом случае в сопротивление внешней нагрузке вовлекается все полупространство, и поэтому осадка поверхности полупространства происходит также и сбоку от места приложения нагрузки, распространяясь на сравнительно большие расстояния (рисунок 1.10).

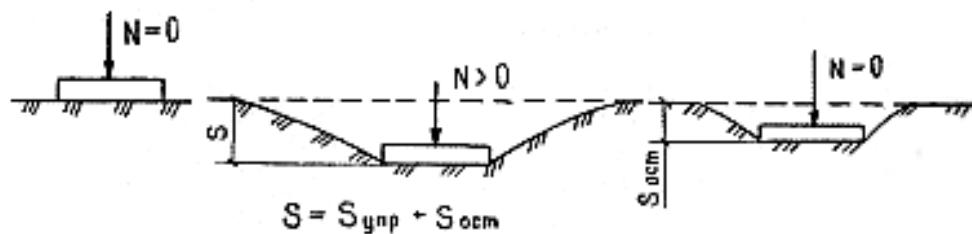


Рис. 1.10. Схема модели линейно-деформированного полупространства.

В расчет вводится не полупространство, а лишь его верхний слой, ниже которого грунт считается несжимаемым (рисунок 1.11). Такая модель основания применяется в тех случаях, когда на некоторой глубине залегают скальные породы или слабосжимаемые грунты. Практически за такое основание можно применять грунты с модулем деформации $E \geq 100$ МПа.

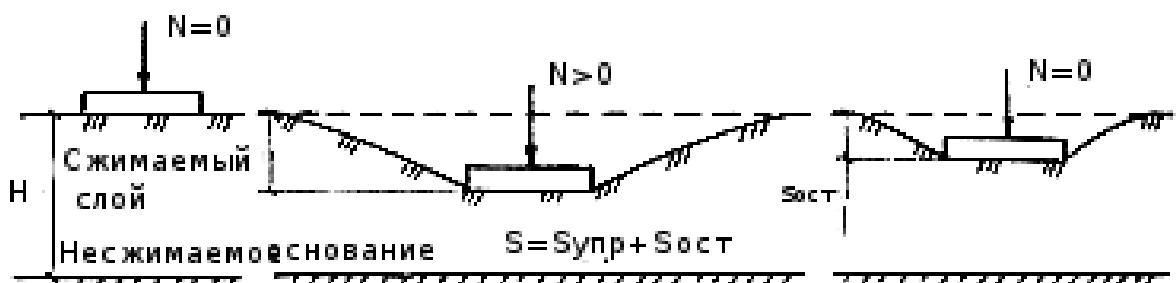


Рис. 1.11. Схема модели линейно-деформируемого слоя конечной толщины.

Свойства реальных грунтов по их распределительной способности находятся в диапазоне между предыдущими моделями и описываются моделью обобщенного коэффициента жесткости профессора Клепикова.

3) Модель обобщенного коэффициента жесткости основания профессора Клепикова.

Предполагает наличие у грунта распределительных свойств при упругом деформировании и отсутствии таких свойств при пластическом деформировании. Суммарная осадка основания представляется суммой упругой и пластической осадки. Упругая осадка вычисляется с учетом распределительных свойств грунта, пластическая осадка соответствует модели местных деформаций. Указанные осадки вычисляются методом послойного суммирования в соответствии с нормами на проектирование оснований [40, 58, 69, 108].

1.3 Краткий анализ технологий повышения эксплуатационной надежности зданий

Фундамент определяет прочность и надежность всего сооружения. От правильного и рационального его выполнения во многом зависят экономичность, трудоемкость и темпы возведения здания. Особого внимания при строительстве высотных зданий требуют к себе фундаменты, на которые опирается каркас. Это связано с конструктивными характеристиками каркасных зданий, чувствительных к неравномерным осадкам отдельных колонн, крену и т.д. [107], а также взаимодействием и совместной работой системы “каркас – фундамент – грунтовое основание”.

При проектировании зданий и сооружений в сложных инженерно-геологических условиях необходимо обеспечивать требуемые эксплуатационные качества и долговечность конструкции. Чтобы обеспечить эти качества, необходимо создать надежное основание, которое не будет допускать сверхнормативных деформаций, либо применять конструктивные элементы, для которых возможно восприятие подобных деформаций.

Для того, чтобы защитить здания и сооружения от воздействия неравномерных деформаций основания, либо свести эти воздействия к минимальным, необходимо создать надежное основание.

Основными мерами для создания надежного основания являются следующие мероприятия [5,26,38,48,106]:

- уплотнение грунтов основания трамбованием, устройство грунтовых свай и армоэлементов, предварительное замачивание, поверхностное уплотнение виброкатками и др.;

- устройство регулируемых фундаментов, для подъема и выравнивания здания, либо для его опускания, в случаях, когда неравномерные деформации основания превышают предельно допустимые. Регулируемые фундаменты могут проектироваться для устройства домкратных систем, для устройства термопластических опор, для устройства конструкций с сыпучим материалом, либо других систем, которые предполагают возможность корректировать вертикальное положение здания в пространстве [6-11, 28,29,31-33, 41-47,55-56,71-81,111-112];

- водозащитные мероприятия, которые включают в себя разработку генплана, планировку территории, устройство отмостки, размещение водоотводов. Этот способ увеличивает стоимость строительства, однако его рекомендуется применять в целях снижения просадок грунтов вне зависимости от типа просадочности;

- мероприятия по созданию под зданием геотехногенных структур с целью устранения просадочных свойств и повышения физико-механических характеристик грунтов. Этот метод характеризуется возможностью использовать местный грунт для закрепления массива, низкой трудоемкостью, незначительной продолжительностью работ, технологичностью, а также сравнительно невысокой стоимостью работ;

- стальные вдавливаемые сваи и буроинъекционные сваи. Применяются для выполнения работ вновь создаваемого основания под существующим зданием. Характеризуется тем, что нагрузка от здания передается на более прочные слои

грунта. Данные методы зарекомендовали себя высокой надежностью, возможностью производства работ без отселения жителей. К недостаткам данных методов следует отнести высокую стоимость и сравнительно большую продолжительность работ;

– грунтоцементные сваи. Работы могут проводиться в самых стесненных условиях подземной выработки или городской застройки. Универсальность метода заключается в применимости для грунтов разного состава, то есть он одинаково хорош и для галечника, и для глины, только состав и плотность цементного раствора будет несколько отличаться. Метод позволяет осуществлять прорезку грунта на большую глубину. Стоимость таких работ высока из-за дорогого оборудования и расхода цемента.

Для того, чтобы определить какой именно тип мероприятия подходит для устранения деформации необходимо произвести технико-экономический анализ, при котором необходимо учитывать особенности конструкции здания, инженерно-геологические условия строительной площадки.

При строительстве фундаментов высотных зданий возникает ряд особенностей, которые необходимо учитывать при проектировании:

- действующие нормы распространяются на расчёт несущей способности сваи длиной 35 м (сопротивление по нижнему концу сваи) и 40 м (сопротивление по боковой поверхности), что может быть недостаточно для проектирования фундаментов высотных зданий;

- увеличение размеров (глубины и ширины) сжимаемой толщи в массиве грунта приводит к увеличению сроков завершения консолидации грунта и растягиванию процесса осадки во времени.

- особенности инженерно-геологических изысканий;

- давление по подошве фундамента высотных зданий может быть на порядок выше, чем для зданий высотой до 75 м, что требует проведения специальных лабораторных и полевых изысканий;

- большие нагрузки (1-2 МПа), передаваемые на грунт основания, требуют учитывать в расчете прочностные и деформационные характеристики скальных и

нескальных грунтов с $E > 100$ МПа, считающихся в соответствии с действующими нормами несжимаемыми, а также увеличенную зону распределения напряжений в грунте в плане и по глубине, что может привести к увеличению слоев грунта, воспринимающих нагрузку от фундамента. Особенно сильно это может сказаться при неравномерном залегании слоев;

- в случае если основание сложено грунтами с разными коэффициентами консолидации (как первичной, так и вторичной), необходимо учитывать возможность возникновения в результате такого неравномерного НДС грунта (на промежуточной стадии консолидации) неодновременного окончания процессов консолидации различных видов грунтов и, как следствие этого, возникновения крена здания, превышающего предельные значения;
- высокая чувствительность к крену;
- увеличение размеров деформируемой области грунта основания приводит к оказанию большего влияния на окружающие здания и сооружения, в том числе на водонесущие коммуникации, что необходимо учитывать в расчете фундаментов [108].

На рисунке 1.12 показана основные типы фундаментов высотных зданий.

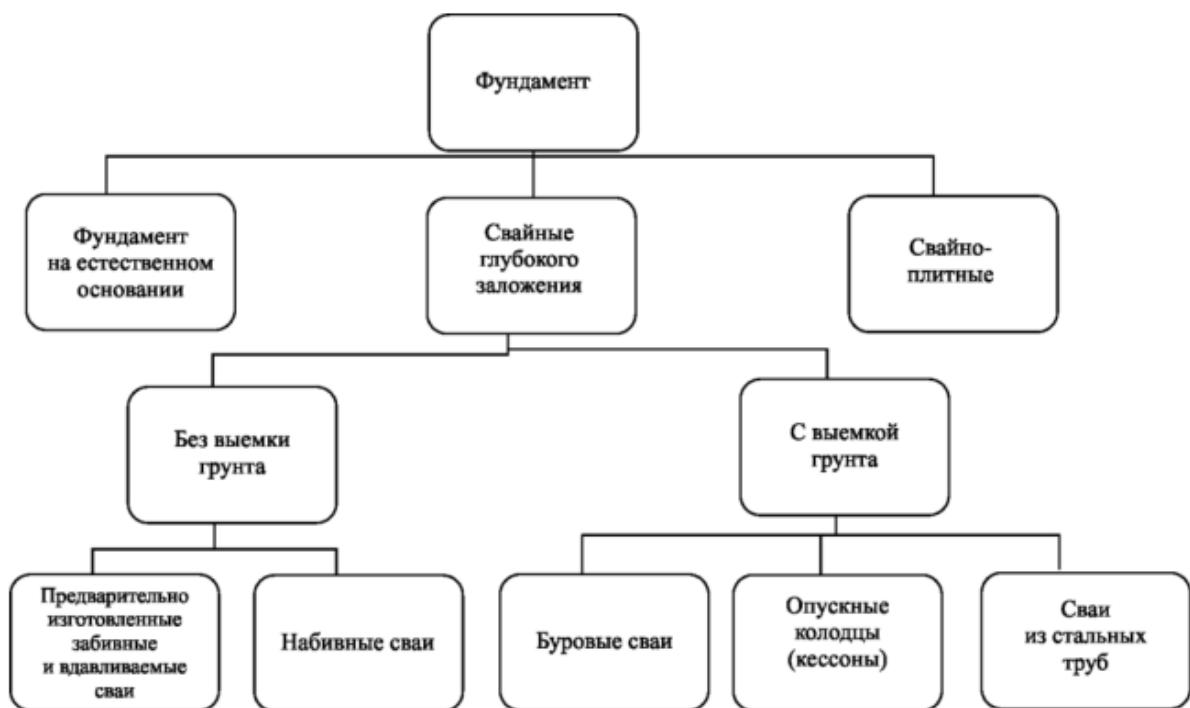


Рис. 1.12. Классификационная блок-схема фундаментов высотных зданий.

В качестве фундаментов на естественном основании, принимая во внимание высокие нагрузки, передаваемые на фундамент, в основном применяется сплошная монолитная железобетонная плита. При соответствующем расчетном обосновании не исключено применение столбчатых или ленточных фундаментов.

1.4. Краткий обзор методов выравнивания здания и сооружения

В настоящее время в практике восстановления надежности накренившихся зданий используют следующие способы корректировки, которые (в соответствии с рисунком 1.13) можно разделить на две группы.



Рис. 1.13. Способы корректировки геометрического положения здания в пространстве.

Первая группа включает в себя мероприятия, целью которых создать дополнительные деформации основания под частью здания, которая не претерпевает на себе сверхнормативные крены с целью обеспечения поворота здания с противоположной стороны крену, а также различные методы усиления

основания под осевшей частью здания. Основными методами являются регулированное замачивание основания фундамента, выравнивание здания с помощью выбуривания грунта под подошвой фундамента и усиление прочностных и деформационных характеристик фундамента (силикатизация, цементация, и т.д.) Также может применяться комбинация из этих методов [36,89].

Метод замачивания применяется гораздо реже, хотя в определенных условиях он может быть наиболее экономичным, и особенно эффективным с увеличением мощности просадочной толщи. Ограничение его применения объясняется опасностью замачивания грунтов оснований смежных объектов.

Метод выравнивания зданий замачиванием грунтов обуславливает достаточно большой расход воды, при этом применяют разные технологии. В одних случаях замачивание просадочной толщи осуществляют через котлованы, открытые с противоположной стороны крена, в других – устраивают дренажную систему путем бурения скважин и заполнения их полостей дренажным материалом, через которые замачивают просадочный грунт [99]. В обоих случаях замачивается вся просадочная толща, что обуславливает существенное растекание воды в стороны [106]. Способ замачивания грунтового основания фундаментов сооружений является наименее контролируемым и непредсказуемым вследствие изменения характеристик грунтов основания в обширной области под фундаментом, что требует установления жесткого мониторинга в процессе производства работ.

Метод выбуривания грунта из-под подошвы фундаментов – более перспективное направление при корректировке пространственного положения зданий и сооружений, так как изменение характеристик грунтов в основании происходит лишь в месте удаления грунта. Методика выравнивания зданий и сооружений выбуриванием грунта основана на создании дополнительных деформаций ослабленного перфорированного слоя в грунтовом массиве, созданного бурением горизонтальных скважин под фундаментом здания. Развитие деформаций получает место в случае разрушения основания, т. е.

возникновения областей пластического течения грунта вокруг цилиндрических полостей. Определяющим фактором при этом являются контактные напряжения по подошве фундамента здания, от которых будут зависеть основные параметры бурения: глубина заложения скважин от подошвы фундамента, шаг и диаметр скважин [94-97].

Методы, которые воздействуют на основание имеют положительные и отрицательные положения.

Положительный момент заключается в том, что выравнивание здания происходит совместно с фундаментом и без изменения в конструкции фундаментно-подвальной части здания. Отрицательные моменты: непредсказуемость поведения здания при выравнивании; достаточно большой объем земляных работ; отсутствие возможности выполнения проектных требований по планировочным отметкам; достаточно затруднительный процесс выравнивания здания на свайном фундаменте.

Ни один из этих методов не является универсальным. Применение каждого из способов в конкретном случае должно иметь как экономическое обоснование, так и обоснование с точки зрения простоты и безопасности технологии производства работ.

Вторая группа мероприятий предполагает изменения в фундаментно-подвальной части и размещения в ней специальных устройств для корректировки здания по вертикали для эксплуатируемых и вновь возводимых зданий. К таким устройствам можно отнести: песочницы, термопластичные элементы, домкраты и т.д. [15,31-33,41-47,105,107].

Современные методы исправления кренов сооружения позволяют производить не только подъем и выравнивание здания, а также их передвижку и реконструкцию с увеличением высоты для изготовления и размещения оборудования.

Аварии и деформации зданий и сооружений происходят не столько из-за ошибок в инженерных расчетах надземных конструкций, сколько из-за просчетов, допускаемых при проектировании (около 18%) и введении (около 80%)

фундаментов. Еще в 1570 г. выдающийся итальянский архитектор и строитель Палладио в трактате «Четыре книги об архитектуре» писал, что «...из ошибок, происходящих на постройке, наиболее пагубны те, которые касаются фундамента, так как они влекут за собой гибель всего здания и исправляются с величайшим трудом».

За рубежом метод подъема и выравнивания зданий и сооружений с использованием гидравлических домкратов применяется с 1879 г., а в нашей стране он насчитывает более 70 лет. В решении проблемы корректировки геометрического положения зданий и сооружений в пространстве важна разработка эффективных конструкций регулировочных устройств, главным звеном которых являются силовые исполнительные органы – компенсаторы деформаций. В методе подъема (одном из наиболее апробированных) таким органом является плоский домкрат из листовой стали, который наиболее полно отвечает требованиям к исполнительным силовым элементам.

Данный метод характеризуется высокой точностью и возможностью контроля над развитием усилий и рабочим ходом в домкратах при изменении положения в пространстве здания в процессе его подъема. Контроль над процессом подъема здания ведется с помощью датчиков перемещений и наружной тахеометрической съемки с компьютерным сопровождением [41-47,67,89].

Однако следует отметить, что недостатком метода является внесение существенных корректировок в фундаментно-подвальной части сооружения, такие как проемы под домкраты, устройство распределительных поясов, штампов и т.д. Такие изменения позволяют перевести стандартные фундаменты в регулируемые, которые в свою очередь позволяют корректировать вертикальное положение здания в пространстве.

Регулируемые фундаменты могут устанавливаться во вновь возводимом здании, а также в уже эксплуатируемом здании, которые имеют сверхнормативные деформации основания фундамента. При устройстве регулируемых фундаментов основным требованием к конструкциям

регулируемых фундаментов является обеспечение целостности внутренней геометрии здания на всех этапах подъема и выравнивания здания.

Технология устройства регулируемых фундаментов для эксплуатируемых зданий предполагает размещение гидравлических домкратов в подвальной части здания.

Для вновь возводимого здания, которые проектируются на территории со сложными инженерно-геологическими условиями на строительной площадке, где уровень возможных деформаций может превысить предельно допустимый, необходимо проектирование регулируемых фундаментов. Такие фундаменты позволяют в дальнейшем снизить не только стоимость работ по корректировке вертикального положения здания в пространстве, но также и сроки по устраниению сверхнормативных кренов. Это поможет быстро ликвидировать аварийную ситуацию.

Застойка городов, прокладка водонесущих коммуникаций и, что самое главное, эксплуатация зданий организациями, компетентных в основах эксплуатации, привели к тому, что основание фундаментов начало претерпевать изменения. Причем, отсутствие средств на определение количественного и качественного изменения параметров грунтов основания, как и отсутствие средств на своевременную перекладку коммуникаций и текущий ремонт, не позволяет говорить о каком-либо мониторинге даже тех зданий, которые признаны аварийными.

Вопрос устройства регулируемых фундаментов остается достаточно слабо развитым. Широкое применение конструкций регулируемых фундаментов в практике строительства сдерживает практически полное отсутствие каких-либо исследований в области эффективности применяемых конструкций регулируемых фундаментов экспериментального строительства в этой области. Это вызвано слабой экспериментальной базой в области выравнивания зданий и сооружений, необходимостью совершенствовать технологии устройства, методик расчета и проектирования регулируемых фундаментов. Необходимо проведение

комплексных исследований, направленных на совершенствование конструкций регулируемых фундаментов и технологий по их устройству.

ВЫВОДЫ ПО ГЛАВЕ 1

На основании проведенного аналитического обзора можно сделать следующие выводы:

1. Основные причины неравномерных деформаций зданий: различная сжимаемость грунтов из-за их неоднородности; неравномерное замачивание грунтов, различие в деформациях грунтов основания; различие давлений по подошве отдельных фундаментов, их глубины заложения и размеров; различие нагрузок на полы промышленных объектов, загрузка территории, примыкающей к зданию; ошибки при выполнении инженерно-геологических изысканий и разработке проекта; нарушение технологии строительства; нарушение режима эксплуатации сооружения; изменение гидрогеологических условий строительной площадки; динамическое воздействие. В следствии этих неравномерных деформаций основания происходит крен, прогиб, выгиб, кручение и т.д. При неравномерных конечных осадках и неравномерном затухании их во времени основания претерпевают осадки на различную величину, вызывая перераспределение усилий и деформаций в надземных частях зданий и сооружений. Неравномерные осадки ухудшают эксплуатацию сооружений, вызывают перенапряжение в отдельных конструкциях и элементах и их повреждение.

2. Свойства реальных грунтов по их распределительной способности находятся в диапазоне между моделью Винклера – Фусса и моделью линейно-деформированного полупространства и описываются моделью обобщенного коэффициента жесткости профессора Клепикова.

3. Основными мерами для создания надежного основания являются следующие мероприятия: уплотнение грунтов основания трамбованием, устройство грунтовых свай и армоэлементов, предварительное замачивание, поверхностное уплотнение виброкатками и др.; устройство регулируемых

фундаментов, для подъема и выравнивания здания, либо для его опускания; водозащитные мероприятия; мероприятия по созданию под зданием геотехногенных структур; стальные вдавливаемые сваи и буроинъекционные сваи; грунтоцементные сваи.

4. Основными методами выравнивания зданий и сооружений являются: воздействия механические и физико-химические на грунты основания и конструктивные мероприятия (выравнивание с помощью термопластических элементов, выравнивание с помощью устройства с сыпучим материалом, выравнивание с помощью домкратных систем)

5. В результате анализа существующих методов выравнивания геометрического положения здания в пространстве уточнены задачи исследования, а также выявлены основные факторы возникновения и развития неравномерных деформаций основания.

РАЗДЕЛ 2

МЕТОДИКА ИССЛЕДОВАНИЙ КОНСТРУКЦИИ С ИЗМЕНЯЕМЫМИ ПАРАМЕТРАМИ ДЛЯ ИСПРАВЛЕНИЯ КРЕНОВ СООРУЖЕНИЙ

2.1 Конструкция выравнивающего устройства для корректировки геометрического положения здания в пространстве

Метод корректировки геометрического положения здания в пространстве заключается в исправлении проектного положения защищаемых конструкций, претерпевающих сверхнормативные деформации основания. Осуществление этого метода в каркасных зданиях предполагает размещение специальных устройств, которые располагаются в фундаментно-подвальной части здания и закладываются под каждую колонну возводимого здания. Эти устройства необходимо использовать при необходимости осуществить выравнивание здания или сооружения. Устройства для корректировки геометрического положения здания со сверхнормативными деформациями основания эффективно выполняют свои функции на территориях, где возможно деформирование основания под фундаментом нескольких рядов рядом или другим образом расположенных колонн. Для использования устройства должна быть разработана специальная конструкция фундамента. Ниже описана конструкция фундамента для каркасного здания (рисунок 2.1).

Фундамент представляет собой сплошную железобетонную плиту (1) и систему перекрестных балок – стенок (2), разделенных по высоте технологических пространством для размещения устройств для корректировки геометрического положения здания (в дальнейшем устройство).

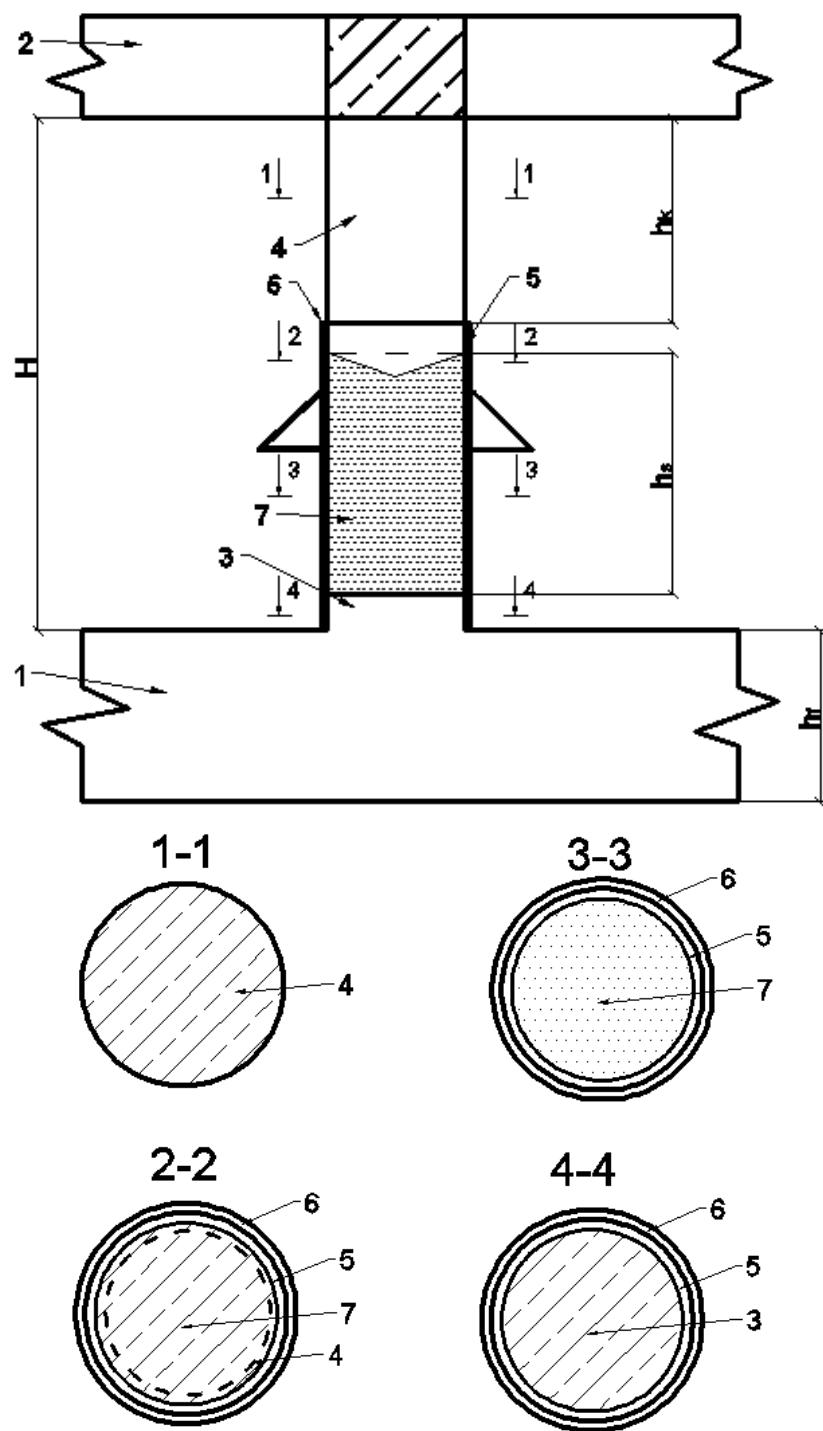


Рис. 2.1. Схема фундамента с устройством для исправления кренов сооружений : 1 – фундаментная плита; 2 – система перекрестных балок – стенок; 3 – цилиндрический выступ из фундаментной плиты; 4 – цилиндрический элемента из трубобетона, заделанный в перекрестную систему балок – стенок; 5 – внутренняя труба устройства; 6 – наружная труба устройства; 7 – рабочее тело (песок); Н – высота технического подполья; h_s – высота рабочего тела в устройстве; h_k – зазор между устройством и низом системы перекрестных балок.

Разработанное устройство представляет собой две металлические трубы: внешнюю и внутреннюю, которые имеют пересекающиеся под прямым углом прорези (рисунок 2.2). В экспериментальном устройстве указанная марка стали соответствует отечественной стали С275 (модуль деформации 210 ГПа, предел текучести 275 МПа). Между трубами наносится графитовая смазка. Внутренняя труба устройства (6) устанавливается на цилиндрический выступ плиты фундамента (3). Во внутреннюю трубу (5) засыпается рабочее тело (7) в виде засыпки из песка, который уплотняется виброштампом. Высота рабочего тела (7) равна максимальной величине вертикальной корректировки сооружения, увеличенной на 10%. В верхнюю часть внутренней трубы (5) над рабочим телом (7) устанавливаются цилиндрические элементы из трубобетона, которые омоноличиваются в систему перекрестных балок. Колонны каркаса монтируются на систему перекрестных балок (2).



Рис. 2.2. Конструкция внешних оболочек рассматриваемого устройства.

Наружная труба устройства (6) имеет упоры (ручки) для вращательного смещения трубы. В исходном состоянии наклонные прорези в трубах не пересекаются и рабочее тело находится в состоянии компрессионного сжатия. Для осуществления вертикального перемещения верхней части фундамента открывается щель в устройстве за счет вращения наружной трубы (6). При этом размер щели должен быть не менее 10×10 мм. Опускание верхней части фундамента происходит за счет истечения рабочего тела (песка) из устройства.

Высота цилиндрического элемента, заделанного в перекрестных балках (4), должна обеспечивать зазор между низом балок и верхом внутренней трубы, равной максимальной величине рихтования сооружения, увеличенной на 10%. Заделки элементов (3) и (4) в трубы устройства должны быть не менее внутреннего диаметра трубы.

Чертежи наружной (6) и внутренней (5) труб устройства приведены на чертежах (рисунки 2.3 и 2.4).

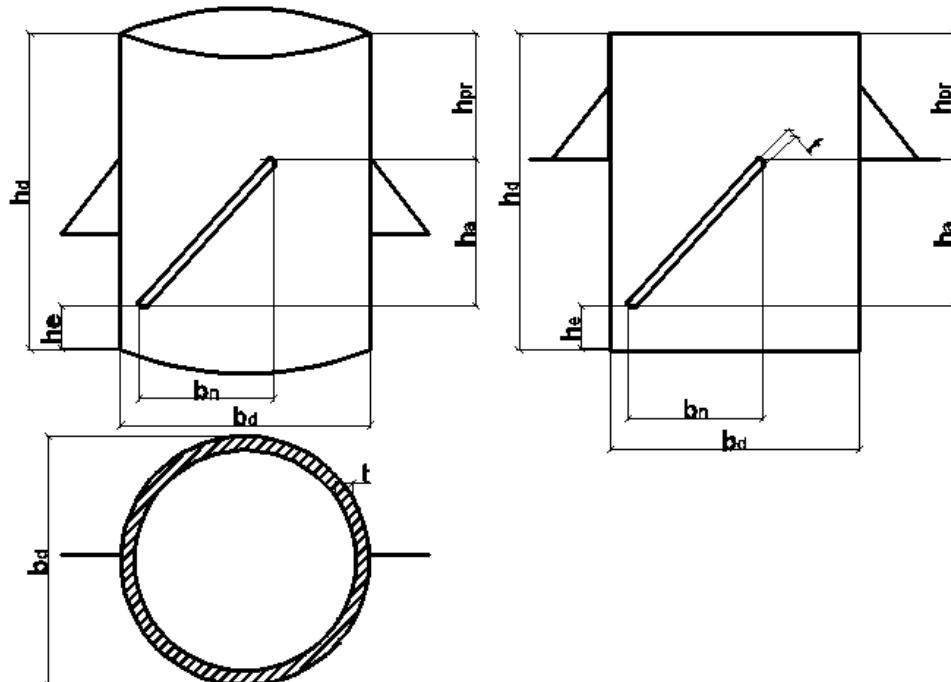


Рис. 2.3. Конструкция внешней металлической оболочки устройства: t – ширина прорези; δ – толщина трубы; b_n – длина прорези; h_d – высота устройства; h_a – высота прорези; h_e – расстояние от прорези до низа трубы; h_{pr} – расстояние от прорези до верха трубы; b_d – диаметр наружной трубы.

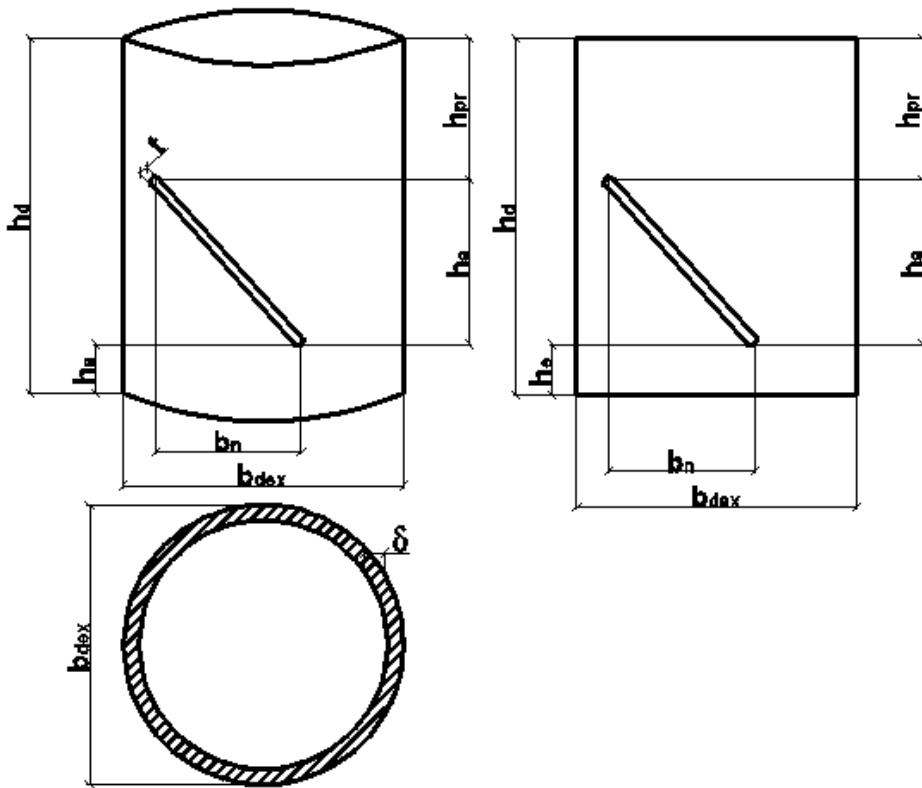


Рис. 2.4. Конструкция внутренней металлической оболочки устройства: t – ширина прорези; δ – толщина трубы; b_n – длина прорези; h_d – высота устройства; h_a – высота прорези; h_e – расстояние от прорези до низа трубы; h_{pr} – расстояние от прорези до верха трубы; b_{dex} – диаметр внутренней трубы.

В качестве рабочего тела следует использовать песок сеяный мелкий с модулем крупности 1 мм и углом внутреннего трения 35° .

Технология выравнивания здания предполагает следующие операции:

- составление деформированной схемы оснований колонн здания;
- назначение проектной отметки оснований колонн после корректировки здания;
- вычисление расчетных величин осадки колонн для приведения здания в горизонтальное положение;
- выполнение статических расчетов здания и назначение допустимых перемещений колонн в процессе корректировки положения здания;
- назначение по результатам расчета ступеней опускания колонн в одной технологической операции;

- установка измерительных приборов для контроля перемещения колонн в процессе корректировки здания;
- выполнение серий технологических операций по корректировке положения здания (рисунок 2.5).

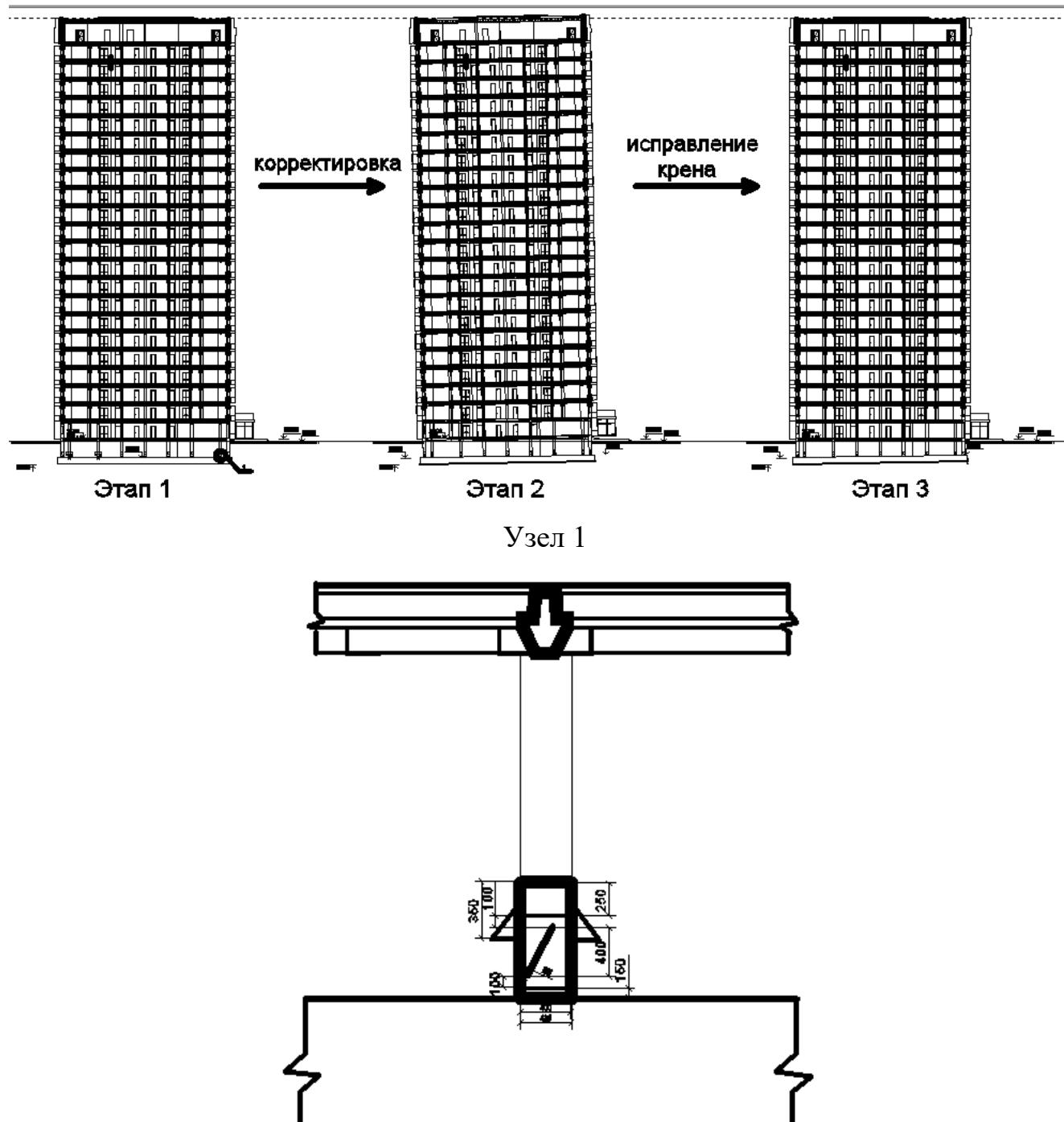


Рис. 2.5. Использование устройства для поэтапного регулирования вертикального положения здания в пространстве.

Поведение рабочего тела под нагрузкой и его истечение из отверстия требует специального рассмотрения. Считается что под большим давлением фракция песка и его влажность не имеет особого влияния на работоспособность устройства, так как при сжатии грунта происходит более плотная упаковка частиц, а также их деформация. При снятии нагрузки с песка происходит его расширение, что приводит к увеличению объема пор, которое, однако, оказывается меньшим, чем изменение объема при уплотнении грунта, вследствие наличия значительной остаточной деформации грунта [117]. Состав песка, предназначенного для строительства, подразделяется на: гранулометрический (зерновой); химический; минеральный. Гранулометрический (зерновой) характеризует наличие зерен с разной величиной крупности. Для его определения необходимо просеивать песок через сито с отверстиями определенного размера (от 0,16 мм до 10 мм).

Слеживаемостью называют свойство сыпучего материала терять текучесть при длительном хранении в неподвижном состоянии с образованием конгломератов или даже единого монолита. Насыпная плотность природного песка 1300...1500 кг/м³. Песок изменяет свой объем и соответственно насыпную плотность при изменении влажности в пределах от 0 до 20 %. При влажности 3...10 % плотность песка резко снижается по сравнению с плотностью сухого песка, потому что каждая частица песка покрывается тонким слоем воды и общий объем песка возрастает. При дальнейшем увеличении влажности вода входит в межзерновые пустоты песка, вытесняя воздух, и насыпная плотность песка снова увеличивается. Изменения насыпной плотности песка при изменении его влажности необходимо учитывать при дозировке песка по объему [118,130].

Высота точки пересечения наклонных прорезей в трубах устройства является регулируемым параметром, который определяет корректируемую величину осадки колонны для выравнивания крена фундамента при уменьшении высоты рабочего тела. Этую процедуру можно проводить неограниченное количество раз с целью корректировки геометрического положения здания в пространстве.

Указанные положения по работоспособности устройства проверены экспериментальным образом на образцах песка разной влажности (см. главу 3).

Принципиальная методика экспериментальных исследований заключается в следующем. Для проведения испытаний применялся нагрузочный каркас марки МЕ406 (рисунок 2.6) производства испанской фирмы Servosis. Оборудование марки МЕ406 позволяет проводить статические и динамические тесты для больших структур, оно включает сервогидравлическую нагрузочную раму с предельным осевым усилием 2500 кН, камеру трехосного сжатия, блок управления сервогидравлическим приводом, блок обработки данных, поступающих с датчиков давлений и перемещений. Испытательная скорость до 1000 мм/мин. В процессе испытания в автоматическом режиме (с использованием программного обеспечения РСД2К) реализуется заданная траектория нагружения. При этом измерялись следующие величины: вертикальное осевое усилие; вертикальное перемещение верхнего штампа. Также есть возможность подключения любого аксессуара (рисунок 2.7).



Рис. 2.6. Испытательный каркас марки МЕ406 испанской фирмы Servosis.



Рис. 2.7. Дополнительное устройство для измерения вертикального перемещения штампа.

Эксперимент проводился на опытном образце устройства для регулирования вертикального положения здания в пространстве. Перед началом эксперимента были подготовлены опытные образцы для использования. Песок взвешивался и размещался в тепловой камере при температуре 110 °C на двенадцать часов (рисунок 2.8). После этого устройство для корректировки геометрического положения в пространстве устанавливалось на нагрузочный каркас. Песок засыпался во внутреннюю трубу, при этом контролировалось, чтобы отверстия на внутренней и внешней трубе не пересекались.



Рис. 2.8. Взвешивание песка для проведения экспериментального исследования устройства для регулирования вертикального положения здания в пространстве.

В качестве штампа выбран конический наконечник, так как конус является наиболее удачной формой осесимметричного режущего профиля, при введении которого в среде не возникают осложняющие явления (краевые напряжения, местные уплотнения и др.). Сопротивление грунта введению конусовидного наконечника называется общим сопротивлением зондированию и слагается из сопротивления прониканию наконечника и трения грунта о боковую поверхность металлических стенок устройства для регулирования вертикального положения здания в пространстве.

Коническая форма подошвы штампа позволяет избежать формирования под подошвой штампа переуплотненного ядра, которое в дальнейшем создает расклинивающий эффект в сыпучем материале.

При эксцентриките предельной нагрузки под штампом образуется переходный уплотненный клиновидный объем грунта. При симметричной вертикальной нагрузке это уплотненное ядро имеет симметричную форму.

На рисунке 2.9 показана фотография опытов по вдавливанию штампов в песчаные грунты сложенными горизонтальными полосами, позволившие зафиксировать форму грунта для случая осевой симметрии напряженного состояния (круглый штамп), полученные В.Г. Березанцевым. Ядро в вертикальной плоскости имеет треугольную форму.

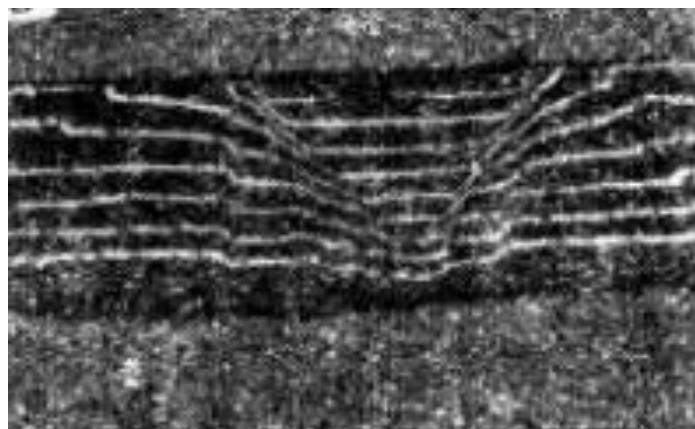


Рис. 2.9. Форма уплотненного грунтового ядра при вертикальной симметричной нагрузке для круглого штампа по опытам В.Г. Березанцева.

После того, как песок был засыпан во внутреннюю трубу, устанавливался металлический конусовидный элемент (рисунок 2.10) заостренной стороной вниз непосредственно на песок (рисунок 2.11).



Рис. 2.10. Конусовидный металлический составляющий элемент устройства для регулирования вертикального положения в пространстве.



Рис. 2.11. Подготовка к использованию устройства для корректировки вертикального положения в пространстве.

После этого в рабочее положение устанавливалось оборудование для отслеживания точного перемещения штампа по вертикали (рисунок 2.12).

Перед началом эксперимента было проведено предварительное нагружение песка, которое равно максимально испытываемому. После чего задавалась величина необходимой нагрузки с помощью программного обеспечения PCD2K. Проведено по четыре эксперимента с разным нагружением равным 3, 7, 15, 40 тонн для разной влажности песка 0, 3, 5, 10, 15 % и при различной высоте пересечения прорезей на устройстве 3, 6, 9, 12, 15, 18, 21, 24, 27 и 30 см (таблица

2.1). При пересечении прорезей на необходимой высоте устройства песок вытекает из устройства (рисунок 2.13), тем самым регулируется крен здания. После этого был взвешен извлеченный из устройства песок для контроля расхода рабочего тела.

Таблица 2.1

Программа экспериментальных исследований

Номер образца (Маркировка образца)	Уровень нагружения, т	Влажность песка, %	Время, с	Высота пересечения, см
1	2	3		4
1 (H3B0)	3	0		-
2 (H7B0)	7	0		-
3 (H15B0)	15	0		-
4 (H40B0)	40	0		-
5 (H3B3)	3	3		-
6 (H7B3)	7	3		-
7 (H15B3)	15	3		-
8 (H40B3)	40	3		-
9 (H3B5)	3	5		-
10 (H7B5)	7	5		-
11 (H15B5)	15	5		-
12 (H40B5)	40	5		-
13 (H3B10)	3	10		-
14 (H7B10)	7	10		-
15 (H15B10)	15	10		-
16 (H40B10)	40	10		-
17 (H3B15)	3	15		-
18 (H7B15)	7	15		-
19 (H15B15)	15	15		-
20 (H40B15)	40	15		-
21 (H3B0Bр150Bп30)	3	0	150	30
22 (H7B0Bр150Bп30)	7	0	150	30
23 (H15B0Bр150Bп30)	15	0	150	30

Продолжение таблицы 2.1

24 (H40B0Bp150Bп30)	40	0	150	30
25 (H3B3Bp150Bп30)	3	3	150	30
26 (H7B3Bp150Bп30)	7	3	150	30
27 (H15B3Bp150Bп30)	15	3	150	30
28 (H40B3Bp150Bп30)	40	3	150	30
29 (H3B5Bp150Bп30)	3	5	150	30
30 (H7B5Bp150Bп30)	7	5	150	30
31 (H15B5Bp150Bп30)	15	5	150	30
32 (H40B5Bp150Bп30)	40	5	150	30
33 (H3B10Bp150Bп30)	3	10	150	30
34 (H7B10Bp150Bп30)	7	10	150	30
35 (H15B10Bp150Bп30)	15	10	150	30
36 (H40B10Bp150Bп30)	40	10	150	30
37 (H3B15Bp150Bп30)	3	15	150	30
38 (H7B15Bp150Bп30)	7	15	150	30
39 (H15B15Bp150Bп30)	15	15	150	30
40 (H40B15Bp150Bп30)	40	15	150	30
41 (H3B0Bп3)	3	0		3
42 (H3B0Bп6)	3	0		6
43 (H3B0Bп9)	3	0		9
44 (H3B0Bп12)	3	0		12
45 (H3B0Bп15)	3	0		15
46 (H3B0Bп18)	3	0		18
47 (H3B0Bп21)	3	0		21
48 (H3B0Bп24)	3	0		24
49 (H3B0Bп27)	3	0		27
50 (H3B0Bп30)	3	0		30
51 (H7B0Bп3)	7	0		3
52 (H7B0Bп6)	7	0		6
53 (H7B0Bп9)	7	0		9
54 (H7B0Bп12)	7	0		12
55 (H7B0Bп15)	7	0		15

Продолжение таблицы 2.1

56 (H7B0Bп18)	7	0		18
57 (H7B0Bп21)	7	0		21
58 (H7B0Bп24)	7	0		24
59 (H7B0Bп27)	7	0		27
60 (H7B0Bп30)	7	0		30
61 (H15B0Bп3)	15	0		3
62 (H15B0Bп6)	15	0		6
63 (H15B0Bп9)	15	0		9
64 (H15B0Bп12)	15	0		12
65 (H15B0Bп15)	15	0		15
66 (H15B0Bп18)	15	0		18
67 (H15B0Bп21)	15	0		21
68 (H15B0Bп24)	15	0		24
69 (H15B0Bп27)	15	0		27
70 (H15B0Bп30)	15	0		30
71 (H40B0Bп3)	40	0		3
72 (H40B0Bп6)	40	0		6
73 (H40B0Bп9)	40	0		9
74 (H40B0Bп12)	40	0		12
75 (H40B0Bп15)	40	0		15
76 (H40B0Bп18)	40	0		18
77 (H40B0Bп21)	40	0		21
78 (H40B0Bп24)	40	0		24
79 (H40B0Bп27)	40	0		27
80 (H40B0Bп30)	40	0		30

Результаты экспериментальных исследований (глава 3) представлены в виде зависимости величин (таблицы и графики), характеризующих технические параметры устройства для регулирования вертикального положения здания в пространстве.



Рис. 2.12. Установка дополнительного оборудования в рабочее положение.



Рис. 2.13. Извлечение необходимого количества песка из устройства для регулирования геометрического положения здания в пространстве.

2.2 Методика численного эксперимента по влиянию устройства для корректирования геометрического положения здания в пространстве на напряженно-деформированное состояние элементов каркасного здания

Реализацию основных положений по проектированию зданий и сооружений с устройством регулируемого фундамента предлагается осуществлять в соответствии с блок-схемой численных исследований (рисунок 2.14). Целью вариантовых расчетов в данном случае является определение расчетных усилий и перемещений в конструкциях зданий и сооружений, получивших сверхнормативную деформацию основания, и определение по результатам этих расчетов технико-экономических показателей исследуемых вариантов конструктивных мер корректирования геометрического положения здания в пространстве. Для выполнения расчетов на заданные нагрузки и воздействия используется программные комплексы ЛИРА [23, 24] и SAP2000.

В настоящее время в расчетах объектов строительства, а также во многих других сферах, где актуальны методы строительной механики, с успехом применяется программный комплекс ПК ЛИРА.

ПК ЛИРА предназначен для расчета конструкций на прочность, жесткость, устойчивость при статическом или динамическом нагружениях [21-23]. В основу расчета положен метод конечных элементов (МКЭ) [20,104]. С помощью МКЭ рассчитываются плоские и пространственные стержневые системы, пластины и оболочки, мембранные, массивные тела. Также могут быть рассчитаны комбинированные системы: рамно-связевые конструкции многоэтажных зданий, пролетные строения мостов, пластины с ребрами, плиты на упругом основании и т.д. Статические воздействия могут быть силовыми, температурными или заданными перемещениями отдельных точек оснований фундаментов. Динамическое нагружение задается в виде вибрационной нагрузки от технологического оборудования, пульсации ветра, ударных и сейсмических воздействий. Рассчитываемые системы могут иметь произвольные очертания и условия закрепления, различные ослабления и вырезы. Библиотека комплекса содержит большое количество различных конечных элементов (КЭ). В ПК Лира

решаются различные задачи, в том числе с учетом физической или геометрической нелинейности. По результатам расчета осуществляется выбор невыгодных комбинаций нагрузок, проверка или подбор размеров поперечных сечений стальных стержней, диаметров арматуры и т.д.

Программный комплекс SAP2000 представляет наиболее сложный и удобный для пользователя вариант из серии SAP компьютерных программ, интегрированных с Windows Microsoft, который предоставляет все инновационные возможности мощного графического интерфейса, не имеющего равных себе по легкости в использовании и производительности. Создание и изменение модели, выполнение анализа, проверки и оптимизации проекта – все выполнено через предоставленный интерфейс. Графическое отображение результатов сделано наглядно, включая анимации смещений элементов в режиме реального времени. Аналитические возможности – объективно мощные, представляют самые последние достижения в числовых методах и алгоритмах решения. CSI SAP2000 в режиме нелинейного анализа (изменение во времени), использует новую численную методику интеграции, идентифицированную как метод Вильсона FNA (Быстрый Нелинейный Анализ). Процедура использует итерационный векторный алгоритм наложения (суперпозиции), который является чрезвычайно эффективным для анализа структур с предопределенными ограниченными нелинейностями. Метод продемонстрировал значительные снижение времени обработки по сравнению с другими нелинейными методами анализа.

На основании этого, проведен сравнительный анализ расчетов в наиболее распространенных программных комплексах для проверки сходимости результатов и оценки общей достоверности результатов.

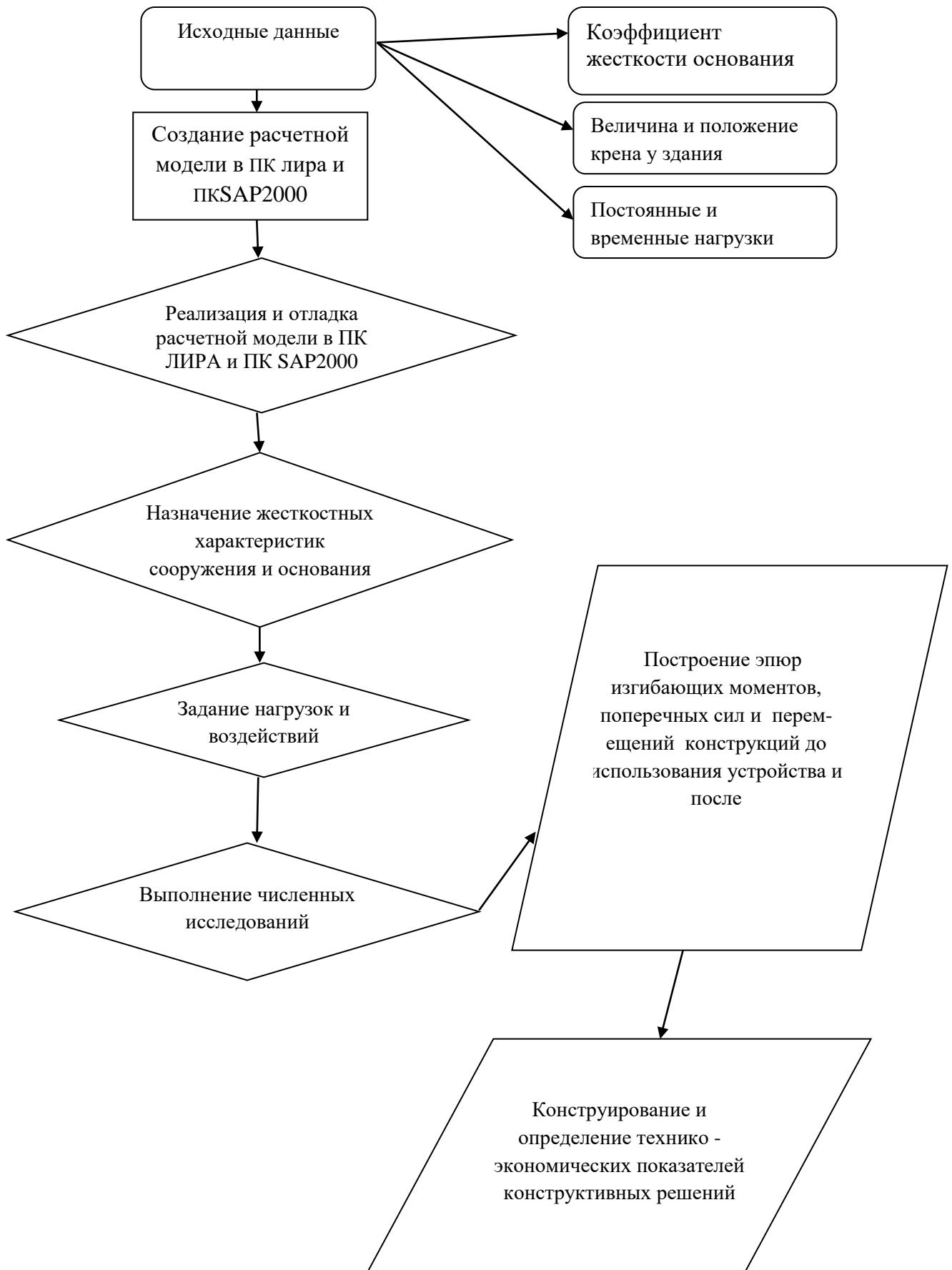


Рис. 2.14. Блок-схема численных исследований.

2.2.1 Напряженно-деформированное состояние элементов каркасного здания при одноэтапном выравнивании с помощью устройства для корректировки геометрического положения здания в пространстве

Для получения данных о НДС элементов каркасного здания на плитном фундаменте было построено две конечноэлементные модели на трех этапах исследования в двух программных комплексах. В качестве объекта исследования было принято 23-х этажное здание с технологическим этажом, в котором размещается исследуемое устройство (рисунок 2.15). Высота типового этажа 3 метра, шаг колонн 6 м.

Сборный железобетонный каркас здания состоит из поперечных рам, объединенных в пространственную систему плитами перекрытия и покрытия. В состав здания входят: фундаментная плита, колонны, ригеля, фундаментные балки, плиты покрытия и перекрытия. Фундамент принят в виде монолитной железобетонной плиты толщиной 0.5 м. Колонны применены сборные железобетонные прямоугольного сечения с размером сечения 400×400 мм. Плиты перекрытия и покрытия приняты сборные железобетонные многопустотные.

Жесткостные параметры элементов каркаса задавались в ПК LIRA и ПК SAP2000 по их сечениям и модулю упругости бетона: плита смоделирована пластинчатым конечным элементом, толщиной 0.5м. Ригеля и колонны смоделированы стержневым конечным элементом сечением 40×40 см, материал – бетон класса по прочности С20/25. Устройство смоделировано стальной трубой диаметром 42 см и толщиной стенки 6.5 мм. Для фундаментной плиты предварительно вычисляются коэффициенты жесткости основания C_{1z} . Расчетная схема исследуемого здания в ПК LIRA и ПК SAP2000 представлена в виде ансамбля конечных элементов (рисунки 2.16, 2.17). Для первого этапа исследования были заданы постоянная и времененная нагрузки.

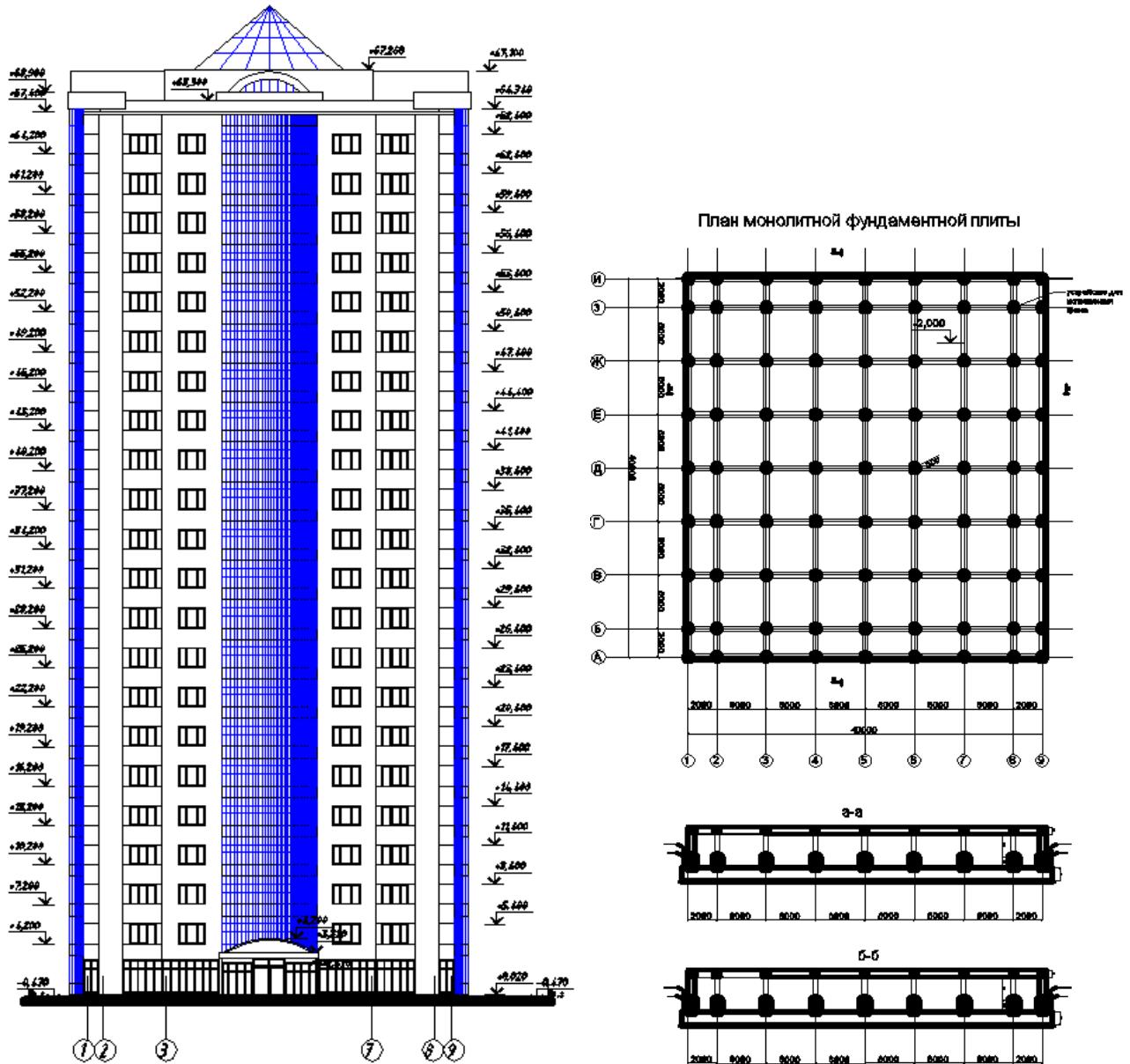


Рис. 2.15. Конструктивная схема здания, принятого в качестве объекта исследования.

Крен на втором этапе задавался с помощью нагрузки типа «перемещение», заданной в необходимые узлы фундаментной плиты в зависимости от величины крена. Максимальная величина перемещения, вызывающего крен здания равна 30 см. Максимальные перемещения задаются точках опирания колонн по оси А. Далее перемещения в точках опирания других колонн уменьшаются в сторону середины здания (таблица 2.2, рисунок 2.18).

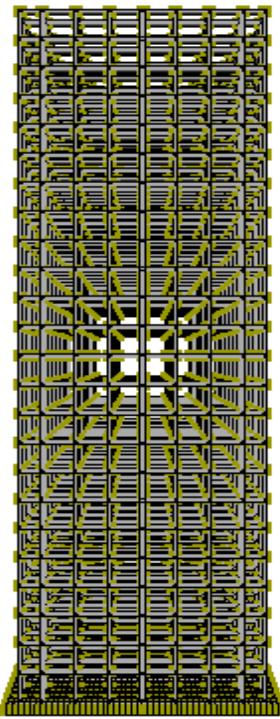


Рис. 2.16. Расчетная схема здания
в ПК LIRA.

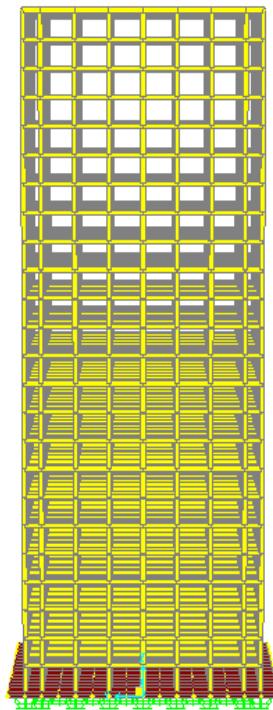


Рис. 2.17. Расчетная схема здания
ПК SAP2000.

Следует отметить, что задание крена здания описанным способом является упрощенным. При таком способе крен здания возникает не в результате осадок основания, а в результате вертикальных перемещений фундаментной плиты. При этом указанные перемещения являются фиксированными. В результате этого перераспределение давлений под фундаментной плитой происходит только на ее части за границей заданных перемещений. Для точного расчета конструкций здания такой способ заданий крена не рекомендуется.

В общем случае основание фундаментной плиты следует моделировать стержнями эквивалентной жесткости. Вынужденные осадки основания в этом случае задаются вынужденными перемещениями опорных сечений стержней, моделирующих упругие свойства основания. При этом крен здания проявляется в результате взаимодействия системы «основание - фундамент - верхнее строение».

В то же время, для целей настоящих исследований упрощенный способ задания крена здания является приемлемым. Это связано с тем, что исследуется

качественные параметры эффективности различных способов выравнивания здания при заданном его деформированном состоянии.

На третьем этапе производилось моделирование выравнивающего регулирования положения здания в пространстве. В реальном процессе регулирование пространственного положения здания происходит уменьшением высоты устройства за счет истечения из него песка. В расчетной модели уменьшение высоты устройства достигается приложением к нему со стороны колонны вертикальной нагрузки, рассчитываемой по формуле (2.1). Значения указанных нагрузок приведены в таблице 2.2.

$$N = \frac{E * A}{L} * \Delta, \kappa H \quad (2.1)$$

где:

Δ – задаваемая величина перемещения здания в пространстве;

E – модуль упругости материала, используемого для устройства (равный 20 КН/см²);

A – площадь поперечного сечения элемента, моделирующего устройство для корректировки геометрического положения здания в пространстве;

L – длина стержня, моделирующего устройство для корректировки геометрического положения здания в пространстве.

Методика вычисления перемещений Δ (формула 2.1), приводящих к исправлению крена здания, состоит в следующем.

Задается средняя осадка положения колонн здания после корректировки его положения в пространстве. Как правило, это осадка фундамента с максимальным вынужденным перемещением. По результатам статического расчета здания на втором этапе его нагружения вычисляются осадки колонн здания. Осадки регулирования пространственного положения Δ вычисляются как разность средней осадки здания и расчетной осадки колонны на втором этапе его нагружения.

Таким образом, деформированное состояние фундаментов не устраняется. Корректировке (выравниванию) подлежат надземные конструкции здания, включая колонны и другие опирающиеся на них конструктивные элементы.

Таблица 2.2

**Расчетная величина прикладываемой вертикальной нагрузки при
одноэтапном исправлении крена**

Ось колонн	Величина задаваемого перемещения, см	Приложенная вертикальная нагрузка, КН
A1	30	0
А	28	0
Б	24	0
В	18	125140
Г	12	229424
Д	6	312852
Е	0	396279
Ж	0	500563
З	0	583990
И	0	162704

По полученным результатам расчетов на втором и третьем этапах нагружения здания построены эпюры изгибающих моментов для двух программных комплексов. По найденным усилиям выполнялся анализ эпюр моментов и перемещений на стадиях исследования работы устройства для регулирования вертикального положения здания в пространстве, а также сравнительный анализ НДС в двух программных комплексах.

2.2.2 Напряженно-деформированное состояние элементов каркасного здания при многоэтапном выравнивании с помощью устройства для корректировки геометрического положения здания в пространстве

Для получения данных о НДС элементов каркасного здания на плитном фундаменте было построена КЭМ здания на трех этапах исследования в программном комплексе Lira – САПР 2013R5. В качестве объекта исследования было принято 14-ти этажное здание с технологическим этажом, в котором размещается исследуемое устройство. Высота типового этажа 3 метра, шаг колонн 6 м (рисунок 2.19).

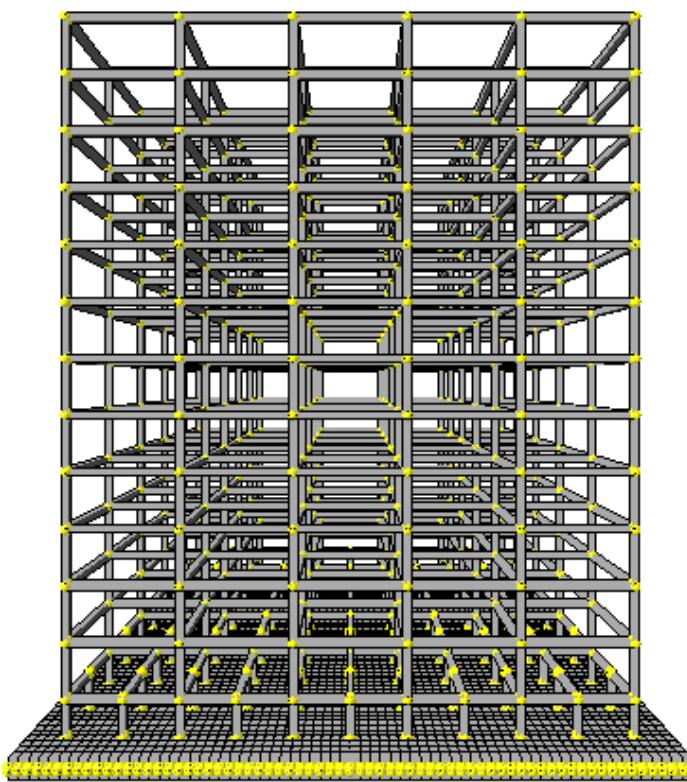


Рис. 2.19. Расчетная схема здания в ПК LIRA.

На втором этапе исследования в ПК LIRA задавалась нагрузка типа "перемещение" по ряду крайней колонны здания, равная 30 см, в узлах сопряжения пластинчатых КЭ, моделирующих работу фундаментной плиты, и стержней, моделирующих работу устройства для корректировки геометрического положения здания в пространстве.

Вынужденные перемещения заданы по упрощенной методике. Допустимость такого упрощенного задания вынужденных перемещений для целей настоящих исследований обоснована в п.2.2.1.

На последующих этапах исследования осуществлялось выравнивание геометрического положения здания с помощью применения разработанного устройства для регулирования вертикального положения здания в пространстве. При этом корректировке подвергались только надземные конструкции, включая колонны и опирающиеся на них конструкции здания. Деформированное состояние фундаментной плиты не корректируется, а остается таким, которое сформировалось после двух этапов нагружения. На каждом этапе в стержень, моделирующий устройство для корректировки вертикальности конструкции, прикладывалась нагрузка "равномерный нагрев", при помощи которой моделируется регулировка выравнивания в виде изменения высоты стержня. Величина температурного воздействия, при котором уменьшится длина элемента определяется по формуле 2.2.

$$\Delta t = \delta_i / (\alpha_i \times l_i), \quad (2.2)$$

где:

Δt – величина температурного воздействия, необходимая для перемещения стержня на величину δ_i ;

δ_i – необходимая величина перемещения стержня;

α_i – коэффициент линейного расширения материала стержня;

l_i – номинальная длина стержня оболочки по проекту.

Для того, чтобы усилия, которые возникают в элементах конструкции во время выравнивания здания, не превышали максимально допустимых, нагрузка "равномерный нагрев" прикладывается поэтапно, начиная с оси колонн с наибольшей величиной осадки. Схема выравнивания крена здания, заданного на этапах 1 и 2 включает 14 этапов выравнивания (таблица 2.3).

Выравнивание здания предполагает опускание его надземной части на величину $\Delta_{max}=0.3$ м. При этом сумма величин выравнивания здания на этапах должна быть равна конечной величине выравнивания Δ_{max} ($\sum \delta_i = \Delta_{max}$).

**Расчетная величина прикладываемой нагрузки при многоэтапном
исправлении крена на 3-6 см**

Номер этапа исследования	Тип приложенной нагрузки	Ось колонн	Величина нагрузки	Уменьшение длины стержня, см
1	Постоянная и времененная нагрузки	-	Постоянная – собственный вес, Временная 2,5 КН/м ²	-
2	"Перемещение"	1	0.3 м	-
3	"Равномерный нагрев"	2	-9240°C	6
4	"Равномерный нагрев"	3	-4620°C	3
5	"Равномерный нагрев"	2	-9240°C	6
		3	-9240°C	6
		4	-4620°C	3
6	"Равномерный нагрев"	2	-9240°C	6
		3	-9240°C	6
		4	-9240°C	6
		5	-4620°C	3
		6	-	-
7	"Равномерный нагрев"	2	-9240°C	6
		3	-9240°C	6
		4	-9240°C	6
		5	-9240°C	6
		6	-4620°C	3
		7	-	-
8	"Равномерный нагрев"	2	-9240°C	6
		3	-9240°C	6
		4	-9240°C	6
		5	-9240°C	6
		6	-	-

Продолжение таблицы 2.3

		6	-9240°C	6
		7	-4620°C	3
9	"Равномерный нагрев"	3	-4620°C	3
		4	-9240°C	6
		5	-9240°C	6
		6	-9240°C	6
		7	-9240°C	6
		8	-4620°C	3
10	"Равномерный нагрев"	4	-4620°C	3
		5	-9240°C	6
		6	-9240°C	6
		7	-9240°C	6
		8	-9240°C	6
		9	-4620°C	3
11	"Равномерный нагрев"	5	-4620°C	3
		6	-9240°C	6
		7	-9240°C	6
		8	-9240°C	6
		9	-9240°C	6
		10	-4620°C	3
12	"Равномерный нагрев"	6	-4620°C	3
		7	-9240°C	6
		8	-9240°C	6
		9	-9240°C	6
		10	-4620°C	3
13	"Равномерный нагрев"	7	-4620°C	3
		8	-9240°C	6
		9	-9240°C	6

Продолжение таблицы 2.3

		10	-9240°C	6
14	"Равномерный нагрев"	8	-4620°C	3
		9	-9240°C	6
		10	-9240°C	6
15	"Равномерный нагрев"	9	-4620°C	3
		10	-9240°C	6
16	"Равномерный нагрев"	10	-4620°C	3

Примечание: Данные таблицы 2.3 рассчитаны при $\alpha=11 \cdot 10^{-6}$ 1/град, и $l_i=0.6$ м.

Полученные результаты служат для анализа НДС конструкции здания при регулировании вертикального положения здания в пространстве. При этом выполнялся анализ изменения усилий на стадиях исследования работы устройства для регулирования вертикального положения здания в пространстве, а также сравнительный анализ полученных результатов на всех этапах исследования.

Для сопоставительного анализа исследованы другие схемы выравнивания здания. Для того, чтобы сравнить усилия, которые возникают при выравнивании вертикального положения здания в пространстве при его корректировке с помощью устройства была построена аналогичная расчетная модель здания в ПК LIRA. Отличия состоят в режимах нагружения расчетной модели. Первые два этапа совпадают с предыдущей моделью. Выравнивание здания осуществлялось в девять этапов. Нагрузка "равномерный нагрев" прикладывалась в соответствии с таблицей 2.4.

Расчетная величина прикладываемой нагрузки при многоэтапном исправлении крена по 30 см

Номер этапа исследования	Тип приложенной нагрузки	Ось колонн	Величина нагрузки	Уменьшение длины стержня, см
1	Постоянная и временная нагрузки	-	Постоянная - собственный вес, Временная 2.5 КН/м ²	-
2	"Перемещение"	1	0.3 м	-
3	"Равномерный нагрев"	2	-46200°C	30
4	"Равномерный нагрев"	3	-46200°C	30
5	"Равномерный нагрев"	4	-46200°C	30
6	"Равномерный нагрев"	5	-46200°C	30
7	"Равномерный нагрев"	6	-46200°C	30
8	"Равномерный нагрев"	7	-46200°C	30
9	"Равномерный нагрев"	8	-46200°C	30
10	"Равномерный нагрев"	9	-46200°C	30
11	"Равномерный нагрев"	10	-46200°C	30

В рассмотренной схеме нагружения последовательные выравнивания колонн здания осуществлялось на полную величину $\Delta_{max}=0.3\text{м}$. Результаты

теоретических исследований по многоэтапному выравниванию здания при различных схемах нагружения сравнивались с целью выявления максимальных усилий, которые возникают при выравнивании в элементах каркаса, и составления рекомендаций по выбору оптимальных схем выравнивания.

ВЫВОДЫ ПО ГЛАВЕ 2

1. Разработано устройство для пространственной корректировки здания путем опускания его частей, которое представляет собой усовершенствованную конструкцию песочницы. Разработана методика проверки работоспособности устройства и определения его основных технологических параметров. Методика экспериментальных исследований предполагает использование автоматизированного испытательного оборудования ME406 испанской фирмы Servosis, т.к. испытания планировалось проводить в период стажировки в политехническом университете Аликанте в Испании.

2. Устройство состоит из двух коаксиальных стальных труб, во внутренней из которых размещается рабочее тело в виде сухого песка. Наружная труба имеет угловую степень свободы по отношению к внутренней трубе. Трубы имеют наклонные взаимопересекающиеся прорези в боковых поверхностях. Отверстие для истечения песка образуется на пересечении наклонных прорезей и может перемещаться по высоте устройства. Нагрузка от здания на устройство передается через конический штамп, расположенный во внутренней трубе над рабочим телом. Коническая форма штампа позволяет создавать в рабочем теле боковые давления, достаточные для истечения песка. Квота (ступень) осадки зависит от высоты конуса. При работе устройства отверстие для истечения песка последовательно перемещается сверху вниз на величину квоты (ступени). Устройство обладает свойством автоматического контроля расчетной осадки.

3. Разработаны методики численного моделирования процессов создания кренов сооружения и пространственной корректировки здания, получившего крен. Методики численных исследований предполагают использование программных комплексов ПК LIRA и ПК SAP2000. Крены здания

создаются по упрощенной методики путем задания вынужденных перемещений узлам фундаментной плиты. При этом распределительные свойства основания учитываются только на участках за пределами задания вынужденных перемещений. Выравнивание здания осуществляется путем опускания его надземных конструкций, включая колонны и опирающиеся на них конструкции. Фундаменты не подлежат корректировке и сохраняют деформированное состояние, полученное ими после задания нагрузок и вынужденных перемещений.

4. Методики предполагают исследования двух объектов: 23-х этажное каркасное здания на плитном фундаменте и 14-ти этажное каркасное здание также на плитном фундаменте.

Выравнивание 23-х этажного здания моделируется приложением вертикальных сил, вызывающих заданные перемещения стержней, моделирующих устройство. Выравнивание 14-ти этажного здания моделируется температурными деформациями, вызывающими укорочение стержней, моделирующих устройство, на заданную величину. Разработана методика вычисления соответствующих перемещений стержней, моделирующих устройства, необходимых для корректировки здания.

Методиками предполагается многофакторные численные исследования, в которых варьируются возможные схемы корректировки здания, в том числе одноэтапные и многоэтапные с полными и частичными приращениями перемещений. Методики разработаны для выявления оптимальных схем корректировки зданий, при которых в несущих конструкциях возникают минимальные усилия.

РАЗДЕЛ 3
ИССЛЕДОВАНИЕ РАБОТЫ УСТРОЙСТВА ДЛЯ
КОРРЕКТИРОВАНИЯ ВЕРТИКАЛЬНОГО ПОЛОЖЕНИЯ
ЗДАНИЯ В ПРОСТРАНСТВЕ

**3.1 Результаты исследования деформативности песка при работе
устройства для регулирования вертикального положения здания в
пространстве**

С целью установления влияния уровня нагружения, влажности песка и его состава на работоспособность предлагаемого устройства были проведены экспериментальные исследования: влияние предварительного нагружения, влажности, времени нагружения и состава песка на его деформативность. Данная группа опытов проводилась при закрытом отверстии у устройства, т.е. песок находился в устройстве без возможности его извлечения. Конструкция внешней и внутренней оболочки испытуемого устройства показана на рисунках 3.1, 3.2).

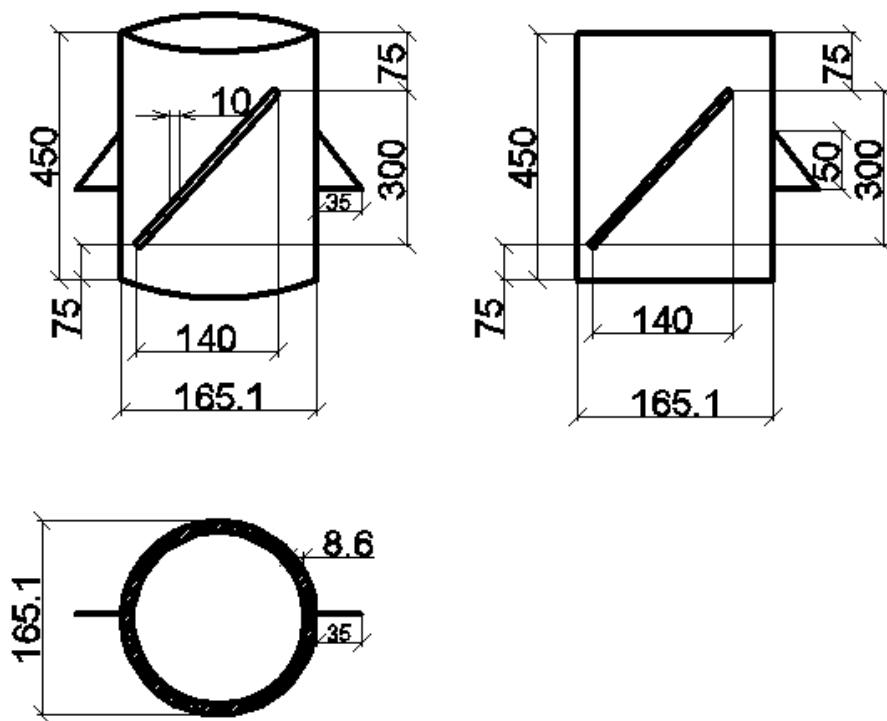


Рис. 3.1. Конструкция внешней оболочки устройства для регулирования вертикального положения здания в пространстве.

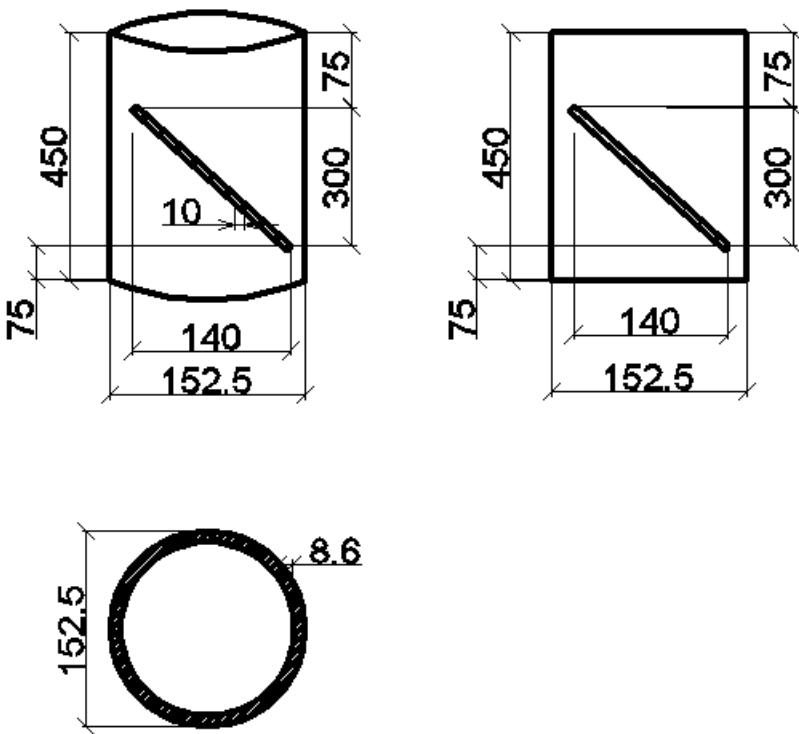


Рис. 3.2. Конструкция внутренней оболочки устройства для регулирования вертикального положения здания в пространстве.

3.1.1 Влияние предварительного нагружения на деформируемость песка

В ходе эксперимента были проведены испытания предварительного нагружения образцов сыпучего материала, которые размещались в предлагаемом устройстве (рисунок 3.3). Испытания производились при одинаковой скорости нагружения со следующими величинами уровней нагрузки:

- 3 тонны усилия гидравлического каркаса, что соответствует давлению 1.492 МПа (1.5 МПа);
- 7 тонн, что соответствует 3.482 МПа (3.5 МПа);
- 15 тонн, что соответствует 7.460 МПа (7.5 МПа);
- 40 тонн, что соответствует 19.89 МПа (20 МПа).



Рис. 3.3. Исследование влияния предварительного нагружения, влажности песка и времени нагружения на деформативность песка.

Для того, чтобы определить состояние песчаного грунта, необходимо определить полную влагоемкость в соответствии с формулой 3.1.

$$w_{sat} = \frac{e^* \gamma_w}{\gamma_s} \quad (3.1)$$

где: γ_s – удельный вес частиц грунта, равный 26.6 кН/м³;

γ_w – удельный вес воды, 10 кН/м³;

e – коэффициент пористости.

Величина относительной влажности определяется по формуле (3.2)

$$w_{omn} = \frac{w}{w_{sat}} \quad (3.2)$$

где: w – природная влажность.

Состояние песчаных грунтов устанавливается в зависимости от коэффициента пористости и степени влажности. Расчеты сведены в таблицу 3.1.

Таблица 3.1

Состояние песчаных грунтов по степени влажности и по плотности сложения

Влажность песка, %	Коэф. пористости e	Полная влагоемкость w_{sat}	относительная влажность w_{omn}	Состояние песка
0	0.44	0.16	0.00	плотные маловлажные пески
3	0.48	0.18	0.17	плотные маловлажные пески
5	0.51	0.16	0.30	средней плотности маловлажные пески
10	0.58	0.22	0.46	средней плотности маловлажные пески
15	0.65	0.25	0.61	средней плотности влажные пески

На рисунке 3.4 приведены графики, которые показывают влияние предварительного нагружения на деформируемость песка в зависимости от влажности.

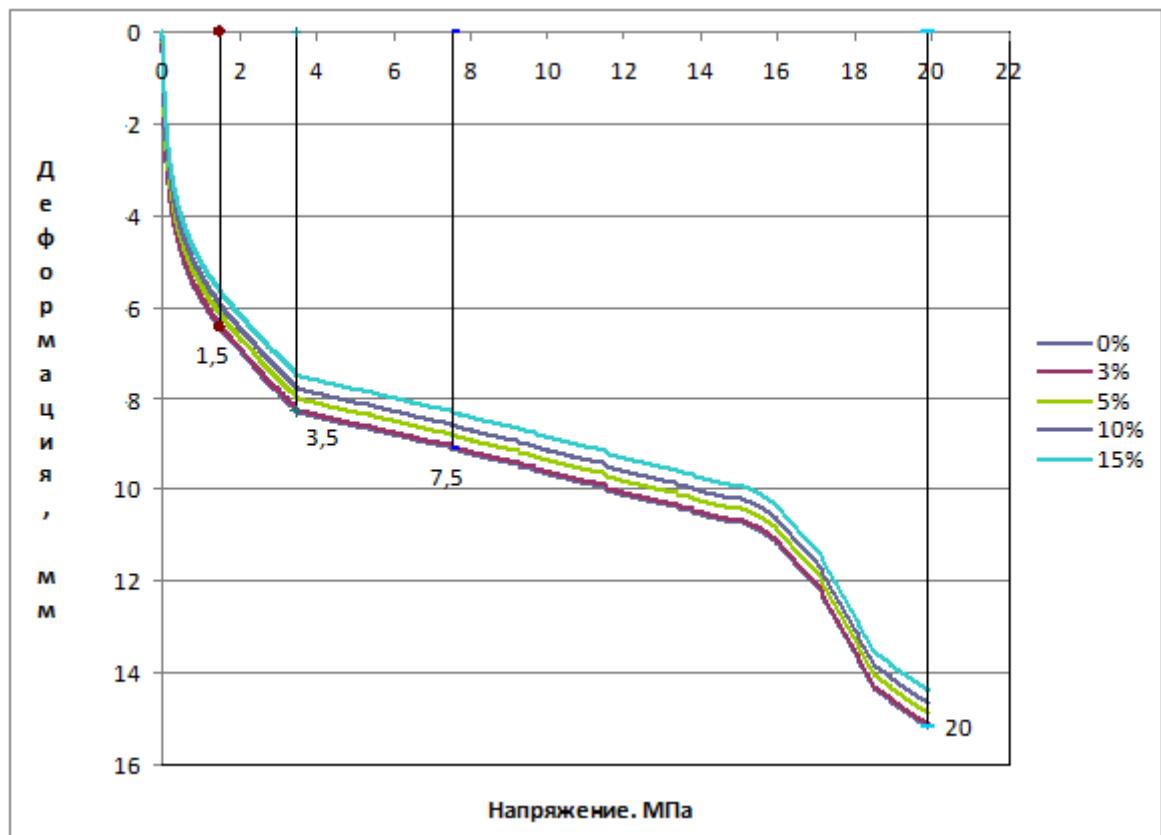


Рис. 3.4. Влияние предварительного нагружения на деформируемость песка при различной влажности.

Результаты исследования влияния предварительного нагружения на деформируемость песка показали, что деформация песка составила для сухого песка:

- при напряжении от 0 до 1.5 МПа 6.25 мм;
- при напряжении от 1.5 до 3.5 МПа 8.24 мм;
- при напряжении от 3.5 до 7.5 МПа 8.95 мм;
- при напряжении от 7.5 до 20 МПа 15.18 мм.

Это связано с тем, что на высоких уровнях нагрузки отдельные зерна начинают дробиться, что позволяет песку дальнейшее деформирование, тем самым уменьшая сопротивление сжатию. Такое поведение приводит к еще более плотному расположению частиц. При приложении начальных сжимающих напряжений небольшого уровня (0.1-3.5 МПа), наблюдается более интенсивное уплотнение. Дальнейшее увеличение напряжений приводит к снижению

интенсивности деформирования (7 МПа-14.71 МПа). Сжимаемость песка, которая определяется как обратная модуль деформации, уменьшается когда вертикальное напряжение повышается до 14.71 МПа. Это связано с непрерывной перекомпактацией и уплотнением песка. При более высоких уровнях напряжений сжимаемость увеличивается за счет перегруппировки частиц, способствующее измельчению частиц. В результате ожидается снижение деформативности при дальнейшем росте напряжений (более 19 МПа).

Для анализа сжимаемости песка в устройстве вычислены по данным графиков на рисунке 3.4 относительные деформации сжатия и модуль деформации песка в условиях компрессионного сжатия. Приводятся как секущие, так и касательные модули деформации (таблица 3.2).

Таблица 3.2

Деформационные характеристики песка в условиях компрессионного сжатия

σ , МПа	S, мм	ϵ	E, МПа	$\Delta\sigma$, МПа	ΔS , мм	$\Delta\epsilon$	E_k , МПа
1.5	6.25	0.0208	72.1	1.5	6.25	0.0208	72.1
3.5	8.24	0.0275	127.3	2	1.99	0.0066	303.0
7.5	8.95	0.0298	251.7	4	0.71	0.0024	1666.7
10	10.5	0.035	457.1	8.5	1.55	0.0052	1634.6
20	15.8	0.0527	379.5	4	5.3	0.0177	266.0

Примечание: 1. В таблице E - секущий модуль деформации; E_k - касательный модуль деформации. 2. При вычислении деформаций высота слоя песка в устройстве принята 300 мм.

При проектировании устройства для корректировки положения здания необходимо учитывать деформации песка при передаче на него нагрузок от сооружения. Размеры устройства необходимо подбирать таким образом, чтобы напряжения в песке от веса сооружения не превышали 20 МПа. В этом случае для расчета осадок устройства от собственного веса сооружения следует принимать модуль деформации песка 400 МПа.

Для уменьшения этих осадок рекомендуется производить предварительное уплотнение песка в смонтированном устройстве с помощью вибропресса.

3.1.2 Проверка влияния влажности песка на его деформируемость

В ходе эксперимента предусматривались следующие уровни влажности: 0%, 3%, 5%, 10%, 15%. На рисунке 3.5 показаны графики влияния уровня влажности песка на его деформативность.

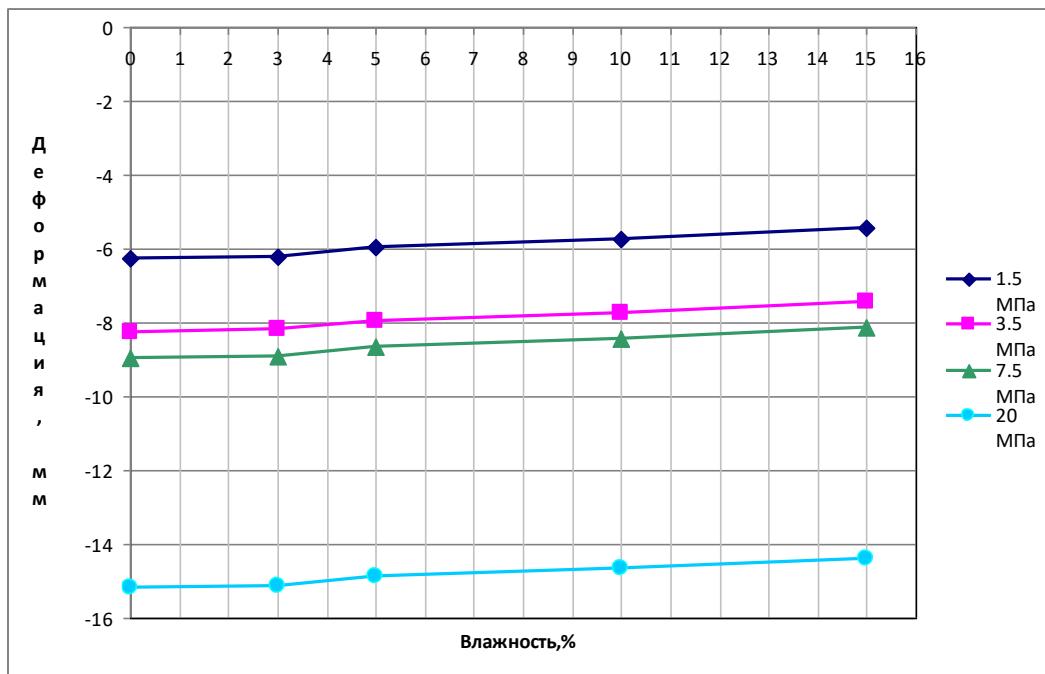


Рис. 3.5. Влияние влажности песка на деформируемость песка при различном напряжении.

Результаты исследования показывают, что деформация песка уменьшается при увеличении влажности. Данная зависимость показана на рисунке 3.6 и представлена в таблице 3.3.

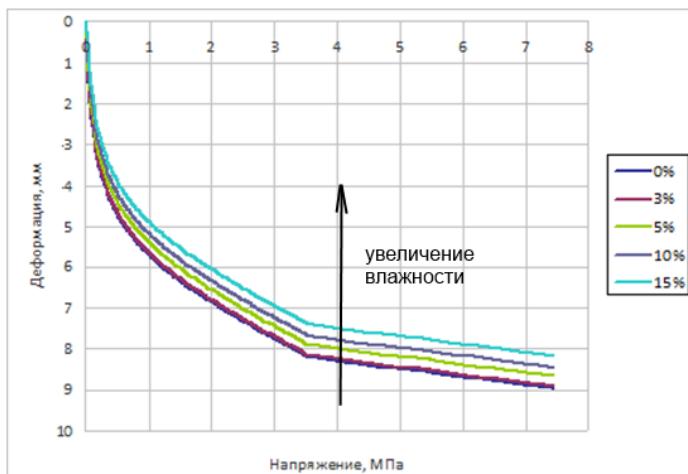


Рис. 3.6. Зависимость деформации песка от его влажности

Таблица 3.3

Зависимость величины деформации от степени влажности песка и величины нагружения

Нагружение, МПа	Влажность песка, %	Конечная деформация, мм	Уменьшение величины деформации по сравнению с деформацией сухого песка, %
1.5	0	6.24	
1.5	3	6.19	0.05
1.5	5	5.94	3.3
1.5	10	5.73	5.6
1.5	15	5.44	8.1
3.5	0	8.22	
3.5	3	8.19	0.051
3.5	5	7.94	3.32
3.5	10	7.72	5.71
3.5	15	7.44	8.19
7.5	0	9.05	
7.5	3	9.00	0.05
7.5	5	8.75	3.28
7.5	10	8.53	5.57
7.5	15	8.25	8.03
20	0	15.18	
20	3	15.13	0.05
20	5	14.88	3.28
20	10	14.66	5.57
20	15	14.38	8.03

Напряжено-деформированное состояние песка при относительно невысокой влажности (3-15%) в условиях компрессионного сжатия зависит от исходного коэффициента пористости и собственно влажности. Влияние влажности на НДС песка при статической нагрузке связано с действием капиллярных сил. В зависимости от пористости эти капиллярные силы могут увеличить силу сцепления влажных частиц песка, тем самым повышая устойчивость к деформации. Деформируемость песка при нагружении может сдерживаться водой в порах в зависимости от влажности. Влияние слеживаемости на поведение песка под нагрузкой, в отличии от ненагруженного песка, будет незначительным. В таких условиях, более влажный песок имеет меньшую деформативность по сравнению с сухим песком, вплоть до влажности, связанной со значительным вытеснением воды из пор.

3.1.3. Проверка влияния времени нагружения на деформируемость песка

Нагружение образца производилось при одинаковой скорости нагружения. На рисунке 3.7 показана зависимость между временем нагружения и деформациями сухого песка.

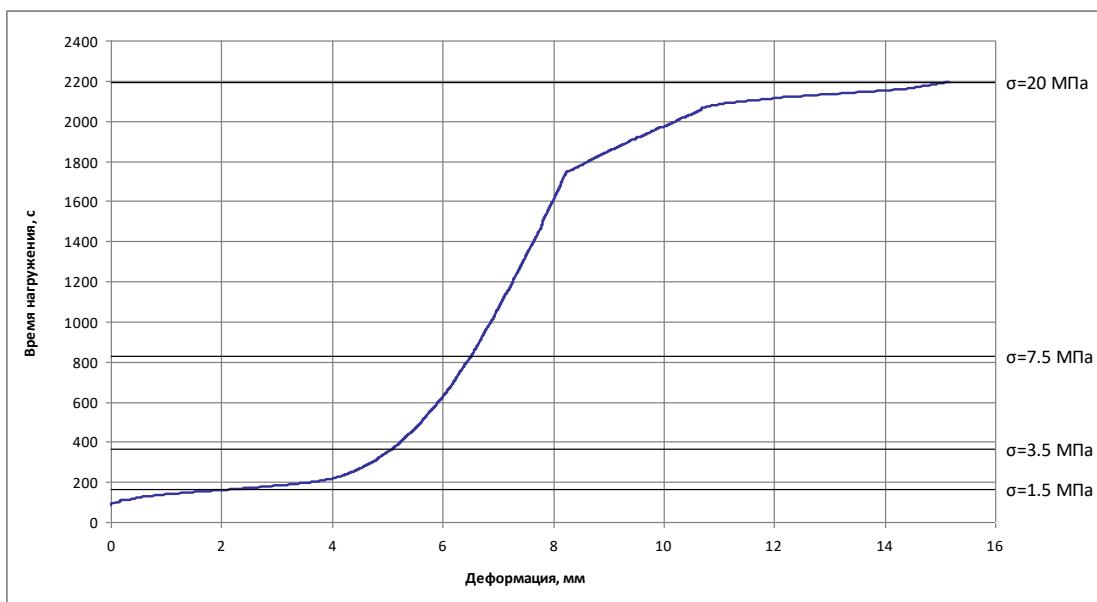


Рис. 3.7. Влияние времени нагружения на деформируемость песка при скорости нагружения 0.02 т/с.

При испытании сухого песка отмечается сравнительно небольшая зависимость влияния скорости деформации на поведение песка. Скорость дробления частиц уменьшается при увеличении скорости деформирования, так как дробление частиц процесс достаточно инерционный и требует значительных затрат времени. Устойчивость гранулометрического состава песка к этому дроблению может быть связана с некоторыми факторами, в том числе: мелкие раздробленные частицы могут взаимодействовать подобно большим частицам; наличие в зерновом составе значительной фракции крупных частиц приводит к более интенсивному процессу дробления, что приводит к увеличению скорости деформирования. Зерновой состав с относительно невысоким содержанием крупных частиц приводит к меньшей интенсивности деформируемости.

По результатам испытаний можно выделить четыре характерных области НДС песка в зависимости от уровня напряжения и времени нагружения (рисунок 3.8).

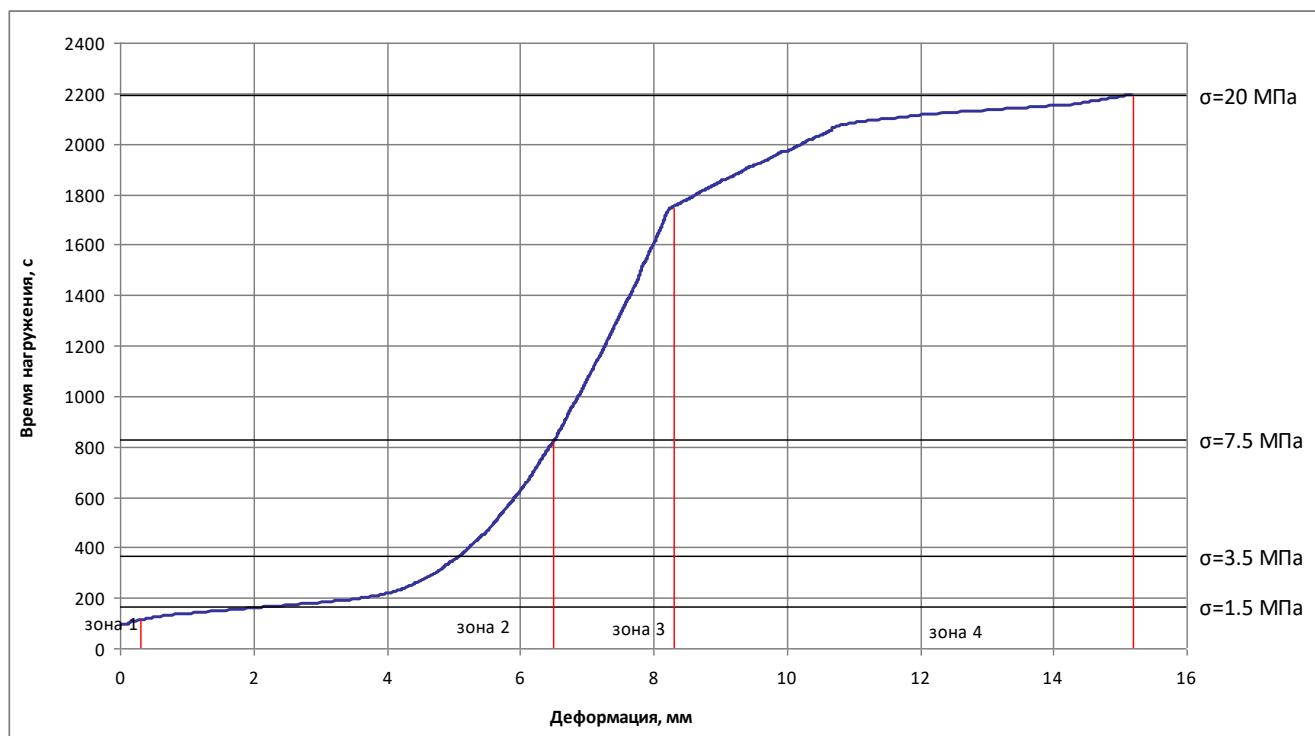


Рис. 3.8. Напряженно-деформированное состояния сухого грунта при статическом нагружении.

Зона 1: Уровень напряжений в данной области является недостаточным для преодоления кинетического трения между отдельными частицами песка. Таким образом, на данном участке происходит упругое сжатие отдельных частиц.

Зона 2: При напряжении в диапазоне от 0.1 МПа до 7.5 МПа преодолевается кинетическое трение между отдельными частицами и песок начинает деформироваться за счет того, что отдельные частицы песка скользят и скатываются в полости. НДС в этой зоне является неупругим, что характеризуется остаточной деформацией песка.

Зона 3: При напряжении от 7.5 МПа до 14.7 МПа происходит перегруппировка частиц в пустотах, что приводит к более плотной компоновке, из-за чего увеличиваются контактные точки между частицами песка (рисунок 3.9). Скольжение и скатывание отдельных частиц становится все труднее, и наблюдается упрочнение.

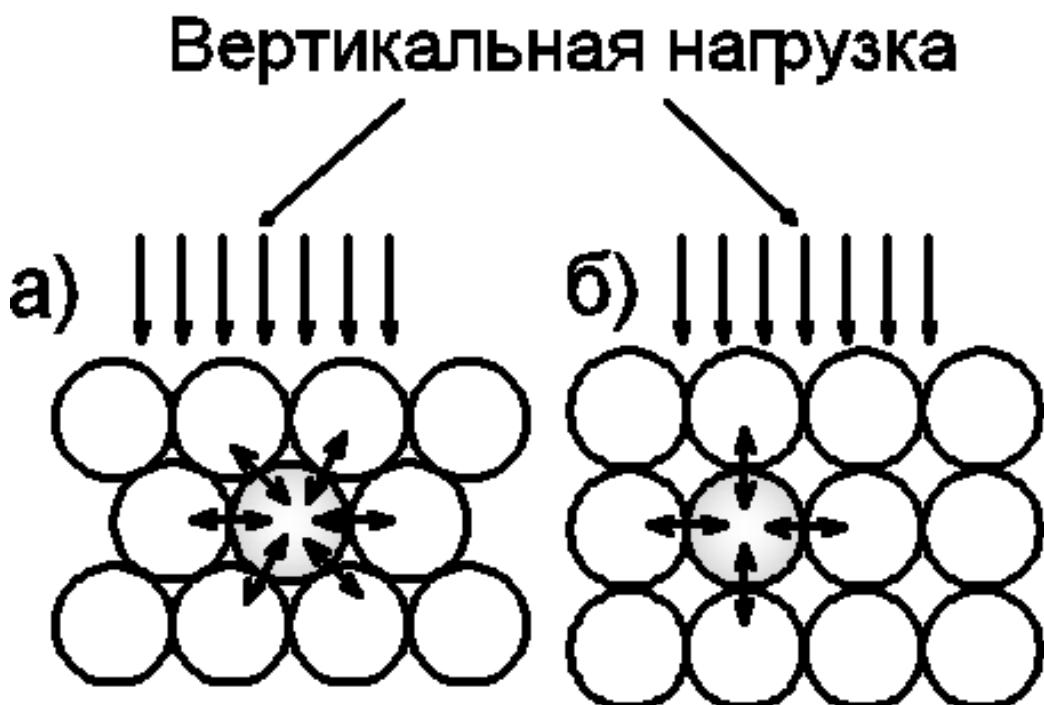


Рис. 3.9. Сравнение контактных точек: а) в плотном песке б) в идеальном сыпучем песке.

Зона 4: На высоких уровнях напряжения (более 14.71) отдельные частицы песка начинают дробиться, что позволяет песку дальнейшую деформацию за счет

оседания, тем самым уменьшается сопротивление сжатию. Это приводит к еще более плотному расположению частиц песка.

3.1.4 Влияние крупности песка на деформируемость песка

При проведении испытаний наблюдалось изменение зернового состава испытуемого песка. При высоких давлениях наблюдалась более заметное дробление более крупных зерен и увеличение количества мелкой фракции. На рисунке 3.16 показано изменение зернового состава в процессе эксперимента, где V_3 – объем фракции песка 3 мм, V_1 – объем фракции песка 1 мм (рисунок 3.10).

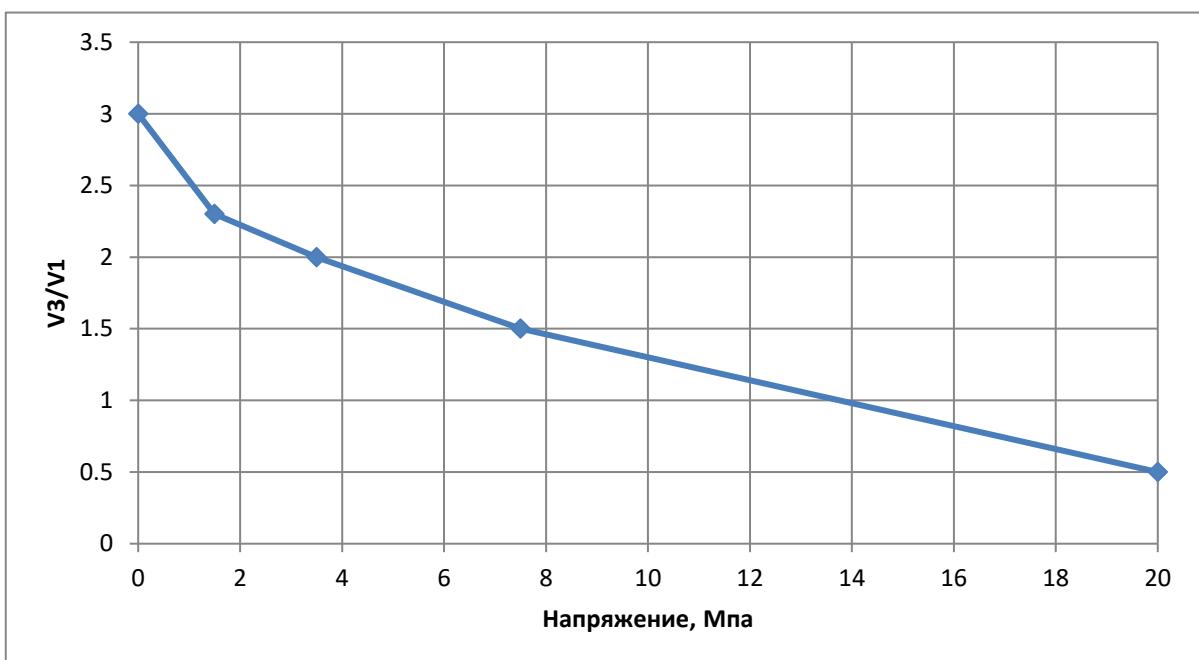


Рис. 3.10. Изменение зернового состава при повышении напряжения.

Исследования показывают, что измельчение частиц песка увеличивается с увеличением размера частиц в однородном песке. Кроме того, закругленные и округлые частицы песка менее восприимчивы к измельчению частиц по сравнению с песками с острыми краями, из-за присутствия меньшего количества неровностей, склонных к локальной концентрации напряжений. Заполнитель с хорошо подобранным гранулометрическим составом сжимается меньше, и менее склонен к измельчению частиц по сравнению с плохо фракционированным заполнителем.

3.2 Результаты исследования по выравниванию элементов каркаса с помощью устройства для регулирования вертикального положения здания в пространстве

В ходе исследования выполнялись эксперименты по определению влияния работы устройства на исправление крена каркаса здания. С целью проверки скорости изменения крена здания и проверки работоспособности устройства при различных параметрах нагрузки, влажности, требуемой величины осадки проведены испытания при нагрузке 3, 7, 15, 40 тонн, при влажности 0, 3, 5, 10, 15% и требуемой величине осадки 3, 6, 9, 12, 15, 18, 21, 24, 27, 30 см.

3.2.1 Влияние уровня нагружения на скорость осадки устройства для регулирования вертикального положения здания в пространстве

При испытании влияния уровня нагружения на скорость осадки проводились эксперименты при напряжениях 1.5; 3.5; 7.5 и 20 МПа (рисунок 3.11). Отверстие в устройстве открывалось на 150 секунд. При этом измерялись вес и объем песка, удаленного из устройства при действии заданного уровня нагружения и контролируемой величины осадки. После того, как закрывалось отверстие, измерялся вес высыпанного песка.

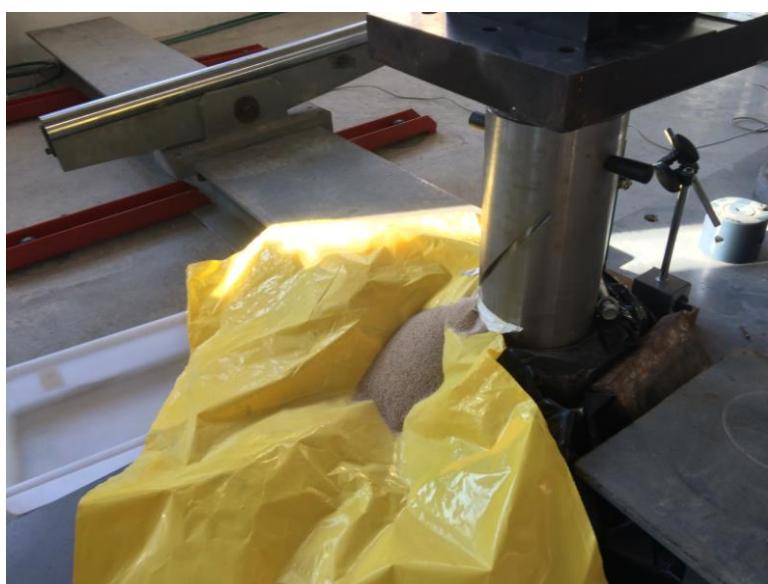


Рис. 3.11. Устройство для регулирования вертикального положения здания в пространстве после закрытия отверстия.

Общий вес песка в устройстве составляет 5566 грамм, без учета веса пластикового поддона весом 236 грамм.

На рисунке 3.12 показаны графики зависимости влияния величины нагружения на осадку устройства при пересечении наклонных отверстий у устройства для регулирования вертикального положения в пространстве на время 150 секунд.

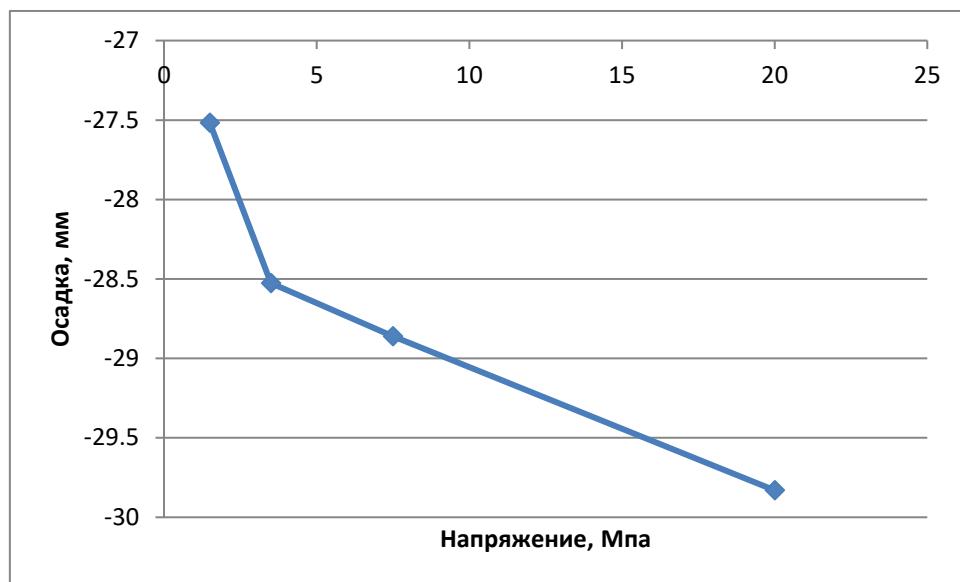


Рис. 3.12. Влияние величины нагружения на осадку устройства.

Таким образом, полученные результаты влияния величины напряжения на осадку устройства можно свести в таблицу 3.4.

Таблица 3.4
Влияние величины напряжения на осадку устройства

Величина напряжения, МПа	Осадка устройства, мм	Количество высыпанного песка, гр	Процентное соотношение по сравнению с напряжением 1.5 МПа
1.5	27.46	866	
3.5	28.13	886	2.4%
7.5	28.86	897	5.09%
20	29.76	924	8.37%

Результаты эксперимента показывают незначительную зависимость величины напряжения на величину осадки (менее 10%). Это связано с тем, что определяющим процессом уплотнения сыпучей среды при различных давлениях является пористость песка за счет разрушения частиц и заполнением их воздухом из пор. Поэтому характеристику предельной сжимаемости среды можно отождествить с пористостью среды. Так как после предварительного нагружения песчаного грунта произошла его деформация, то при открытии отверстия для вытекания песка деформируемый грунт вытекает с приблизительно одинаковой скоростью при разных напряжениях в силу того, что дальнейшее деформирование песчаного грунта практически исключено.

3.2.2 Влияние уровня влажности песка на скорость осадки устройства для регулирования вертикального положения здания в пространстве

В ходе эксперимента предусматривались следующие уровни влажности: 0%, 3%, 5%, 10%, 15%. На рисунке 3.13 показаны графики влияния уровня влажности песка на осадку устройства для регулирования вертикального положения здания в пространстве.

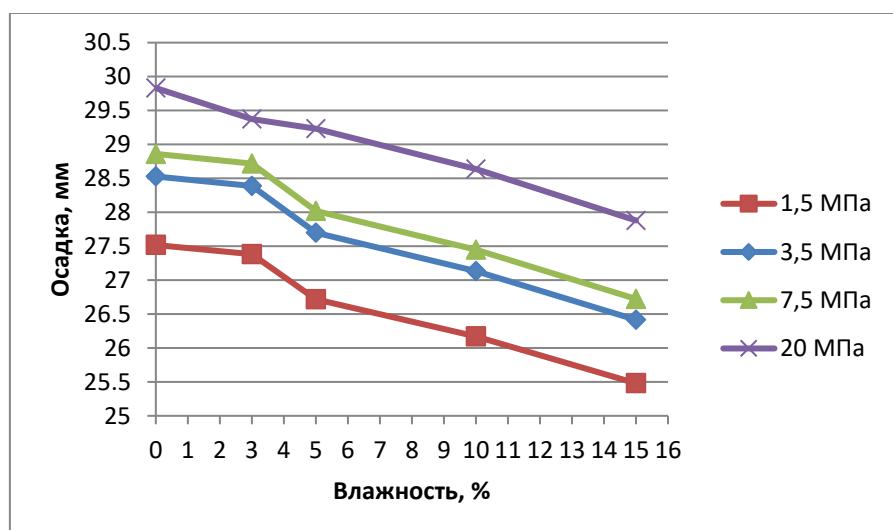


Рис. 3.13. Влияние уровня влажности песка на осадку устройства для регулирования вертикального положения здания в пространстве. Время работы устройства 150 с.

Результаты экспериментального исследования по влиянию влажности песка на величину осадки сведены в таблицу 3.5.

Таблица 3.5

Влияние влажности песка на величину осадки

Напряжение, МПа	Влажность, %	Величина осадки, мм	Процентное соотношение по сравнению с сухим песком, %
1.5	0	27.51	
1.5	3	27.38	0.0494
1.5	5	26.71	3.00
1.5	10	26.16	5.15
1.5	15	25.47	7.99
3.5	0	28.52	
3.5	3	28.38	0.051
3.5	5	27.69	3.319
3.5	10	27.12	5.71
3.5	15	26.41	8.19
7.5	0	28.86	
7.5	3	28.71	0.05
7.5	5	28.01	3.28
7.5	10	27.44	5.57
7.5	15	26.72	8.03
20	0	29.83	
20	3	29.37	0.05
20	5	29.23	3.28
20	10	28.63	5.57
20	15	27.87	8.03

Из анализа результатов испытаний можно сделать следующие выводы.

При увеличении влажности песка в диапазоне (0÷15) % объем удаленного песка за время его работы 150 с уменьшается. При этом уменьшается осадка устройства. Максимальное влияние влажности песка на величину осадки устройства (8÷9)%. Указанная закономерность выявлена для всех уровней нагружения от 1.5 до 20 МПа.

3.2.3 Зависимость величины осадки устройства от времени его работы

Зависимость времени осадки устройства исследовано при различной высоте открытия отверстия. Было проведено ряд опытов с открытием (пересечением) прорезей внутренней и наружной трубы на отметках 3, 6, 9, 12, 15, 18, 21, 24, 27 и 30 см (рисунки 3.14–3.16).

Графики зависимости напряжения, времени и осадки устройства для регулирования вертикального положения здания в пространстве показаны на рисунке 3.17.

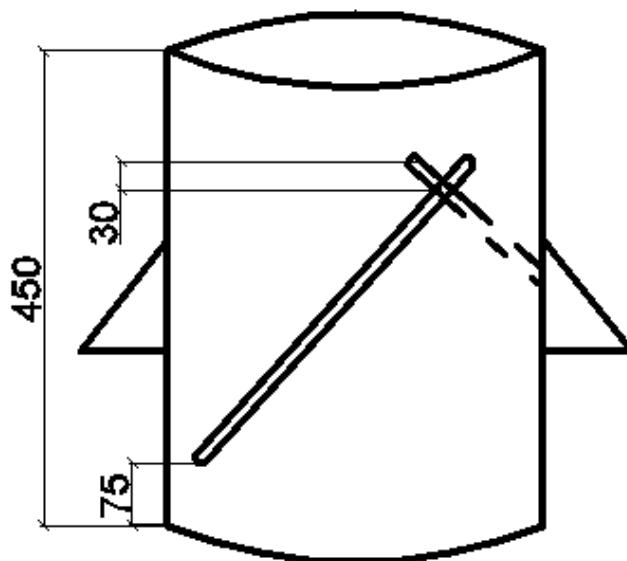


Рис. 3.14. Пересечение прорезей устройства для регулирования вертикального положения здания в пространстве на высоте 3 см.

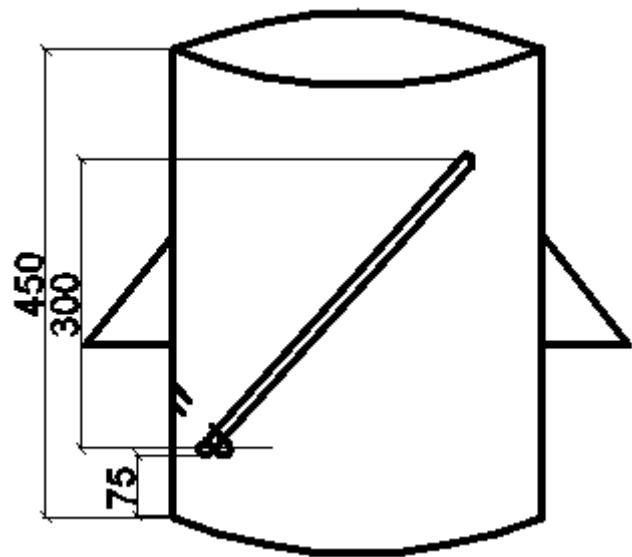


Рис. 3.15. Пересечение прорезей устройства для регулирования вертикального положения здания в пространстве на высоте 30 см.



Рис. 3.16. Работа устройства для регулирования вертикального положения здания в пространстве при пересечении прорезей на отметке 27 см.

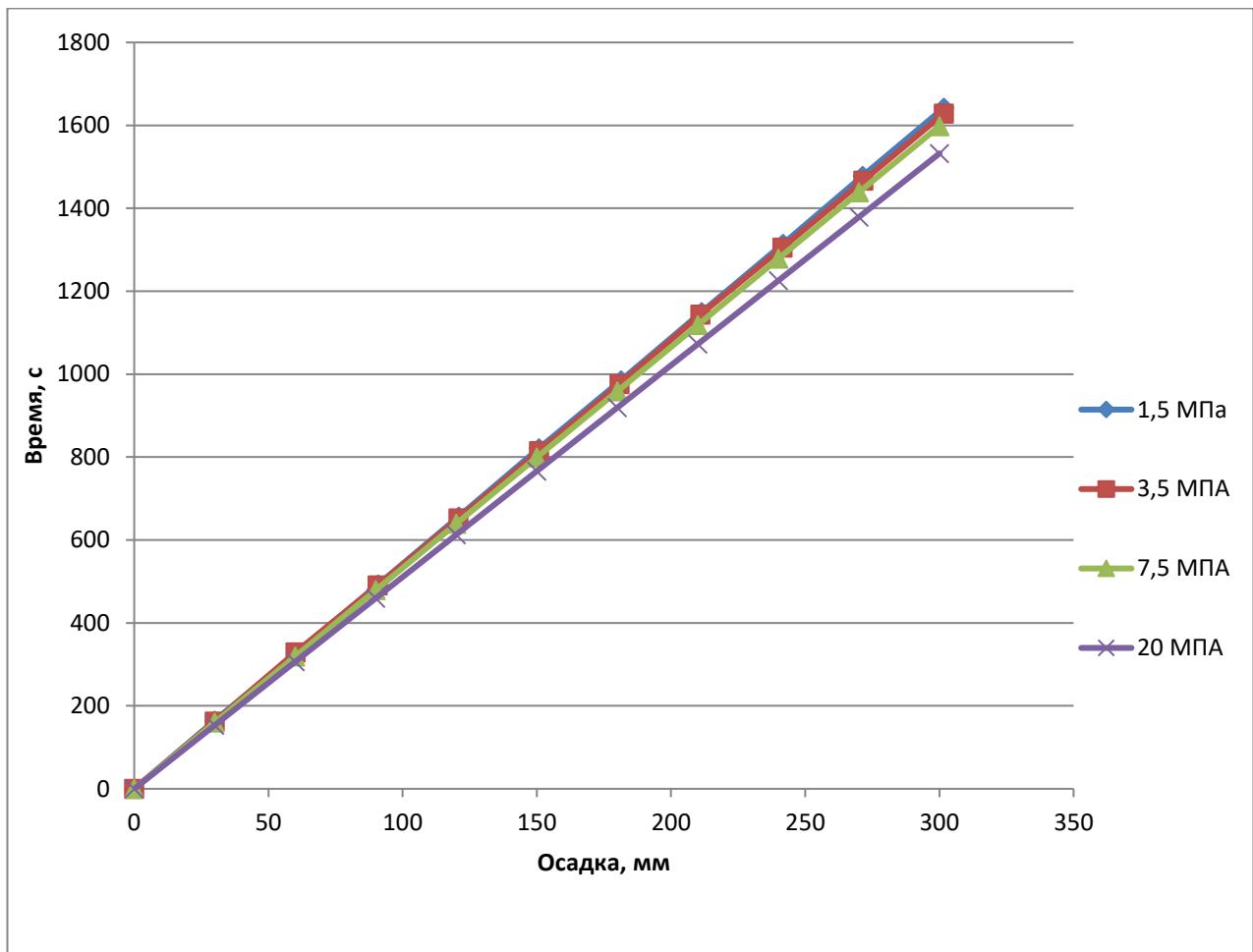


Рис. 3.17. Время истечения песка для достижения заданной осадки, создаваемой путем пересечения прорезей на определенной величине от 3 см до 30 см.

Установлено, что положение отверстия (пересечение прорезей в трубах) по высоте устройства практически не влияет на его технологические параметры, связанные с корректировкой сооружения.

Установлено, что время работы устройства для достижения заданной величины его осадки практически не зависит от уровня напряжений в песке. Так, например, для достижения осадки устройства 30 см время работы составляет 1600 с или примерно 16 минут. При этом скорость осадки составляет примерно 0.2 мм/с.

Медленную скорость осадки устройства следует отнести к его достоинствам. Прежде всего это позволяет обеспечить управляемость и надежность процесса корректировки пространственного положения здания.

На рисунке 3.18 показана зависимость скорости истечения песка в зависимости от напряжения. Скорость истечения песка проверялась при величине открытия отверстий на высоте 3 см, 15 см и 30 см и вычислялась по формуле:

$$V=S/t \quad (3.1)$$

где: S – величина осадки песка в устройстве;

t – время истечения песка.

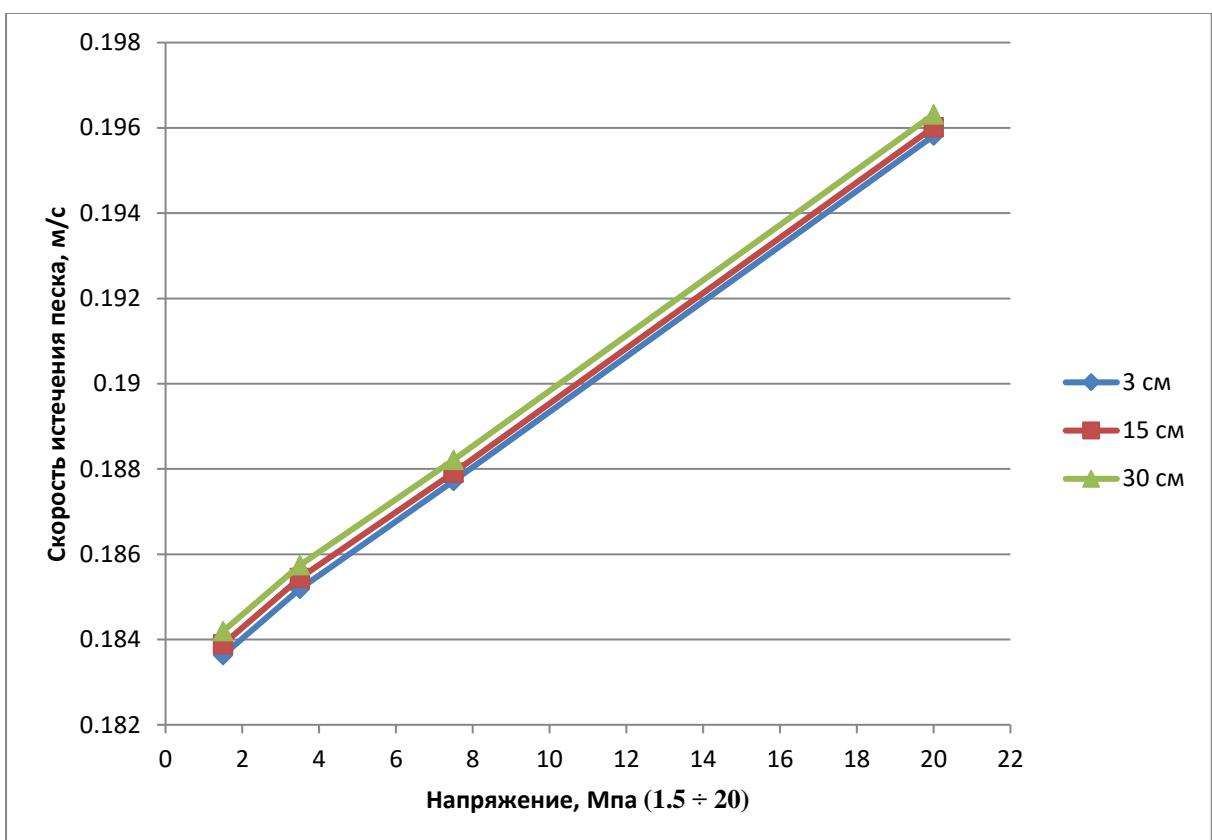


Рис. 3.18. Зависимость скорости истечения песка от величины напряжения при пересечении отверстий на величине 3 см, 15 см и 30 см.

Следует обратить внимание на кинематику работы устройства. Первоначально отверстие открывается в его верхней части на высоте 3 см. После истечения песка из верхнего слоя устройства высотой 3 см отверстие смещается на отметки 6 см, что обеспечивает истечение песка из устройства до этой отметки. Последовательно смещающая отверстия на 3 см достигают общую осадку устройства 30 см. Таким образом, в проведенных опытах высота расположения отверстия является переменной величиной. Такая кинематика работы устройства позволяет ограничивать его максимальную осадку заданием высоты расположения

отверстия для истечения песка. Последнее является важным технологическим достоинством устройства.

Результаты исследования зависимостей между величиной осадки временем работы устройства при различных уровнях напряжения в песке сведены в таблицу 3.6.

Таблица 3.6

**Зависимость между величиной осадки и временем работы устройства
при различных уровнях напряжения**

Напряже- ние, МПА	Высота пересечения отверстий, см									
	3	6	9	12	15	18	21	24	27	30
	Время истечения песка, с									
1.5	161.8	164.2	163.1	162.8	164.2	161	163.7	162	165.6	168.9
Общее время, с		326	489.2	652	816	977	1140	1302	1468	1637
3.5	159.3	167	159.4	160.8	162.5	160	167.6	159.4	161	164.4
Общее время, с		326.1	485.5	646.6	808.8	968	1136	1296	1456	1621
7.5	157.2	160.1	159.8	160.2	161	159	161	159.6	159.9	160.2
Общее время, с		317.4	477	637.2	798.2	957	1119	1278	1437	1598
20	150.9	153.2	154.9	153.5	154.4	154	154.2	155.1	153.2	152.5
Общее время, с		304.1	459.4	612.6	767.2	921	1075	1231	1388	1536

Таким образом, результаты эксперимента показали, что скорость истечения песка различается незначительно в пределах 6% при напряжениях от 1.5 МПа до 20 МПа. Это связано с тем, что песок после предварительного нагружения был

деформирован, а осадка происходит не за счет дробления частиц, за счет перегруппировки частиц песка, так как уменьшается объем рабочего тела после вытекания песка из отверстий. На процесс перекомпоновки частиц песка величина напряжений существенно не влияет, так как перекомпоновка частиц происходит при минимальной величине нагрузления.

Также выявлено, что высота пересечения отверстий не влияет на скорость истечения песка из устройства, так как песок имеет одинаковое уплотнение по всей высоте устройства для регулирования вертикального положения здания в пространстве.

ВЫВОДЫ ПО ГЛАВЕ 3

На основании проведенных исследований можно сделать следующие основные выводы:

1. При проектировании устройства необходимо учитывать деформации песка от собственного веса сооружения. При этом следует ограничивать напряжения в песке от веса сооружения величиной 20 МПа. Для расчетов строительных осадки допускается принять модуль деформации песка в условиях компрессионного сжатия 400 МПа. Для уменьшения строительных осадок рекомендуется производить предварительное уплотнение песка в устройстве виброштампом. Экспериментально установлено, что влияние таких факторов как зерновой состав песка и его влажность до 15% практически не влияют на его уплотнение под нагрузкой. Это влияние оценивается величиной не более 10%.

2. Напряжено-деформированное состояние песка при относительно невысокой влажности (3-15%) в условиях компрессионного сжатия зависит от исходного коэффициента пористости и собственно влажности. Влияние влажности на НДС песка при статической нагрузке связано с действием капиллярных сил. В зависимости от пористости эти капиллярные силы могут увеличить силу сцепления влажных частиц песка, тем самым повышая устойчивость к деформации. Деформируемость песка при нагружении может сдерживаться водой в порах в зависимости от влажности. Влияние слеживаемости

на поведение песка под нагрузкой, в отличии от ненагруженного песка, будет незначительным.

В таких условиях, более влажный песок имеет меньшую деформативность по сравнению с сухим песком, вплоть до влажности, связанной со значительным вытеснением воды из пор.

3. По результатам испытаний можно выделить четыре характерных области напряженно-деформированного состояния песка в зависимости от уровня напряжения и времени нагружения:

Зона 1: Уровень напряжений в данной области является недостаточным для преодоления кинетического трения между отдельными частицами песка. Таким образом, на данном участке происходит упругое сжатие отдельных частиц.

Зона 2: При напряжении в диапазоне от 0.1 МПа до 7.5 МПа преодолевается кинетическое трение между отдельными частицами и песок начинает деформироваться за счет того, что отдельные частицы песка скользят и скатываются в полости. НДС в этой зоне является неупругим, что характеризуется остаточной деформацией песка.

Зона 3: При напряжении от 7.5 МПа до 14.71 МПа происходит перегруппировка частиц в пустотах, что приводит к более плотной компоновке, из-за чего увеличиваются контактные точки между частицами песка. Скольжение и скатывание отдельных частиц становится все труднее, и наблюдается упрочнение.

Зона 4: На высоких уровнях напряжения (более 14.71) отдельные частицы песка начинают дробиться, что позволяет песку дальнейшую деформацию за счет оседания, тем самым уменьшается сопротивление сжатию. Это приводит к еще более плотному расположению частиц песка.

4. Экспериментальными исследованиями подтверждена работоспособность устройства для корректировки пространственного положения здания. Установлено, что время работы устройства для достижения заданной осадки за счет истечения песка из устройства практически не зависит от уровня нагрузления в песке, его влажности и расположения отверстий для истечения

песка по высоте устройства. Средняя скорость осадки устройства по данным экспериментов составляет 0.2 мм/с.

5. Результаты эксперимента показывают незначительное влияние напряжения в песке на величину осадки устройства за счет истечения песка из отверстия (менее 10%). Это связано с тем, что объем истечения песка зависит от боковых давлений и размеров отверстия для истечения рабочего тела (песка). При достаточно малых отверстиях увеличение боковых давлений не приводит к существенной скорости истечения. Поперечное сечение отверстия является в данном случае фильтром, отсекающим влияние на истечение избыточных боковых давлений. Существует, очевидно, начальное критическое давление, ниже которого процесс истечения не происходит. В проведенных опытах это боковое давление, соответствующее вертикальным напряжениям 1.5 МПа.

6. Установлено, что высота пересечения прорезей в трубах не влияет на скорость истечения песка из устройства, так как песок при работе устройства имеет одинаковые боковые давления в зоне его истечения из отверстия.

Важной конструктивной особенностью устройства является передача нагрузки на песок через конический штамп. Именно коническая форма штампа позволяет создавать боковые давления, достаточные для истечения песка из отверстия. Высота конуса должна быть не меньше величины расчетной осадки устройства на ступени, которая в опытах составляет 30 мм. Работа устройства всегда должна начинаться с открытия отверстия в зоне расположения конического наконечника штампа. При других режимах работы устройства может происходить заклинивание песка в отверстии из-за недостаточных боковых давлений в песке. Таким образом, кинематика устройства позволяет с заданной точностью контролировать расчетную осадку на ступенях корректировки положения здания.

При этом расчетная величина осадки задается углом поворота наружной трубы, который устанавливает отверстие для истечения песка на заданной высоте. В проведенных опытах расчетная осадка 30 мм достигалась за 160 с работы устройства. Последовательное смещение положения отверстия по высоте устройства позволяет достичь суммарную осадку 300 мм за 1600 с.

РАЗДЕЛ 4

ИССЛЕДОВАНИЕ ВЛИЯНИЯ РАБОТЫ УСТРОЙСТВА ДЛЯ КОРРЕКТИРОВАНИЯ ВЕРТИКАЛЬНОГО ПОЛОЖЕНИЯ ЗДАНИЯ В ПРОСТРАНСТВЕ НА НАПРЯЖЕННО- ДЕФОРМИРОВАННОЕ СОСТОЯНИЕ ЭЛЕМЕНТОВ КАРКАСА ЗДАНИЯ

Целью настоящего раздела является исследование эффективности работы устройства для регулирования вертикального положения здания в пространстве и исследование НДС конструктивных элементов здания при исправлении крена здания с помощью данного устройства.

Для достижения указанных целей рассматривается несколько способов применения устройства для корректировки положения здания в пространстве: одноэтапное и многоэтапное выравнивание здания. Поиск оптимального решения применения устройства из рассмотренных осуществляется методами численного моделирования.

Мероприятия по выравниванию зданий и сооружений, которые претерпевают сверхнормативный крен, недостаточно отражены в нормативной литературе. Поэтому исследования и совершенствование методов расчета конструкций зданий и сооружений со сверхнормативным креном, являются актуальными. Выявление более экономичных и рациональных мероприятий по выравниванию зданий и сооружений позволит повысить надежность при строительстве многоэтажных зданий в сложных инженерно-геологических условиях.

Исследования выполнены в соответствии с методиками, представленными в разделе 2.2

4.1 Исследование напряженно-деформированного состояния элементов каркасного здания при одноэтапном выравнивании

Реализацию основных положений по проектированию зданий и сооружений в сложных инженерно-геологических условиях строительства предлагается осуществлять в соответствии с блок-схемой численных исследований (рисунок 2.16). Целью вариантовых расчетов в данном случае является определение расчетных усилий и перемещений в рассматриваемых конструкциях зданий и сооружений, претерпевающих сверхнормативный крен, и определение по результатам этих расчетов технико-экономических показателей исследуемых вариантов конструктивных мер по выравниванию зданий с помощью устройства для регулирования вертикального положения здания в пространстве. Для выполнения расчетов на заданные нагрузки и воздействия используется программные комплексы ЛИРА и SAP2000.

Жесткостные параметры элементов каркаса задаются программно по их сечениям и модулю упругости бетона. Таким образом, решается упругая задача в отношении конструкций надземного строения. Для фундаментной плиты предварительно вычисляются коэффициенты жесткости основания C_z . При расчете фундаментных конструкций в виде сплошной плиты применяем модель основания в виде линейно-деформируемого полупространства. Расчет фундаментных конструкций исследуемого здания выполняется с учетом совместной работы фундамента с верхним строением. Здесь использована упрощенная методика, обоснованная в разделе 2.2. Коэффициент жесткости основания C_{1z} вычисляется как отношение равномерно распределенной нагрузки P по площади сплошной фундаментной плиты к осадкам линейно-деформируемого слоя S .

$$C_z = P/S, \quad (4.1)$$

где: P – равномерно распределенная нагрузка по площади сплошной фундаментной плиты;

S – осадка основания.

Разрезы здания по поперечным и продольным осям представлены на рисунках 4.1 и 4.2.

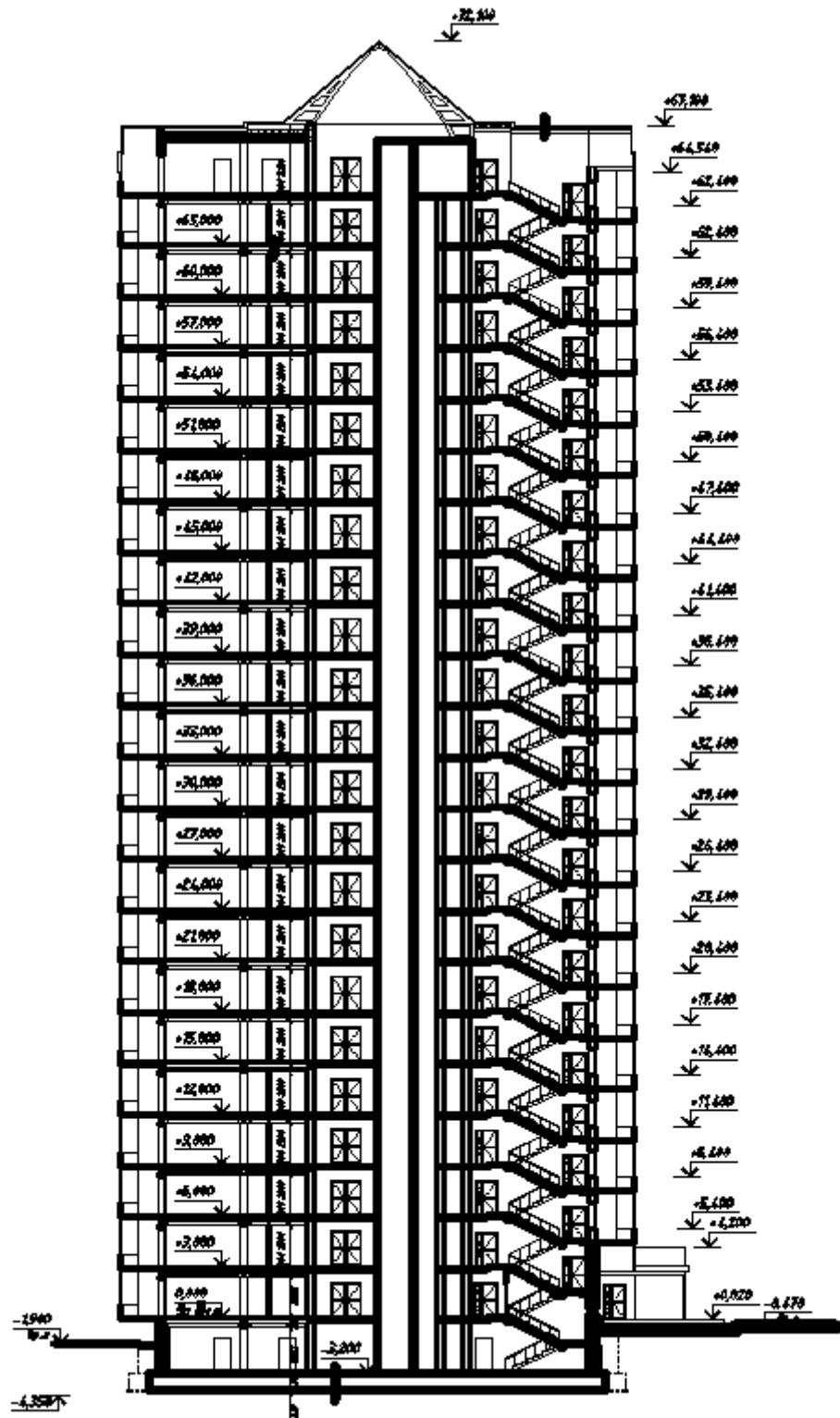


Рис. 4.1. Разрез вдоль осей 1-9 исследуемого здания. План здания представлен на рисунке 2.15.

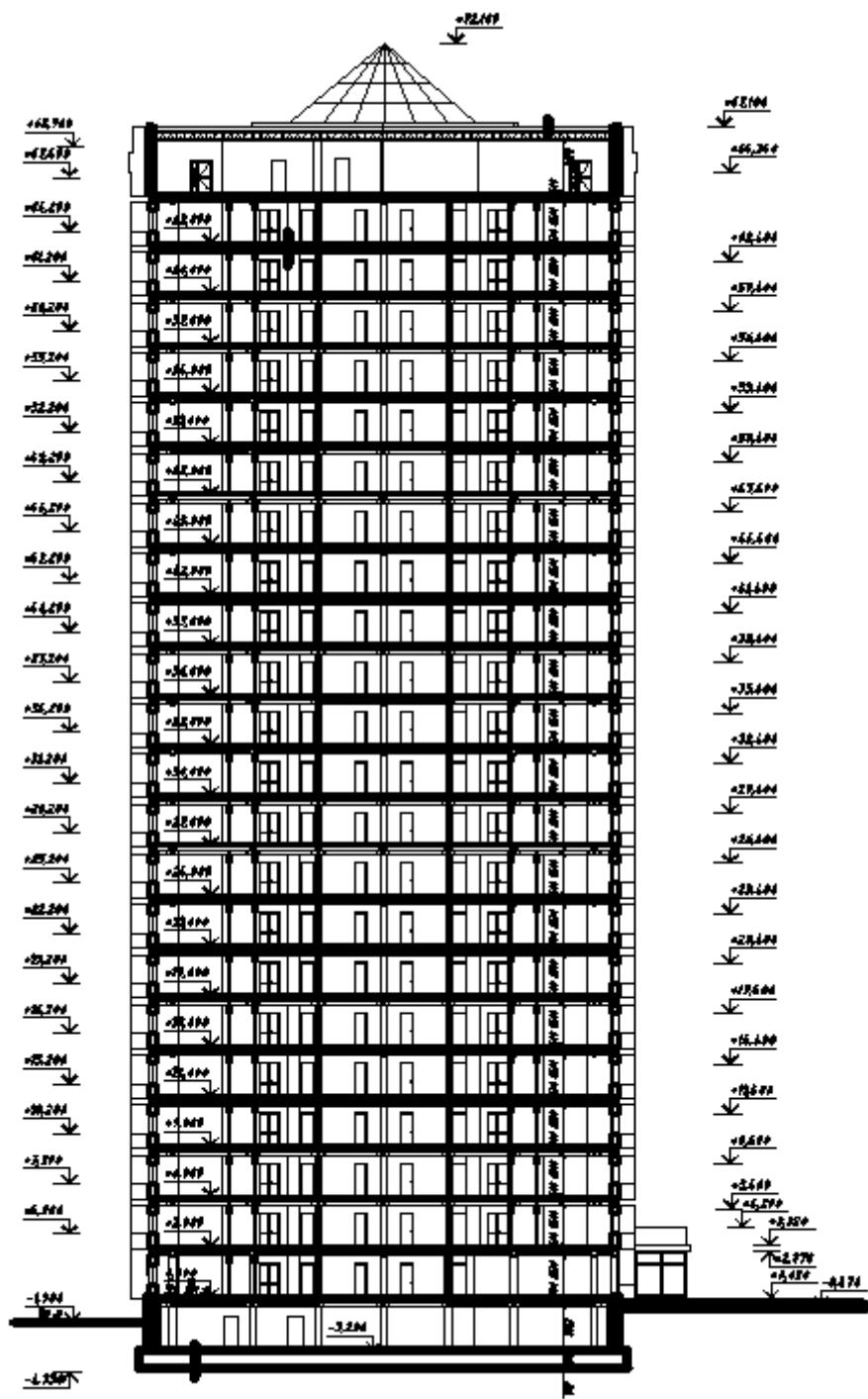


Рис. 4.2. Разрез вдоль осей А-И исследуемого здания. План здания представлен на рисунке 2.15.

Ветровые нагрузки в расчетах не учитываются.

Для первого этапа исследования были заданы постоянная и временная нагрузки (см. п. 2.2.1.). Результаты расчетов для первого этапа исследований приведены на рисунке 4.3.

Крен на втором этапе задается с помощью нагрузки типа «перемещение», заданной в необходимые узлы фундаментной плиты в зависимости от расположения крена. Максимальная величина задаваемой вынужденной осадки равна 30 см (по оси колонн А). Для каждого ряда последующих колонн величина задаваемой осадки уменьшается (см. таблицу 2.2).

Эпюры усилий в элементах каркаса от вынужденных перемещений основания на втором этапе исследования представлены на рисунке 4.3.

На третьем этапе производится моделирование выравнивающего регулирования с помощью приложения нагрузки в узел сопряжения устройства и колонны в противоположном направлении крену. Нагрузка предварительно рассчитывается для регулирования вертикального положения здания в пространстве в соответствии с креном указанные нагрузки представлены в разделе 2.2.1, таблица 2.2.

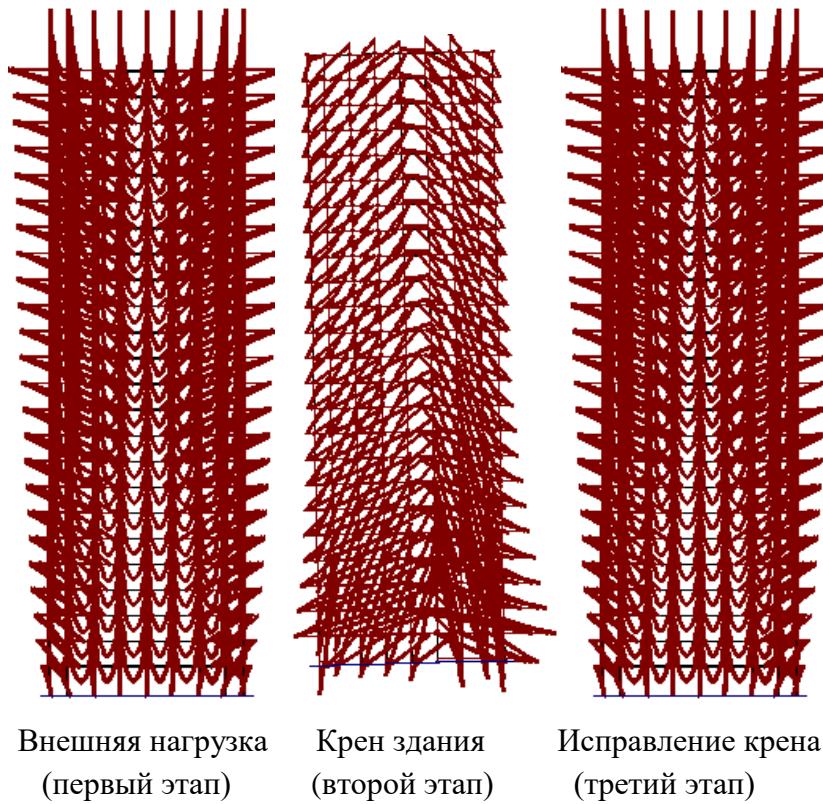


Рис. 4.3. Эпюры изгибающих моментов в конструкциях каркасного здания на плитном фундаменте в ПК ЛИРА.

По полученным результатам многовариантных расчетов строятся эпюры изгибающих моментов для каждого из рассмотренных этапов теоретического исследования (рисунки 4.4, 4.5).

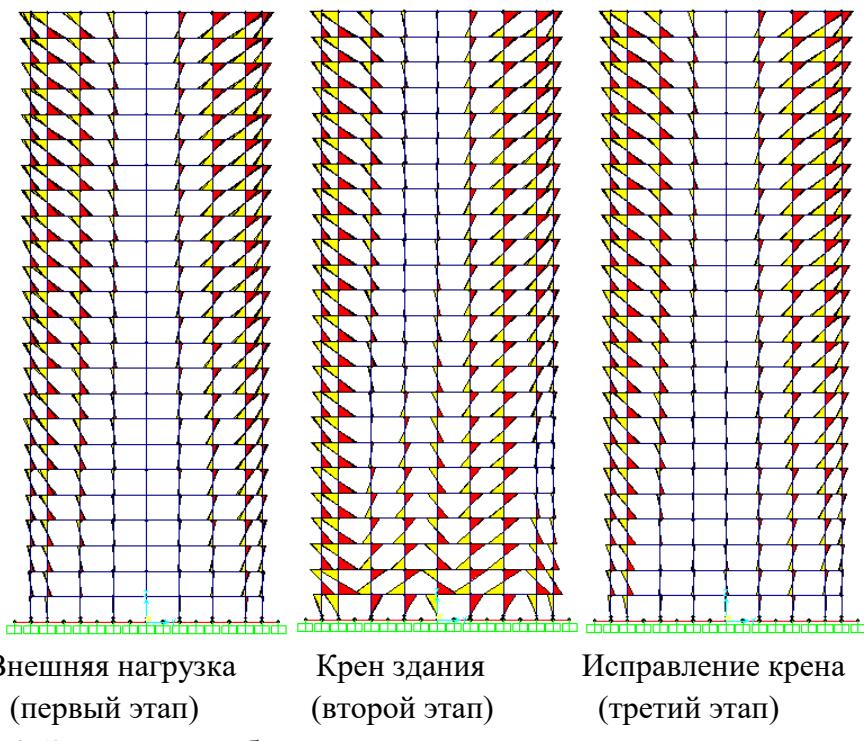


Рис. 4.4. Эпюры изгибающих моментов в колоннах на трех этапах теоретического исследования.

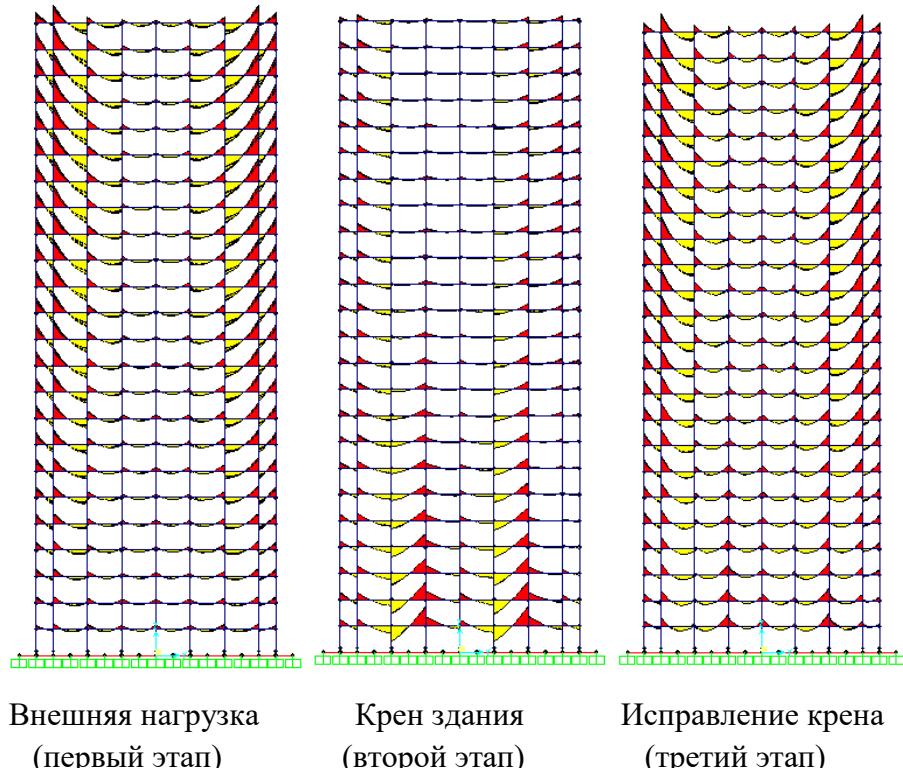


Рис. 4.5. Эпюры изгибающих моментов в балках на трех этапах теоретического исследования.

Расположение изучаемых элементов каркасного здания показаны на рисунке 4.6.

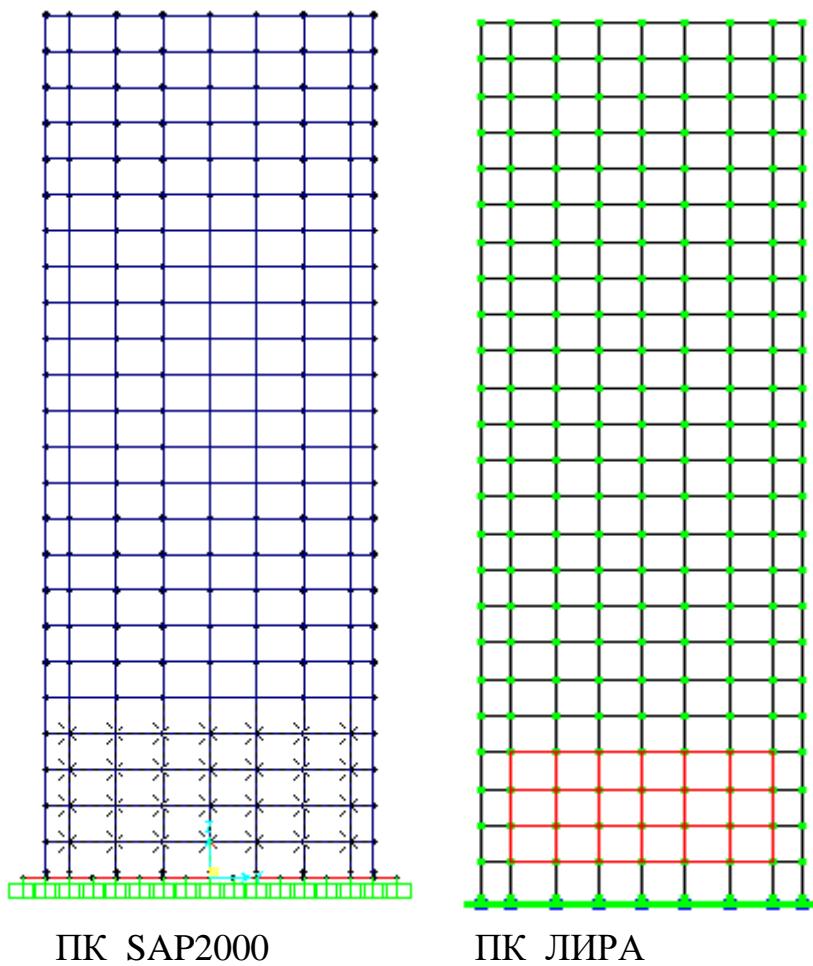


Рис. 4.6. Расположение изучаемых элементов каркасного здания на плитном фундаменте В ПК SAP2000 и ПК ЛИРА.

Анализ результатов исследования в ПК ЛИРА показал, что характерный изгибающий момент в элементах каркасного здания увеличивается по абсолютной величине на 95% при получении зданием крена и уменьшается на 70% на этапе выравнивания.

Анализ результатов исследований в ПК SAP2000 показал, что характерный изгибающий момент в элементах каркасного здания увеличивается по абсолютной величине на 97% при получение зданием крена и уменьшается на 72,5% на этапе выравнивания (рисунок 4.7, 4.8).

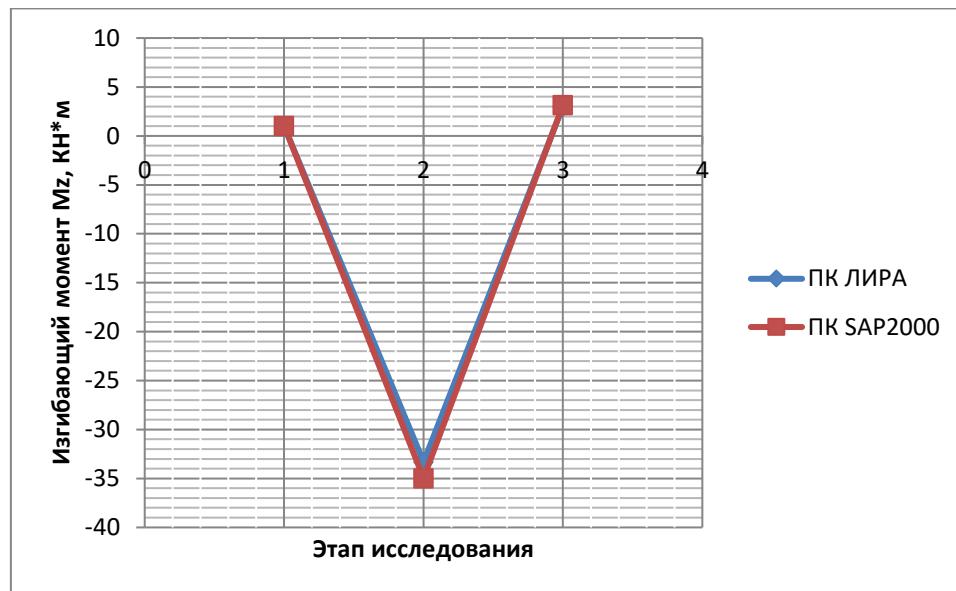


Рис.4.7. Изгибающий момент в колонне нижнего этажа в ПК SAP2000 и в ПК ЛИРА.

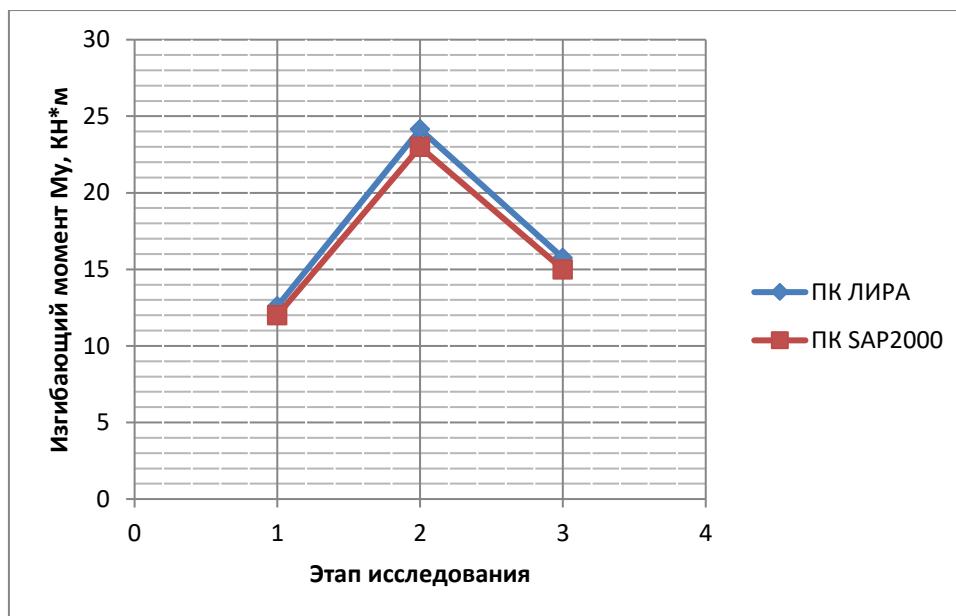


Рис. 4.8. Изгибающий момент в ригеле нижнего этажа в ПК SAP2000 и в ПК ЛИРА.

На основании проведенных исследований можно сделать следующие основные выводы. На втором этапе исследования при получении здания вынужденного крена усилия в элементах здания возрастают на 95-97%. На третьем этапе теоретического исследования при исправлении крена здания усилия в элементах здания уменьшаются на 70-75% по сравнению со вторым этапом.

Разница между усилиями, полученными в ПК ЛИРА и ПК SAP2000 составляет 2-2,5%.

4.2 Исследование напряженно- деформированного состояния элементов каркасного здания при многоэтапном выравнивании

В связи с тем, что одновременное выравнивание здания по всем осям на полную величину неравномерной осадки не представляется технически возможным, необходимо рассмотреть варианты выравнивания элементов каркаса в поэтапном режиме. Для этого рассмотрим две схемы выравнивания. Первая схема включает поэтапное выравнивание элементов каркаса по 3-6 см на общую величину 30 см. Вторая схема предусматривает поэтапное выравнивание по осям колонн на полную величину 30 см. Результаты усилий при различных схемах выравнивания сравниваются между собой.

В качестве объекта исследования было принято 14 этажное здание с технологическим этажом, в котором размещается исследуемое устройство. Высота типового этажа 3 метра, шаг колонн 6 м.

Сборный железобетонный каркас здания состоит из поперечных рам, объединенных в пространственную систему плитами перекрытия и покрытия. В состав каркаса входят: фундаментная плита, колонны, ригеля, фундаментные балки, плиты покрытия и перекрытия. Фундамент принят в виде монолитной железобетонной плиты толщиной 1.1 м. Колонны применены сборные железобетонные прямоугольного сечения с размером сечения 400×400 мм. Плиты перекрытия и покрытия приняты сборные железобетонные многопустотные.

Жесткостные параметры элементов каркаса задаются в ПК LIRA программно по их сечениям и модулю упругости бетона. Таким образом в теоретических исследованиях решается упругая задача в отношении надземных конструкций. Плита смоделирована пластинчатым конечным элементом, толщиной 1.1 м. Ригеля и колонны смоделированы стержневым конечным элементом сечением 40×40 см. Материал – бетон класса по прочности С20/25. Устройство представляет собой стальную трубу диаметром 42 см с толщиной

стенки 6.5 мм. Для фундаментной плиты предварительно вычисляются коэффициенты жесткости основания C_{1z} . Расчетная схема исследуемого здания в ПК LIRA представлена в виде ансамбля конечных элементов. Ветровые нагрузки в расчетах не учитываются.

Первые два этапа (полезная нагрузка и начальный крен здания) одинаковые для обоих схем по выравниванию здания, как по 3-6 см, так и по 30 см.

Для первого этапа исследования были заданы постоянная и времененная нагрузки.

На втором этапе исследования в ПК LIRA задается нагрузка типа "перемещение" по ряду крайних колонн здания, равная 30 см, в узлах сопряжения пластинчатых КЭ, моделирующих работу фундаментной плиты, и стержней, моделирующих работу устройства для корректировки геометрического положения здания в пространстве.

На всех последующих этапах исследования осуществляется выравнивание геометрического положения здания с помощью применения разработанного устройства для регулирования вертикального положения здания в пространстве. На каждом этапе в стержень, моделирующий устройство для корректировки вертикальности конструкции, прикладывается нагрузка "равномерный нагрев", при помощи которой моделируется процесс выравнивания изменением высоты стержня. Для того чтобы усилия, которые возникают в элементах конструкции во время выравнивания здания, не превышали максимально допустимых, нагрузка "равномерный нагрев" прикладывается поэтапно, начиная с оси колонн с наибольшей величиной осадки.

Рассмотрим схему исправления крена здания поэтапно на 3-6 см с помощью стержня, который моделирует работу устройства.

Схема моделирования данного процесса предусматривает 2 предварительных этапа нагружения и 14 этапов выравнивания в соответствии с прикладываемой нагрузкой "равномерный нагрев" по таблице 2.3.

Для того, чтобы определить количественный показатель изменения усилий при исправлении крена здания, рассмотрим наиболее нагруженную раму

конструкции при изменении вертикального положения в пространстве на всех этапах исследования (рисунок 4.9).

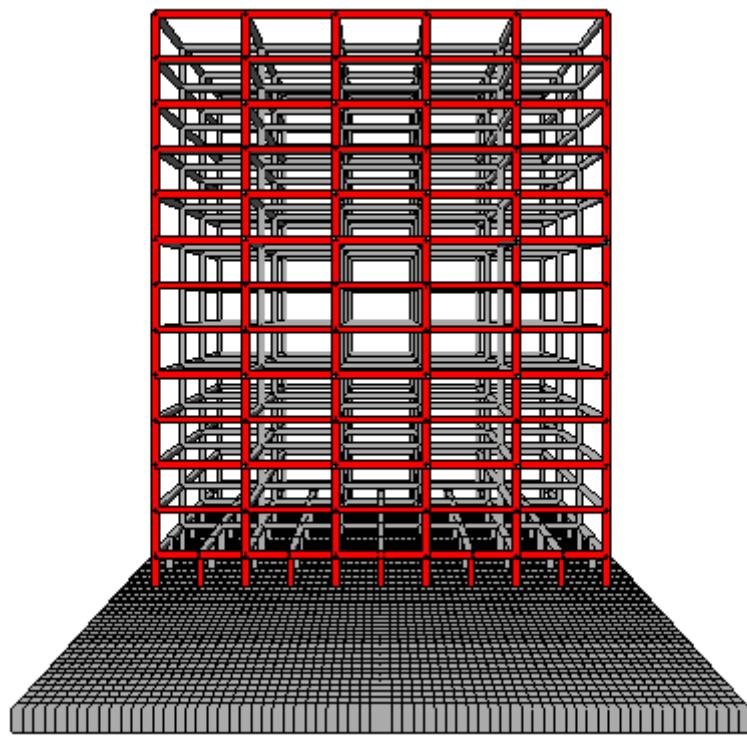


Рис. 4.9. Элементы каркаса здания, в которых рассматривается изменение усилий.

По полученным результатам многовариантных расчетов строятся графики изменения изгибающих моментов для каждого из рассмотренных этапов выравнивания здания. На рисунке 4.10 приведен график для элемента с максимальным значением изгибающих моментов.

Несущая способность рассматриваемого железобетонного элемента по изгибающему моменту составляет $1150 \text{ кН} \times \text{м}$.

В процессе задания крена здания расчетные усилия в указанном элементе в 5-6 раз превышают его несущую способность по изгибающему моменту. Это приводит к разрушению нормального сечения с текучестью арматуры. Поскольку исследования в упругой постановке, процесс разрушения конструкций при задании крена здания не учитывается. При этом контроль допустимых усилий в конструкциях выполняется на этапе после полного выравнивания здания из

графика на рисунке 4.10 следует, что несущая способность рассматриваемого конструктивного элемента восстанавливается на 7-ом этапе исследования после полного выравнивания здания усилия в контрольном элементе практически не отличаются от их значений при действии полезной нагрузки. Последнее свидетельствует об эффективности рассматриваемой схемы выравнивания здания.

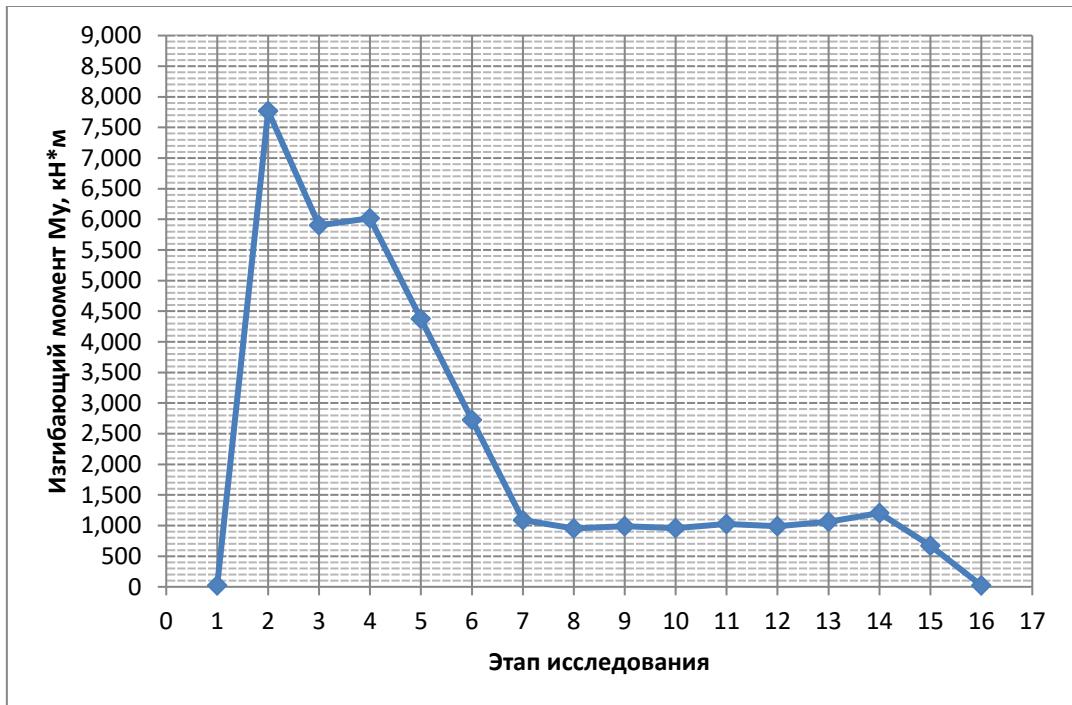


Рис. 4.10. Максимальный изгибающий момент M_y в элементах 1-10 при многоэтапном выравнивании по 3-6 см в ПК Лира.

Рассмотрим максимальное значение изгибающего момента M_y в элементах 1-10 на всех этапах исследования, а также процентное соотношение изменения момента на каждом этапе по сравнению с предыдущим. Для этого сведем значения в таблицу 4.1. Расположение элементов с максимальным значением изгибающего момента M_y показано на рисунке 4.11.

**Максимальный изгибающий момент в конструктивных элементах
здания при многоэтапном исправлении крена по 3-6**

Этап исследования	Изгибающий момент M_y , кН×м	Порядковый номер элемента	Процентное соотношение
1	20.45	1	
2	7769	2	увеличился на 1114%
3	5902	3	уменьшился на 29%
4	6018	3	увеличился на 6%
5	4374	3	уменьшился на 27%
6	2727	3	уменьшился на 60%
7	1088	3	уменьшился на 60%
8	953	4	уменьшился на 12%
9	989	5	увеличился на 3%
10	960	6	уменьшился на 3%
11	1027	7	увеличился на 6%
12	992	8	уменьшился на 3%
13	1064	9	увеличился на 3%
14	1202	7	увеличился на 12%
15	672	10	уменьшился на 44%
16	79.4	7	уменьшился на 89%

Таким образом, наблюдается уменьшение изгибающего момента практически на каждом этапе исследования. Следовательно, работа устройства при его осадке на 3-6 см на каждом этапе исследования ведет к поэтапному уменьшению изгибающего момента, что положительно влияет на НДС элементов каркасного здания на плитном фундаменте.

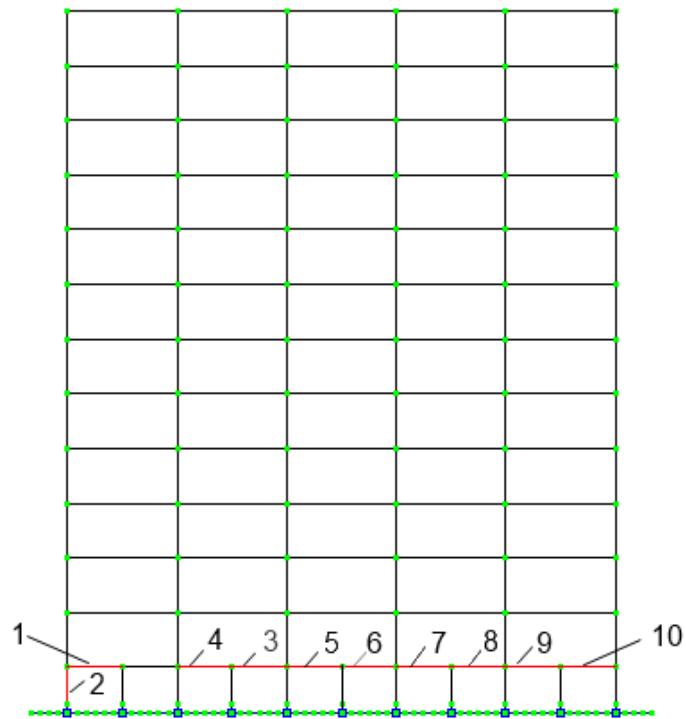


Рис. 4.11. Конструктивные элементы каркасного здания в которых возникают максимальные значения изгибающего момента M_y .

По полученным результатам расчетов построены графики изменения продольных усилий для каждого из рассмотренных этапов выравнивания здания (рисунки 4.12, 4.13).

Рассмотрим максимальное значение продольной силы N в элементах 1-12 на всех этапах исследования. Для этого сведем значения в таблицу 4.2. Расположение элементов с максимальным значением продольной силы N показано на рисунке 4.14.

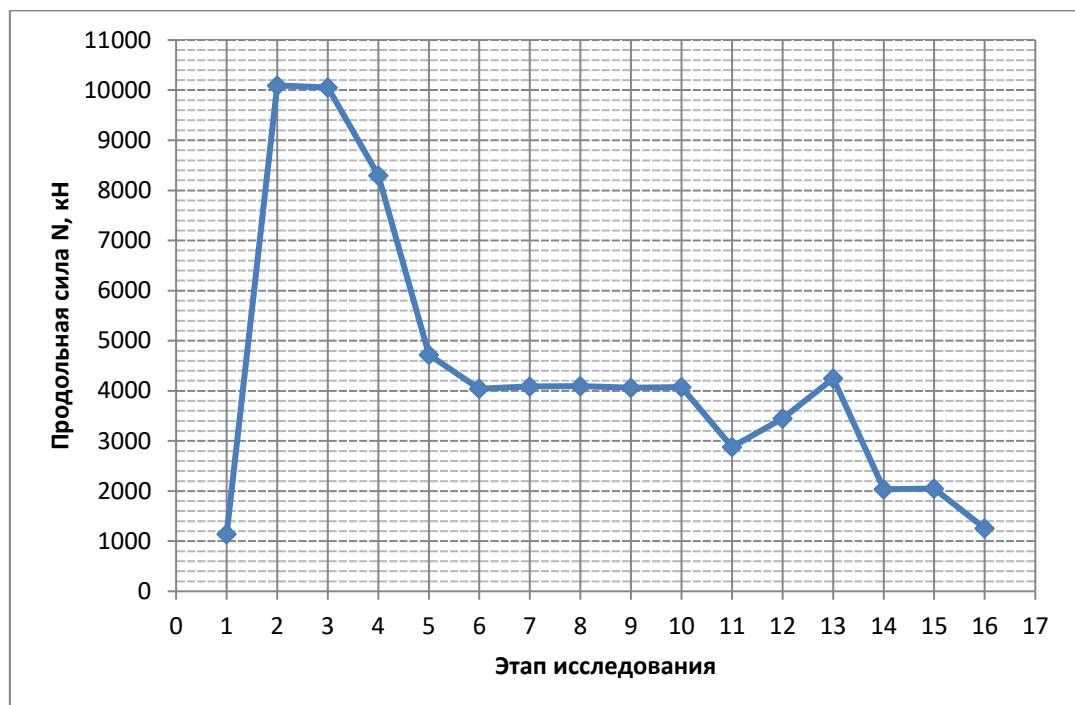


Рис. 4.12. Максимальная растягивающая продольная сила N в элементах 1-12 при многоэтапном выравнивании по 3-6 см.

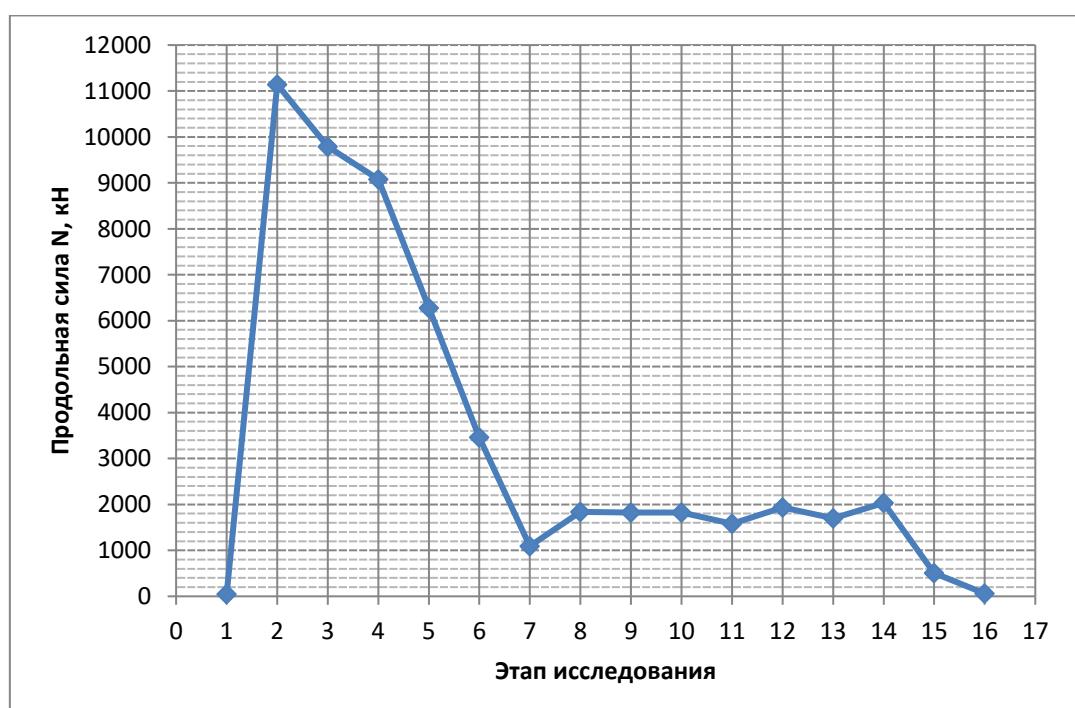


Рис. 4.13. Максимальная сжимающая продольная сила N в элементах 1-12 при многоэтапном выравнивании по 3-6 см.

Максимальная растягивающая и сжимающая силы в конструктивных элементах здания при многоэтапном исправлении крена по З-6

Этап исследований	Макс.растягивающая продольная сила N, кН	Порядковый номер элемента	Макс. сжимающая продольная сила N, кН	Порядковый номер элемента
1	6.2	1	-1144	10
2	11143	2	-10094	11
3	9786	2	-10052	11
4	9079	2	-8295	11
5	6279	2	-4723	11
6	3459	2	-4041	5
7	1089	3	-4086	5
8	1838	4	-4092	6
9	1827	4	-4064	7
10	1823	5	-4077	7
11	1580	5	-2882	2
12	1932	6	-3452	12
13	1697	6	-4245	12
14	2036	7	-2036	12
15	504	8	-2052	12
16	16.22	9	-1257	5

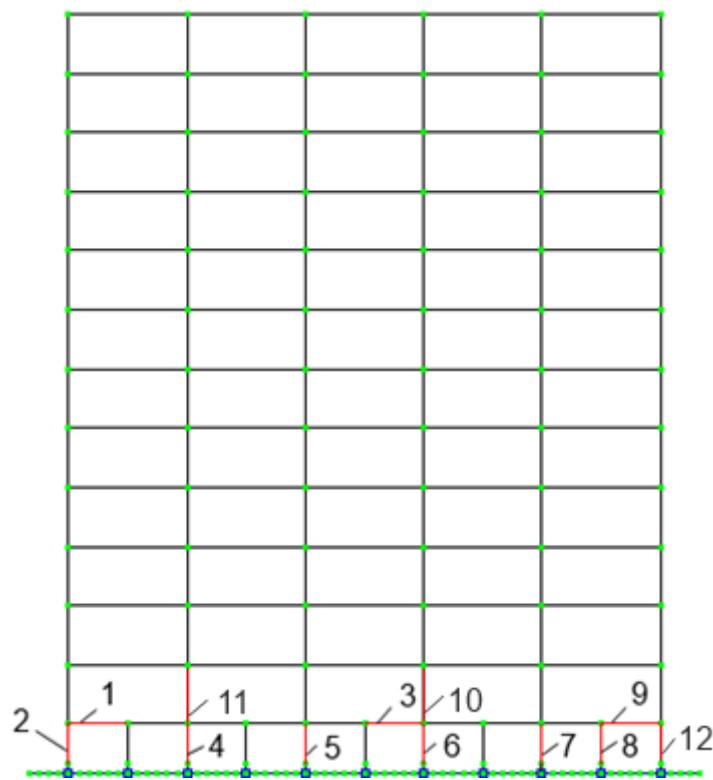


Рис. 4.14. Конструктивные элементы каркасного здания в которых возникают максимальные значения продольной силы N .

Наблюдается уменьшение продольной силы практически на каждом этапе исследования. Также выявлено возникновение растягивающего усилия, вызванного перераспределением усилий, которое на последнем этапе выравнивания практически обращается в ноль. Следовательно, работа устройства при его осадке на 3-6 см на каждом этапе исследования ведет к поэтапному уменьшению продольной силы, что положительно влияет на НДС элементов каркасного здания на плитном фундаменте.

По полученным результатам расчетов построены графики изменения поперечных сил в элементах 1-6 для каждого из рассмотренных этапов выравнивания здания (рисунок 4.15).

Рассмотрим максимальное значение поперечной силы Q в элементах 1-6 на всех этапах исследования, а также процентное соотношение изменения усилия на каждом этапе по сравнению с предыдущим. Для этого сведем значения в таблицу 4.3. Расположение элементов с максимальным значением поперечной силы Q показано на рисунке 4.16.

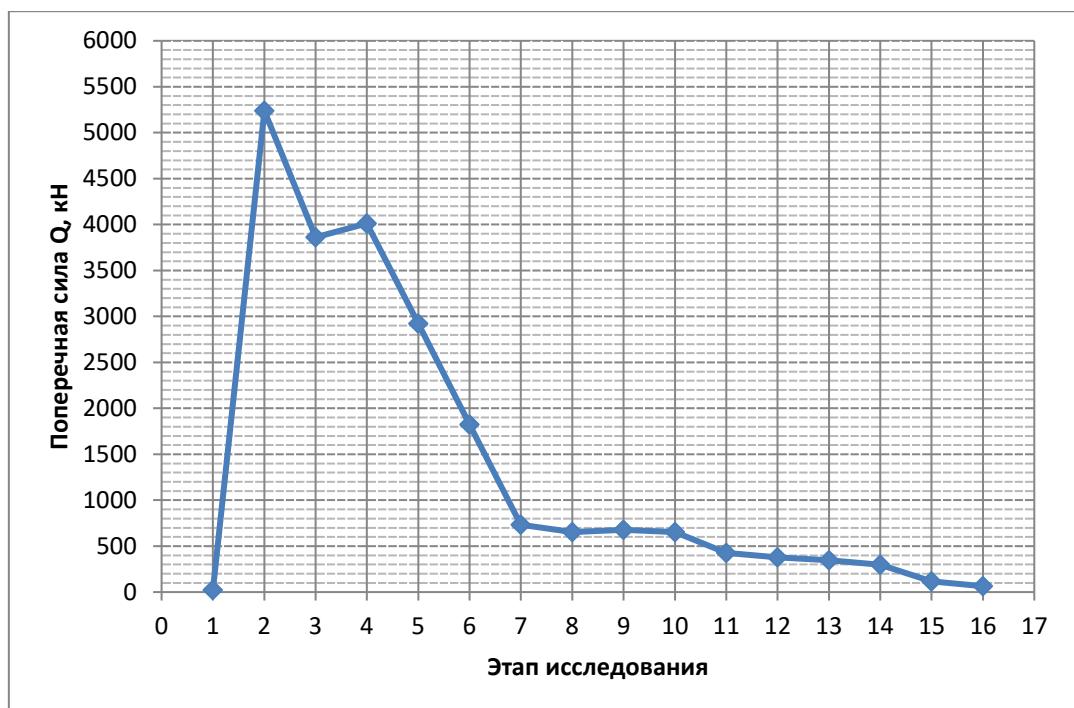


Рис. 4.15. Максимальная поперечная сила Q в элементах 1-6 при многоэтапном выравнивании по 3-6 см в ПК Лира.

Таблица 4.3

**Максимальная поперечная сила в конструктивных элементах здания
при многоэтапном исправлении крена по 3-6**

Этап исследования	Поперечная сила Q , кН	Порядковый номер элемента	Процентное соотношение
1	-24	1	
2	-5238	2	увеличилась на 1114%
3	-3861	2	уменьшилась на 29%

4	-4011	2	увеличилась на 4%
5	-2921	2	уменьшилась на 27%
6	-1823	2	уменьшился на 37%
7	-732	2	уменьшилась на 60%
8	-654	3	уменьшилась на 11%
9	-679	4	увеличилась на 4%
10	-653	3	уменьшилась на 4%
11	-425	3	уменьшилась на 35%
12	-377	5	уменьшилась на 11%
13	-347	6	уменьшилась на 8%
14	-298	6	уменьшилась на 14%
15	-115	6	уменьшилась на 61%
16	-65	6	уменьшилась на 43%

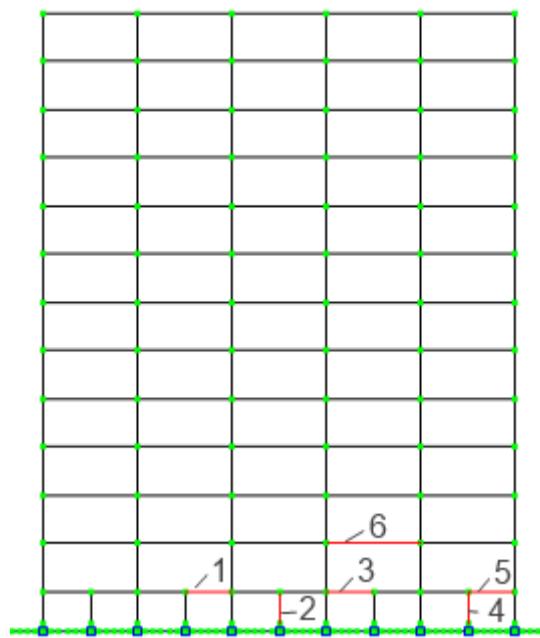


Рис. 4.16. Конструктивные элементы каркасного здания в которых возникают максимальные значения поперечной силы Q .

Наблюдается уменьшение поперечной силы практически на каждом этапе исследования. Следовательно, работа устройства при его осадке на 3-6 см на каждом этапе исследования ведет к поэтапному уменьшению продольной силы,

что положительно влияет на НДС элементов каркасного здания на плитном фундаменте.

Для сопоставительного анализа рассмотрена схема выравнивания здания путем поэтапного опускания рядов колонн на полную осадку 30 см.

Для первого этапа исследования были заданы постоянная и временная нагрузки, так же как и в предыдущем эксперименте.

На втором этапе исследования в ПК LIRA задается нагрузка типа "перемещение" по ряду крайних колонн здания, равная 30 см в узлах сопряжения пластинчатых КЭ, моделирующую работу фундаментной плиты, и стержней, моделирующих работу устройства для корректировки геометрического положения здания в пространстве.

На последующих этапах исследования осуществляется выравнивание геометрического положения здания с помощью применения разработанного устройства для регулирования вертикального положения здания в пространстве. Моделирование вынужденных перемещений несущих конструкций, создаваемых при помощи предложенного устройства, выполняется путем задания в КЭ температурных деформаций, определяемых в программном комплексе ЛИРА как "равномерный нагрев". На последующих этапах нагрузка "равномерный нагрев" прикладывается в элементы по осям 2-10 в соответствии с таблицей 2.4.

По полученным результатам многовариантных расчетов строятся графики изменения изгибающих моментов для каждого из рассмотренных этапов выравнивания здания (рисунок 4.17). Расположение элементов с максимальным изгибающим моментом M_y показано на рисунке 4.18.

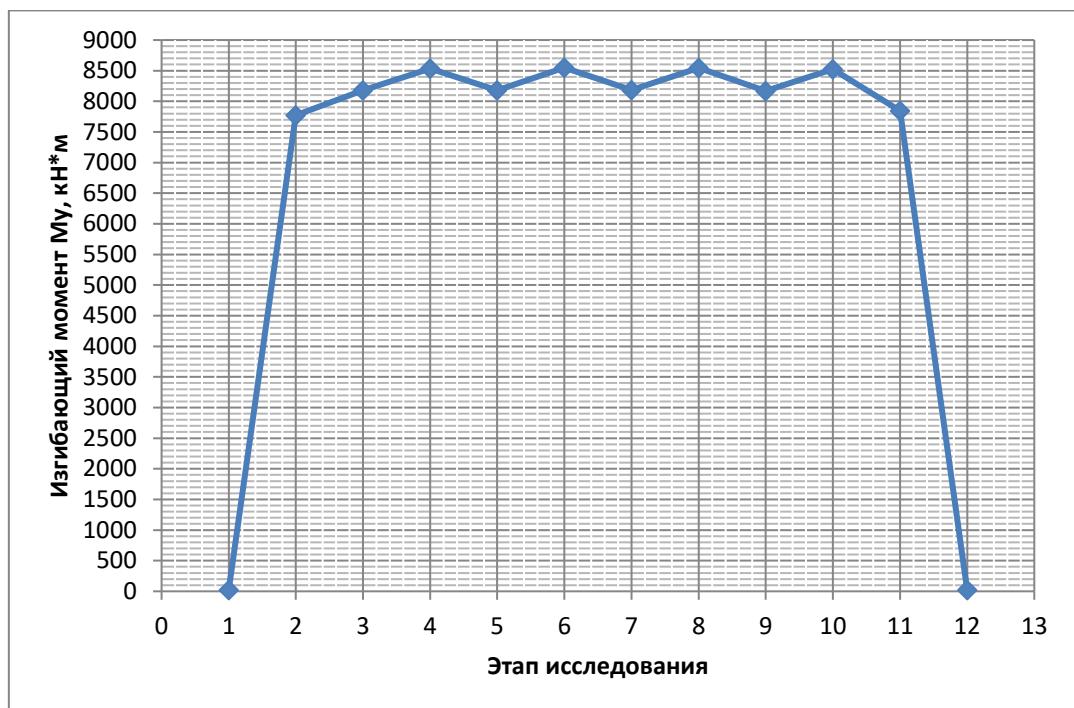


Рис. 4.17. Максимальное значение изгибающего момента M_y в элементах 1-10 при многоэтапном выравнивании по 30 см в ПК Лира.

Рассмотрим максимальное значение изгибающих моментов в элементах 1-11 на всех этапах исследования, а также процентное соотношение изменения изгибающих моментов на каждом этапе по сравнению с со значениями изгибающих моментов на предыдущем этапе. Для этого сведем значения в таблицу 4.4.

Таблица 4.4

Максимальный изгибающий момент в конструктивных элементах здания при многоэтапном исправлении крена по 30

Этап исследования	Изгибающий момент M_y , кН*м	Порядковый номер элемента	Процентное соотношение
1	20.45	1	
2	7769	2	увеличился на 1114%
3	8181	3	увеличился на 5%

4	8534	4	увеличился на 4%
5	8179	5	уменьшился на 5%
6	8549	6	увеличился на 5%
7	8185	7	уменьшился на 5%
8	8545	8	увеличился на 5%
9	8171	9	уменьшился на 5%
10	8522	10	увеличился на 4%
11	7846	10	уменьшился на 8%
12	20.76	1	уменьшился на 99%

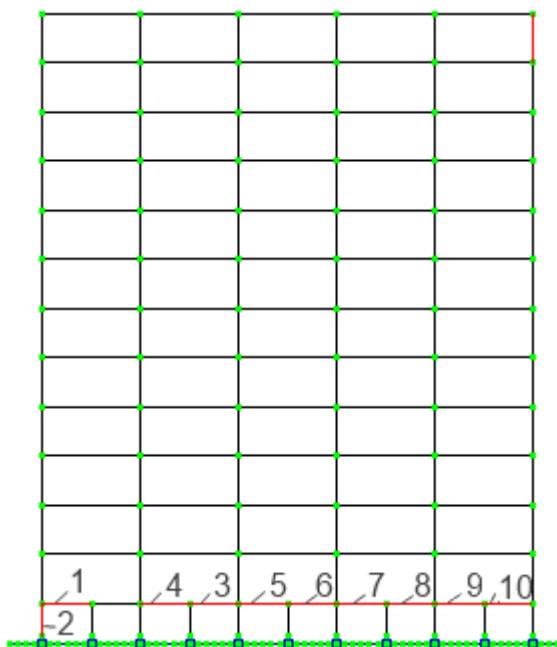


Рис. 4.18. Конструктивные элементы каркасного здания в которых возникают максимальные значения изгибающего момента M_y .

Из таблицы следует, что при поэтапном выравнивании осей колонн на 30 см в элементах конструкций здания возникают значительные дополнительные усилия, что может привести к разрушению отдельных конструкций или всего здания.

По полученным результатам расчетов построены графики изменения продольных усилий для каждого из рассмотренных этапов выравнивания здания (рисунки 4.19, 4.20).

Рассмотрим максимальное значение продольной силы N на всех этапах исследования. Для этого сведем значения в таблицу 4.5. Расположение элементов с максимальным значением продольной силы N показано на рисунке 4.21.



Рис. 4.19. Максимальная растягивающая продольная сила N в элементах 1-12 при многоэтапном выравнивании по 30 см в ПК Лира.

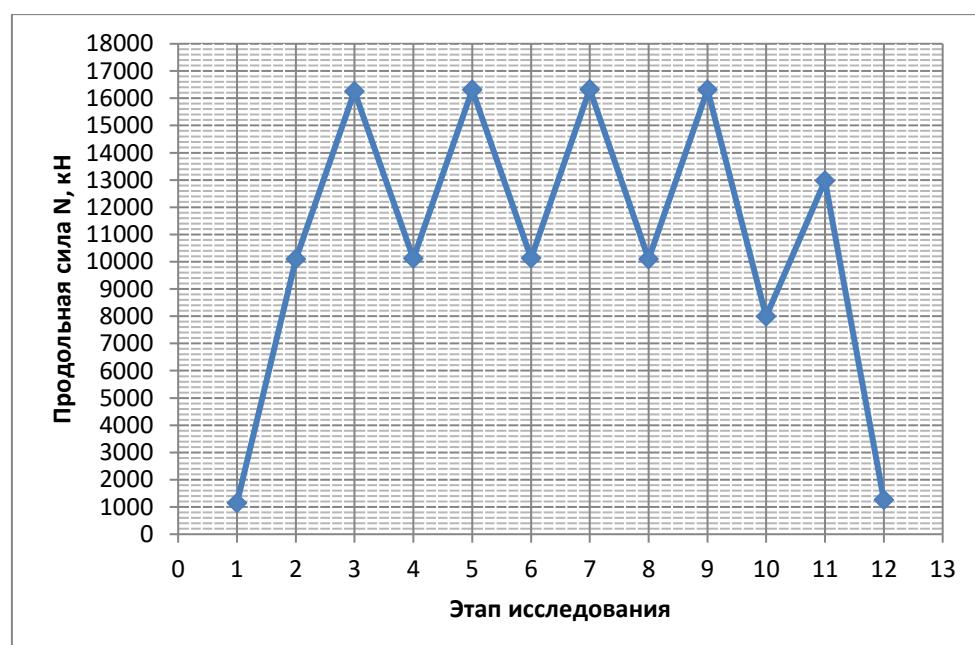


Рис. 4.20. Максимальная сжимающая продольная сила N в элементах 4-13 при многоэтапном выравнивании по 30 см в ПК Лира.

Максимальная растягивающая и сжимающая силы в конструктивных элементах здания при многоэтапном исправлении крена по 30

Этап исследования	Макс.растягивающая продольная сила N , кН	Порядковый номер элемента	Макс. сжимающая продольная сила N , кН	Порядковый номер элемента
1	6.2	1	-1144	9
2	11143	2	-10094	5
3	7004	3	-16251	5
4	14067	4	-10118	4
5	7860	5	-16314	7
6	14057	6	-10126	6
7	7850	7	-16327	9
8	14045	8	-10098	11
9	7842	9	-16305	10
10	13999	10	-7996	12
11	7857	11	-12969	13
12	50	12	-1257	6

Из таблицы следует, что при поэтапном выравнивании осей колонн на 30 см в элементах конструкции здания возникают значительные дополнительные усилия, что может привести к разрушению отдельных конструкций или всего здания. Также выявлено возникновение растягивающего усилия, вызванного перераспределением усилий, которое на всех этапах исследования остается практически неизменным.

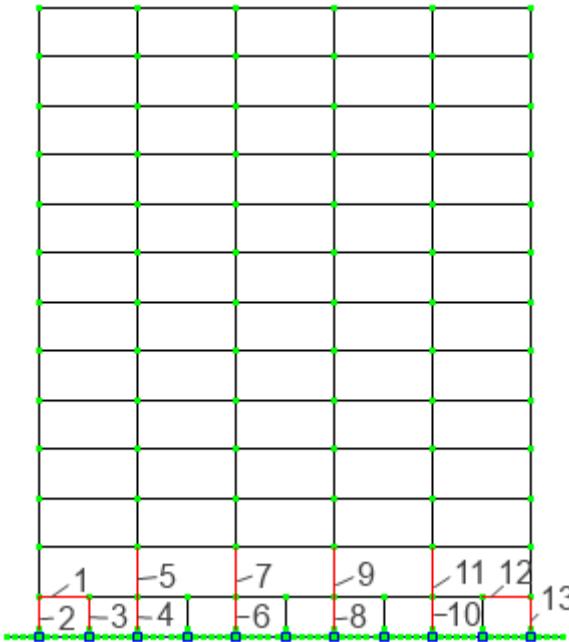


Рис. 4.21. Конструктивные элементы каркасного здания в которых возникают максимальные значения продольной силы N .

Следовательно, работа устройства при его осадке на 30 см на каждом этапе исследования ведет к значительному увеличению продольной силы, что негативно влияет на НДС элементов каркасного здания на плитном фундаменте, а также может привести к еще большей деформации в элементах каркаса и даже к разрушению здания.

По полученным результатам расчетов построены графики изменения поперечных сил для каждого из рассмотренных этапов выравнивания здания (рисунок 4.22).

Рассмотрим максимальное значение поперечной силы Q в элементах 1-11 на всех этапах исследования, а также процентное соотношение изменения усилия на каждом этапе по сравнению с предыдущим. Для этого сведем значения в таблицу 4.6. Расположение элементов с максимальным значением поперечной силы Q показано на рисунке 4.23.

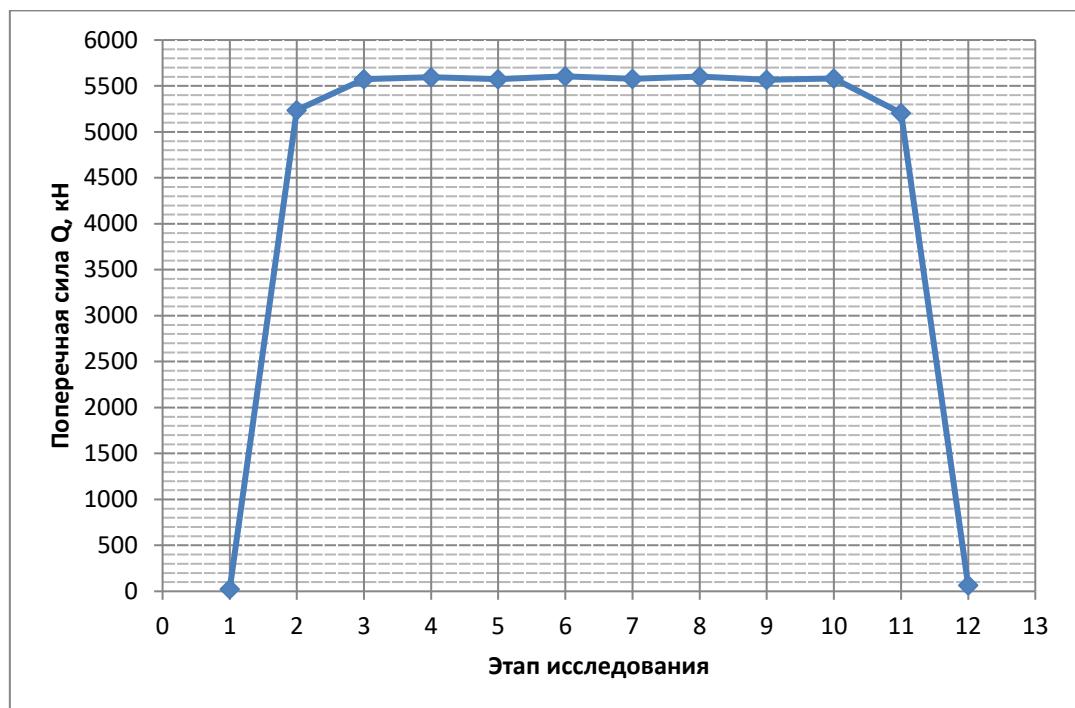


Рис. 4.22. Максимальное значение поперечной силы Q в элементах 1-11 при многоэтапном выравнивании по 30 см в ПК Лира.

Таблица 4.6

**Максимальная поперечная сила в конструктивных элементах здания
при многоэтапном исправлении крена по 30**

Этап исследования	Поперечная сила Q , кН	Порядковый номер элемента	Процентное соотношение
1	-24	1	
2	-5238	2	увеличилась на 21725%
3	-5574	3	увеличилась на 6%
4	-5595	4	увеличилась на 4%
5	-5575	5	уменьшилась на 4%
6	-5605	6	уменьшилась на 6%
7	-5578	7	уменьшилась на 5%
8	-5602	1	увеличилась на 4%

9	-5568	8	уменьшилась на 3%
10	-5580	9	увеличилась на 3%
11	-5206	10	уменьшилась на 7%
12	-65	11	уменьшилась на 100%

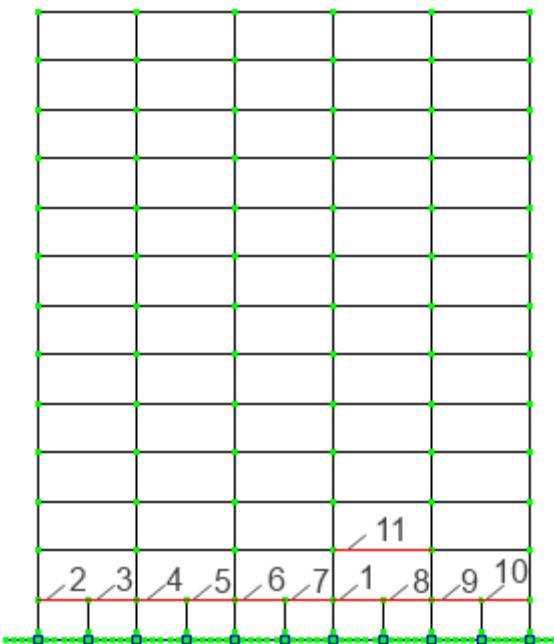


Рис. 4.23. Конструктивные элементы каркасного здания в которых возникают максимальные значения поперечной силы Q .

Из таблицы следует, что при поэтапном выравнивании осей колонн на 30 см в элементах конструкции здания возникают значительные дополнительные поперечные силы, что может привести к разрушению отдельных конструкций или всего здания.

Полученные результаты усилий в элементах каркасного здания при схеме выравнивания поэтапно на 3-6 см и поэтапно на 30 см необходимо сравнить, чтобы определить наиболее оптимальную схему выравнивания с помощью устройства для регулирования вертикального положения здания в пространстве (таблица 4.7).

Сравнение изгибающих моментов в конструктивных элементах при различных схемах выравнивания

Этап исследования	Изгибающий момент M_y , кН×м выравнивание поэтапно по 30 см	Изгибающий момент M_y , кН×м, выравнивание поэтапно по 3–6 см	Процентное соотношение
1	20.45	20,45	
2	7769	7769	
3	8181	5902	27%
4	8534	6018	29%
5	8179	4374	46%
6	8549	2727	68%
7	8185	1088	86%
8	8545	953	88%
9	8171	989	87%
10	8522	960	88%
11	7846	1027	86%
12	20.76	992	
13		1064	
14		1202	
15		672	
16		20,76	

Из полученных данных следует, что при выравнивании здания поэтапно по 3-6 см усилия, которые возникают в элементах каркаса здания с каждым этапом уменьшаются на 30-60%. В отличии от этой схемы, при схеме выравнивания поэтапно на 30 см усилия не только не уменьшаются, а наоборот увеличиваются

на 5%. Если сравнивать данные схемы, разница в усилиях составляет 30-88% на разных этапах исследования.

Таким образом, одним из главных качеств предлагаемого устройства является возможность регулировать величину осадки и возможность поэтапного исправления крена на необходимую величину, что в свою очередь разгружает элементы конструкции и восстанавливает геометрическое положение здания в пространстве.

ВЫВОДЫ ПО ГЛАВЕ 4

На основании проведенных теоретических исследований можно сделать следующие выводы:

1. Исследовано три технологические схемы пространственного положения здания на двух объектах-представителях. Объектами-представителями являются: 23-х этажное каркасное здание на плитном фундаменте; 14-ти этажное каркасное здание на плитном фундаменте. Исследования выполнены в соответствии с методиками, приведенными в разделе 2.2. Максимальная неравномерная осадка фундаментов в плане зданий составила во всех случаях 30 см. Исправление пространственного положения зданий осуществляется опусканием его частей до минимально возможной неравномерной осадки.

2. Исследована технологическая схема исправления пространственного положения 23-х этажного здания путем одноэтапного опускания его частей до отметки максимально просевшей части фундаментов. Опускание частей здания на заданную высоту осуществлялось приложением заранее рассчитанных нагрузок к элементах, моделирующим работу устройства для исправления крена здания.

Теоретическими исследованиями установлено, что при получении зданием вынужденного крена усилия в элементах здания возрастают на 95-97%. На этапе теоретического исследования при исправлении крена здания, усилия в элементах здания уменьшаются на 70-75% по сравнению ранее достигнутыми. Разница между усилиями, полученными в ПК ЛИРА и ПК SAP2000, составляет 2-2.5%.

3. Исследована технологическая схема исправления пространственного положения 14-ти этажного здания путем многоэтапного опускания его менее просевших частей на 3-6 см. Опускание частей здания моделировалось уменьшением высоты элементов, моделирующих выравнивающее устройство, с помощью задания температурной деформации. При многоэтапном выравнивании по 3-6 см, наблюдается уменьшение усилий на каждом этапе исследования на 30-60%. Таким образом, работа устройства при его осадке на 3-6 см на каждом этапе выравнивания приводит к поэтапному уменьшению усилий, что положительно влияет на НДС элементов каркасного здания на плитном фундаменте.

4. Исследована технологическая схема исправления пространственного положения 14-ти этажного здания путем последовательного многоэтапного опускания его частей по осям колонн на полную величину неравномерной осадки. Опускание частей здания осуществлялось заданием температурной деформации в элементах, моделирующих устройство для исправления кренов. При поэтапном выравнивании осей колонн на 30 см в элементах конструкции здания возникают значительные дополнительные усилия, что может привести к разрушению отдельных конструкций или всего здания. При этом в процессе выравнивания здания усилия в конструкциях не только не уменьшаются, а наоборот увеличиваются на 5-7%. НДС конструкций здания стабилизируется только на последнем этапе выравнивания, когда фундаменты всех колонн располагаются на одной отметке.

5. Теоретическими исследованиями установлено, что наиболее эффективной технологической схемой исправления пространственного положения здания является схема многоэтапного одновременного опускания менее просевших частей здания на 3-6 см до достижения горизонтального положения надземных конструкций. При указанной схеме усилия в конструкциях, полученных в результате неравномерных осадок основания, монотонно уменьшаются до их значения при отсутствии неравномерных осадок основания. Таким образом, конструкции зданий при исправлении его положения в пространстве не испытывают дополнительных перегрузок. Указанная

технологическая схема корреспондируется с техническими особенностями устройства для исправления крена здания. Эти технические особенности заключаются в том, что устройство для исправления крена здания является дискретной системой. В процессе своей работы оно настраивается на дискретную осадку, равную примерно 3-4 см, путем размещения по высоте отверстия для истечения песка. После достижения дискретной осадки активизация устройства достигается смещением по высоте отверстия для истечения песка на 3-4 см. Таким образом, реализация технологической схемы по исправлению пространственного положения здания с использованием разработанного устройства (песочницы) осуществляется в полуавтоматическом режиме. При этом каждый этап выравнивания реализуется автоматически, а переход к следующему этапу выравнивания требует механической настройки устройства.

РАЗДЕЛ 5

РЕКОМЕНДАЦИИ ПО ПРИМЕНЕНИЮ УСТРОЙСТВА ДЛЯ РЕГУЛИРОВАНИЯ ВЕРТИКАЛЬНОГО ПОЛОЖЕНИЯ ЗДАНИЯ НА ТЕРРИТОРИЯХ СО СЛОЖНЫМИ ИНЖЕНЕРНО- ГЕОЛОГИЧЕСКИМИ УСЛОВИЯМИ

Высокие темпы строительства, а также объем строительства высотных зданий, постоянно увеличивается, что приводит к дефициту территорий, благоприятных для застройки. В связи с этим все большее значение приобретает проблема строительства и надежной эксплуатации зданий и сооружений в сложных инженерно-геологических условиях, в том числе на подрабатываемых территориях.

К таким условиям можно отнести просадочные лессовые, заторфованные, набухающие, засоленные, неоднородные грунты, слабые водонасыщенные глинистые грунты, закарстованные, подрабатываемые и оползневые территории. Также к ним относятся грунты, в которых наблюдается изменение уровня грунтовых и поверхностных вод и в которых происходят суффозные процессы.

Настоящие рекомендации предназначены для проектирования мер защиты зданий и сооружений от воздействия неравномерных осадок основания, основанных на исправлении пространственного положения здания путем опускания его менее просевших частей. Процесс опускания менее просевших частей здания реализуется с помощью разработанного в настоящей диссертационной работе устройства, представляющего собой усовершенствованный вариант полуавтоматизированной песочницы. Разработанное устройство в дальнейшем тексте рекомендаций маркировано как ПА.1 (песочница автоматизированная. выпуск 1).

При опасности возникновения чрезмерных деформаций основания и планировании выравнивания этих деформаций при помощи устройства для регулирования вертикального положения здания в пространстве должны выполняться следующие требования, изложенные в данных рекомендациях.

5.1. Общие положения

5.1.1. Рекомендации распространяются на проектирование объектов промышленного и гражданского строительства, расположенных на территориях со сложными инженерно-геологическими условиями.

5.1.2. При проектировании зданий и сооружений на территориях со сложными инженерно-геологическими условиях следует пользоваться действующими нормативными документами с учетом настоящих рекомендаций.

5.1.3. Настоящие рекомендации предназначены для экспериментального проектирования зданий и сооружений на территориях со сложными инженерно-геологическими условиями с применением устройства ПА.1 для регулирования вертикального положения здания в пространстве от неравномерных оседаний основания.

5.1.4. Особую опасность для некоторых зданий и сооружений представляют такие деформации основания как провалы, защита от которых требует применения специальных методов проектирования и расчетов. Настоящие рекомендации не распространяются на защиту зданий от провальных деформаций.

5.1.5. Неравномерные оседания могут изменяться в период эксплуатации зданий и сооружений, что необходимо учитывать при разработке проектной документации. В этой связи рекомендуется предусматривать систематический мониторинг за состоянием деформируемого основания и строительных конструкций зданий и сооружений.

5.2. Конструктивные требования по проектированию зданий с устройством для регулирования вертикального положения здания в пространстве

5.2.1. Многоэтажные каркасные здания, исправления пространственного положения которых осуществляется с помощью устройства ПА.1 должны включать следующие конструктивные элементы (рисунок 5.1):

- фундамент в виде сплошной железобетонной плиты с цилиндрическими выступами для фиксации устройства ПА.1;
- система перекрестных балок для опирания колонн надземного строения;
- устройства ПА.1 по специальному проекту, устанавливаемые под узлами системы перекрестных балок;
- технологические колонны – штампы, передающие узловые нагрузки от системы балок на устройства ПА.1.

Между фундаментной плитой и системой перекрестных балок должно быть образовано технологическое подполье расчетной высоты.

Высота зданий в экспериментальном строительстве не должна превышать 16 этажей.

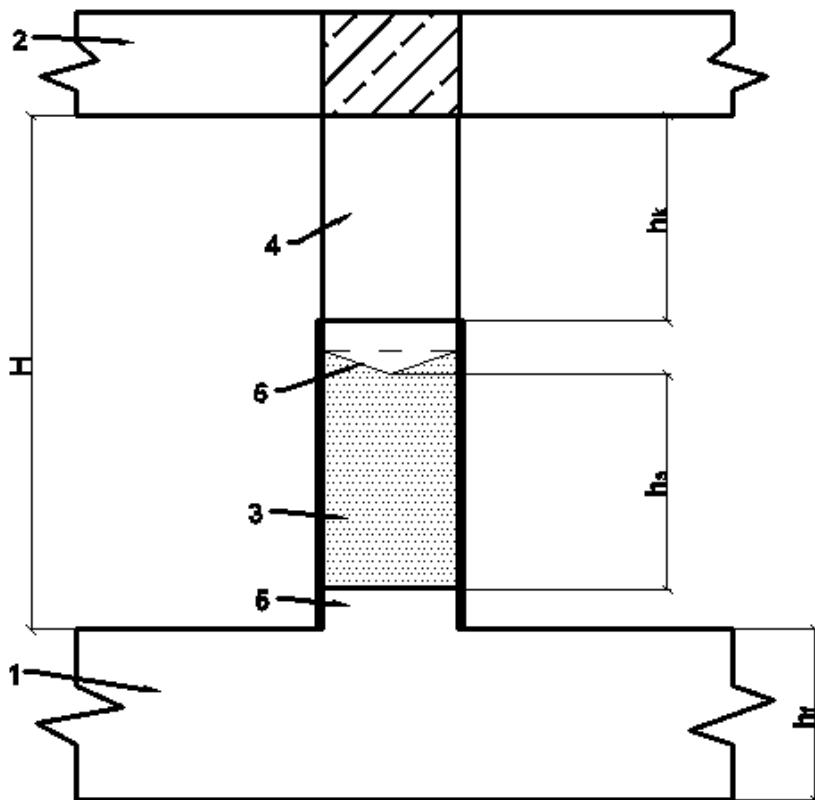


Рис. 5.1. Принципиальная схема фундаментной части здания: 1 – фундаментная плита; 2 – система перекрестных балок; 3 – устройства ПА.1; 4 – колонна – штамп; 5 – цилиндрический выступ; 6 – конический штамп; Н – высота технологического подполья; h_s – высота рабочего тела в устройстве ПА.1; h_k – зазор между верхом устройства ПА.1 и низом системы перекрестных балок.

5.2.2. Устройство ПА.1 (рисунок 5.2) изготавливаются по специальному проекту из цельнотянутых труб с толщиной стенки 6 мм из стали С245. Диаметр внутренней трубы d принимается равным диаметру цилиндрического выступа из фундаментной плиты (поз.5 на рисунке 5.1). Высота рабочего тела h_s принимается равной 1.2Δ , где Δ – максимальное перемещение, на которое рассчитано устройство. В пределах высоты h_s в боковых поверхностях труб на половине диаметра устанавливаются пересекающиеся прорези шириной 10 мм. При диаметре труб $d > 450$ мм ширина прорези увеличивается на 1 мм на каждые 50 мм превышения диаметра трубы. На пересечении указанных прорезей образуется отверстие для истечения рабочего тела (песка). Размещение отверстия по высоте устройства достигается вращением наружной трубы относительно внутренней трубы. Для облегчения вращения между трубами размещается графитовая смазка (поз. 3 рисунок 5.2). Концевые участки устройства ПА.1 высотой $d/2$ предназначены для защемления технологической колонны – штампа (поз.4 на рисунке 5.1) и фиксации на фундаментной плите.

5.2.3. Технологическая колонна – штамп (поз.4 на рисунке 5.1) имеет цилиндрическую форму с конусным основанием. Сечение технологической колонны должно быть равновеликим сечению колонны здания. По этому параметру уточняется величина внутреннего диаметра внутренней трубы устройства d (рисунок 5.2). Конструктивный на размеры диаметр технологической колонны – штампа должен быть на 1 мм меньше внутреннего диаметра внутренней трубы. Это исключает заклинивание штампа в трубе. Высота конуса в основании колонны принимается в пределах 40-60 мм. Высота технологической части технологической колонны должна быть не менее $h_s + d/2$. Оголовок технологической колонны должен иметь выпуски арматуры для сопряжения с системой перекрестных балок (монолитный вариант) или закладные детали для сопряжения со сборными балками (сборный вариант).

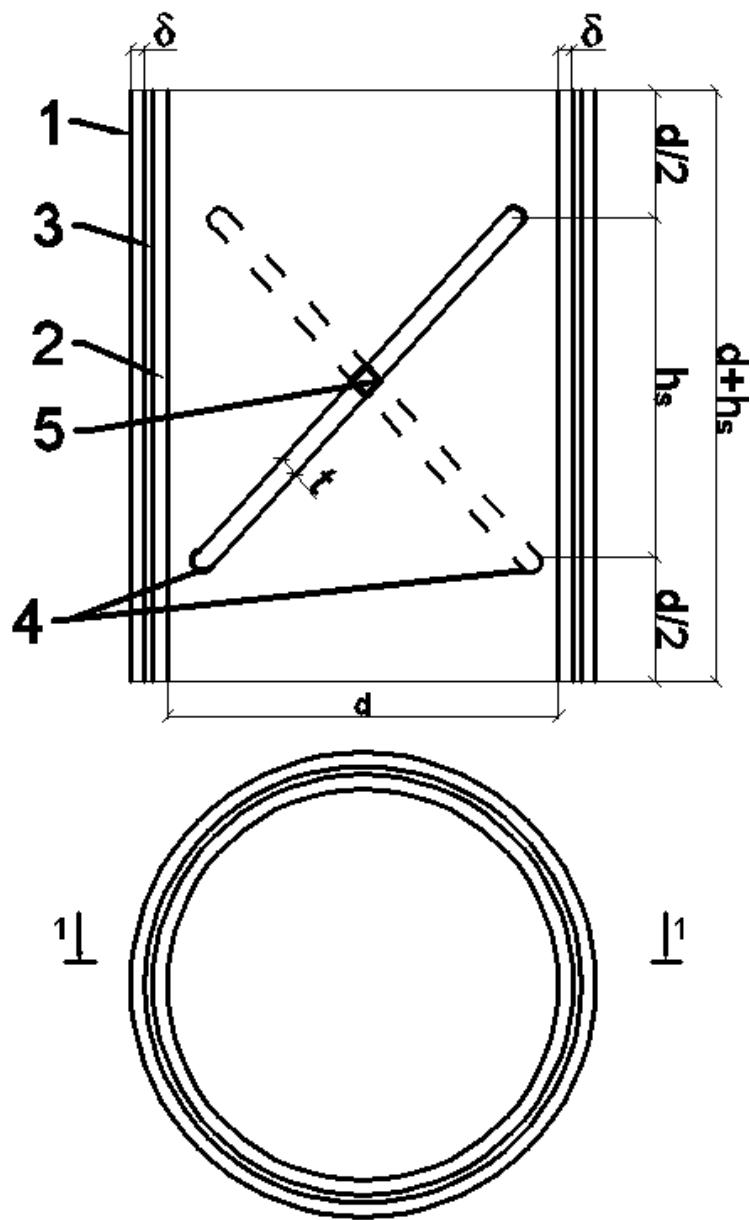


Рис. 5.2. Принципиальная схема устройства ПА.1: 1 – наружная труба; 2 – внутренняя труба; 3 – графитовая смазка; 4 – наклонные прорези; 5 – отверстие для истечения песка; d – внутренний диаметр трубы; h_s – высота рабочего тела; δ – толщина трубы; t – ширина прорези.

5.2.4. Высота технологического подполья в свету должна быть не менее $2 h_s + d$ и не менее 1.8 м (для удобства выполнения работ по исправлению положения здания)

5.2.5. Рекомендуется следующая последовательность возведения технологической части здания:

- изготавливается монолитная железобетонная плита с цилиндрическими выступами для фиксации устройства;
- устанавливается на цементном растворе устройство ПА.1 путем надвижки внутренней трубы на цилиндрические выступы из плиты;
- устройства для истечения песка должны быть закрыты;
- устройства заполняются песком на заданную высоту с механическим уплотнением рабочего тела;
- монтируются технологические колонны путем заведения их во внутренние трубы устройства на величину $d/2$;
- устраивается система перекрестных балок, которая сопрягается с технологическими колоннами – штампами.

5.2.6. В проектах привязки зданий следует предусматривать закладку нивелировочных марок и реперов для инструментальных наблюдений за деформациями конструкций и земной поверхности. Эти данные используются при необходимости выравнивания здания и расчёта величины опускания его частей. Нивелировочные марки в здании следует устанавливать на уровне цокольного пояса по фасадам в местах пересечения продольных и поперечных стен, по осям простенков. Грунтовые реперы устанавливаются вдоль наружных стен на расстоянии от них 1,5-2 м против соответствующих стенных реперов. Отметки по стенным и грунтовым реперам на момент сдачи здания в эксплуатацию фиксируются в журнале, который передаётся эксплуатирующей организации.

5.2.7. При проектировании многоэтажных зданий с устройством для регулирования вертикального положения здания в пространстве следует предусматривать подвалы или технические подполья, использование которых для вспомогательных (хозяйственных) служб не допускается.

5.2.8. Инженерные коммуникации, расположенные в техническом подполье следует проектировать таким образом, чтобы при опускании на расчётную величину частей здания эксплуатационная пригодность коммуникаций не нарушалась. Для этого необходимо предусматривать установку компенсаторов, увеличение габаритов проёмов для вводов и выводов и т. п.

5.3. Контроль положения здания в пространстве

5.3.1. Мониторинг технического состояния элементов конструкций зданий и сооружений может осуществляться в периодическом или непрерывном режиме. Для современного строительства, в настоящее время, производится разработка и внедрение в практику разнообразных систем мониторинга конструкций зданий и сооружений, основанных на использовании традиционных методов контроля (геодезический мониторинг) или применении новых передовых технологий, например, таких как, волоконно-оптические измерительные системы или GPS- измерения.

5.3.2. Обследование технического состояния конструкции включает: визуальное обследование объектов (выявление участков повреждений конструкции); инструментальные измерения объектов (измерение локальных деформаций конструкции, определение величин раскрытия трещин, контроль свойств конструкционных материалов); обмерочные работы объектов (определение изменения геометрических параметров объектов и несущих элементов, влияющих на изменение их НДС); проверочные расчеты строительных конструкций. Целью таких работ является: оценка технического состояния конструкции на определенном этапе эксплуатации; определение возможности восприятия конструкциями дополнительных нагрузок и деформаций при возникновении какого-либо дополнительного воздействия.

5.3.3. Геодезические методы обследования объектов включают: лазерное сканирование; традиционные измерения вертикальных и горизонтальных перемещений (нивелирование, тахеометрия); стерео – и фотограмметрия; GPS- измерения (спутниковые системы глобального позиционирования). Указанные методы предназначены исключительно для дистанционного определения перемещений конструкции объекта (измерение осадок, прогибов, кренов).

5.3.4. Определение величин нагрузок и деформаций в конструкциях с помощью технических средств измерений выполняются с использованием следующих средств: инструменты для измерения деформаций, перемещений

(прогибомеры, мессуры, электромеханические измерители перемещений, тензометры, инклинометры, наклономеры, экстензометры, сдвигометры, отвесы); датчики нагрузок, напряжений, деформаций (вибрационные датчики, тензоризистры, волоконно-оптические, акустические датчики). Целью работ являются: определение нагрузок, напряжений и деформаций конструкций зданий и сооружений в локальных местах.

5.3.5. Динамические методы предполагают: искусственное возбуждение колебаний (удары, вибраторы); средства измерений (демографы, наклономеры, сейсмометры, акселерометры). Целью таких работ является: получение информации об изменениях динамических параметров конструкций сооружений (период и логарифмический декрет затухания колебаний, основной тон колебаний, и т.п.).

5.4. Проектирование технологического процесса по выравниванию зданий и сооружений с помощью устройства для регулирования вертикального положения здания в пространстве

5.4.1. Выполняется анализ и делается прогноз по дальнейшему развитию деформации основания. При анализе определяется максимальная величина требуемого выравнивания и величины поэтапного выравнивания (рекомендуется назначать величину поэтапного выравнивания в пределах 3-6 см).

5.4.2. Расчет напряженно-деформируемого состояния конструкций зданий, проектируемых на территориях со сложными инженерно-геологическими условиями, рекомендуется производить с помощью автоматизированных программных комплексов. При этом рекомендуется учитывать совместную работу основания, фундаментов и верхнего строения.

5.4.3. Расчетную схему исследуемого здания рекомендуется представлять в виде ансамбля конечных элементов. Фундаментная плита моделируется пластинчатыми конечными элементами, колонны и балки моделируются стержневыми КЭ. Жесткостные параметры элементов допускается задавать

программно по их сечениям и модулю упругости бетона и стали. Для фундаментной плиты предварительно вычисляются коэффициенты жесткости основания C_{1z} . Устройства для регулирования вертикального положения здания в пространстве моделируется с помощью стержневых конечных элементов.

5.4.4. Анализ НДС системы «основание - фундамент - верхнее строение» при исправлении пространственного положения здания рекомендуется выполнять на такие нагрузки и воздействия:

- эксплуатационные нагрузки;
- неравномерные осадки основания;
- вынужденные перемещения, вызванные работой устройств ПА.1. При этом учитываются основные, особые и технологические сочетания нагрузок.

В основном сочетании нагрузок учитываются эксплуатационные нагрузки, приложенные к конструкциям в момент перед началом исправления пространственного положения здания.

В особые сочетания нагрузок входят нагрузки основного сочетания и неравномерные осадки основания, проявившиеся к моменту начала работ по выравниванию здания.

В технологические сочетания нагрузок входят основные и особые сочетания и одно из технологических воздействий в виде вынужденных перемещений в стержнях, моделирующих устройство ПА.1. Количество технологических сочетаний нагрузок соответствует количеству этапов по выравниванию здания.

5.4.5. Основание фундаментной плиты следует моделировать стержневыми элементами эквивалентной жесткости. Неравномерные осадки основания учитываются в расчетах заданием вынужденных перемещений опорным сечениям стержней, моделирующих основание.

5.4.6. Технологические воздействия учитываются в расчетах укорочением длины стержней, моделирующих устройство ПА.1. Величины укорочений стержней предварительно рассчитываются и задаются в расчетной схеме в виде температурных деформаций заданной величины.

5.4.7. По результатам анализа назначаются критические параметры, характеризующие прочность и устойчивость здания в процессе его выравнивания. Такими параметрами являются, как правило, внутренние усилия в элементах каркаса, приводящие к разрушению нормальных и наклонных сечений балок и колонн. Строятся графики изменения критических параметров в процессе выравнивания здания. Процесс исправления пространственного положения здания считается допустимым, если на всех этапах выравнивания отдельные конструктивные элементы и здание в целом не теряет устойчивость положения. При этом в отдельных сечениях допускается развитие пластических деформаций и вызванное этим перераспределение усилий.

5.4.8. Если по результатам выполненного анализа технологический процесс по выравниванию здания является недопустимым (отдельные конструктивные элементы или здания в целом превращаются в механизм), корректируется технологическая последовательность выравнивания здания и выполняется повторный анализ с учетом новых технологических сочетаний нагрузок.

5.5. Последовательность работ при исправлении крена здания или сооружения

5.5.1. По результатам анализа, выполненного в соответствии с п. 5.4, намечается последовательность работы включения устройств и величины осадок выравнивающих устройств на всех этапах выравнивания здания.

5.5.2. Первоначально в зоне опускания частей здания открывают отверстие в устройствах для истечения песка на высоте 30 мм ниже верхней кромки прорези во внутренней трубе. Через определенное время (примерно 3 минуты) процесс истечения песка прекращается, а отверстия будут перекрыты за счет опускания технологической колонны – штампа.

5.5.3. Выполняется геодезический мониторинг опускания частей здания, по результатам которого при необходимости корректируется программа выравнивания здания. Уточняются зоны опускания частей здания.

5.5.4. В уточненной зоне опускания частей здания повторяются операции по пункту 5.5.2 и 5.5.3. При этом предварительно за счет вращения наружной трубы высота размещения отверстия уменьшается на 30 мм.

5.5.5. Операции по п.п. 5.5.2-5.5.4 повторяются до полного завершения процесса выравнивания здания.

5.5.6. Производится завершающий контроль геометрического положения здания в пространстве и по его результатам принимается решение о завершении работ или о выполнении дополнительных корректировочных работ .

5.5.7. При дальнейшей неравномерной деформации основания операции по п.п. 5.5.2-5.5.6 повторяются при необходимости.

ВЫВОДЫ ПО РАЗДЕЛУ 5

1. Разработаны «Рекомендации по применению устройства для регулирования вертикального положения здания на территориях со сложными инженерно-геологическими условиями» для экспериментального проектирования и строительства зданий и сооружений, защита которых от неравномерных осадок основания осуществляется методом опускания частей.

2. Рекомендации предназначены для экспериментального проектирования многоэтажных каркасных зданий и сооружений на плитном фундаменте высотой до 16-ти этажей на территориях со сложными инженерно-геологическими условиями.

3. Результаты исследования внедрены в ЧАО "Институт Донбассреконструкции" при выполнении проверочных расчетов железобетонных конструкций жилого дома в квартале 191А по ул. Розы Люксембург в Ворошиловском районе г. Донецк на воздействие деформаций земной поверхности (в том числе наклона), вызванных подработкой.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

1. На основании проведенного теоретического обзора установлено, что основными причинами неравномерных деформаций зданий являются: различная сжимаемость грунтов из-за их неоднородности; неравномерное замачивание грунтов, различие в деформациях основания; различие давлений по подошве отдельных фундаментов, их глубины заложения и размеров; различие нагрузок на полы промышленных объектов, загрузка территории, примыкающей к зданию; ошибки при выполнении инженерно-геологических изысканий и разработке проекта; нарушение технологии строительства; нарушение режима эксплуатации сооружения; изменение гидрогеологических условий строительной площадки; динамическое воздействие. В следствии этих неравномерных деформаций основания происходит крен, прогиб, выгиб, кручение и т.д. При неравномерных конечных осадках и неравномерном затухании их во времени основания претерпевают осадки на различную величину, вызывая перераспределение усилий и деформаций в надземных частях зданий и сооружений. Неравномерные осадки ухудшают эксплуатацию сооружений, вызывают перенапряжение в отдельных конструкциях и элементах и их повреждение. Выравнивание зданий и сооружений осуществляется подъемом или опусканием их частей. Основными методами выравнивания зданий и сооружений являются: воздействие на основание и конструктивные мероприятия (выбуриванием грунта под подошвой фундаментов; выравнивание с помощью термопластических элементов; выравнивание с помощью устройства с сыпучим материалом; выравнивание с помощью домкратных систем).

2. Разработано и исследовано устройство для регулирования вертикального положения здания в пространстве при неравномерных деформаций основания методом опускания его частей.

Разработанное устройство представляет собой усовершенствованную конструкцию песочницы с полуавтоматическим дискретным режимом работы. Экспериментальными исследованиями установлено, что работоспособность

устройства обеспечивается соблюдением следующих технологических принципов:

- давление на рабочее тело должно создаваться с помощью штампа с коническим основанием, создающим боковые давления в песке, достаточные для его истечения из отверстия в устройстве;

- отверстие для истечения песка при работе устройства должно принудительно дискретно перемещаться по высоте устройства на высоту конического основания штампа;

Несоблюдение указанных принципов приводит к заклиниванию рабочего тела в объеме устройства.

3. По результатам испытаний устройства можно выделить четыре характерных области напряженно-деформированного состояния песка в зависимости от уровня напряжения и времени нагружения:

Зона 1: Уровень напряжения в данной области является недостаточным для преодоления кинетического трения между отдельными частицами песка. Таким образом, в данной зоне происходит упругое сжатие отдельных частиц.

Зона 2: При напряжении в диапазоне от 0.1 МПа до 7.5 МПа преодолевается кинетическое трение между отдельными частицами и песок начинает деформироваться за счет того, что отдельные частицы скользят и скатываются в поры. НДС в этой зоне является неупругим, что характеризуется наличием остаточной деформации песка.

Зона 3: При напряжении от 7.5 МПа до 14.71 МПа происходит перегруппировка частиц в порах, что приводит к более плотной компоновке, из-за чего увеличиваются контактные точки между частицами песка. Скольжение и скатывание отдельных частиц становится все более затруднительным, и наблюдается упрочнение материала.

Зона 4: При высоких уровнях напряжения (более 14.71 МПа) отдельные частицы песка начинают дробиться, что позволяет песку дальнейшую деформацию за счет оседания. При этом уменьшается сопротивление сжатию материала. Это приводит к еще более плотному расположению частиц песка.

4. Результаты экспериментов показали незначительную зависимость (менее 10%) величины напряжения в песке на величины осадки штампа. Это объясняется тем, что истечение песка из устройства происходит при расположении отверстия в зоне конического штампа, в которой создаются максимальные боковые давления от вертикальной нагрузки, приложенной к штампу. Истечение песка из отверстия начинается при достижении боковыми давлениями определенной величины (порога истечения). Можно предположить, что при повышенных боковых давлениях имеет место частичное заклинивание песка в отверстии. Таким образом, при боковых давлениях от разных вертикальных нагрузках на штамп в экспериментах скорость истечения песка из отверстия оказалась примерно одинаковой.

В проведенных экспериментах осадка штампа в устройстве на 30 мм достигнута за 160 с его работы. Полная осадка штампа на 300 мм достигнута за 1600 с работы устройства. Таким образом, предварительных расчетах средняя скорость осадки штампа в устройстве может быть принята 0.2 мм/с.

5. Разработаны и исследованы расчетные модели каркасного здания на плитном фундаменте с устройствами для исправления положения здания в пространстве методом опускания его менее просевших частей. Неравномерные осадки основания в расчетных моделях задаются в виде вынужденных перемещений опорных сечений стержней, моделирующих работу упругого основания. Воздействия на здания при исправлении его крена задаются путем укорочения на заданные величины стержней, моделирующих работу устройств в системе «основание - фундамент - верхнее строение». Укорочение стержней, моделирующих устройства для исправления крена здания, достигается заданием в них температурных деформаций заданной величины на этапах выполнения расчетов.

Исследование расчетных моделей выполнено с использованием программных комплексов ЛИРА и SAP2000.

6. Исследованы технологические схемы исправления кренов здания методом опускания его частей. Исследования выполнены для основного, особого и технологического сочетания нагрузок.

Основные сочетания нагрузок включают эксплуатационные нагрузки, действующие на здание перед исправлением крена.

Особые сочетания нагрузок включают нагрузки основных сочетаний и воздействия неравномерных осадок основания на момент исправления крена.

Технологические сочетания нагрузок включают основные и особые сочетания нагрузок и воздействия от изменения высоты устройств в процессе исправления крена здания.

Исследовано две технологические схемы поэтапного исправления крена здания, каждая из которых включает от 2 до 14 этапов выравнивания (технологических сочетаний нагрузок)

Первая схема многоэтапного выравнивания включает в себя 14 этапов по 3-6 см, вторая схема включает 12 этапов по 30 см каждой опоры на одном этапе. При первой схеме многоэтапного выравнивания наблюдается уменьшение усилия практически на каждом этапе исследования. Таким образом, работа устройства приводит к поэтапному уменьшению усилий, что положительно влияет на НДС элементов каркасного здания на плитном фундаменте. При реализации второй схемы в элементах конструкции здания возникают значительные дополнительные усилия, что может привести к разрушению отдельных конструкций или всего здания. При выравнивании здания поэтапно по 3-6 см (первая технологическая схема) усилия, которые возникают в элементах каркаса здания с каждым этапом уменьшаются на 30-60%. В отличии от этого при второй схеме выравнивания поэтапно на 30 см усилия не только не уменьшаются, а наоборот увеличиваются на 5-10%. При этом догружаются конструктивные элементы здания, усилие в которых на предыдущих этапах расчета были несущественными. Если сравнивать данные схемы, разница в усилиях составляет 30-88% на разных этапах исследования.

Таким образом, численными исследованиями обоснована техническая и технологическая целесообразность поэтапного процесса исправления крена здания ступенями одномоментного укорочения устройств на 3-6 см. Указанная технологическая схема исправления крена здания полностью корреспондирует с техническими параметрами устройства для исправления крена здания, которое позволяет в автоматическом режиме дискретно уменьшать высоту опор (устройств) на 3-6 см.

7. Данные, полученные по результатам теоретических и экспериментальных исследований эффективности технологических процессов с использованием регулируемых фундаментов, позволили внести ряд уточнений и дополнений в существующие методики численного моделирования работы зданий на регулируемых фундаментах.

8. Разработаны «Рекомендации по применению устройства для регулирования вертикального положения здания на территориях со сложными инженерно-геологическими условиями». Данные рекомендации содержат конструктивные требования по проектированию зданий и сооружений с устройством для регулирования вертикального положения здания в пространстве, контроль положения здания в пространстве, проектирование технологического процесса по выравниванию зданий и сооружений с помощью устройства для регулирования вертикального положения здания в пространстве и последовательность работ при исправлении крена. Рекомендации ставят своей целью обеспечение устойчивости и надежности зданий при исправлении крена на территориях со сложными инженерно-геологическими условиями.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Абелев М.Ю. Анализ аварий сооружений из-за потери устойчивости и деформации фундаментов // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1992. – №1. – С. 24-27.
2. Абелев Ю.М. Опыт выравнивания кренов крупнопанельного дома серии 1-480-11 после просадки основания // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1965. №3. – С. 23-25.
3. Агапов В.П. Метод конечных элементов в статике, динамике и устойчивости конструкций : учеб. пособие – М.: Изд-во АСВ, 2004. – 248 с.
4. Азараев В.В. Каркас подрабатываемого одноэтажного промышленного здания // Совершенствование методов расчета и испытаний строительных конструкций. – Киев.: Будівельник. – 1980. – С. 27-31.
5. Алексеев В.А., Баклицкий В.И. Повышение надежности зданий и сооружений при строительстве на просадочных грунтах – Ростов-на-Дону: «Литера–Д», 1993. – 269 с.
6. А.С. 606930 СССР. МКИ³ Е02D27/34. Фундамент зданий сооружений. / Ф.И. Мавроди. – опубл. 26.06.1973, бюл. №18. – 1973. – 2с. :ил.
7. А.С. 617535 СССР. МКИ³ Е02D35/00. Устройство для регулирования положения здания, сооружения / Р.Д. Богданов; опубл. 14.09.1976, бюл. №28. – 1976. – 2с. :ил.
8. А.С. 628238 СССР. МКИ³ Е02D35/00. Устройство для выравнивания сооружения / Ю.К. Болотов, С.Н. Клепиков, В.И. Хорунжий. – опубл. 09.03.1977, бюл. №38. – 1977. – 2с. :ил.
9. А.С. №691528 СССР. МКИ³ Е02D35/00. Фундамент зданий, сооружений, возводимых на неравномерно деформируемых основаниях / Ф.И. Мавроди, А.А. Петраков, В.Е. Макиенко, А.М. Бутов и В.Н. Макаревич; опубл. 10.04.1978, бюл. №38. – 1978. – 2с. :ил.
10. А.С. №637491 СССР, МКИ Е02D27/34. Фундамент здания и сооружения, возводимого на деформируемом основании / В.В. Коломинов. – опубл. 15.12.1997, бюл. №46. – 5с.: ил.

11. А.С. №994622 СССР, МКИ³ Е02D27/34. Устройство для защиты зданий, сооружений от неравномерной осадки оснований / И.С. Дубянский, В.Н. Виноградов, А.А. Талалай. – опубл. 07.02.83. бюл. №5. – 4 с.: ил.
12. Бабанов В.В. Исследование напряженно – деформированного состояния конструкций на упругом основании методом конечных элементов: автореф. дис. ... канд. тех. наук 01.02.03. – Ленинград, 1975. – 22 с.
13. Бабков В.Ф., Безрук В.М. Основы грунтоведения и механики грунтов – М.: Высшая школа, 1976. – 328 с.
14. Беликов В.Г., Пономарев В.А., Коковский Н.И. Применение математического планирования и обработка результатов эксперимента в формации. –М.: Медицина, 1973. – 232 с.
15. Болотов Ю.К., Зотов В.Д., Слободян Я.Е. Расчет и защита высотного жилого дома в г. Москве при аварийных воздействиях деформаций основания // Современные проблемы механики грунтов и охраны геологической среды. – Ростов-на-Дону, 1998 – С. 46-47.
16. Болотов Ю.К, Пулатов А.П. К вопросу исследований напряженно-деформированного состояния грунтовых оснований в стадии выравнивания бескаркасных зданий методом выбуривания // ВНИИПС Госстроя СССР. – 1986. – Вып. 1. № 6274.
17. Болотов Ю.К., Шумовский В.П. О проектировании бескаркасных зданий на просадочных грунтах, приспособленных к выравниванию домкратными системами // Проблемы защиты, строительства зданий и сооружений на просадочных грунтах. – Киев: НИИСК, 1987. – С. 115-117.
18. Временные технические условия по проектированию жилых и общественных зданий на просадочных грунтах в г. Волгодонске. ВТУ 82. – М.: Госстрой РСФСР. 1983.
19. Винарский М.С., Лурье М.В. Планирование эксперимента в технологических исследованиях. – Киев: Техника, 1975. – 168с.
20. Владимиров В.Ф. Эффективность метода конечного элемента для решения задач об изгибе плит: дис. ... канд. тех. наук 05.23.17. – М., 1973. – 150 с.
21. Власов В. З., Леонтьев Н.Н. Балки, плиты и оболочки на упругом основании. – М.: Физматгиз, 1960. – 491 с.

22. Гарагаш Б.А. Надежность пространственных регулируемых систем «сооружение-основание» при неравномерных деформациях основания. – М., 2004. – 56 с.
23. Гензерский Ю.В., Куценко А.Н., Марченко Д.В., Слободян Я.Е., Титок В.П. ЛИРА 9.4. Примеры расчета и проектирования. Приложение к пособию ЛИРА 9.2.– К.: издательство НИИАСС, 2006. – 124 с.
24. Гензерский Ю.В., Боговис Е.В. Учебное пособие по Лире 9.2 и 9.4.– К. : Изд-во Факт, 2008. – 280 с.
25. Горбунов – Посадов М. И. Расчет конструкций на упругом основании / М. И. Горбунов – Посадов, Т.А. Маликова, В.И. Соломин. – М.: Стройиздат, 1984. – 680 с.
26. Горбунов – Посадов М. И., Ильичев В.А. Основания, фундаменты и подземные сооружения. – М.: Стройиздат, 1985. – 480 с.
27. Гендель Э.М. О предотвращении и устраниении осадок зданий и сооружений, возведенных на грунтах второго типа по // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1986. – №6. – С. 8-9.
28. Гендель Э.М. Передвижка, подъем и выпрямление сооружений. – Ташкент: «Узбекистан», 1975. – 274 с.
29. Гендель Э.М. Восстановление и возведение сооружений способом подъема. – М: Госстройиздат, 1958. – 280 с.
30. Городецкий А.С., Евзеров И.Д. Компьютерные модели конструкций – Киев: «Факт», 2005. – 344 с.
31. Григорьев Г.М., Шумовский В.П. Поддомкрачивание зданий и сооружений как метод защиты от неравномерных деформаций основания // Здания и сооружения в сложных инженерно геологических условиях. – Киев: Будівельник, 1982. – С. 90–91.
32. Гусаренко С.П., Скибин М.Г., Зотов А.М. Регулируемые фундаменты // Вестник гражданских инженеров. Ростов-на-Дону, 2009. – №2(19). – С. 139-141.
33. Гусаренко С.П. Технология и устройство регулируемых фундаментов железобетонных зданий с несущими стенами: дис. ... канд. тех. наук 05.23.08, 05.23.02. – Ростов-на-Дону, 2012. – 146 с.

34. Далматов Б. И. Механика грунтов, основания и фундаменты. – Л.: Стройиздат Ленинградское отделение, 1988. – 415 с.
35. ДБН В.2.1–10–2009. Основи та фундаменти будинків і споруд / Мінрегіонбуд України. – Київ. – 2009. – 104 с.
36. Дыба В. П., Краснопольский И.И. Корректировка геометрического положения здания выбуриванием грунта из-под подошвы фундамента // Вестник ВОЛГГАСУ. – Волгоград, 2015. – №4(40). – С. 1.
37. Дыховичный Ю. А. Конструирование и расчет зданий повышенной этажности. – М.:Стройиздат, 1970. – 248 с.
38. Зарецкий, Ю.К. Расчеты сооружений и оснований по предельным состояниям//Основание и фундаменты. Механика грунтов.– М.–2003.–№3.–С. 2-9.
39. Здание и сооружения в сложных инженерно–геологических условиях / НИИИСК Госстроя СССР. – Киев., Будівельник, 1982. – 120 с.
40. Зоценко М.Л. Інженерна геологія. Механіка ґрунтів, основи та фундаменти. Видання друге, перероблене і доповнене / М.Л. Зоценко, В.І. Коваленко, А.В. Яковлев, О.О. Петраков, В.Б. Швец, О.В. Школа, С.В. Біда, Ю.Л. Винников. – Полтава – 2004. – 523 с.
41. Зотов М.В. Технология выравнивания многоэтажных зданий с помощью плоских домкратов: дис. ... канд. тех. наук 05.23.08. – Ростов-на-Дону, 2005. – 176 с.
42. Зотов В.Д. Об особенностях расчета и конструирования регулируемых фундаментов // Georgian engineering news. – 2002. – №1. – С. 66-71.
43. Зотов В.Д., Зотов М.В Подъем и выравнивание зданий с помощью плоских домкратов // Реконструкция городов и геотехническое строительство. – 2005. – №9. – С. 156-167.
44. Зотов В.Д. Опыт выравнивания зданий с помощью домкратов/ В.Д. Зотов, Л.Н. Панасюк, Е.А. Сорочан, Ю.К. Болотов, М.В. Зотов // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2002. – № 5. – С. 22-25.
45. Зотов В.Д. К вопросу о выравнивании многоэтажных зданий // Georgian engineering news. – 2004. – №1. – С. 66-71.
46. Зотов В.Д. Оценка напряженного состояния на поверхности фундамент–грунт в зависимости от высоты установки домкратов над подошвой

фундамента / В.Д. Зотов, Ю.К. Болотов, К.Л. Махвиладзе, М.В. Зотов // Georgian engineering news. – 2004.– №1. – С. 111-118.

47. Зотов М.В. Исследование работы регулируемых фундаментов монолитных железобетонных зданий / М.В. Зотов, С.П. Гусаренко // Вестник гражданских инженеров. – 2010. – №4. – С. 73-77.

48. Здания и сооружения на подрабатываемых территориях и просадочных грунтах. ДБН В. 1.1-5-2000.4.2. Киев: Государственный комитет строительства, архитектуры и жилищной политики Украины. – 2000. – 87 с.

49. Калічава, Т. Б.. Критерії оцінок інженерного захисту фундаментів будівель у складних ґрунтових умовах: автореф. дис. ... канд. техн. наук 05.23.02. – К.: Державний НДІ будівельних конструкцій, 2006. – 19 с.

50. Клепиков С.Н. Расчет зданий и сооружений на просадочных грунтах / С.Н. Клепиков, И.В. Матвеев, А.С. Трегуб. – Киев: Будівельник, 1987. – 200 с.

51. Клепиков С.Н. О расчете многоэтажных зданий, выравниваемых домкратными системами / С.Н. Клепиков, В.И. Хорунжий // Строительство и архитектура. –1982. –№3. – С. 17-18.

52. Клепиков С.Н. Расчет конструкций на неупругом основании при сложном нагружении / С.Н. Клепиков // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1983. – №5. – С. 15-17.

53. Клепиков С.Н. Расчет конструкции на упругом основании / С.Н. Клепиков. – Киев: Будівельник, 1967. – 184 с.

54. Клепиков С.Н. Рекомендации по применению нелинейных методов расчета конструкций на деформируемом основании / С.Н. Клепиков. – Киев: НИИСП Госстроя УССР, 1970. – 47 с.

55. Клепиков С.Н., Хорунжий В.И., Болотов Ю.К. Термопластичные опоры для выравнивания зданий. – Киев: Будівельник, 1976. – №12. – С. 29-30.

56. Клепиков С.Н. Проектирование и строительство зданий и сооружений на просадочных грунтах и подрабатываемых территориях. – Киев: Знание УССР, 1976. – 15 с.

57. Клепиков С.Н. Методические рекомендации по определению коэффициентов жесткости оснований зданий и сооружений.– Киев: НИИСК, 1977. – 32 с.

58. Клепиков С.Н. Совершенствование проектирования зданий и сооружений в сложных инженерно-геологических условиях. – Киев: Знание УССР, 1982. – 28 с.
59. Клепиков С. Н., Хорунжий В.И., Болотов Ю.К. Методические рекомендации по проектированию фундаментов с асфальтовыми элементами, используемыми для выравнивания сооружений. – Киев: НИИСК, 1980. – 35 с.
60. Кухарь А.В. Конструктивные меры защиты сооружений на карстоопасных территориях: дисс. ... канд. техн. наук 05.23.01 / А.В. Кухарь. – Макеевка: ДонНАСА, 2011. – 164 с.
61. Косаренко Г.П. Крены зданий и методы их выпрямления в порядке обслуживания / Г.П. Косаренко, Н.А. Казначевский, Г.Д. Яроцкий. – Строительство и архитектура Узбекистана, 1980. – №12. – С. 9-11.
62. Крутов В.И. Выправление крена дымовых труб после просадки / В.И. Крутов // Вопросы строительства на макропористых просадочных грунтах. – 1959. – №37. – С. 68-74.
63. Коновалов П.А. Основания и фундаменты реконструируемых зданий / П.А. Коновалов. – М.: ВНИИНТПИ, 2000. – 39 с.
64. Косицын Б.А. К учету нелинейно деформированных крупнопанельных стен при расчете зданий на неравномерные осадки / Б.А. Косицын // Исследования по теории и методам расчета строительных конструкций. – М.: Стройиздат. – 1979. – С. 75-83.
65. Ломизе Г.М. Исследование закономерностей развития напряженно-деформированного состояния песчаного основания при плоской деформации / Г.М. Ломизе, А.Л. Крыжановский, В.Ф. Петрянин // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1972. – №1. – С. 4-7.
66. Методические указания по выравниванию бескаркасных зданий на подрабатываемых территориях с помощью домкратов. Киев: НИИСК, 1984. – 29 с.
67. Методические указания по проектированию регулируемых фундаментов бескаркасных зданий на грунтах. – Киев: НИИСК, 1988. – 21 с.
68. Машина И.Р. Влияние транспортной вибрации на здания и сооружения / И.Р. Машина, Ю.А. Коряжмина, Е.Н. Сычкина // Строительство и архитектура. Опыт и современные технологии. – 2014. – №4. – С. 1-4.

69. Медников И.А. Коэффициенты постели линейно – деформируемого многослойного основания /И.А. Медников // Основания фундаменты и механика грунтов. – 1967. – №4. – С. 10-12.
70. Метелюк Н.С. Фундаменты каркасных зданий на деформируемых основаниях / Н.С. Метелюк, А.Б. Коновалова. Промышленное строительство и инженерные сооружения. –1990. – №1. – С. 26.
71. Пат. 23131 України. МКІ Е02D27/34. Опора протяжених сооружений для оснований, которые деформируются / А.В. Кухарь, В.Н. Виноградов – опубл.10.05.2007. Бюл. №6. – 2007г. – 2с. :ил.
72. Пат. 40238 України. МКІ Е02D27/00. Каркас для автоматичного захисту споруд від нерівномірного просідання основи. / Г.В. Кухар, О.О. Петраков, В.М. Віноградов. – опубл. 25.03.2009. Бюл.№6. – 2009г. – 4с. :ил.
73. Пат. №2242564 РФ МКІ Е02D35/00. Способ непрерывного подъема и выравнивания зданий. / А.Н. Богданов, В.Д. Зотов, Ю.И. Пимшин, А.Р. Губеладзе. – опубл. 20.12.04. Бюл. №35. – 2004. – 4с. :ил.
74. Пат. 40240 України. МКІ Е02D27/00. Пристрій для автоматичного збереження положення конструкції / Г.В. Кухар, О.О. Петраков, В.М. Віноградов. – опубл. 25.03.2009, Бюл. №6. – 2009г. – 4с. :ил.
75. Пат. 40302 України. МКІ Е02D27/00. Каркас будинку, споруди, які зведені на просідаючій основі / Г.В. Кухар, О.О. Петраков, В.М. Віноградов. – опубл. 25.03.2009. Бюл. №6 – 2009г. – 4с. :ил.
76. Пат. 41994 України. МКІ Е02D27/00. Стенд для компенсации деформаций основания / А.А. Петраков, В.Н. Виноградов, А.В. Кухарь. – опубл. 25.06.2009, Бюл. – №12. – 2009г. – 4с. :ил.
77. Пат. №42182 Україны. МКІ Е02B1/18. Опора для автоматического сохранения горизонтального положения прогоновой конструкции /А.А. Петраков, В.Н. Виноградов, А.В. Кухарь. – опубл. 25.06.2009г. Бюл.№12. – 2009г. – 4с. :ил.
78. Пат. №2195532 РФ. МКІ Е02D35/00. Устройство для корректировки положения здания, сооружения / Ю.К. Болотов, В.Д. Зотов, М.В. Зотов, Л.Н. Панасюк. – опубл. 27.12.02. Бюл. №36. – 2002. – 4с. :ил.

79. Пат. №2209272 РФ. МКИ Е02D35/00. Устройство для корректировки положения здания, сооружения / Ю.К. Болотов, В.Д. Зотов, М.В. Зотов, Л.Н. Панасюк. – опубл. 27.07.03. Бюл. №21. – 2003. – 4с. :ил.
80. Пат. №2090703 РФ. МКИ Е02D35/00. Способ и устройство для непрерывного подъема зданий, сооружений / В.Д. Зотов, Ю.К. Болотов, В.Г. Милявский, В.С. Садовой. – опубл. 20.09.97. Бюл. №26. – 1997. – 4с: ил.
81. Пат. №2211896 РФ. МКИ Е02D35/00. Способ непрерывного подъема и выравнивания зданий, сооружений / В.Д. Зотов, Ю.И. Пимшин, Ю.К. Болотов. – опубл. 10.09.2003. Бюл. №25. – 2003. – 4с. :ил.
82. Пастернак П.Л. Основы нового метода расчета фундаментов на упругом основании при помощи двух коэффициентов постели / П.Л. Пастернак. – М: Стройиздат, 1954. – 56 с.
83. Петраков А.А. Фундаменты с термопластичными элементами для зданий на неравномерно оседающих основаниях / А.А. Петраков, В.Е. Макиенко, Н.А. Живодёров. – Рук. Деп. в ЦНИИС Госстроя ССР. – №1207. – 1979. – 15 с.
84. Петраков А.А. Влияние расчетных моделей грунтового основания на напряженное состояние несущих конструкций каркасных зданий на плитных фундаментах / А.А. Петраков, В.В. Яркин, Е.О. Брыжатая // Сбірник наукових праць Полтавського Національного Технічного Університету імені Юрія Кондратюка. Серія Галузеве машинобудування, будівництво. – Полтава: ПНТУ, 2013. – том 2, № 3(38). – С. 274-279.
85. Петраков А.А. The influence of ground design models on strain-stress distribution of bearing structures on frame constructions with slab foundation /A.A. Петраков, В.В.Яркин, Е.О.Брыжатая // СПГС. – Макеевка: ДонНАСА. – 2014.– Том 10, № 4. – С. 237–243.
86. Петраков А.А. Constructions with variable parameters and the device for correct the tilt of the buildings / А.А. Петраков, Е.О. Брыжатая, Н.С. Масло // Современное Промышленное и Гражданское строительство. - Макеевка, ДонНАСА. - 2016.- Том 12, № 4. - С. 141–148.
87. Петраков А.А. Напряженно- деформируемое состояние элементов каркасного здания на плитном фундаменте при регулировании вертикального

положения в пространстве /А.А. Петраков, Е.О. Брыжатая, Н.С. Масло // Вестник ДонНАСА. - Макеевка, ДонНАСА. - 2016. - Вып. 2016 - 3(119). – С. 115-119.

88. Пособие по проектированию фундаментов на естественном основании под колонны зданий и сооружений (к СНиП 2.03.01-84 и СНиП 2.02.01-83). – М.: Ленпромстройпроект, 1989. – 115 с.

89. Пухальский Г.В. Опыт устранения кренов и ликвидации просадочности в основании 9-этажного крупнопанельного дома / Г.В. Пухальский // Здания и сооружения в сложных инженерно-геологических условиях. – Киев: Будівельник. – 1982. – С. 111-117.

90. Руководство по определению кренов инженерных сооружений башенного типа геодезическими методами // ЦНИИОМТП Госстроя СССР. – М.: Стройиздат, 1981. – 57 с.

91. Руководство по проектированию зданий и сооружений на подрабатываемых территориях. Часть I // НИИСК Госстроя СССР, ВНИМИ Минуглепрома СССР. – М.: Стройиздат, 1983. – 211 с.

92. Руденко А.А. О проблеме эксплуатации зданий, сооружений на территории с просадочными грунтами / А.А. Руденко, Р.В. Самченко, И.В. Степура // Науково-технічний збірник. – 2012. – №105. – С. 152-157.

93. Свод правил по проектированию и строительству. Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85*. СП 20.13330.2011. – М.: Министерство регионального развития РФ, 2011. – 86 с.

94. Свод правил по проектированию и строительству. Основания зданий и сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.02.01-83*. СП 22.13330.2011. – М.: Министерство регионального развития РФ, 2011. – 166 с.

95. Свод правил по проектированию и строительству. Строительство в сейсмических районах. Актуализированная редакция СНиП Н-7-81*. СП 14.13330.2011. – М.: Министерство регионального развития РФ, 2011. – 167 с.

96. Свод правил по проектированию и строительству. Свайные фундаменты. Актуализированная редакция СНиП 2.02.03-85. СП 24.13330.2011. – М.: Министерство регионального развития РФ, 2011. – 112 с.

97. СП 11-105-97 Инженерно-геологические изыскания для строительства. Правила производства работ в районах развития опасных геологических и инженерно-геологических процессов. –М.:ПНИИИС, 2000г.– 93с.
98. Сорочан Е.А. Взаимодействие фундамента с грунтовым основанием при выравнивании здания домкратами / Е.А. Сорочан, М.В. Зотов // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2004. – №3. – С. 14-17.
99. Сорочан Е.А. Выправление крена дымовых труб путем организованной усадки грунтов основания / Е.А. Сорочан, Е.М. Ружков // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1979. – № 1. – С. 16-18.
100. Сорочан Е.А. Крупнопанельное здание гибкой конструкции на просадочных грунтах / Е.А. Сорочан, Д.Л. Шапиро, Н.Н. Сидорова, И.Д. Беспалый – М.: Стройиздат, 1964 – 112 с.
101. Стрелец - Стрелецкий Е.Б. Лира 9.4. Руководство пользователя. Основы : учебное пособие / Е.Б. Стрелец - Стрелецкий [и др.]. – К.:Изд-во «ФАКТ», 2008. – 164 с.
102. Трегуб А.С. Защита одноэтажных производственных зданий на просадочных грунтах /А.С. Трегуб, К.Г. Собко, В.Н. Долинский, В.В. Столбинский, С.Я. Киреев. // Промышленное строительство и инженерные сооружения. – 1991. – №2.– С. 29-30.
103. Трушин С.И. Метод конечных элементов. Теория и задачи: учеб. пособие / С.И. Трушин. – М.:Изд-во АСВ, 2008. – 256 с.
104. Тухфатуллин Б.А. Численные методы расчета строительных конструкций. Метод конечных элементов (теория и практика): учебное пособие / Б.А. Тухфатуллин. – Томск:ТГАСУ, 2013. – 100 с.
105. Тугаенко Ю.Ф. Исправление крена 16-этажного жилого дома / Ю.Ф. Тугаенко, Ю.В. Матус, С.Д. Синявский // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1979. – №2. – С. 3-4.
106. Ухов С.Б. Механика грунтов, основания и фундаменты: Учебник.– М., 1994. – 527 с.

107. Хорунжий В.И. Расчет перемещений конструкций и контактных усилий при выравнивании зданий гидродомкратными системами / В.И. Хорунжий // Эффективные конструкции гражданских зданий. – Киев: ЗНИИЭП, 1984. – 34 с.
108. Шашкин А.Г., Шашкин К.Г. Взаимодействие здания и основания// Реконструкция городов и геотехническое строительство. – СПб:Стройиздат.– 2002. – №2. – С. 7.
109. Шулятьев О.А. Фундаменты высотных зданий // Строительство и архитектура. – Пермь:Вестник ПНИНУ. – 2014. – № 4. – С. 203-245.
110. Шумовский В.П. Развитие методов выравнивания зданий и сооружений / В.П. Шумовский // Конструкции зданий и сооружений, возведенных в сложных инженерно-геологических условиях. – М. ЦНИИСК, 1984. – С. 86-92.
111. Шумовский В.П. К вопросу об автоматической компенсации неравномерных осадок зданий / В.П. Шумовский // Строительные конструкции.– К.: Будівельник. – 1974. – №23 – С. 56-59.
112. Шумовский В.П. Режимы выравнивания зданий и сооружений домкратными системами / В.П. Шумовский // Здания и сооружения в сложных инженерно-геологических условиях. –К.: Будівельник. – 1982. – С. 91-97.
113. Яркин В.В. Влияние вынужденных перемещений оснований при подработке на напряженно - деформированное состояние каркасного здания / В.В. Яркин, Т.В. Морозова, Е.О. Брыжатая // Металлические конструкции. – Макеевка: ДонНАСА. – 2017. – Том 23, № 2. – С. 59-68.
114. Abelev M. Yu. Leveling the tilts of tenement building founded on loess soils prone to slump-type settlement by regular wetting / M. Yu. Abelev, V. I. Krutov // Soil Mechanics and Foundation Engineering. – 2000. – Vol. 37, № 5. – P. 164-185.
115. Bolotov U. Calculations and protection of buildings against mining subsidense / U. Bolotov, J. Slobodyan, V. Zotov // Budawnictwo Politechniki Slaskiej. Gliwice, Zeczyty Naukowe. – 1995. – №2. – P. 15-19
116. Brylla H., Niemiec T., Zotov V. Berichtuber die Horizontierungslines Hochausesin Kotowice. –Polen: DMWMazksciedewesen.–2004.–P. 111. № 1.–P. 1015.

117. Benedetti Lorenzo, Miguel Cervera, Michele Chiumenti. Stress-accurate Mixed FEM for soil failure under shallow foundations involving strain localization in plasticity // Computers and Geotechnics. – 2015. – №64. – P. 32-47.
118. Elchalakani Mohamed Concrete-filled cold-formed circular steel tubes subjected to variable amplitude cyclic pure bending / Mohamed Elchalakani , Xiao-Ling Zhao. // Engineering Structures. – 2008. – №30. – P. 287-299.
119. Grange Stéphane, Panagiotis Kotronis, Jacky Mazars. A macro-element to simulate 3D soil–structure interaction considering plasticity and uplift / International Journal of Solids and Structures. – 2009. – №46. – P. 3651-3663.
120. Hao Hong Characteristics of surface ground motions induced by blasts in jointed rock mass / Hong Hao, Yaokun Wu, Guowei Ma, Yingxin Zhou. // Soil Dynamics and Earthquake Engineering. – 2001. – №21. – P. 85-98.
121. Imanzadeh S., Denis A., Marache A. Foundation and overall structure designs of continuous spread footings along with soil spatial variability and geological anomaly // Engineering Structures. – 2014. – №71. – P. 212-221.
122. Joseph T. Foundation Analysis And Disign. Fifth Edition / T. Joseph, E. Bowles. – McGraw-Hill Companies. – 1996. – 20 p.
123. Kawulok Marian Ocena wlasciwosci uzytkowych budinkow z uwagi na oddzialywania gornicze / Marian Kawulok. – Warszawa. – 2000. – P. 15-17.
124. Kilar Vojko Seismic behaviour of asymmetric base isolated structures with various distributions of isolators / Vojko Kilar, David Koren. // Engineering Structures. – 2009. – №31. – P. 910-921.
125. Ma Guowei Assessment of structure damage to blasting induced ground motions / Guowei Ma , Hong Hao, Yingxin Zhou. // Engineering Structures. – 2000. – №22. – P. 1378-1389.
126. Meleki H. Differential Movements in a Timber Multi-Storey Hybrid / H. Meleki , A. Asiz, I. Smith, S. GAGNON, M. Mohammad // Building The Twelfth East Asia-Pacific Conference on Structural Engineering and Construction Procedia Engineering. – 2011. – №14. – P. 1613-1620.
127. Nakhaei Mofid The effect of soil–structure interaction on damage index of buildings / Mofid Nakhaei, Mohammad Ali, Ghannad // Engineering Structures. – 2008. – №30. – P. 1491-1499.

128. Niemiec Tomasz Metody rektyfikacji budowli na terenach gorniczych // VI konferencja naukowo-techniczna. Rybnik-pazdziernik. – 2001 – P. 54-63.
129. Niemiec Tomasz, Krzysztof Gromysz Metody prastowania budynkow przechylonych. // Budownictwo gornicze i tunelowe. –1995. – №3. – P. 25-41.
130. Omidvar Mehdi Stress-strain behavior of sand at high strain rates / Mehdi Omidvar, Magued Iskander , Stephan Bless. // International Journal of Impact Engineering. – 2012. – №49. – P. 192-213.
131. Spyarakos C.C. Soil–structure interaction effects on base-isolated buildings founded on soil stratum / C.C. Spyarakos, Ch.A. Maniatakis, I.A. Koutromanos. // Engineering Structures. – 2009. – №31. – P. 729-737.
132. Ulitskii V. M. Geotechnical problems associated with the constructions of high-rise buildings. Foreign experience and domestic practice / V. M. Ulitskii , A. G. Shashkin, and K. G. Shashkin // Soil Mechanics and Foundation Engineering/ – 2003. – Vol. 40, № 5. – P.121-132.
133. Vallejo L.F., Shettima M.Movement and its impact on ground deformations and engineering structure //Engineering Geology.–1996.– №43.– P. 119-133.
134. Vlassis A.G. Progressive collapse of multi-storey buildings due to failed floor impact / .G. Vlassis , B.A. Izzuddin, A.Y. Elghazouli, D.A. Nethercot. // Engineering Structures. – 2009. –№31.– P. 1522-1534.
135. Wang Jer-Fu, Chi-Chang Lin, Shih-Min. story damage index of seismically-excited buildings based on modal frequency and mode shape // Engineering Structures. – 2007. – №29. – P. 2143-2157.
136. Wang Wenjing, Lin Zhao, Yuanzhen Liu, Zhu Li. Mechanical properties and stress–strain relationship in axial compression for concrete with added glazed hollow beads and construction waste // Construction and Building Materials. – 2014. – №71. – P. 425-434.
137. Wu Chengqing, Hong Hao Numerical study of characteristics of underground blast induced surface ground motion and their effect on above-ground structures // Soil Dynamics and Earthquake Engineering. – 2005. – №25. – P. 27-38.
138. Yerro Alba Analysis of the evolution of ground movements in a low densely urban area by means of DInSAR technique / Alba Yerro, Jordi Corominas, Dani Monell, Jordi J. Mallorquí. // Engineering Geology. – 2014. – №170. – P. 52-65.

Схема высоты пересечений отверстий при многоэтапном выравнивании геометрического положения здания в пространстве

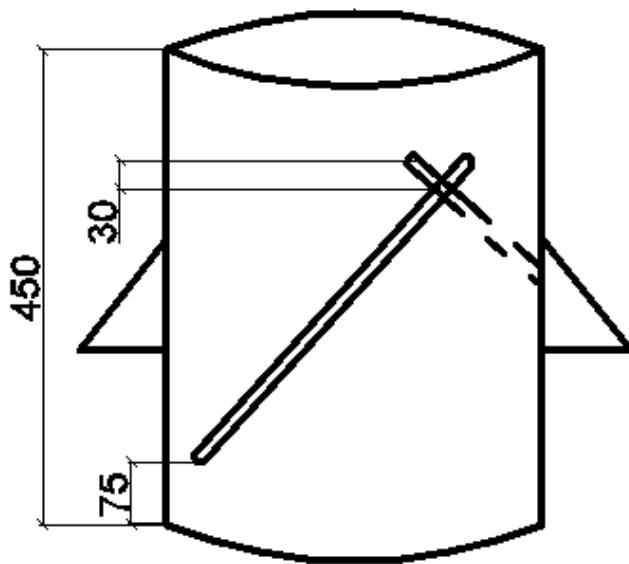


Рис. П.1. Пересечение отверстий устройства для регулирования вертикального положения здания в пространстве на высоте 3 см.

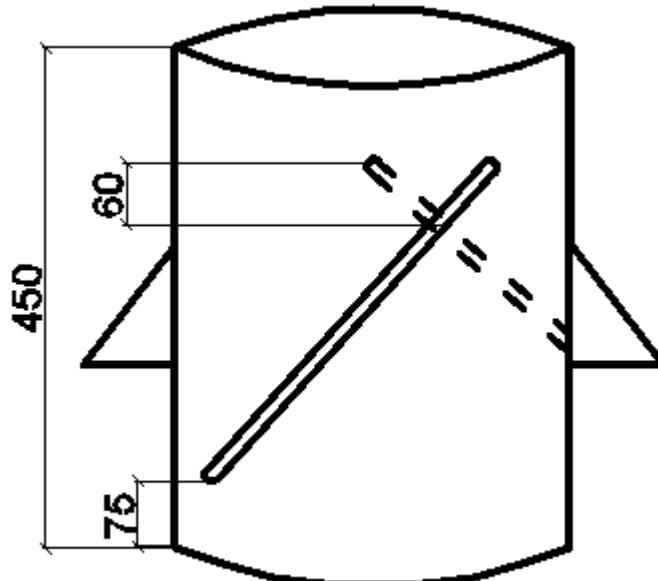


Рис. П.2. Пересечение отверстий устройства для регулирования вертикального положения здания в пространстве на высоте 6 см.

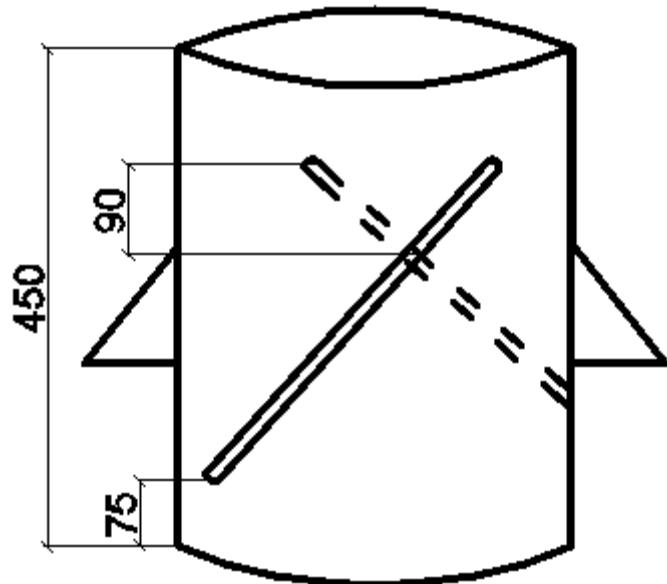


Рис. П.3. Пересечение отверстий устройства для регулирования вертикального положения здания в пространстве на высоте 9 см.

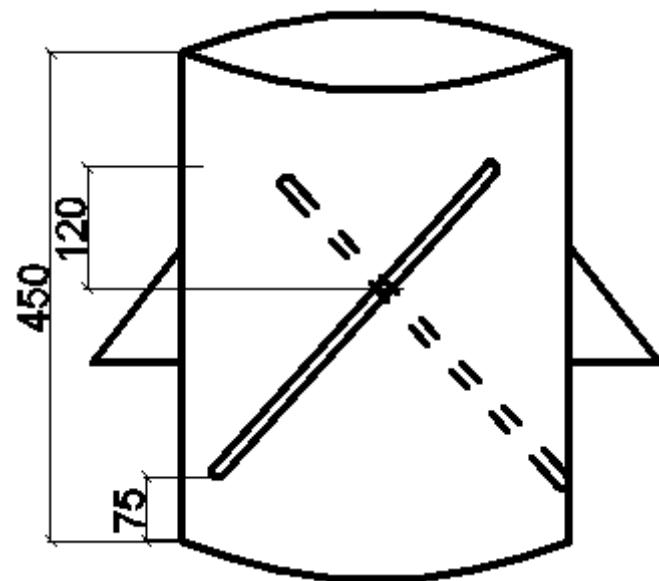


Рис. П.4. Пересечение отверстий устройства для регулирования вертикального положения здания в пространстве на высоте 12 см.

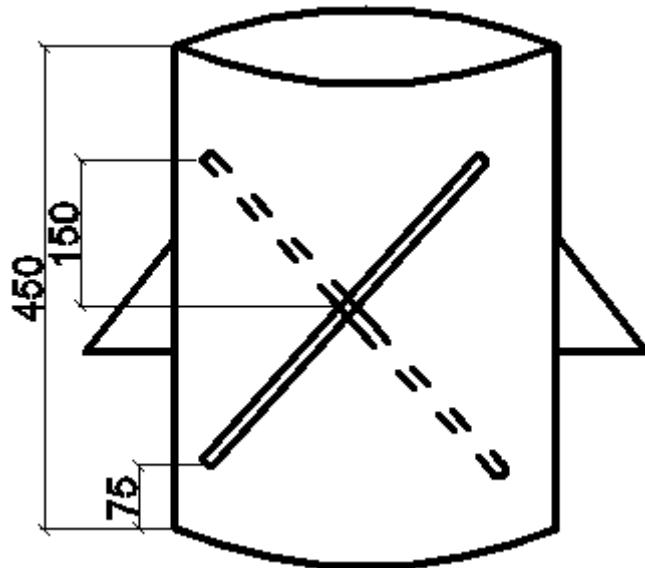


Рис. П.5. Пересечение отверстий устройства для регулирования вертикального положения здания в пространстве на высоте 15 см.

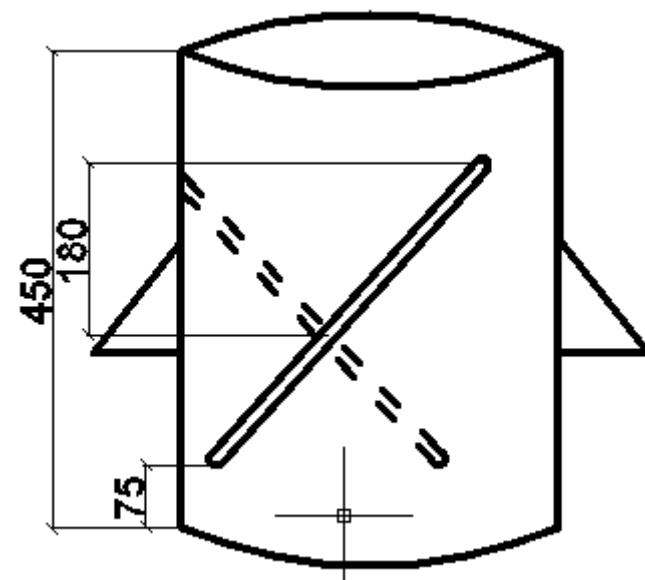


Рис. П.6. Пересечение отверстий устройства для регулирования вертикального положения здания в пространстве на высоте 18 см.

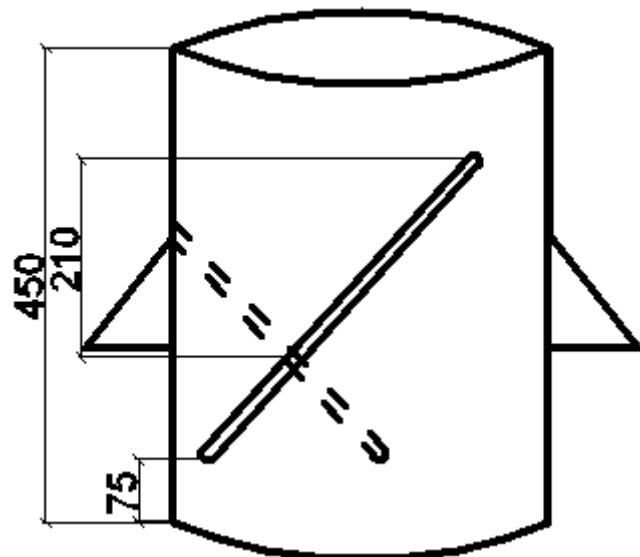


Рис. П.7. Пересечение отверстий устройства для регулирования вертикального положения здания в пространстве на высоте 21 см.

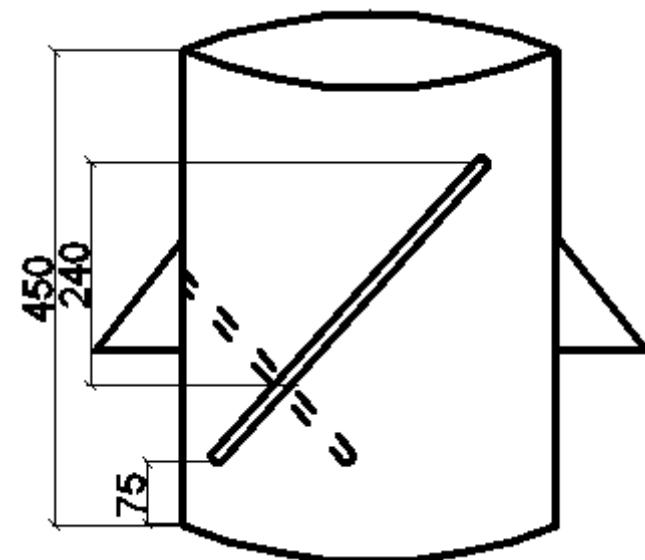


Рис. П.8. Пересечение отверстий устройства для регулирования вертикального положения здания в пространстве на высоте 24 см.

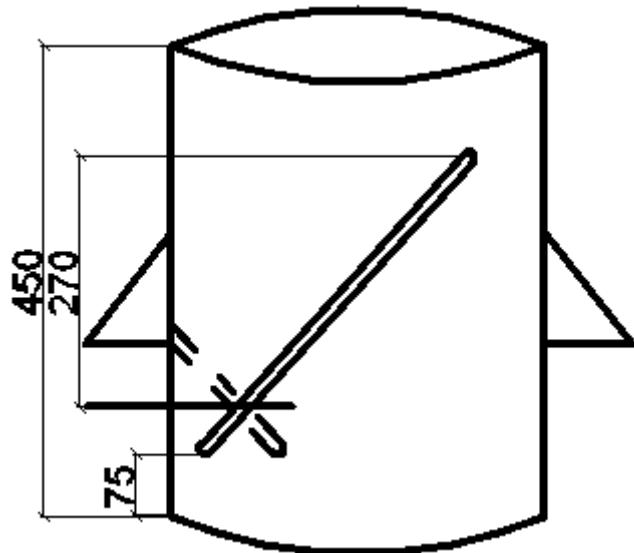


Рис. П.9. Пересечение отверстий устройства для регулирования вертикального положения здания в пространстве на высоте 27 см.

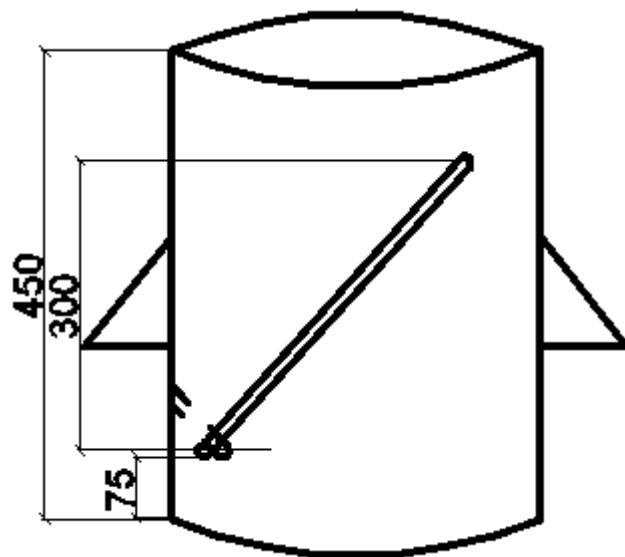


Рис. П.10 Пересечение отверстий устройства для регулирования вертикального положения здания в пространстве на высоте 30 см.



**УКРАЇНА
ПРИВАТНЕ АКЦІОНЕРНЕ ТОВАРИСТВО
«ІНСТИТУТ ДОНБАСРЕКОНСТРУКЦІЯ»**

83015, м. Донецьк,
вул. Челюскінців, 167^а
тел. (062) 311-81-57

п/р 26008010077947 в ПАТ
“Укрсоцбанк” м. Київ
МФО 300023 ЄДРПОУ 03328988

№ 074 от 11.12.2015

Диссертационный совет Д 01.06.02
при Донбасской национальной академии
строительства и архитектуры

**СПРАВКА
о внедрении результатов исследования
диссертационной работы Брыжатой Екатерины Олеговны
в практику проектирования и строительства**

В ЧАО «Институт Донбассреконструкция» внедрены результаты исследований Брыжатой Екатерины Олеговны при выполнении поверочных расчетов железобетонных конструкций жилого дома в квартале 191А по ул. Розы Люксембург в Ворошиловском районе г. Донецк на воздействие деформаций земной поверхности (в том числе наклона), вызванных подработкой.

Применение рекомендаций по исправлению крена здания, вызванного наклоном земной поверхности при подработке, позволило уменьшить площадь рабочей арматуры в вертикальных несущих конструкциях (колонны, стены) в среднем на 10-12%.

и.о. директора
ЧАО «Институт Донбассреконструкция»



Приложение 3



**Министерство образования и науки
Донецкой Народной Республики**

**Государственное образовательное учреждение
высшего профессионального образования
«Донбасская национальная академия
строительства и архитектуры»**

86123, г. Макеевка, ул. Державина, 2, тел.: (062) 340-15-80,
(0623) 22-24-67, факс (0623) 22-77-19, email: mailbox@donnasa.ru, идент. код 02070795

от 06.11.17 № 4-04-106

на № _____ от _____

Диссертационный совет Д 01.006.02
при ГОУ ВПО «Донбасская национальная
академия строительства и архитектуры»

СПРАВКА

о внедрении результатов исследований диссертационной работы
Брыжатой Е.О. на тему "**Конструкции с изменяемыми параметрами для исправления кренов
сооружений**", представленной на соискание ученой степени кандидата технических наук по
специальности 05.23.01 – строительные конструкции, здания и сооружения

Аспирант кафедры «Основания, фундаменты и подземные сооружения» Брыжатая Е.О. предложила новую конструкцию с изменяемыми параметрами для исправления кренов зданий и сооружений на территориях со сложными инженерно-геологическими условиями. Предложенная конструкция позволяет осуществлять корректировку геометрического положения здания в пространстве в полуавтоматическом режиме.

Результаты исследований внедрены в учебный процесс в форме рекомендаций к проектированию мероприятий по исправлению неравномерных осадок и кренов зданий в рамках выполнения курсового проекта по дисциплине «Здания и сооружения в сложных инженерно-геологических и горно-геологических условиях» при подготовке магистров по направлению подготовки 08.04.01 «Строительство» по программе подготовки «Теория и проектирование зданий и сооружений».

Проректор по учебной работе
ГОУ ВПО «Донбасская национальная
академия строительства и архитектуры»
д.т.н., профессор

Декан строительного факультета,
к.т.н., доцент

Начальник учебного отдела,
к.э.н., доцент



Н.М. Зайченко

А.М. Алехин

А.А. Сухина

