

Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение
высшего образования «Санкт-Петербургский государственный
архитектурно-строительный университет»

На правах рукописи

Денисова Ольга Олеговна

**ВЛИЯНИЕ УСТРОЙСТВА ГЛУБИННОЙ ДИАФРАГМЫ,
ВЫПОЛНЯЕМОЙ МЕТОДОМ СТРУЙНОЙ ТЕХНОЛОГИИ, НА
НАПРЯЖЁННО-ДЕФОРМИРОВАННОЕ СОСТОЯНИЕ ОГРАЖДЕНИЯ
КОТЛОВАНА И ГРУНТОВОГО ОСНОВАНИЯ**

Специальность 2.1.2. Основания и фундаменты, подземные сооружения»

Диссертация на соискание ученой степени
кандидата технических наук

Научный руководитель:
доктор технических наук,
профессор, член-корр. РААСН
Мангушев Р.А.

Санкт-Петербург – 2023

ОГЛАВЛЕНИЕ

ВВЕДЕНИЕ.....	5
ГЛАВА 1	
ОПЫТ ПРОЕКТИРОВАНИЯ И УСТРОЙСТВА КОТЛОВАНОВ В УСЛОВИЯХ СЛАБЫХ ГРУНТОВ И ПЛОТНОЙ ГОРОДСКОЙ ЗАСТРОЙКИ	14
1.1. Основные принципы проектирования и устройства подземных сооружений в условиях слабых пылевато-глинистых грунтов и плотной городской застройки.....	14
1.2. Определение деформаций основания в границах зоны влияния строительства подземного сооружения	16
1.3. Изгибная жёсткость ограждения как конструктивный способ уменьшения дополнительных деформаций зданий окружающей застройки.....	23
1.3.1. Применение ограждения с достаточной собственной изгибной жёсткостью	23
1.3.2. Увеличение изгибной жёсткости ограждения за счёт устройства системы раскрепления в пределах глубины котлована.....	30
1.3.3. Увеличение изгибной жёсткости ограждения за счёт закрепления грунтового массива вдоль наружного периметра ограждения котлована	36
1.3.4. Увеличение изгибной жёсткости ограждения за счёт закрепления грунтового массива ниже дна проектируемого котлована	37
1.4. Влияние технологических особенностей работ при устройстве системы ограждения на дополнительные деформации зданий окружающей застройки.....	40
1.5. Расчётное обоснование устройства котлованов, разрабатываемых с применением глубинной распорной диафрагмы	46
1.6. Выводы по главе 1.....	49
1.7. Цели и задачи исследования	50
ГЛАВА 2	
ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ НАПРЯЖЁННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ «СТЕНЫ В ГРУНТЕ» НА ЭТАПЕ УСТРОЙСТВА ГЛУБИННОЙ РАСПОРНОЙ ДИАФРАГМЫ.....	52
2.1. Лабораторное моделирование влияния устройства глубинной Jet-диафрагмы на ограждение котлована и грунтовое основание фундаментов соседних зданий	52
2.1.1. Моделирование в составе качественного лабораторного эксперимента	52
2.1.2. Результаты лабораторного эксперимента и их анализ.....	54
2.2. Моделирование влияния устройства глубинной Jet-диафрагмы на ограждение котлована и грунтовое основание фундаментов соседних зданий в границах опытной площадки	57
2.2.1. Общая характеристика опытной площадки	57
2.2.2. Система комплексного геотехнического мониторинга в границах реконструируемого здания	63
2.2.3. Организация опытной площадки (в границах двора №1).....	69

2.2.4. Результаты экспериментального исследования напряжённо-деформированного состояния «стены в грунте» на этапе устройства глубинной горизонтальной диафрагмы Jet Grouting	73
2.2.4.1. Результаты измерения усилий в арматуре конструкции «стены в грунте»	74
2.2.4.2. Результаты измерения горизонтальных перемещений конструкции ограждения по высоте при выполнении Jet-диафрагмы	82
2.2.4.3. Результаты измерения порового давления за конструкцией ограждения на этапе устройства Jet-диафрагмы	90
2.2.4.4. Результаты измерения дополнительных деформаций реконструируемого здания на этапе устройства Jet-диафрагмы	91
2.3. Выводы по Главе 2	97

ГЛАВА 3

ЧИСЛЕННОЕ МОДЕЛИРОВАНИЕ УСТРОЙСТВА JET-ДИАФРАГМЫ И ЕЁ ВЛИЯНИЯ НА ИЗМЕНЕНИЕ НДС ОГРАЖДЕНИЯ КОТЛОВАНА И ГРУНТОВОГО ОСНОВАНИЯ	98
3.1. Методика численного моделирования устройства Jet-диафрагмы	98
3.1.1. Численное моделирование устройства единичной скважины и анализ её влияния на ограждение котлована типа «стена в грунте»	99
3.1.2. Моделирование устройства последовательного ряда Jet-скважин и анализ их влияния на «стену в грунте»	102
3.1.3. Моделирование устройства массива скважин	108
3.1.4. Моделирование устройства Jet-диафрагмы в виде массива при проектном количестве скважин	116
3.2. Численный анализ влияния устройства Jet-диафрагмы, моделируемой в виде лент различной ширины, на ограждение котлована «стена в грунте» (на примере объекта мониторинга)	119
3.3. Расчётное влияние факторов, определяющих степень воздействия Jet-диафрагмы на дополнительные деформации зданий окружающей застройки	125
3.3.1. Влияние расстояния между ограждением котлована и фундаментом здания	126
3.3.2. Влияние глубины устройства Jet-диафрагмы	127
3.3.3. Влияние толщины «стены в грунте»	128
3.3.4. Влияние высоты Jet-диафрагмы	128
3.3.5. Регрессионные зависимости значения максимального перемещения подошвы фундаментов от рассмотренных факторов	129
3.3.6. Сопоставление результатов расчётного прогноза с результатами численного эксперимента	132
3.4. Выводы по Главе 3	133

ГЛАВА 4

АНАЛИТИЧЕСКОЕ РЕШЕНИЕ ЗАДАЧИ ПО ОПРЕДЕЛЕНИЮ ДОПОЛНИТЕЛЬНЫХ ДЕФОРМАЦИЙ МАССИВА ГРУНТА И ЗДАНИЙ ОКРУЖАЮЩЕЙ ЗАСТРОЙКИ ПРИ УСТРОЙСТВЕ РАСПОРНОЙ JET-ДИАФРАГМЫ	135
---	-----

4.1. Обоснование основных предпосылок задачи об изменении напряжённо-деформированного состояния ограждения и грунтового массива при устройстве глубоинной распорной Jet-диафрагмы	135
4.1.1. Основные допущения, принятые при разработке методики аналитического решения	135
4.1.2. Задача о напряжённо-деформированном состоянии упругого полупространства, положенная в основу методики аналитического решения.....	138
4.2. Разработка методики аналитического решения по определению влияния устройства Jet-диафрагмы на дополнительные деформации поверхности грунта и зданий окружающей застройки (в рамках теории упругости).....	141
4.3. Сопоставление результатов расчётов по разработанной методике с результатами численного моделирования и натурных наблюдений	147
4.4. Рекомендации по назначению параметров Jet-диафрагмы, обеспечивающих допустимые величины дополнительных деформаций поверхности за пределами ограждения котлована....	150
4.5. Выводы по Главе 4	155
ЗАКЛЮЧЕНИЕ	156
СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ.....	158
ПРИЛОЖЕНИЕ	169

ВВЕДЕНИЕ

Актуальность темы исследования.

С целью обеспечения допустимых величин дополнительных деформаций окружающей застройки при новом строительстве или реконструкции зданий с устройством подземного пространства система ограждения котлована должна обладать достаточной жесткостью. Большая толща слабых пылевато-глинистых отложений, распространённых в центральных районах Санкт-Петербурга на глубинах от 3-5 м до 15–20 м способствует развитию значительных перемещений ограждения на глубинах, близких к отметке дна котлована или ниже неё. Уменьшить их величину за счёт использования более мощной конструкции ограждения и устройства традиционных систем раскрепления, не всегда представляется возможным. Эффективным решением в таком случае является применение глубинной распорной диафрагмы, выполняемой по технологии струйной цементации (Jet Grouting) в границах контура ограждения ниже уровня дна котлована.

В составе геотехнического расчёта она рассматривается как однородный массив, моделируемый упругим линейно-деформируемым материалом – грунтоцементом с проектными, либо фактическими характеристиками. При таком подходе не учитываются технологические особенности производства работ по устройству диафрагмы, связанные с созданием в закреплённом и окружающем массиве грунта значительного избыточного порового давления.

Как показывает опыт, дополнительные технологические осадки зданий окружающей застройки, вызванные влиянием нового строительства/реконструкции, могут быть сопоставимы, а порой и превышать значения, установленные расчётом и определяемые изменением работы конструкции ограждения при устройстве котлована. Таким образом, исследование влияния технологических особенностей выполнения глубинной горизонтальной Jet-диафрагмы на изменение напряженно-деформированного состояния окружающего грунтового массива является актуальной задачей. Разработка методики учёта влияния данного технологического воздействия на изменение

характера работы ограждения котлована типа «стена в грунте» позволит определять дополнительные деформации основания фундаментов существующих зданий на этапе проектирования.

Степень разработанности темы исследования. В России и за рубежом выполнен большой объём работы по направлению исследования зависимости между деформациями ограждения котлована и дополнительной осадкой массива грунта и зданий, расположенных в границах зоны влияния нового строительства. Данным вопросом занимались Готман Ю. А., Ильичёв В. А., Коренева Е. Б., Мангушев Р. А., Мозгачева О. А., Никифорова Н. С., Петрухин В. П., Сапин Д. А., Семенюк-Ситников В. В., Собенин А. А., Сотников С. Н., Степаненко С. В., Трофимов Е. Ю., Шулятьев О. А. Среди зарубежных работ по данной теме можно отметить следующих авторов: Bowles J.E., Clough G.W., Mana, A. I., Moormann Ch. и Moormann H.R., O'Rourke T.D., Реск, R. В., Smith E. M., Sweeney B. P. Экспериментальные и численные исследования, отражающие совместную работу ограждения котлована и массива грунта в основании зданий окружающей застройки на различных объектах г. Москвы и Санкт-Петербурга опубликованы в работах Алексева С. И., Гутовского В. Э., Знаменского В. В., Ильичёва В. А., Колыбина И. В., Ледяева А. П., Мангушева Р. А., Мозгачевой О. А., Морозова Е. Б., Никифоровой Н.С., Осокина А. И., Петрухина В. П., Разводовского Д. Е., Сотникова С. Н., Улицкого В. М., Фурсова А. А., Чунюка Д. Ю., Шарафутдинова Р. Ф., Шашкина А. Г., Шулятьева О. А. и др.

Исследованием проблем изменения свойств грунтов при их закреплении и развитием технологии струйной цементации занимались: Абелев Ю. М., Безрук В. М., Богов С. Г., Борисова Е. Г., Бroyд И. И., Воронкевич С. Д., Ганичев И. А., Гончарова Л. В., Жинкин Г. Н., Запевалов И. А., Калганов В. Ф., Кузьмин Е. В., Куликов Ю. Н., Меркин Е. С., Коновалов П. А., Корольков В. Н., Маковецкий О. А., Малинин А. Г., Малышев Л. И., Парамонов В. Н., Петросян Л. Р., Попов А. В., Смородинов М. И., Соколович В. Е., Федоров Б. С., Хасин М. Ф., Bottero, Bringiotti, Burke, Garassino, Jahiro, Joshida, Koeling, Melegari, и др. Общие указания по устройству и использованию грунтоцементного массива, в т. ч. в качестве

глубинной горизонтальной распорной диафрагмы, представлены в рекомендациях следующих нормативных документов: СП 291.1325800.2017, СП 45.13330.2017.

Способы уменьшения дополнительных деформаций ограждения котлована за счёт увеличения его изгибной жёсткости путём закрепления массива грунта в примыкании изучались Готманом Ю. А., Ильичёвым В.А., Мангушевым Р. А., Ланько С. В., Назаровым В. П., Фадеевым А. Б.

Проблеме технологического влияния отдельных видов работ «нулевого» цикла на дополнительные деформации зданий окружающей застройки уделено внимание в публикациях Дьяконова И. П., Знаменского В. В., Зуева С. С., Маковецкого О. А., Мангушева Р. А., Минакова Д. К., Мирсаяпова И. Т., Мозгачёвой О. А., Сапина Д. А., Улицкого В. М. и др.

На основании проведённого анализа литературных источников был сделан вывод о том, что при выполнении геотехнических расчётов не учитывается технологическое воздействие глубинной распорной Jet-диафрагмы на ограждение котлована и, как следствие, на вызванные им дополнительные деформации зданий окружающей застройки.

Цель исследования – разработать методы оценки степени и характера влияния процесса устройства глубинной горизонтальной диафрагмы, выполняемой с использованием струйной технологии Jet Grouting (в дальнейшем, Jet-диафрагма), на изменение напряжённо-деформированного состояния конструкции ограждения котлована типа «стена в грунте» и грунтового основания соседних зданий.

Задачи исследования. Для выполнения поставленной цели решались следующие задачи:

1. На основании анализа существующих способов устройства ограждений котлованов в плотной городской застройке выполнить обоснование применения горизонтальной грунтоцементной Jet-диафрагмы в качестве распорной конструкции ограждения котлована.
2. Провести лотковые и полевые исследования влияния процесса устройства глубинной горизонтальной Jet-диафрагмы на изменение напряженно-

деформированного состояния грунтового основания и конструкцию ограждения котлована типа «стена в грунте».

3. Разработать метод аналитического расчета и численного моделирования процесса устройства глубинной горизонтальной диафрагмы, выполняемой по технологии Jet Grouting, и его влияния на конструкцию ограждения котлована «стена в грунте», изменение напряженно-деформированного состояния грунтового основания и дополнительные осадки соседних зданий.

4. Разработать рекомендации по минимизации воздействия работ при устройстве Jet-диафрагмы на напряженно-деформированное состояние грунтового основания и ограждение котлована «стена в грунте».

Объект исследования – устройство глубинной горизонтальной Jet-диафрагмы.

Предмет исследования – изменение напряжённо-деформированного состояния грунтового основания и конструкции ограждения котлована типа «стена в грунте» при устройстве Jet-диафрагмы.

Научная новизна диссертационной работы заключается в следующем:

1. Установлено влияние процесса устройства глубинной горизонтальной Jet-диафрагмы на образование начальных «предварительных» напряжений и перемещений в конструкции ограждения котлована типа «стена в грунте» и грунтовом основании фундаментов зданий окружающей застройки.

2. Разработана методика аналитического расчёта и численного моделирования учёта влияния устройства глубинной Jet-диафрагмы на конструкцию ограждения и грунтовое основание соседних зданий.

3. На основании результатов натурного эксперимента и численного моделирования определена зона влияния технологии струйной цементации на конструкцию ограждения котлована «стена в грунте».

4. Разработана методика оценки дополнительных деформаций оснований существующих зданий, расположенных в границах зоны влияния, при различных конструктивных параметрах Jet-диафрагмы.

Теоретическая и практическая значимость работы.

Теоретическая значимость. На основании результатов экспериментальных исследований и численного моделирования установлено, что под воздействием давления, возникающего при устройстве глубинной Jet-диафрагмы, до начала основных этапов работ «нулевого» цикла происходит изменение напряженно деформированного состояния конструкции ограждения, грунтового основания за ней и развитие дополнительных деформаций в основании фундаментов зданий окружающей застройки. Данное воздействие оказывает влияние на характер работы ограждения в ходе последующей разработки котлована.

Разработана методика численного моделирования технологического процесса устройства Jet-диафрагмы и определены аналитическая и эмпирическая зависимости между конструктивными параметрами ограждения, диафрагмы и дополнительными деформациями грунтового основания фундаментов окружающих зданий.

Практическая значимость. Учёт влияния устройства горизонтальной диафрагмы на «стену в грунте» на основании разработанных методик и зависимостей позволяет:

- определять величины дополнительных деформаций основания фундаментов зданий окружающей застройки в процессе устройства Jet-диафрагмы;
- учитывать зоны образования максимальных усилий в ограждении котлована при устройстве Jet-диафрагмы в процессе назначения конструктивных параметров «стены в грунте»;
- назначать и корректировать шаг и диаметр точек закрепления грунта при устройстве Jet-диафрагмы.

Методология и методы исследования. В диссертационной работе использовались следующие методы исследования:

1. Анализ и систематизация литературных источников по вопросам устройства ограждения котлованов, в том числе с применением грунтоцементной диафрагмы в качестве распорной конструкции, методикам их расчёта и

технологическому воздействию работ «нулевого» цикла на дополнительные деформации зданий окружающей застройки.

2. Проведение лотковых и натурных полевых исследований влияния технологического процесса устройства Jet-диафрагмы на изменение напряжённо-деформируемого состояния ограждения котлована типа «стена в грунте» и грунтового основания фундаментов соседних зданий.

3. Выполнение численного моделирования технологического процесса устройства Jet-диафрагмы в условиях слабых грунтов Санкт-Петербурга.

4. Разработка методики аналитического решения задачи по определению дополнительных деформаций массива грунта, вызванных устройством диафрагмы Jet Grouting в границах ограждения котлована.

5. Сопоставление результатов аналитического решения, численного моделирования и экспериментальных исследований.

6. Численное исследование факторов, определяющих степень воздействия Jet-диафрагмы на дополнительные деформации окружающей застройки, вывод многофакторных эмпирических зависимостей.

7. Установление статистических зависимостей между параметрами Jet-диафрагмы (количеством/шагом точек закрепления) и величиной дополнительной деформации поверхности за пределами ограждения котлована.

Положения, выносимые на защиту:

1. Результаты экспериментальных исследований, подтверждающие возникновение и дальнейшую трансформацию начальных «предварительных» напряжений и перемещений в ограждении котлована, выполняемого методом «стены в грунте», и грунтовом основании при устройстве глубинной Jet-диафрагмы.

2. Методика численного моделирования устройства глубинной Jet-диафрагмы, позволяющая уточнить положение зон и значения максимальных усилий и перемещений в конструкции «стены в грунте», а также определить величины дополнительных деформаций основания фундаментов зданий окружающей застройки, возникающих в результате воздействия Jet-диафрагмы.

3. Методика аналитического расчета дополнительных деформаций зданий окружающей застройки, вызванных устройством Jet-диафрагмы в границах контура ограждения котлована.

4. Сопоставление результатов определения дополнительных деформаций фундаментов зданий окружающей застройки в результате воздействия Jet-диафрагмы на основании аналитического решения, численного моделирования по предлагаемой методике и экспериментальных исследований.

5. Эмпирическая зависимость, определяющая влияния основных параметров задачи (высоты и глубины расположения Jet-диафрагмы, толщины «стены в грунте», расстояния от ограждения до фундаментов существующих зданий) на дополнительные деформации фундаментов зданий соседней застройки.

Область исследования. Согласно сформулированной цели работы, её научной новизны, установленной теоретической и практической значимости настоящая диссертация соответствует паспорту специальности 2.1.2. Основания и фундаменты, подземные сооружения по пункту 3 «Разработка новых методов расчёта и моделирования высокоэффективных конструкций, способов и технологий устройства подземных сооружений промышленного и гражданского назначения», пункту 8 «Разработка новых методов прогноза, расчёта, испытаний, принципов конструирования и создания высокоэффективных технологий устройства подпорных и противодиффузионных конструкций, анкеров и распорных систем, дренажных систем, водопонижения и гидроизоляции для фундаментостроения и подземного строительства» и пункту 10 «Разработка научных основ и ведущих принципов обеспечения безопасности нового строительства и реконструкции объектов в условиях сложившейся застройки, в том числе для исторических памятников, памятников архитектурного наследия и др.».

Степень достоверности результатов исследований и выводов по диссертационной работе обоснована применением основных положений механики грунтов; механики твердого и деформируемого тела; теории линейно деформируемой среды; теории упругости; методов математической статистики; подтверждена хорошей сходимостью аналитических и численных решений с

результатами натурных наблюдений на площадке строительства; обеспечена достаточным объёмом экспериментальных исследований на реальных объектах, реализованных в условиях слабых пылевато-глинистых грунтов и плотной городской застройки, с учётом применения современных средств обработки данных. Сформулированные соискателем выводы и практические рекомендации могут быть использованы при проектировании системы ограждения для котлованов, устраиваемых в условиях плотной застройки.

Апробация результатов. Результаты диссертационной работы докладывались и обсуждались на следующих конференциях: Международная научно-техническая конференция по геотехнике «Современные теоретические и практические вопросы геотехники: новые материалы, конструкции, технологии и методы расчёта» (GFAC 2021) (г. Санкт-Петербург, 27 – 29 октября 2021 г.); LXXVI Научная конференция профессорско-преподавательского состава и аспирантов университета «Архитектура – строительство – транспорт» (г. Санкт-Петербург, 18 - 21 октября 2022 года); Национальная (всероссийская) научно-техническая конференция «Перспективы современного строительства» (Санкт-Петербург, 10 - 13 апреля 2023г.); Межвузовская научно-практическая конференция «Современные направления развития технологии, организации и экономики строительства» (Санкт-Петербург, 21 апреля 2023г.); Межвузовская научно-практическая конференция «Специальные сооружения и объекты: актуальные проблемы изысканий, строительства и эксплуатации» (Санкт-Петербург, 25 апреля 2023г.); Ежемесячная видеоконференция Российского общества по механике грунтов, геотехнике и фундаментостроению (Москва, 8 июня 2023г.).

Личный вклад автора заключается в формулировании целей и задач исследования; поиске их решения путём проведения достаточного объёма экспериментальных исследований на объектах, реализованных в условиях слабых пылевато-глинистых грунтов и плотной городской застройки; последующей обработке результатов измерений; разработке методик численного и аналитического определения дополнительных деформаций зданий окружающей застройки, вызванных устройством Jet-диафрагмы в границах ограждения

котлована; определении рекомендаций по назначению параметров Jet-диафрагмы (количества/шага точек закрепления), обеспечивающих допустимые величины дополнительных деформаций поверхности за пределами ограждения котлована; подготовке публикации с изложением основных результатов исследования.

Публикации. Основные положения, результаты и выводы по диссертационной работе получили отражение в 9 публикациях, в том числе 7 из которых опубликованы в изданиях, утверждённых перечнем ВАК РФ, и 1 – в издании, индексируемом международными базами данных Scopus.

Структура и объём диссертационной работы.

Диссертационная работа состоит из введения, четырёх глав, заключения и списка литературы, включающего в свой состав 106 наименований, и приложения. Работа изложена на 171 странице машинописного текста, содержит 83 рисунка, 22 таблицы.

ГЛАВА 1

ОПЫТ ПРОЕКТИРОВАНИЯ И УСТРОЙСТВА КОТЛОВАНОВ В УСЛОВИЯХ СЛАБЫХ ГРУНТОВ И ПЛОТНОЙ ГОРОДСКОЙ ЗАСТРОЙКИ

1.1. Основные принципы проектирования и устройства подземных сооружений в условиях слабых пылевато-глинистых грунтов и плотной городской застройки

Одним из основных направлений развития современного архитектурно-строительного проектирования в Санкт-Петербурге является интенсивное освоение подземного пространства в границах участка застройки [45, 46, 78] с целью его использования для расположения технических помещений и критически необходимых парковочных мест при ограниченных высотных габаритах зданий, возводимых или реконструируемых в условиях исторического центра города. Сохранение и развитие исторического центра Санкт-Петербурга должно обеспечиваться за счёт грамотной интеграции современных проектных решений в исторически сформировавшуюся сохраняемую среду. Особенности этой среды являются:

- существующая окружающая застройка – здания постройки 18-19вв. 2 и 3 категории технического состояния с ленточными бутовыми фундаментами на естественном основании, расположенные, преимущественным образом, в непосредственном примыкании к участку предполагаемого строительства;
- сложные инженерно-геологические условия центральной части города, отличные наличием мощной толщи слабых пылевато-глинистых отложений, расположенных под относительно небольшим слоем плотных пылеватых песков при высоком уровне грунтовых вод.

В условиях исторического центра Санкт-Петербурга основные конструктивные и технологические решения при новом строительстве или реконструкции зданий с устройством подземного пространства должны

обеспечивать сохранность существующей окружающей застройки, расположенной в границах зоны влияния/риска. Согласно требованиям действующей нормативной документации [1, 2, 5] в качестве основного критерия такой безопасности выступает величина дополнительной деформации сохраняемых зданий. Значение деформации определяется категорией, присвоенной зданию по результатам обследования, его конструктивным решением и принадлежностью к классу исторической застройки (согласно СП 22.13330.2016).

На основании требований нормативной документации федерального значения для рядовой застройки 2 и 3 категории технического состояния, характерной для центральной части города, предельные величины дополнительных деформаций не должны превышать 0,5 – 3,0 см [2]. В условиях Санкт-Петербурга, особенно наличием слабых грунтов с модулем деформации менее 7 МПа, территориальные строительные нормы допускают развитие дополнительной осадки существующих зданий до 2,0 – 3,0 см [11]. В таблице 1.1 представлены сравнительные данные по величинам предельных нормативных деформаций зданий по требованиям действующих нормативных документов.

Значения предельных нормативных дополнительных деформаций зданий рядовой застройки Санкт-Петербурга

Таблица 1.1

№ п/п		Категория техн. состояния здания	Действующий нормативный документ			
			федерального значения			территор. значения
			СП 22.13330. 2016	СП 305.1325 800.2017	ГОСТ Р 56198- 2014	ТСН 50- 302-2004
1	2	3	4	5	6	7
1.	Многоэтажные бескаркасные здания с несущими стенами их крупных блоков или кирпичной кладки без армирования	2	3,0	3,0	-	3,0
2.		3	1,0	1,0	-	2,0
3.	Многоэтажные и одноэтажные здания исторической застройки или памятники истории, архитектуры и культуры с несущими стенами из кирпичной кладки без армирования	2	1,0	1,0	1,0	3,0
4.		3	0,5	0,5	0,5	2,0

Данная величина осадки представляет собой сумму дополнительных деформаций, получаемых существующим зданием 1 – на этапе устройства ограждающей конструкции и разработки котлована для устройства подземного объёма проектируемого сооружения и 2 – на этапе возведения его конструкций и загрузки их весом эксплуатационных нагрузок. Составляющая осадки от веса нового здания в меньшей степени влияет на величину дополнительной деформации окружающей застройки и при необходимости может быть уменьшена за счёт корректировки проектного решения в части устройства фундаментов.

В условиях слабых грунтов основная часть дополнительной осадки существующих зданий развивается именно на этапе устройства подземной части объекта строительства и является результатом совместного влияния двух составляющих факторов:

- 1) конструктивных – определяемых жёсткостью конструкции ограждения;
- 2) технологических – происходящих в ходе производства отдельных технологических процессов «нулевого» цикла.

1.2. Определение деформаций основания в границах зоны влияния строительства подземного сооружения

В отечественной и зарубежной практике существует большой объём исследований зависимости деформации устраиваемого ограждения ($U_{гор.}$) и дополнительной осадки ($S_{дон.}$) поверхности и зданий, расположенных в границах зоны влияния нового строительства. В большей степени она характеризуется конструктивными факторами – изменением напряжённо-деформированного состояния ограждения и грунтового основания за его пределами в процессе разработки котлована за счёт взаимного соотношения множественных параметров - инженерно-геологических условий участка, глубины расположения уровня грунтовых вод, жесткости конструкций ограждения котлованов, вида распорной системы и др. При этом работы по данному вопросу ведутся по двум направлениям: на основании численных расчётов с вариантным моделированием отдельных

выделенных факторов влияния, и посредством обобщения экспериментальных наблюдений, полученных в составе геотехнического мониторинга за существующими зданиями и объектом нового строительства.

Первые обобщения по вопросу прогноза деформаций поверхности основания в границах зоны влияния строительства подземного сооружения на основе анализа многочисленных результатов натуральных наблюдений в зависимости от типа грунтовых условий, жёсткости ограждения (для шпунтового ряда) и глубины котлована выполнил Реск, Р. В. (1969 г.) [103, 104, 105].

Многолетние исследования за осадками зданий проводились кафедрой Геотехники Санкт-Петербургского архитектурно-строительного университета под руководством С.Н. Сотникова при участии А.А. Собенина (1974 г., 1975 г.) [72, 73], И. И. Костюкова и др. В их составе была выполнена большая работа по решению проблемы примыкания новых зданий к существующим.

Зависимость деформации ограждения котлована и дополнительной осадки поверхности за его пределами приводят в своих работах Mana, A. I., и Clough, G. W., определяя её формулой: $S_{don.}=(0,6\dots 1)\times U_{гор.}$ (1981 г.) [96].

Численную зависимость осадки поверхности грунта вокруг разрабатываемого котлована и размеров зоны развития данных деформаций от величины горизонтального перемещения ограждения котлована установил Bowles J.E. (1988 г.) [92]. Предположив, что форма мульды оседания поверхности грунта имеет характер параболы, он определяет размер зоны влияния котлована следующим образом: $D=(H_e+H_d)\times \tan(45-\varphi/2)$, где H_e – глубина котлована, $H_d=V$ (ширина котлована) при $\varphi=0$ и $H_d=0,5\times B\times \tan(45-\varphi/2)$ при $\varphi>0$. При этом, максимальная осадка поверхности грунта, расположенная непосредственно у ограждения, определяется как $\delta_{vm}=4\times V_s/D$, где V_s – площадь эпюры горизонтальных смещений ограждения, а осадка, возникающая на расстоянии x от ограждения котлована, как $\delta_v=\delta_{vm}(x/D)^2$.

Clour G. T., Smith E. M., Sweeney B. P. (1989 г.) [94] предложили графический способ определения значения $U_{гор.max.}/H$ в зависимости от показателя (K_I),

определяемого жесткостью ограждающей конструкции котлована без учёта типа грунтовых условий.

Clough G.W. и O'Rourke T.D. (1990 г.) [93] обобщили результаты натурных наблюдений за горизонтальными отклонениями ограждения и деформациями массива грунта за пределами глубоких котлованов при различных вариантах их устройства: сплошное и интервальное шпунтовое ограждение, «стена в грунте», буронабивные и секущие сваи, грунтоцементная стена. Разработка котлованов рассматривалась для двух вариантов грунтовых условий: глинистый грунт и песчаный грунт. Согласно результатам исследования максимальное значение вертикальных деформаций поверхности грунта за пределами котлована глубиной H не превышает $0,5\% H$ в глинистых грунтах и $0,15\% H$ в песчаных грунтах. Авторы предложили графический способ определения вертикальных деформаций грунта в конкретной рассматриваемой точке в зависимости от определённой ранее величины максимальной осадки, глубины котлована и грунтовых условий. Предполагая, что в случае песчаных грунтов, максимальная деформация грунта будет происходить непосредственным образом у ограждения котлована, величина зоны деформирования грунта будет определяться $2H$. В случае глинистых грунтов величина зоны деформирования грунта будет составлять $3H$.

В работах X. Ноу and M. Хиа схема деформирования поверхности за пределами котлована определяется работой ограждения: при его раскреплении она описывается уравнением параболы в интегральном виде, а в случае консольной работы ограждающей конструкции – экспонентой.

Исследования Реск, R. В. продолжили Moormann Ch. & Moormann H.R. (2002 г.) [101], (2004 г.) [100], Moormann Ch. (2003 г.) [99], дополнив выведенные графические материалы данными наблюдений за «стеной в грунте», ограждением из буросекущихся свай и грунтоцементных свай, выполненных по технологии струйного закрепления грунта. При этом авторы подтвердили результаты работ Mana A. I., и Clough G. W. – независимо от соотношения параметров геотехнической ситуации на объекте дополнительные деформации основания за пределами котлована не превысят 50 – 100% от величины горизонтального

смещения ограждающей конструкции. Однако, в случае нарушения структуры слабых пылевато-глинистых грунтов основания, вызванного воздействием динамических нагрузок от работы строительной техники, дополнительная осадка поверхности может достигнуть двукратной величины горизонтального отклонения ограждения.

Большой объём исследований по определению дополнительной осадки существующих зданий, расположенных в границах зоны влияния при устройстве глубоких котлованов выполнен в НИИОСП им. Н.М. Герсеванова. В соответствии с рекомендациями (1999 г.) [13], значение дополнительной деформации здания окружающей застройки, расположенного в границах призмы активного давления грунта, зависит от величины горизонтальных смещений ограждающей конструкции и определяется зависимостью, при которой форма эпюры осадки поверхности основания и эпюры горизонтального перемещения ограждения котлована соответствуют друг другу, а их площади равны между собой. При этом авторами отмечается, что предлагаемые методы оценки влияния устройства котлована на расположенные поблизости здания и сооружения не учитывают технологического воздействия со стороны производства строительных работ.

S. J. Boone, J. Westland (2005 г.) [91] откорректировали зависимость, представленную в исследованиях [101] посредством введения дополнительного поправочного коэффициента. Его величина определялась схемой работы ограждения (1,0 – для консольного ограждения и 0,85 – для ограждения с системой раскрепления) в зависимости от соотношения площадей эпюр перемещений грунта за пределами котлована в вертикальном и в горизонтальном направлениях, полученных на основании обобщения многочисленных результатов численного моделирования. В своих исследованиях S. J. Boone, J. Westland предложили пошаговую методику вычисления дополнительных деформаций основания за пределами ограждения котлована. Сначала определяется горизонтальное перемещение ограждения с учётом поправочных коэффициентов на размеры котлована, жёсткость системы раскрепления и отдельные характеристики грунтового основания. Далее вычисляется площадь эпюры данных перемещений с

учётом коэффициентов, обусловленных работой ограждения (0,85 либо 1,0). Ввиду совместности деформаций ограждения и окружающего его массива грунта площадь эпюры данных деформаций с учётом введённых поправок приравнивается к площади эпюры вертикальной осадки поверхности основания с последующим определением её максимального значения. При этом подтверждается характер распределения деформаций поверхности, установленный ранее в исследованиях X. Hou and M. Xia – в виде параболы при консольной работе ограждения и в виде экспоненты при анкерной.

Влияние типа системы закрепления ограждения на размер зоны распространения деформаций поверхности за пределами разрабатываемого котлована представлено в статье В. П. Петрухина, О. А. Шулятьева, О. А. Мозгачевой на примере строительства Турецкого торгового центра в г. Москве (2004 г.) [63]. Авторы определили, что размер зоны развития деформаций за пределами ограждения котлована равен его глубине при устройстве распорной системы из металлических труб и составляет (2,0 – 2,5) глубины котлована – при закреплении ограждения анкерами. При этом, характер кривой осадок поверхности грунта, в том числе в границах зданий окружающей застройки, описывается уравнением Гаусса: $S(x)=S(0)\times e^{-x}$.

Большой объём численных и экспериментальных исследований по определению дополнительной деформации поверхности основания и фундаментов зданий окружающей застройки г. Москвы в результате разработки глубоких котлованов приведён в публикациях Никифоровой Н. С. На основании анализа натурных экспериментов Никифорова Н. С. (2005 г.) [60] определила степень влияния ряда факторов на закономерности деформирования оснований вблизи проектируемых подземных сооружений для инженерно-геологических условий г. Москвы. Автором установлены зависимости для определения осадки сохраняемых зданий при различных сочетаниях следующих параметров: глубины заложения фундаментов, удалённости от котлована и категории технического состояния объектов окружающей застройки; глубины котлована; типа крепления ограждающих конструкций.

Зависимости, полученные в [60], показали лучшую сходимость результатов в сравнении с данными, опубликованными Mestat P. & Bourgeois E. (2002 г.) [98] на основании анализа данных банка MOMIS. При этом по мнению авторов, за счёт несовершенств применяемых моделей слабых грунтов расхождение между расчётными и замеренными величинами может достигать 100% – для осадок поверхности грунта за пределами ограждения котлована и 50% – для горизонтальных перемещений верха ограждения.

В работе [61] Никифорова Н. С. (2005) уточнила зависимости, установленные в [60], для различных типов инженерно-геологических условий, характерных для г. Москвы, а также привела соответствующие им трехмерные поверхности осадок зданий окружающей застройки, расположенных вблизи котлованов глубиной 8 – 12 м. На основании полученных зависимостей автором, совместно с Ильичёвым В. А. и Кореновой Е. Б. (2006 г.) [30], был разработан эмпирико-аналитический метод вычисления деформаций грунтового основания за пределами котлованов глубиной более 5 м, а также выведена формула расчёта дополнительной осадки зданий окружающей застройки на ленточных фундаментах.

В составе последующих исследований Никифорова Н. С. (2010) [62] откорректировала формулу, полученную в [61], приведя её к следующему виду: $S(x) = k_r \times [\delta \times \varphi(x) + q/k]$. Слагаемые, образующие формулу, и входящие в их состав эмпирико-аналитические коэффициенты, зависят от ряда параметров: погонной изгибной жёсткости здания; давления по подошве ленточного фундамента; вида распорной системы; коэффициента постели основания; глубины разработки котлована; расстояния от ограждения до здания; соотношения между максимальной осадкой поверхности за пределами котлована и его глубиной. Для инженерно-геологических условий г. Москвы при глубине котлована более 10 м величина относительного горизонтального перемещения ограждающей конструкции определялась величиной $f_h = u_h^{max} / H_k = 0,2\%$ и диапазоном $f_h = u_h^{max} / H_k = 0,3 - 0,5\%$.

Установленный ранее метод определения дополнительных деформаций окружающей застройки при разработке глубоких котлованов [30] Ильичёв В. А.,

Никифорова Н. С., Готман Ю. А., Трофимов Е. Ю. (2015г.) [29] развивают при исследованиях активных и пассивных методов защиты, добавляя в формулу прогнозируемой величины осадки понижающий коэффициент, определяемый типом защитного мероприятия ($K_c=0,1 - 0,95$).

В работах Мангушева Р. А. и Сапина Д. А. (2015 г.) [54] дополнительная осадка поверхности основания за пределами котлована определяется величиной изгибной жесткости ограждения в виде степенной или логарифмической зависимостей – $S_{дон.}=974 \times (EI)^{-0,26}$ и $S_{дон.}=-4,85 \times \ln(EI)+94,5$ соответственно. Однако, в составе факторов влияния авторы не учитывают глубину котлована, жёсткость зданий окружающей застройки, а также их удалённость от проектируемого подземного сооружения.

Исследования в направлении изучения взаимосвязи горизонтальных перемещений ограждения котлована и деформаций поверхности основания за его пределами отражены в работах Семенюк-Ситникова В. В. (2005) [71] и Степаненко С. В. (2015 г.) [74].

Исследованием закономерностей деформирования грунтового массива при разработке глубоких котлованов в г. Ханое и г. Хошимине, ограждённых «стеной в грунте» занимался Нгуен Ван Хоа, 2021 г. [59]. По результатам его работы определены поправочные коэффициенты для формулы осадки основания фундаментов зданий окружающей застройки, предложенной Ильичевым В. А. и др. (2007 г.), Никифоровой Н.С. (2008 г.), с учётом типа распорной системы, горизонтальных перемещений «стены в грунте» в условиях слабых водонасыщенных грунтов Вьетнама и сейсмических воздействий.

Большой объём экспериментальных и численных исследований, отражающих совместную работу ограждения котлована, деформаций массива грунта за его пределами и зданий окружающей застройки, расположенных в границах зоны влияния строительства на различных объектах г. Москвы и Санкт-Петербурга, опубликованы в работах Собенина А. А. (1974 г.) [72]; Сотникова С. Н. (1987 г.) [73]; Колыбина И. В., Фурсова А. А. (2000 г.) [33]; Улицкого В. М., Алексеева С. И. (2002 г.) [79]; Речицкого В. В. (2003 г.) [69]; Мозгачевой О. А.,

Петрухина В. П., Разводовского Д. Е., Шулятьева О. А., Никифоровой Н.С. (2006 г.) [58], (2008 г.) [68]; Улицкого В. М. [и др.] (2008 г.) [75]; Мангушева Р. А., Ошуркова Н. В., Гутовского В. Э. (2010 г.) [53]; Ильичёва В. А., Мангушева Р. А., Ледяева А. П. (2011 г.) [24]; Улицкого В. М., Шашкина А. Г., Шашкина К. Г. (2011 г.) [76, 77], (2012 г.) [78]; Знаменского В. В., Чунюка Д. Ю., Морозова Е. Б. (2012 г.) [23]; Мангушева Р. А., Осокина А. И., Сотникова С. Н. (2018 г.) [45], Исаева О. Н., Наятова Д. В., Шарафутдинова Р. Ф., Пантелева В. В., Петрухина В. Н. (2011 г., 2012 г., 2014 г.) [31, 32, 64, 65, 66, 86] и пр.

На основании приведённых исследований установлено, что дополнительные деформации поверхности грунта и фундаментов зданий окружающей застройки, возникающие в результате разработки котлована, определяются взаимным учётом комплекса факторов: изгибной жёсткости ограждения; инженерно-геологических условий участка; глубины котлована; жёсткости зданий окружающей застройки, их удалённости от контура ограждения и пр. При этом наибольшее влияние на величину дополнительных деформаций поверхности грунта оказывает изгибная жёсткость ограждения котлована. *Уменьшение величины дополнительной осадки поверхности грунтового основания и фундаментов окружающих зданий возможно обеспечить за счёт снижения горизонтальных перемещений ограждения при увеличении его изгибной жёсткости благодаря совместной работе конструкции ограждения и элементов системы раскрепления.*

1.3. Изгибная жёсткость ограждения как конструктивный способ уменьшения дополнительных деформаций зданий окружающей застройки

1.3.1. Применение ограждения с достаточной собственной изгибной жёсткостью

Выбор типа и способа устройства ограждения в полной мере определяется конкретной геотехнической ситуацией, обуславливаемой сложностью инженерно-геологических условий участка, глубиной разрабатываемого котлована, близостью зданий окружающей застройки и пр. Грунтовые условия центральной части Санкт-Петербурга, характерные повсеместным распространением мощной толщи слабых

водонасыщенных пылевато-глинистых структурно-неустойчивых, тиксотропных отложений (залегających на глубинах от 3 – 5 м до 15 – 20 м с уровня дневной поверхности), определяют большую глубину расположения ограждающей конструкции и исключают возможность её устройства при воздействии динамической нагрузки на основание. В этом случае ограничивается возможность разработки котлованов под защитой наиболее экономичных щитовых, балочных (устраиваемых по способу Сименса) ограждений, а также ограждений из металлических свай с заполнением/забиркой (типа «берлинская стенка»). Проблемы при погружении, малая жёсткость и большая деформативность обозначенных типов ограждений в совокупности с необходимостью понижения уровня грунтовых вод в ходе производства земляных работ способны вызвать значительные деформации массива грунта, окружающего котлован, и, как следствие, сверхнормативные осадки зданий и сооружений сохраняемой застройки.

Таким образом можно определить *основные требования, предъявляемые к конструкции ограждения котлована в условиях слабых грунтов и плотной исторической застройки центральной части Санкт-Петербурга:*

- а) достаточная изгибная жёсткость и, как следствие, малая деформативность выполняемого ограждения;*
- б) способность обеспечивать замкнутый водонепроницаемый контур;*
- в) возможность устройства ограждений достаточной глубины (в среднем, 16 – 20 м и более) при отсутствии в процессе погружения динамических воздействий на грунты основания.*

С учётом обозначенных требований в условиях плотной исторической застройки центральной части города для обеспечения вертикальных стен котлованов (в т. ч. глубоких) при устройстве подземных объёмов проектируемых зданий возможно использование ограждающих конструкций следующих типов:

1) Ограждение котлована из металлического шпунта

В грунтовых условиях центральной части Санкт-Петербурга наибольшее распространение получил металлический шпунт типа «Ларсен» (U-образного

профиля) и «Арселор» (Z-образного профиля). Высокая жёсткость и малая деформативность отдельных типоразмеров данных марок шпунта обеспечивает возможность восприятия им необходимого бокового давления при использовании в условиях слабых грунтов и плотной застройки центральной части Санкт-Петербурга. В грунтовых условиях г. Москвы, на основании исследований Ильичёва В. А., Знаменского В. В. и Морозова Е. Б. [27], устройство ограждения из шпунта типа «Ларсен» не распространено и составляет менее 1% от общего объёма устройства ограждений.

Для исторической застройки с характерными фундаментами на естественном основании понижение уровня грунтовых вод ниже отметки подошвы может привести к развитию чрезмерных дополнительных деформаций сохраняемых зданий. Шпунтовое ограждение является достаточно водонепроницаемой конструкцией – высокое качество замковых соединений и постепенное заиливание пазух препятствует фильтрации через сечение ограждения и обеспечивает возможность его применения при высоком уровне грунтовых вод, характерном для центральной части Санкт-Петербурга.

Инженерно-геологические условия центральной части города, характерные наличием мощной толщи пылевато-глинистых грунтов позволяют без особых усилий погружать шпунтовый ряд, делая его применение достаточно распространённым. При соблюдении технологических процессов производства работ наименьшее воздействие на вмещающий массив грунта оказывают устройство шпунта способом статического вдавливания и безрезонансного вибропогружения. При этом следует отметить сложность погружения свай в гравелистые, полускальные и скальные грунты, а также плотные и прочные глинистые грунты с включениями гравия, гальки и валунов.

В Санкт-Петербурге имеется множество примеров удачного применения металлического шпунта в качестве ограждения котлована, разрабатываемого в условиях плотной застройки центральной части города. В качестве примеров его исполнения можно отметить реализованные объекты по следующим адресам: ул.

Стремянная, д. 15/1 (2004г.); ул. Мира, д. 37 (2014г.); Нейшлотский пер., д. 19/21 (2022г.) и др.

2) «Стена в грунте»

Ограждение котлована типа «стена в грунте» получило широкое распространение в условиях плотной застройки исторического центра Санкт-Петербурга благодаря технологической возможности устройства конструкции различной глубины (в среднем 20 – 25м в грунтовых условиях Санкт-Петербурга), толщины (от 0,4м до 1,0м и более) и армирования, обеспечивающих её *высокую изгибную жёсткость*. Более высокие жёсткостные параметры ограждения могут быть обеспечены за счёт выполнения конструкции с контрфорсами, устраиваемыми с требуемым расчётным шагом.

При качественном исполнении «стена в грунте» представляет собой *полностью водонепроницаемую конструкцию*. При высоком уровне грунтовых вод, характерном для инженерно-геологических условий Санкт-Петербурга, заделка основания «стены в грунте» в водоупорные слои позволяет разрабатывать грунт при малом притоке воды в котлован и сохранять неизменным положение уровня в границах зданий окружающей застройки.

Отсутствие динамического воздействия на вмещающий массив грунта в составе производственного цикла позволяет рассматривать «стену в грунте» как одну из наиболее щадящих технологий по отношению к сохраняемым зданиям окружающей застройки.

Вместе с тем, применение «стены в грунте» ограничивается на площадках, характерных распространением: 1 – слабых торфяных или илистых грунтов (ввиду невозможности обеспечить устойчивость бортов траншеи), а также 2 – гравелистых отложений (за счёт их высокой фильтрации и возможности ухода бентонитового раствора в макропоры слоя грунта). Также «стену в грунте» сложно выполнить в массивах при наличии мощного потока напорных грунтовых вод.

В качестве примеров успешного устройства ограждения котлована методом «стена в грунте» в Санкт-Петербурге можно отметить реализованные объекты по

следующим адресам: Комендантская пл., д. 1 (2006г.); Зоологический пер., д. 2-4 (2008г., «стена в грунте» с контрфорсами); Клинский пр., д. 25, лит. А (2020г.) и др.

3) Ограждение из буросекущихся или бурокасательных свай, выполняемых с замывом стыков по технологии Jet Grouting.

Несмотря на сходство большинства конструктивных и технологических параметров, ограждения котлована в виде буросекущихся свай и бурокасательных свай могут оказывать совершенно разные воздействия на здания окружающей застройки.

Особенностью *ограждения котлована из буросекущихся свай* является их перехлест – пересечение тела соседних свай создается бурением по бетону ранее выполненных свай, что обеспечивает сплошность конструкции и её относительную водонепроницаемость. Повышенное динамическое воздействие на основание, возникающее при организации перехлеста, способно вызвать расструктурирование и проявление тиксотропных свойств слабых пылевато-глинистых грунтов, распространённых в центральной части Санкт-Петербурга, а также привести к развитию сверхнормативных осадок фундаментов сохраняемых зданий окружающей застройки. Примером отрицательного воздействия данной технологии является устройство ограждения из буросекущихся свай при строительстве отеля «Невский палас» на Невском проспекте, д. 55-57 (Мангушев и др, 2018 г. [45], Мангушев Р. А., Осокин А. И (2020 г.) [97]). Под влиянием динамической нагрузки в ходе бурения свай четыре соседних здания получили сверхнормативные деформации. По этой причине в современной практике строительства в границах исторического центра Санкт-Петербурга ограждение из буросекущихся свай используется достаточно редко, предпочтение отдаётся ряду из бурокасательных свай.

Технология устройства *ограждения из бурокасательных свай* не предполагает взаимного пересечения элементов – соседние сваи устраиваются рядом, вплотную друг к другу. Поэлементное устройство ряда, пространственная работа грунта, обеспечивающая устойчивость скважин в процессе бурения и последующего бетонирования, и отсутствие динамического влияния на

вмещающий массив грунта позволяет рассматривать ограждение из буронабивных свай в качестве достаточно щадящей технологии по отношению к сохраняемым зданиям окружающей застройки.

При этом стоит отметить и отрицательную особенность данной технологии. В ходе производства строительных работ имеет место технологическое отклонение выполняемых свай от проектного положения как в плане, так и по глубине (регламентируемое нормативной документацией). Как следствие, при высоком уровне грунтовых вод, характерном для центральной части Санкт-Петербурга, в местах расположения дефектных стыков ряд из буронабивных свай может иметь протечки, а в ряде случаев прорывы грунтовой массы в котлован. Для обеспечения водонепроницаемости ограждения производится вертикальный замыв стыков буронабивных свай секторными элементами по струйной технологии.

В качестве примеров успешного устройства ограждения котлована из буронабивных свай в Санкт-Петербурге можно отметить реализованные объекты по следующим адресам: наб. р. Фонтанки, д. 21, лит. А (2021г.); наб. р. Малой Невки, д. 11 (2021г.) и др.

4) Ограждение, выполняемое методом струйной цементации.

Поэлементное устройство грунтобетонных свай ряда, выполняемых без извлечения грунта в процессе технологического цикла производства работ, в т. ч. с армированием элементами прокатного профиля [42, 56], использование малогабаритной техники и отсутствие динамического влияния на вмещающий массив грунта позволяет рассматривать ограждение, формируемое способом струйной цементации в качестве достаточно щадящей технологии по отношению к сохраняемым зданиям окружающей застройки.

Однако, ограждения котлованов данного типа не получили широкого распространения в условиях слабых грунтов Санкт-Петербурга. Поскольку технология струйной цементации не обеспечивает полное замещение грунта цементным раствором, то размеры и прочность элементов, образованных размывом, не зависят от параметров оборудования (как для свай и «стены в грунте»), а определяются инженерно-геологическими условиями участка –

особенностями характеристик для каждого конкретного слоя, течением и напором грунтовых вод и пр. Высокое содержание воды, наличие пылеватых и глинистых фракций грунтов с органическими примесями, распространённых в условиях исторического центра Санкт-Петербурга, определяют конечные характеристики закрепляемого массива. При этом в действующей нормативной документации отсутствуют точные значения прочности и диаметра грунтоцементного элемента для конкретных характеристик чистого грунта (приводится интервал данных значений: например, диаметр Jet-свай при однокомпонентной струйной технологии (Jet 1) может составлять 0,55 – 0,65м в глинистых и 0,65 – 0,70м в песчаных грунтах). На стадии проектирования данные параметры устанавливаются предварительно, с учётом определённого запаса, что заранее определяет высокую стоимость производства работ. Более усложняет ситуацию неравномерное расположение включений грунта по высоте и площади образованного грунтобетона, что не позволяет получить однородный массив с постоянными характеристиками. Поэтому в качестве самостоятельной конструкции ограждение котлована, выполняемое методом струйной цементации, не имеет широкого применения в грунтовых условиях центральной части Санкт-Петербурга. В качестве примеров успешного применения технологии можно отметить объекты, реализованные в г. Москве по ул. Мытная [40, 41], по Спасоналивковскому переулку (2005г.) [41, 42] и др.

Возвращаясь к вопросу ограничения горизонтальных перемещений ограждения, как критерия сохранности существующих зданий, расположенных в примыкании к разрабатываемому котловану, рассмотрим график сравнения жесткостей ограждений различных типов (см. рисунок 1.1), представленный по материалам исследований Д. А. Сапина (2016г.) [70]. Наиболее распространённые профили шпунта корытного и Z-образного сечения значительно уступают в жёсткости более мощному трубошпунту и сравнимой с ним конструкции плоской «стены в грунте» траншейного типа. Однако устройство трубошпунта возможно выполнить исключительно способом вибропогружения, что практически полностью исключает его использование в условиях плотной исторической

застройки центральных районов Санкт-Петербурга. У «стены в грунте» с контрфорсами нет аналогов по жёсткости, хотя даже её величины бывает недостаточно в случае большой глубины котлована и значительной нагрузки от сохраняемого здания на основание вдоль бровки.

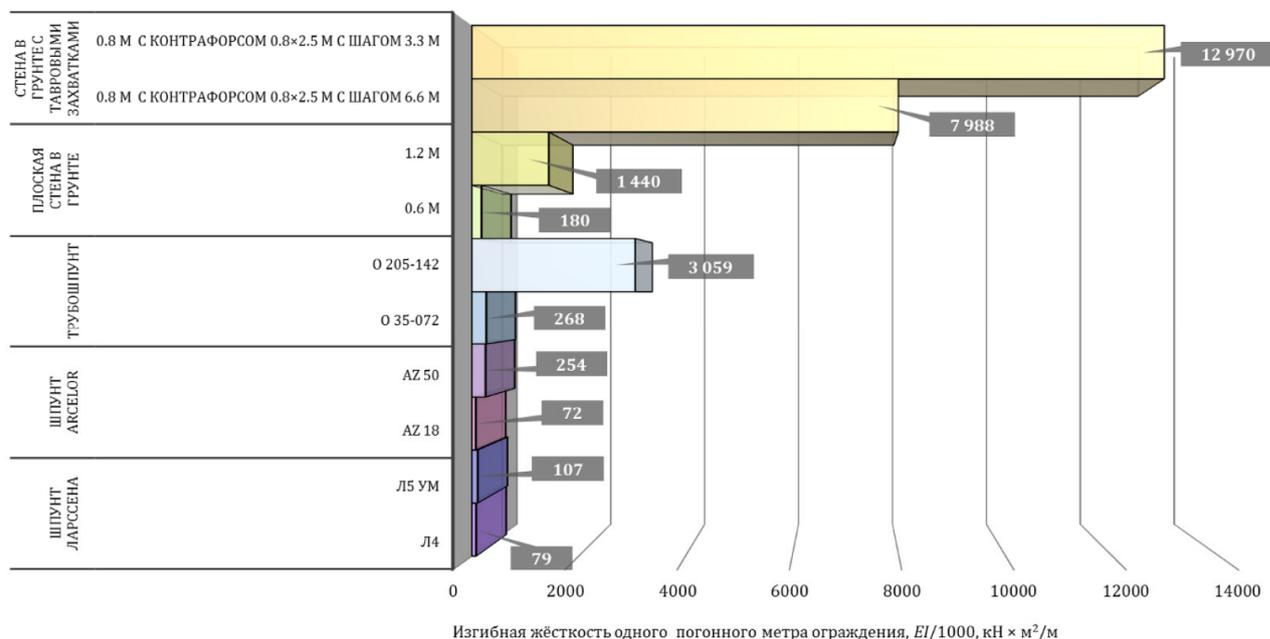


Рисунок 1.1. Сравнение изгибной жёсткости ограждений котлованов различных типов [70].

1.3.2. Увеличение изгибной жёсткости ограждения за счёт устройства системы раскрепления в пределах глубины котлована

В случае невозможности устройства консольного ограждения, либо при значительной величине его горизонтальных перемещений уменьшить дополнительные деформации основания и фундаментов зданий окружающей застройки в границах зоны влияния возможно за счёт устройства системы раскрепления, выполняемой в границах глубины разрабатываемого котлована. Выбор способа устройства системы раскрепления, аналогично виду ограждения, определяется на основании совместного учёта следующих основных параметров влияния: сложность инженерно-геологических условий участка, глубина разрабатываемого котлована, близость зданий окружающей застройки. В совокупности с основными видами ограждений, используемых в условиях слабых грунтов Санкт-Петербурга (см. п. 1.1.3 настоящей работы), обеспечить

достаточную изгибную жёсткость их конструкции возможно за счёт применения ниже следующих систем раскрепления или их комбинации.

1) Анкерная система раскрепления котлована

Раскрепление ограждения анкерами позволяет разрабатывать котлован свободным образом, без поэтапной проходки, свойственной котлованам с распорными системами, не требует использования малогабаритной строительной техники. Однако, в инженерно-геологических условиях центральной части Санкт-Петербурга анкерные системы не имеют широкого распространения по следующим причинам:

– Мощная толща слабых глинистых грунтов текучей и текупластичной консистенции, в т. ч. заторфованных, распространённая в пределах глубины котлована и ниже него, не позволяет обеспечить высокую несущую способность грунтовых анкеров и делает их применение крайне неэффективным.

– Большая длина грунтовых анкеров определяет расположение тяги и/или корня конструкции в пределах площади существующих зданий исторического центра города. Даже при обеспечении требуемой несущей способности, свойство ползучести глинистых грунтов может вызывать медленное смещение анкера в сторону котлована и, как следствие, дополнительные деформации основания и фундаментов зданий и системы коммуникаций, расположенных над анкером.

– Ввиду большой длины анкера возникает необходимость выполнять инженерно-геологические изыскания далеко за пределами границ участка застройки.

– При устройстве ряда раскрепления ниже уровня грунтовых вод возникает сложность в выполнении гидроизоляции узла соединения анкера и ограждения котлована.

2) Удерживающие грунтовые бермы и разгрузочные траншеи

Применение системы разгрузочных траншей и/или удерживающих берм является наиболее экономичным способом уменьшения горизонтальных отклонений ограждения, а, как следствие, и дополнительных деформаций

грунтового массива, окружающего котлован. Однако, в условиях слабых грунтов центральной части Санкт-Петербурга их использование в качестве самостоятельного способа увеличения жёсткости ограждения ограничена по следующим причинам:

➤ Устройство ограждения котлована с разгрузочной траншеей вдоль его наружного периметра не имеет широкого применения в условиях плотной рядовой застройки города по причине малой глубины заложения фундаментов окружающих зданий.

➤ Вариант обеспечения дополнительной жёсткости ограждения за счёт сохранения грунтовых берм вдоль его внутреннего периметра возможно в случае большой площади участка предполагаемой застройки. При условии расположения в пределах глубины котлована слабых текучих и заторфованных грунтов, распространённых в границах исторического центра города, обеспечить величину пассивного давления, необходимую для требуемого уменьшения горизонтальных перемещений ограждения, возможно только при значительных (как правило, более 10 – 12м) размерах основания бермы. В таком случае устройство бермы предполагает перенос ограждения от контура проектируемого сооружения ближе к существующим сохраняемым зданиям как минимум на величину основания бермы. Тем самым данное решение увеличивает технологическую составляющую дополнительной осадки зданий окружающей застройки от устройства ограждения, в ряде случаев сопоставимую по величине с осадкой от разработки котлована. При этом грунтовые бермы достаточно широко применяются в сочетании с распорной и подкосной системами раскрепления ограждения.

3) Балочная система раскрепления из металлических элементов – распорок и раскосов

Балочная распорная система является одним из наиболее распространённых способов крепления ограждений при подземном строительстве в Санкт-Петербурге. Конструкция плоской или пространственной (в виде ферм) системы балочного раскрепления обеспечивает точную передачу усилий от ограждения и их распределение между составляющими элементами. За счёт использования

различных типоразмеров данных элементов и корректировки их шага достоинством балочной распорной системы является возможность воспринимать значительные нагрузки от грунта и существующих зданий окружающей застройки.

Но в ряде случаев данное обстоятельство можно определить и в качестве недостатка. Развитая система раскрепления, особенно в два и более уровней, с частым шагом устройства распорок является достаточно металлоёмким решением и создаёт большие трудности с точки зрения технологии производства работ. Возникает необходимость поэтапной экскавации грунта, применения малогабаритной строительной техники и ручного труда – как следствие, значительное увеличение продолжительности и удорожание работ «нулевого» цикла.

В инженерно-геологических условиях центральной части Санкт-Петербурга слабые глинистые грунты распространяются до глубин в 15 – 20м. В этом случае деформации ограждения происходят ниже дна котлована и устройство технологически возможного числа распорных уровней в пределах его глубины не исключает развитие сверхнормативных деформаций окружающего основания.

В качестве примеров устройства ограждений котлованов с использованием горизонтальных распорок и раскосов можно отметить реализованные объекты по следующим адресам: Марсово поле, д. 1, лит. А (2021г.); Нейшлотский пер., д. 19/21 (2022г.) и др.

4) Балочная система раскрепления из металлических элементов в виде подкосов

При больших размерах проектируемого котлована в плане эффективной альтернативой металлоёмкой распорной системе выступает способ крепления ограждения с применением распределительных обвязочных балок и подкосов из труб.

Данный способ раскрепления ограждения котлована имеет относительно небольшую металлоёмкость и, как следствие, невысокую стоимость (в сравнении с горизонтальной балочной системой). При этом ряд конструктивных и

технологических особенностей ограничивают его широкое распространение в условиях исторического центра Санкт-Петербурга:

- до начала устройства фундаментной плиты и подкосов нагрузка от ограждения должна восприниматься грунтовой бермой; с целью создания необходимого пассивного давления в условиях слабых текучих грунтов, богатых органикой, удерживающая берма должна обладать значительными размерами, что не реализуемо в условиях ограниченной площади застройки центра города;

- длина подкосов определяется габаритами грунтовой бермы, воспринимающей нагрузку от ограждения на период устройства фундаментной плиты и самих подкосов;

- сложность производства земляных работ в границах подкосов определяет применение малогабаритной техники и ручного труда;

- аналогично горизонтальной распорной системе крепления в случае развития деформаций ограждения ниже дна котлована устройство технологически возможного числа уровней подкосов не исключает развитие сверхнормативных деформаций окружающего основания.

В качестве примеров устройства ограждений котлованов с использованием системы подкосов можно отметить реализованные объекты по следующим адресам: ул. Стремянная, д. 19/1 (2014г.), ул. Мира, д. 37 (2017г.); Нейшлотский пер., д. 19/21 (2022г.) и др.

5) Раскрепление ограждения в ходе поэтапного строительства «сверху – вниз» (метод «top – down»)

Метод строительства «сверху – вниз» («top – down») можно определить, как самый щадящий способ устройства подземного объёма здания в условиях слабых грунтов и плотной застройки исторического центра Санкт-Петербурга.

Независимо от размеров котлована и его площади, благодаря высокой жёсткости распорных дисков монолитных перекрытия (в сравнении с балочной системой) и щадящих схем разработки грунта под ними (применение малогабаритной строительной техники, ручного труда и пр.) технология «top –

down» обеспечивает минимальные деформации самого ограждения и небольшие дополнительные деформации окружающих зданий.

Основным недостатком данной технологии является стесненность производства работ за счёт необходимости разработки котлована под выполненными дисками перекрытий. Как следствие – использование малогабаритной строительной техники и ручного труда, увеличивающих продолжительность работ «нулевого» цикла и их стоимости. В отдельных случаях длительная продолжительность работ по возведению подземной части здания может быть компенсирована возможностью одновременного строительства его надземного объёма.

В качестве примеров строительства по технологии «сверху – вниз» можно отметить реализованные объекты по адресам: Зоологический пер., д. 2-4 (2008г., «стена в грунте» с контрфорсами); Клинский пр., д. 25, лит. А (2020г.) и др.

По результатам сравнительного анализа вариантов устройства раскрепления для ограждений котлованов на примере объектов, реализованных в условиях слабых грунтов Санкт-Петербурга, максимальное распространение имеет распорная система, основными конструктивными элементами которой являются металлические обвязочные двутавровые балки и трубы, устраиваемые в качестве распорок и угловых раскосов (см. рисунок 1.2).

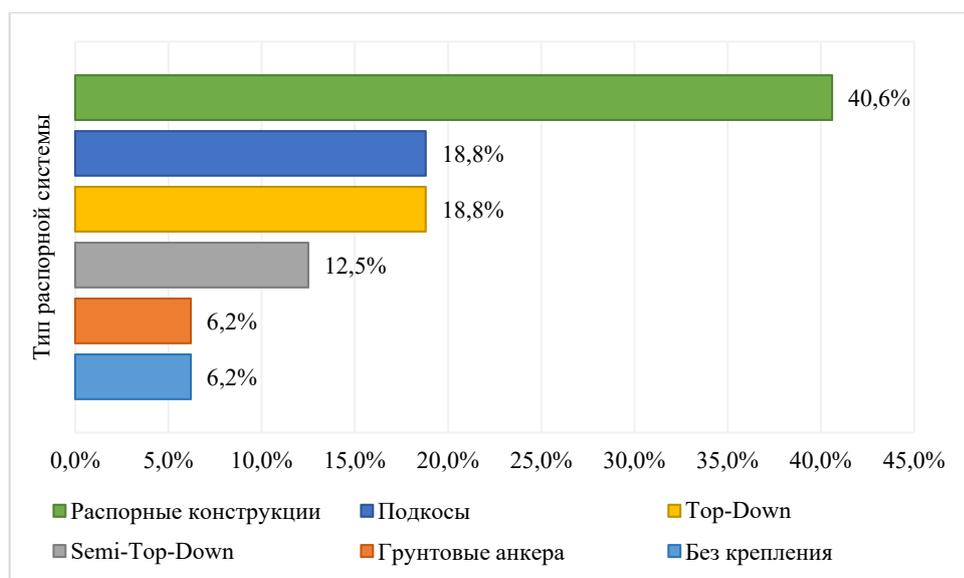


Рисунок 1.2. Анализ применения систем раскрепления ограждения котлована в плотной городской застройке на слабых грунтах [по данным Мангушева Р.А., Осокина А.И.].

1.3.3. Увеличение изгибной жёсткости ограждения за счёт закрепления грунтового массива вдоль наружного периметра ограждения котлована

Эффективным способом уменьшения отклонений ограждающей конструкции котлована является повышение его изгибной жёсткости за счёт применения конструкции комбинированного типа с использованием технологии струйного закрепления грунтового массива (Jet Grouting).

В работах Ильичёва В. А. и Готмана Ю. А. (2009 г., 2011 г.) [24, 25, 26] предлагается уменьшить горизонтальные перемещения ограждения котлована в ходе его разработки посредством решения задачи оптимального проектирования. Она представляет собой алгоритм по подбору размеров, формы и высотного положения грунтоцементных элементов, устраиваемых в зонах с наибольшими деформациями основания – с внешней либо внутренней стороны ограждения. Созданные области закреплённого грунта позволяют снизить горизонтальные перемещения ограждающей конструкции благодаря перераспределению активного и пассивного давления.

Мангушев Р.А., Ланько С. В. предложили способ увеличения жёсткости ограждающей конструкции и снижения дополнительных деформаций окружающего массива грунта за счёт использования ограждения комбинированного типа. Оно состоит из шпунтового ряда и массива грунтоцементных элементов, устраиваемых способом струйного закрепления грунта. Крайняя лента скважин в составе данного массива армируется стальными прокатными профилями (труба, двутавр и пр.) с приведённой жёсткостью, аналогичной шпунтовому ограждению [48, 49].

Грунтоцементные конструкции устраиваются по технологии Jet Grouting, их геометрические параметры (количество рядов свай, высота и пр.) подбираются расчетом. Таким образом, шпунт и армирующий элемент служат в качестве «жёсткой арматуры», а грунтоцемент выступает в роли связующей матрицы и обеспечивает размещение «арматуры» в сечении. При расчёте ограждение данного типа рассматривается как условная железобетонная балка с жесткой арматурой в виде стального шпунта, с одной стороны, и стального профиля с другой. Такая

конструкция комбинированного ограждения была реализована при устройстве подземной части здания второй сцены Государственного Мариинского театра (ГАМТ-2) в г. Санкт-Петербурге (рисунок 1.3).

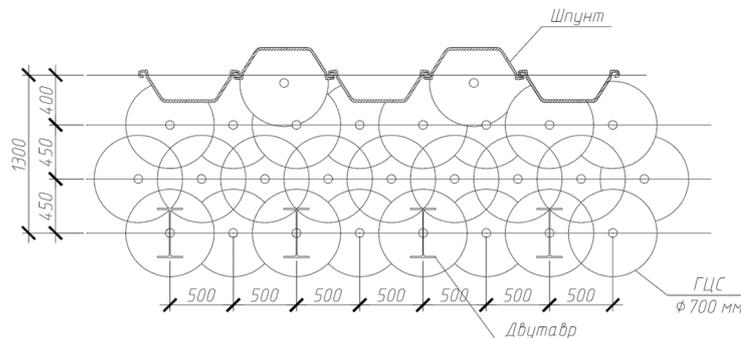


Рисунок 1.3. Конструкция комбинированного ограждения котлована из металлического шпунта и грунтоцементных свай при устройстве подземной части здания Новой сцены Мариинского театра [49].

1.3.4. Увеличение изгибной жёсткости ограждения за счёт закрепления грунтового массива ниже дна проектируемого котлована

На основании результатов многочисленных геотехнических расчётов и опыта проектирования объектов в инженерно-геологических условиях центральных районов Санкт-Петербурга можно утверждать, что наибольшие перемещения ограждения котлована наблюдаются ниже отметки его дна, в границах толщи слабых пылевато-глинистых отложений. При данных условиях уменьшить перемещения ограждения за счёт увеличения его собственной жёсткости и устройства системы раскрепления, выполняемой в пределах глубины котлована, не представляется возможным. Эффективным решением в таком случае выступает применение глубоких горизонтальных распорных диафрагм, выполняемых в границах контура ограждения ниже уровня дна котлована до начала его разработки.

Глубинная горизонтальная диафрагма представляет собой выделенный объём грунта, характеристики которого завышаются искусственным образом до величин, создающих сопротивление деформациям ограждения котлована (распор). Улучшение свойств грунтового массива выполняется по технологии струйной цементации Jet Grouting путём его разрушения и одновременного перемешивания с цементным раствором.

Для элементов ГЦМ, образованных в составе диафрагмы, не требуется обеспечение работы на изгиб, а как следствие, исключается и применение армирующих элементов. Основным критерием качества закреплённого грунта в таком случае являются его прочностные характеристики, обеспечивающие сопротивление работе ограждения котлована. В таком случае более рациональным решением является применение двухкомпонентной технологии струйной цементации (Jet 2). За счёт небольшого уменьшения прочностных характеристик на 10-15% она позволяет создавать ГЦМ большего диаметра (в сравнении с Jet 1) (Малинин, А.Г., 2010г. [41]) и, как следствие, получить экономический эффект благодаря сокращению числа точек закрепления. В связи в этом вызывают интерес исследования Хусаинова И. И. (2015г.) [84] и О. А. Маковецкого (2021г.) [39]. При закреплении массива грунта авторами предлагается улучшать характеристики объёма грунта не за счёт создания сплошной грунтоцементной толщи, а путем устройства «структурного геотехнического массива», включающего систему элементов ГЦМ. Данная методика может позволить получить требуемые параметры закрепляемого массива за счёт сокращения количества точек закрепления. Технологические параметры устройства закреплённого массива (давление нагнетания, скорость подъёма монитора и пр.) авторы оценивают с точки зрения получаемого диаметра jet-колонн.

Устройство глубинной распорной диафрагмы позволяет значительным образом уменьшить деформации ограждения и, как следствие, дополнительные расчётные деформации зданий окружающей застройки. В работе В. А. Ильичёва, Ю. А. Готмана и В. П. Назарова (2009 г.) [26] отмечается, что при строительстве здания с глубиной подземной части 22,5м устройство глубинной Jet-диафрагмы в сочетании с локальными областями закрепления грунта по наружному периметру ограждения позволило уменьшить дополнительные деформации исторического здания окружающей застройки, расположенного на расстоянии 25м от контура ограждения котлована типа «стена в грунте», в 2,5 и более раз (с 10мм до 3,8мм).

Проектные решения по уменьшению горизонтальных отклонений ограждения и, как следствие, дополнительных деформаций зданий окружающей

застройки за счёт устройства глубинной горизонтальной диафрагмы имеют широкое распространение при ведении работ «нулевого» цикла в условиях исторического центра Санкт-Петербурга. В качестве успешных примеров применения данного решения можно отметить:

❖ устройство здания второй сцены Государственного Мариинского театра (ГАМТ-2) – глубинная распорная диафрагма применялась в сочетании с ограждением комбинированного типа при разработке котлована способом Top-Down [53];

❖ возведение корпусов жилого комплекса по Нейшлотскому пер. д. 19/23 – глубинная jet-диафрагма устраивалась со стороны здания – ОКН и в сочетании со шпунтовым ограждением и одним рядом балочной распорной системы обеспечила допустимые дополнительные деформации сохраняемой окружающей застройки;

❖ строительство жилого дома по наб. р. Фонтанки, д. 76, корп. 2 – глубинная jet-диафрагма выполнялась в составе «жёсткого контура» – способа разработки котлована, предложенного специалистами института «Геореконструкция» [88].

Способы обеспечения достаточной жёсткости ограждения котлована в условиях слабых грунтов и плотной городской застройки

Таблица 1.2.

№ п/п	Тип ограждения котлована	Система раскрепления	Способы обеспечения дополнительной жёсткости
1	2	3	4
1.	Шпунтовое ограждение	Распорная система	Закрепление грунтового массива вдоль наружного периметра ограждения котлована (комбинированное ограждение)
2.	«Стена в грунте», в т.ч. с контрфорсами	Подкосная система, в т.ч. с удерживающими грунтовыми бермами	Устройство глубинной горизонтальной распорной диафрагмы ниже дна проектируемого котлована
3.	Ограждение из бурокасательных свай	Поэтапное строительство «сверху – вниз» (метод «top – down»)	Устройство ж/б распределительной балки поверх голов свай

Примечание к табл. 1.2: в таблице цветом выделены ячейки, определяющие наибольшее фактическое распространение в ходе строительства подземных частей зданий в условиях исторического центра Санкт-Петербурга.

Основные конструктивные способы обеспечения требуемой изгибной жёсткости ограждения котлована в условиях слабых грунтов и плотной городской застройки Санкт-Петербурга сведены в таблицу 1.2.

В условиях слабых грунтов центральной части города наиболее распространёнными и технически обоснованными конструктивными решениями при разработке котлована являются «стена в грунте» и ограждения из металлического шпунта, устраиваемые под защитой системы раскрепления балочного типа (распорной либо подкосной). Однако такие комбинации решений не всегда являются достаточными.

Мощная толща слабых пылевато-глинистых отложений, распространённая в границах центральной части Санкт-Петербурга на глубинах от 3-5м до 15 – 20м способствует развитию значительных перемещений ограждения ниже отметки дна котлована. В таком случае, оптимальным вариантом обеспечить требуемую изгибную жёсткость ограждения, уменьшить его горизонтальные перемещения и, как следствие, дополнительные деформации соседних зданий, является применение глубинной горизонтальной распорной Jet-диафрагмы, выполняемой в границах контура ограждения ниже уровня дна котлована. Устройство глубинной распорной диафрагмы позволяет значительным образом уменьшить деформации ограждения и, как следствие, дополнительные расчётные деформации зданий окружающей застройки в 2 и более раз.

1.4. Влияние технологических особенностей работ при устройстве системы ограждения на дополнительные деформации зданий окружающей застройки

При оценке влияния нового строительства и/или реконструкции на окружающую застройку большое значение имеет учёт дополнительных деформаций существующих зданий, вызванных технологическим воздействием при производстве геотехнических работ. Данные деформации сложно учесть при расчёте ввиду большого числа факторов влияния, определяемых, в большинстве случаев, особенностями используемой техники, свойствами применяемых

материалов и пр. В результате при выборе проектного решения величиной дополнительных технологических осадок либо пренебрегают, ограничиваясь математическим моделированием процессов изменения НДС массива грунта в процессе разработки котлована, либо учитывают их долю влияния приблизительно, на основании накопленных результатов мониторинга при строительстве в аналогичных условиях. Однако многочисленные сравнения результатов расчёта с данными наблюдений показывают, что величины дополнительных деформаций зданий, вызванных влиянием технологических факторов, могут быть сопоставимы либо превышать конструктивные осадки. Как следствие – набор предельных величин осадок существующих зданий задолго до окончания работ «нулевого» цикла, либо недостаточное назначение защитных мероприятий для них.

В действующие российские и зарубежные нормы [1, 11, 12, 14-16] включены рекомендации о необходимости учёта технологических деформаций при определении влияния работ «нулевого» цикла на здания и сооружения окружающей застройки, однако методика их расчёта, либо количественная доля технологической осадки в составе предельной величины данными документами не установлена.

Влияние технологического процесса устройства «стены в грунте» траншейного типа на дополнительные деформации существующих зданий в условиях слабых грунтов Санкт-Петербурга исследовалось в работе Сапина Д.А. (2016г.) [70]. На основании анализа результатов геотехнического мониторинга автором установлено, что доля технологической осадки при устройстве «стены в грунте» может достигать 60 – 80% от общей величины деформации здания, вызванной влиянием нового строительства. Для учёта технологической осадки была предложена методика численного моделирования, отражающая стадийность операций при устройстве «стены в грунте». Разработано решение для вычисления дополнительных вертикальных напряжений, вызванных разработкой захватки траншеи, заполненной глинистым раствором, по слоям массива грунта, прорезаемых траншеей, а затем – по захваткам траншеи. Получено выражение дополнительной осадки зданий от действия таких напряжений [70].

Шулятьевым О.А., Мозгачёвой О.А., Минаковым Д.К. и Соловьёвым Д.Ю. (2016г., 2017г.) [89, 90] анализируются результаты геотехнического мониторинга в ходе разработки котлованов под защитой «стены в грунте», устраиваемых при строительстве Турецкого торгового центра в Москве и многоэтажного здания в Большом Каире. По данным геодезических наблюдений на данных объектах максимальные дополнительные технологические деформации существующих зданий при выполнении ограждения составили 9мм и 14мм соответственно. Авторами подтверждены результаты исследований [70], определяющие необходимость использования численного моделирования в объемной постановке задачи для оценки технологических осадок в процессе устройства «стены в грунте» путем замены грунта в траншее нагрузкой, соответствующей по величине гидростатическому давлению глинистого раствора.

Также в данной научной работе авторы выделяют технологическую составляющую дополнительной осадки существующих зданий, возникающую при устройстве анкерного крепления котлованов. В процессе изготовления грунтовых анкеров в г. Москве на объектах строительства Турецкого торгового центра и ТРК по ул. Ярцевской, д. 19 дополнительные технологические деформации существующих зданий составили 5-22 мм и 4,4-36,8 мм соответственно.

Результаты натурных исследований технологического воздействия от выполнения ограждающей конструкции из буровых свай на дополнительные деформации существующих зданий при разработке котлована в инженерно-геологических условиях г. Казани приведены в работе Мирсаяпова И.Т. и др. (2017г.) [57]. По данным авторов максимальная технологическая осадка реконструируемого здания, расположенного на расстоянии 0,5м от котлована глубиной 20,75м составила 16,5мм. На основании результатов геодезических наблюдений полученные технологические деформации оказались сопоставимыми с величиной осадки, вызванной изгибом конструкции ограждения.

Исследованиями технологической составляющей осадки от работ по погружению шпунтового ограждения способом статического вдавливания занимался Гурский А.В. (2016г.) [19]. Автором разработано аналитическое

решение по определению технологической осадки зданий окружающей застройки методом послойного суммирования от нагрузок, возникающих при вдавливании шпунта.

Влияние технологии вибропогружения и виброизвлечения шпунтовых свай на дополнительные осадки основания фундаментов соседних зданий представлено в работе Полунина В.М. (2022г.) [67]. На основании уравнения виброползучести по теории Баркана Д.Д. и упругопластической модели Тимошенко С.П. автором определено распределение деформаций в грунтовом массиве и вычислена дополнительная осадка основания фундаментов существующего здания, вызванная влиянием вибропогружения/ виброизвлечения шпунтовых свай в зависимости от инженерно-геологических условий, статических напряжений и интенсивности динамических напряжений в грунтовом массиве.

В работе Ланько С.В. рассмотрено технологическое воздействие работ по закреплению массива грунта по технологии Jet Grouting с внешней стороны ограждения котлована. Оно определяется эффектом «клакажа» – подачей части инъекционного раствора в размываемый объём окружающего грунта в результате кратковременной закупорки устроенной скважины изливающейся пульпой. В его результате в условиях слабых пылевато-глинистых грунтов массив грунта, окружающий сваю в границах $2,2 - 2,5D$ (где D – диаметр свай), получается армированным горизонтальными полосами цементного раствора. При этом получаемое «гидроразрывное армирование» вызывает повышение механических характеристик грунтов окружающего массива в обозначенных границах в среднем на 20–25% (2012 – 2013г.) [36, 37, 49]. Полученные результаты позволяют определить величину дополнительных деформаций окружающих зданий за счёт уточнения исходных параметров для выполнения аналитических расчётов и численного моделирования. Экспериментальные исследования горизонтальных отклонений ограждения по высоте выполнялись с начала этапа разработки грунта, непосредственно после твердения закреплённого массива и набора им необходимой прочности. Таким образом, в работе не рассматривалось

технологическое воздействие процесса закрепления на шпунтовое ограждение и здания окружающей застройки.

Фактически, избыточное поровое давление, возникающее в грунте в результате нагнетания цементного раствора, способно оказать воздействие на напряжённо-деформируемое состояние ограждения. Подобный механизм воздействия на существующую конструкцию ограждения наблюдается при устройстве в границах контура котлована свай вытеснения, вдавливаемых, либо устраиваемых по технологии Фундекс и Атлас. На основании результатов геодезического мониторинга за окружающей застройкой при устройстве свай вытеснения в условиях водонасыщенных пылевато-глинистых грунтов наблюдается поднятие части зданий, построенных на фундаментах мелкого заложения вблизи зоны производства работ, а в дальнейшем их неравномерная осадка. В работе Улицкого В. М. и др. (2012г.) [78] рассмотрен случай поднятия 5-этажного жилого дома в результате оперативного (в течение 19 дней) устройства вблизи него 153 свай, выполняемых по технологии Фундекс. Здание получило первоначальный подъём 40мм, а затем, в последующие 3 года – осадку в 10см. Дополнительные деформации жилого дома, вызванные погружением 9-и свай Фундекс длиной 30м, устраиваемых внутри контура шпунтового ограждения котлована на расстоянии 1,7м от контура бутового фундамента данного здания, рассматриваются в работе Дьяконова И.П. (2017г.) [20]. Увеличение избыточного порового давления в массиве грунта, вызванное устройством свай вытеснения, не только привело к деформации ограждения котлована, но и вызвало начальный подъём здания в 5мм. В последующем, по мере рассеивания созданного давления, наблюдениями определена дополнительная осадка фундамента кирпичной стены, ближайшей к зоне погружения свай, более чем на 30мм. Эффект воздействия свай Фундекс на ограждение котлована из шпунтовых свай Ларсен 5УМ и «стену в грунте», а также на дополнительные деформации основания фундаментов зданий окружающей застройки при строительстве бизнес-квартала «Невская Ратуша» в г. Санкт-Петербурге приведены исследования Мангушева Р. А., Бояринцева А. В., Зуева И. И. и Камаева И. С. (2021г.) [47]. По результатам комплексного

геотехнического мониторинга при выполнении свай Фундекс определены деформации ранее выполненного контура ограждения в сторону окружающей застройки (до 20мм для шпунтового ряда и до 11мм для «стены в грунте»). Данные перемещения ограждения оказали воздействие на окружающую застройку, вызвав подъём отдельных зданий – до 25мм для фундаментов, наиболее приближённых к участку застройки. Аналогичные результаты получены авторами на объекте строительства жилого комплекса по ул. Шкапина (2022 г.). Устройство свай Фундекс привело к деформации шпунтового ограждения и подъёму зданий окружающей застройки.

В исследованиях О. А. Маковецкого (2021 г.) [39] приведены результаты наблюдений за дополнительными технологическими деформациями основания фундаментов существующего здания при устройстве вдоль него сплошного вертикального геотехнического массива глубиной 36м, выполняемого методом струйной цементации (Jet-2). По результатам геодезического мониторинга установлен технологический подъём отдельно стоящих фундаментов контролируемого здания на 5-14мм, фундаментной плиты на 4-10мм. С течением времени зафиксировано снижение дополнительных напряжений в массиве грунта и уменьшение полученных дополнительных деформаций фундаментов на 35-45%.

На основании анализа научных исследований установлено, что величина технологической осадки вносит большой вклад в итоговое значение деформаций зданий окружающей застройки. Технологическая составляющая, определяемая работами по устройству ограждения из грунтоцементных свай, вызывает создание в грунте избыточного порового давления, способного привести к дополнительному подъёму окружающих зданий. По данным геотехнического мониторинга его величина может быть сопоставима с предельными нормативными значениями дополнительных деформаций зданий. Вместе с этим не выявлен характер воздействия работ по созданию глубинной диафрагмы, устраиваемой способом струйной цементации на ограждение котлована. Учитывая технологические особенности данной технологии актуальной и малоисследованной является задача определения влияния устройства глубинной

распорной Jet-диафрагмы на ограждающую конструкцию и здания, расположенные в непосредственной близости от участка проведения работ.

1.5. Расчётное обоснование устройства котлованов, разрабатываемых с применением глубинной распорной диафрагмы

Исследованием проблем изменения свойств грунтов при их закреплении в разное время занимались: Абелев Ю.М., Безрук В.М., Борисова Е.Г., Воронкевич С.Д., Ганичев И.А., Гончарова Л.В., Жинкин, Г.Н., Калганов В.Ф., Кузьмин Е.В., Куликов Ю.Н., Меркин Е.С., и др. Струйная технология цементации грунтов впервые начала применяться при строительстве в Японии, Италии и Англии (Jahiro, Joshida, 1975г.; Burke, Koeling, 1995г.; Kutzner, 1996г.; Melegari, 1997г.; Garassino, 1997г.; Bringiotti, Bottero, 1999г.). В отечественной практике огромный вклад в развитие её теории и технологии внесли: Богов С.Г., Бройд И.И., Дмитриев Н.В., Запевалов И.А., Коновалов П.А., Корольков В.Н., Маковецкий О.А., Малинин А.Г., Малышев Л.И., Петросян Л.Р., Попов А.В., Смородинов М.И., Соколович В.Е., Федоров Б.С., Хасин М.Ф. и др. Благодаря исследованиям указанных и многих других авторов накоплен богатый опыт по улучшению свойств грунтов; разработаны аналитические и экспериментальные зависимости, определяющие свойства массива грунта по итогам его закрепления; установлены параметры получаемых грунтоцементных элементов; определены технологические требования к применяемому оборудованию и материалам. Общие указания по устройству и использованию грунтоцементного массива, в т. ч. в качестве глубинной горизонтальной распорной диафрагмы, представлены в рекомендациях следующих нормативных документов: СП 291.1325800.2017, п. 16 СП 45.13330.2017.

При этом в указанной документации нет чёткой методики проведения аналитических и численных геотехнических расчётов при устройстве глубинной горизонтальной Jet-диафрагмы, выполняемой ниже дна котлована. Учитывая основную цель её устройства, при геотехнических расчётах Jet-диафрагма рассматривается в виде дополнительного распорного уровня, позволяющего

увеличить жёсткость ограждения и сократить влияние разрабатываемого котлована на реконструируемое здание, расположенное вдоль его бровки. При моделировании распорный уровень обеспечивается за счёт задания закрепляемому массиву грунта улучшенных жёсткостных и прочностных характеристик, назначенных предварительно (на основании опыта производства работ, рекомендаций норм) или определённых по результатам лабораторных испытаний. Моделирование Jet-диафрагмы при этом может выполняться различными способами: 1 – как слой грунта, характеризуемый линейной зависимостью между напряжениями и деформациями (модель linear elastic); 2 – как слой грунта с параметрами модели Мора-Кулона; 3 – как слой грунта с параметрами модели Hardening Soil. Выбор расчётной модели и способ задания закрепляемого массива грунта определяется в зависимости от результатов отбора образцов (керн) и способа проведения испытаний.

Расчётное обоснование использования технологии струйного закрепления грунта (Jet-Grouting) с целью снижения дополнительных деформаций существующего здания, расположенного в границах зоны влияния при устройстве глубокого котлована в г. Москве, представлено в работе Ильичёва В. А., Готмана Ю. А., Назарова В. П. (2009г.) [26]. По результатам численного вариантного моделирования была определена оптимальная комбинация геометрических размеров, формы и положения участков закрепления грунта, позволившая уменьшить величину дополнительной осадки исторического здания с 10 мм до 3,8 мм. В работах авторов за 2011г. [25] предлагается уменьшить горизонтальные перемещения ограждения котлована в ходе его разработки посредством решения задачи оптимального проектирования. Она представляет собой алгоритм по подбору размеров, формы и высотного положения грунтоцементных элементов, устраиваемых в зонах с наибольшими деформациями основания – с внешней либо внутренней стороны ограждения. Созданные области закреплённого грунта позволяют снизить горизонтальные перемещения ограждающей конструкции благодаря перераспределению активного и пассивного давления. Область применения разработанного метода по определению оптимальных размеров ГЦМ

ограничена допустимыми перемещениями ограждения в пределах $(0,001...0,002) \times H_k$, где H_k – глубина котлована. При обозначенном подходе численного моделирования на этапе создания глубинной Jet-диафрагмы не происходит изменения напряжённо-деформированного состояния конструкции ограждения, поскольку не учитываются особенности данной технологии производства работ. На стадии включения в работу слоя с повышенными жёсткостными параметрами ограждение котлована сохраняет нулевыми значения усилий и перемещений, как следствие отсутствуют дополнительные деформации здания, расположенного вдоль бровки проектируемого котлована.

В работе А. Г. Малинина (2010г.) учитывается технологический процесс закрепления грунта при устройстве противофильтрационной завесы способом струйной цементации, однако считается, «высокая жесткость «стены в грунте» вносит существенные изменения в расчетную схему задачи. Во-первых, можно считать, что через жесткую ограждающую конструкцию боковое давление грунта не передается на тело завесы. Во-вторых, деформирование боковых областей завесы происходит в условиях ограничения радиальных перемещений, направленных от центра завесы в сторону «стены в грунте». При этом перемещения, направленные к центру, ничем не лимитируются, а определяются в ходе решения задачи» [41, с. 75].

По факту, устройство глубинной горизонтальной диафрагмы с применением струйной технологии Jet Grouting предполагает подачу раствора и размыв закрепляемой толщи под достаточно высоким давлением (400 атм). Массив, закрепляемый в границах объёма Jet-диафрагмы, обладая избыточным поровым давлением, в свою очередь, оказывает воздействие на ограждение котлована, изменяя его напряжённо-деформированное состояние, и может привести к дополнительным технологическим деформациям существующих зданий окружающей застройки.

1.6. Выводы по главе 1

1. Дополнительные деформации зданий окружающей застройки на этапе разработки котлована являются результатом совместного воздействия конструктивных и технологических факторов.

2. Наибольшее влияние на величину дополнительных деформаций грунтового основания оказывает изгибная жёсткость ограждения котлована. Уменьшение величины дополнительной осадки грунта и окружающих зданий может быть достигнуто в результате снижения горизонтальных перемещений ограждения благодаря повышению его изгибной жесткости.

3. Большая толща слабых пылевато-глинистых отложений, распространённых в центральных районах Санкт-Петербурга на глубинах от 3-5 м до 15 – 20 м способствует развитию значительных перемещений ограждения ниже отметки дна котлована. Уменьшить их величину за счёт использования ограждения большой жёсткости и устройства традиционных систем раскрепления, не всегда представляется возможным. В этом случае оптимальным вариантом обеспечения требуемой изгибной жёсткости ограждения, уменьшения его горизонтальных перемещения и, как следствие, дополнительных деформаций основания фундаментов соседних зданий, является применение глубинной горизонтальной распорной Jet-диафрагмы, выполняемой в границах контура ограждения ниже уровня дна котлована. Устройство глубинной распорной диафрагмы позволяет уменьшить горизонтальные деформации ограждения и, как следствие, дополнительные деформации основания фундаментов зданий окружающей застройки в 2 и более раз.

4. *На основании анализа научных исследований установлено, что величина технологической осадки вносит большой вклад в итоговое значение деформаций зданий окружающей застройки. Технологическая составляющая, определяемая работами по устройству ограждения из грунтоцементных свай, вызывает создание в грунте избыточного порового давления, способного привести к дополнительному подъёму окружающих зданий. По данным геотехнического мониторинга его величина может быть сопоставима с предельными*

нормативными значениями дополнительных деформаций зданий. При этом в составе предыдущих исследований не выявлен характер воздействия работ по созданию глубинной диафрагмы, устраиваемой способом струйной цементации, на ограждение котлована.

Учитывая особенности данной технологии, актуальной и малоисследованной является задача определения влияния устройства глубинной распорной Jet-диафрагмы на ограждающую конструкцию котлована и грунтовое основание фундаментов зданий окружающей застройки.

1.7. Цели и задачи исследования

На основе проведенного анализа сформулированы цель и задачи исследования.

Цель исследования – разработать методы оценки степени и характера влияния процесса устройства глубинной горизонтальной диафрагмы, выполняемой с использованием струйной технологии Jet Grouting, на изменение напряжённостно-деформированного состояния конструкции ограждения котлована типа «стена в грунте» и грунтового основания соседних зданий.

Задачи исследования. Для выполнения поставленной цели должны быть решены следующие задачи:

1. выполнить научно-техническое обоснование применения горизонтальной грунтоцементной Jet-диафрагмы в качестве распорной конструкции ограждения котлована;
2. провести полевые исследования влияния процесса устройства глубинной горизонтальной Jet-диафрагмы на изменение напряженно-деформированного состояния грунтового основания и конструкции ограждения котлована типа «стена в грунте»;
3. разработать метод аналитического расчета и численного моделирования процесса устройства глубинной горизонтальной диафрагмы, выполняемой по технологии Jet Grouting, и её влияния на конструкцию ограждения

котлована «стена в грунте», изменение напряженно-деформированного состояния грунтового основания и дополнительные осадки соседних зданий;

4. разработать обоснованные рекомендации по устройству Jet-диафрагмы с целью минимизации воздействия на напряженно-деформированное состояние грунтового основания и ограждение котлована «стена в грунте».

ГЛАВА 2

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ НАПРЯЖЁННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ «СТЕНЫ В ГРУНТЕ» НА ЭТАПЕ УСТРОЙСТВА ГЛУБИННОЙ РАСПОРНОЙ ДИАФРАГМЫ

2.1. Лабораторное моделирование влияния устройства глубинной Jet-диафрагмы на ограждение котлована и грунтовое основание фундаментов соседних зданий

2.1.1. Моделирование в составе качественного лабораторного эксперимента

Целью настоящего лабораторного эксперимента являлось качественное определение характера воздействия работ по созданию глубинной диафрагмы, устраиваемой способом струйной цементации, на ограждение котлована и окружающий массив грунта.



Рисунок 2.1. Схема оборудования экспериментального лотка: а) устройство ограждения котлована (лист поликарбоната); б) установка плоского полого резинового элемента, имитирующего устройство jet-диафрагмы; в) заполнение лотка грунтом.

Лист поликарбоната толщиной 6мм, имитирующий конструкцию ограждения котлована («стену в грунте»), устанавливался посередине

экспериментального лотка с размерами 300×600×350мм (Ш×Д×Г), разделяя его на две равные части. В основании лотка ограждение защемлялось между двумя упорами, обеспечивающими его «заделку» с сохранением возможности поворота (рисунок 2.1а). Таким образом создавалась ситуация, при которой «стена в грунте» большой глубины нижним концом закреплена в плотных слоях грунта.

Устройство jet-диафрагмы моделировалось увеличением объёма плоского полого резинового элемента, помещённого в грунтовый массив на глубине 220мм (Рисунок 2.1б). С целью обеспечения масштабного соотношения резиновый элемент складывался в четыре раза по высоте и обматывался резиновым бинтом Мертенса ($H_{грелки (jet)}=40\text{мм}$). После сложения швы элемента направлялись по вертикали, что исключало его расширение вверх-вниз и способствовало увеличению объёма в стороны, аналогично особенностям jet-технологии. Увеличение размеров плоского полого резинового элемента создавалось за счёт его заполнения сжатым воздухом. Для этой цели резиновый элемент соединялся с ручным насосом, оборудованным манометром. Он обеспечивал возможность расширения тела резинового элемента и поддерживал оптимальное давление подачи воздуха, выверенное масштабированием результатов в составе серии подготовительных наблюдений.



Рисунок 2.2. Обеспечение вертикального положения моделей здания и ограждения до начала эксперимента.

Экспериментальный лоток заполнялся песком средней крупности средней плотности, грунт послойно уплотнялся и уравнивался с верхней гранью лотка. Начальная вертикальность конструкции ограждения подтверждалась полным проскальзыванием стальных спиц по внутренним ячейкам поликарбоната (рисунок 2.1в).

С целью определения характера деформирования грунтового основания и фундаментов зданий окружающей застройки за ограждением (со стороны, противоположной положению полого резинового элемента), на расстоянии 15мм от него, устанавливалась модель здания. Масса модели, определялась на основании ряда подготовительных масштабных экспериментов. Начальное вертикальное положение модели здания выверялось лучами электронного уровня (рисунок 2.2).

2.1.2. Результаты лабораторного эксперимента и их анализ

Влияние устройства jet-диафрагмы на ограждение котлована. По мере роста давления в полном резиновом элементе (до максимального значения 1,1атм.) происходило увеличение его размеров в горизонтальном направлении. Этот процесс способствовал уплотнению окружающего грунта, росту порового давления и, как следствие, вызывал изгиб конструкции ограждения в сторону от резинового элемента. Подтверждением факта изгиба ограждения являлась «проверка спицами». В результате изгиба поликарбоната стальные спицы уже не могли свободно проскальзывать по внутренним ячейкам листа до основания лотка, их погружение заканчивалось на глубине образования изгиба конструкции, соотносимой с глубиной расположения резинового элемента (см. Рисунок 2.3а).

По характеру воздействия на ограждение данный процесс можно считать аналогичным устройству глубинной Jet-диафрагмы – при производстве работ цементный раствор подаётся в грунт под высоким давлением (до 400атм.), вызывает увеличение объёма закрепляемого массива в горизонтальном направлении и, как следствие, рост порового давления. Избыточное поровое давление, создаваемое в грунте в процессе устройства jet-диафрагмы и после его завершения (в течение периода рассеивания), приводит к образованию

дополнительной силы, воздействующей на конструкцию ограждения в границах высоты закрепляемого массива и вызывающей её изгиб.

Влияние устройства jet-диафрагмы на массив грунта, окружающий ограждение котлована. Примем следующие граничные условия: часть грунтового массива со стороны резинового элемента будем обозначать расположенным в пределах котлована; массив грунта с противоположной стороны поликарбонатного листа будем считать находящимся за границами котлована.



а)



б)



в)



г)

Рисунок 2.3. Результаты лабораторного эксперимента: а) подъём грунта в границах котлована, изгиб ограждения подтверждается неполным проскальзыванием спиц; б, в) подъём поверхности грунта за пределами ограждения; г) крен модели здания, вызванный неравномерным подъёмом поверхности грунта.

В результате лабораторного моделирования было установлено, что по мере увеличения объёма полого резинового элемента происходит подъём поверхности грунтового массива в пределах всей площади экспериментального лотка. Однако характер подъёма в частях лотка, разделённых ограждением, различается.

Наибольший подъём уровня песка – до 15мм – наблюдается в части условного котлована (рисунок 2.3а). Это объясняется увеличением объёма резинового элемента и, как следствие, поднятием расположенного над ним массива песка. Отметим, что аналогичный процесс наблюдается на участках фактического закрепления грунта по струйной технологии. Так, в зависимости от высоты и площади зоны закрепления, подъём поверхности вместе с объёмом пульпы, выходящей вдоль рабочей штанги буровой машины, может достигать метра и более.

За границами условного котлована при моделировании также определён подъём поверхности песка, но в значительно меньшей степени – максимально 3мм на расстоянии ~120 – 180мм от ограждения (рисунок 2.3б). При этом установлен подъём и крен модели здания, расположенной в зоне влияния производства работ. Наибольший подъём по вертикали 3,0мм (рисунок 2.3в) показала сторона модели, наиболее удалённая от ограждения (расположенная на расстоянии 120мм от него). Максимальное отклонение модели от вертикали в сторону ограждения составило 10мм на высоте 323мм (рисунок 2.3г), что в полной мере соотносится с величиной относительной неравномерности деформаций основания условного здания.

Таким образом, на основании лабораторных экспериментов подтверждено предположение п. 1.5 о том, что массив грунта, закрепляемый в ходе устройства Jet-диафрагмы, оказывает воздействие на ограждение, вызывая его горизонтальные деформации в сторону «от котлована». Перемещение ограждения, в свою очередь, приводит к образованию дополнительных деформаций подъёма массива окружающего грунта и существующих зданий, расположенных в зоне влияния производства работ.

С учётом результатов, полученных в составе лоткового эксперимента, был проведён комплексный полевой эксперимент на одном из объектов реконструкции, выполняемой в условиях плотной застройки и слабых грунтов центральной части Санкт-Петербурга.

2.2. Моделирование влияния устройства глубинной Jet-диафрагмы на ограждение котлована и грунтовое основание фундаментов соседних зданий в границах опытной площадки

2.2.1. Общая характеристика опытной площадки

В качестве опытной площадки рассматривалась площадка реконструкции существующего исторического здания, расположенного в центральной части Санкт-Петербурга в условиях плотной городской застройки.

Инженерно-геологические условия участка исследования

Общая характеристика инженерно-геологических условий участка представлена на основании материалов изысканий, выполненных в границах площадки исследования (исп. ЗАО «ЛенТИСИЗ»). В их составе пройдено 8 скважин глубиной по 32,0 – 35,0 м (с общим метражом 262,0 м. пог.), выполнено статическое зондирование в 6 точках до максимально возможной глубины вдавливания 25,5 – 33,0 м (с общим метражом 183,9 м. пог.), учтены результаты изысканий, проведённых на данной территории в течение прошлых лет (с 1959г. по 2016г.). Схема расположения выработок представлена на рисунке 2.4.

Инженерно-геологические условия участка исследования относятся к III (сложной) категории сложности (согласно прил. А, табл. А.1 СП 47.13330.2012) и являются характерными для центральной части Санкт-Петербурга.

Верхняя часть разреза (рисунок 2.5) сложена мощной толщей (до 2,2м) слежавшихся насыпных грунтов (ИГЭ-1) с характерным неоднородным составом и свойствами по глубине и простираению. Под насыпным слоем распространена толща современных морских и озёрных отложений. В её составе до глубины 8,5 – 10,9м расположены песчаные грунты – пески пылеватые плотные и средней плотности (ИГЭ-2, 5, $E=9\text{МПа}$, 30МПа соответственно, таблица 2.1) и средней крупности средней плотности (ИГЭ-3, $E=30\text{МПа}$) с прослоями и линзами заторфованных суглинков (ИГЭ-4, $I_L=1,95$; $E=2\text{МПа}$) мощностью до 1,7м. Пылеватые пески (ИГЭ-2 и 5) насыщены водой, обладают тиксотропными свойствами и неустойчивы к динамическим воздействиям, в результате которых

проявляют способность разжижения и переходят в плавунное состояние с резким снижением несущей способности. Слабозаторфованные текучие суглинки (ИГЭ-4), образующие линзы и прослойки в толще песчаных грунтов, характеризуются целым рядом отрицательных строительных свойств – высокой пористостью и влажностью; малой прочностью и большой сжимаемостью с длительной консолидацией при уплотнении; анизотропией прочностных, деформационных и фильтрационных характеристик, их существенным изменением и склонностью к разжижению и тиксотропному разуплотнению при нарушении естественного сложения и под воздействием статических и динамических нагрузок. Ниже, до глубины 12,0 – 16,4м, современные морские и озёрные отложения представлены глинистыми грунтами – супесями пластичными (ИГЭ-6, $I_L=0,78$; $E=13$ МПа) и суглинками текучими (ИГЭ-7, $I_L=1,32$; $E=5$ МПа), сильносжимаемыми тиксотропными грунтами, способными переходить в более текучее состояние со снижением прочности и несущей способности под воздействием динамических воздействий. Современные морские и озёрные грунты подстилаются мощной толщей распространённых до глубины 22,5 – 25,2м верхнечетвертичных озёрно-ледниковых отложений, представляющих собой текучие и текучепластичные суглинки (ИГЭ-8, 8а, 9) тиксотропно-неустойчивые, с низкими прочностными показателями и малой несущей способностью ($I_L=0,87 - 1,29$; $E=6 - 10$ МПа). Ниже по разрезу расположены ледниковые отложения, обладающие высокими физико-механическими характеристиками и включающие в свой состав пылеватые пластичные супеси и тугопластичные суглинки (ИГЭ-10, 10а, 11, $I_L=0,32 - 0,64$; $E=15 - 22$ МПа) и расположенные в основании пройденных выработок твёрдые моренные супеси и суглинки (ИГЭ-12, 12а, $I_L=$ «минус» (0,16 – 0,20); $E=31 - 37$ МПа) с содержанием гравия и гальки до 15-20%.

Гидрогеологические условия участка исследования характеризуются наличием двух водоносных горизонтов: 1 – безнапорные подземные воды, вскрытые на глубине 0,20 – 2,80м (на абс. отм. «минус» 1,42 – 1,90м), приуроченные к пескам и прослоям песков в техногенных, морских и озерных, озерно-ледниковых и ледниковых отложениях и имеющие гидравлическую связь с

водами р. Нева; 2 – напорные воды, вскрытые на глубине 34,00м (абс. отм. «минус» 31,40м) с верхним и нижним относительными водоупорами в верхнечетвертичных ледниковых отложениях (верхний водоупор – суглинки тугопластичные, ИГЭ 11; нижний – супеси твердые, ИГЭ 12).

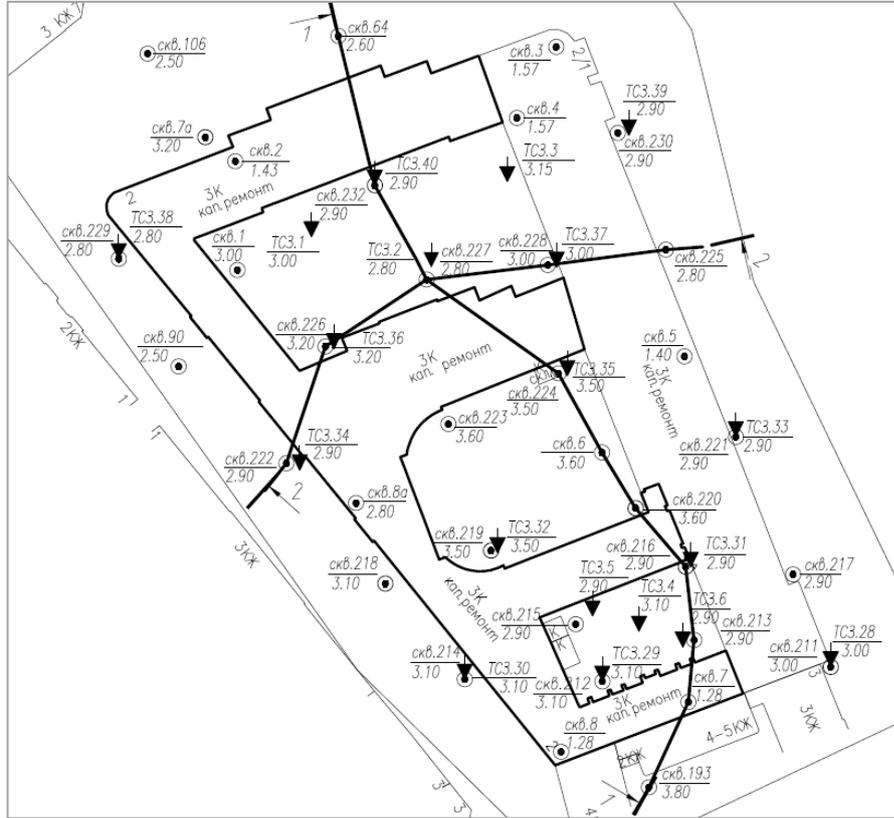


Рисунок 2.4. Схема расположения инженерно-геологических выработок.

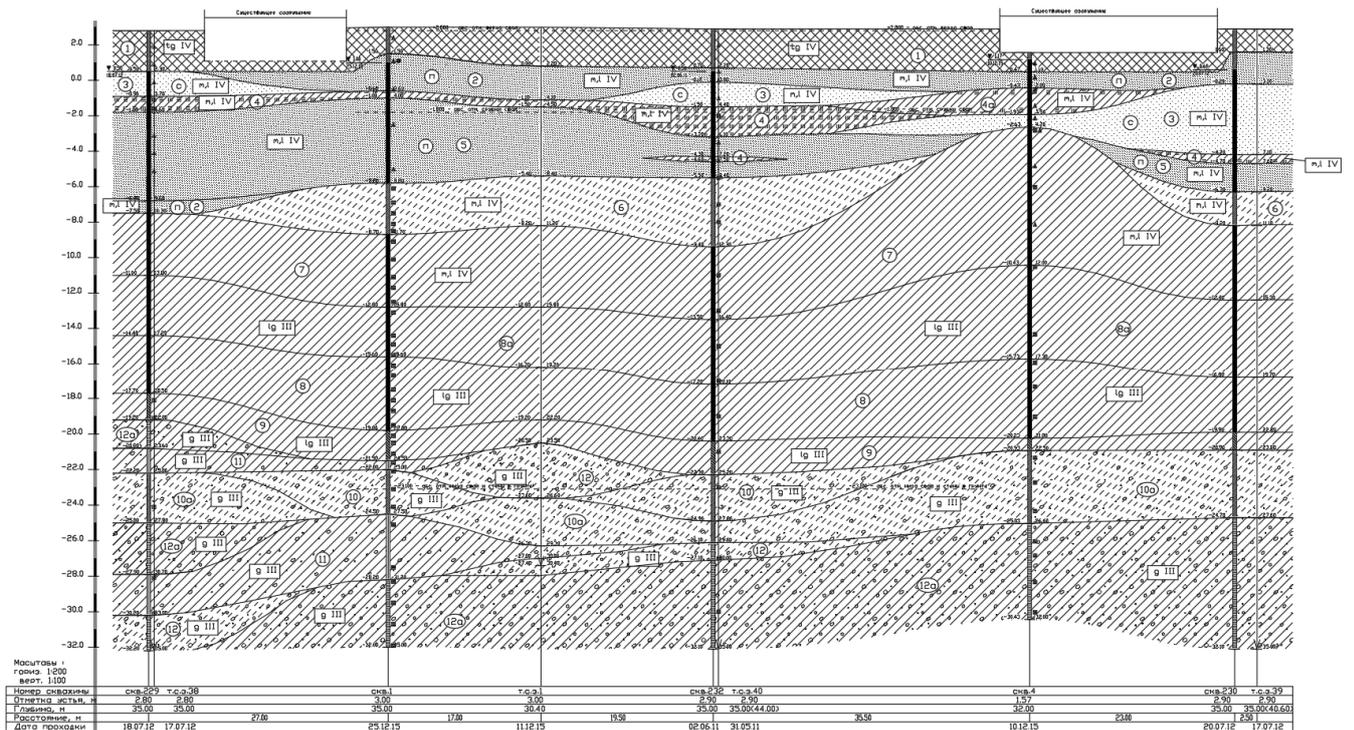


Рисунок 2.5. Инженерно-геологический разрез по линии II-II.

НОРМАТИВНЫЕ И РАСЧЕТНЫЕ ЗНАЧЕНИЯ ФИЗИКО-МЕХАНИЧЕСКИХ ХАРАКТЕРИСТИК ГРУНТОВ

Таблица 2.1

№ Элемента	Наименование грунтов	Геологический индекс	Плотность грунта, г/см ³			Коэффициент пористости e	Естественная влажность, д.е. W_e	Число пластичности I_p	Показатель текучести I_L/C_b	Прочностные характеристики						Модуль деформации, МПа кгс/см ² E	Примечание
			Угол внутреннего трения, [°]							Сцепление, МПа кгс/см ²							
			φ_n	φ_I	φ_{II}					C_n	C_I	C_{II}					
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
1	Насыпные грунты слежавшиеся	<i>tIV</i>	R ₀ =0,10 МПа (1,0 кгс/см ²)														СП22.13330.2011 прил. В, табл. В9
2	Пески пылеватые средней плотности	<i>m,IV</i>	$\frac{1,87}{1,96}$	$\frac{1,85}{1,94}$	$\frac{1,87}{1,96}$	0,740	Влажные Насыщ.водой	-	-	26	24	26	$\frac{0,002}{0,02}$	$\frac{0,001}{0,01}$	$\frac{0,002}{0,02}$	$\frac{9^*}{90}$	ф, С – СП 22.13330.2011 прил. Б, табл. Б.1 Е - по данным штамповых испытаний*
3	Пески средней крупности средней плотности	<i>m,IV</i>	$\frac{1,92}{2,00}$	$\frac{1,90}{1,98}$	$\frac{1,92}{2,00}$	0,650	Влажные Насыщ.водой	-	-	35	32	35	$\frac{0,001}{0,01}$	$\frac{0,001}{0,01}$	$\frac{0,001}{0,01}$	$\frac{30}{300}$	ф, С, Е – СП 22.13330.2011 прил. Б, табл. Б.1
4	Суглинки слабозаторфованные, текучие	<i>m,IV</i>	1,66	1,61	1,63	1,462	0,568	0,10	$\frac{1,95}{0,47}$	9	8	9	$\frac{0,014}{0,14}$	$\frac{0,009}{0,09}$	$\frac{0,014}{0,14}$	$\frac{2}{20}$	ф, С - СП 22.13330.2011 прил. Б, табл. Б.4, с учетом статического зондирования, Е – лабораторные данные
4а	Суглинки текучие с примесью органических веществ	<i>m,IV</i>	1,88	1,84	1,86	0,929	0,346	0,09	$\frac{1,21}{0,51}$	5	5	5	$\frac{0,018}{0,18}$	$\frac{0,017}{0,17}$	$\frac{0,017}{0,17}$	$\frac{4}{40}$	ф, С, Е – лабораторные данные
5	Пески пылеватые плотные	<i>m,IV</i>	$\frac{2,03}{2,09}$	$\frac{2,01}{2,07}$	$\frac{2,03}{2,09}$	0,530	Влажные Насыщ.водой	-	-	34	31	34	$\frac{0,006}{0,06}$	$\frac{0,004}{0,04}$	$\frac{0,006}{0,06}$	$\frac{30}{300}$	ф, С, Е – СП 22.13330.2011 прил. Б, табл. Б.1
6	Супеси пластичные	<i>m,IV</i>	2,01	2,00	2,00	0,660	0,242	0,06	$\frac{0,78}{0,32}$	24	23	23	$\frac{0,010}{0,10}$	$\frac{0,009}{0,09}$	$\frac{0,010}{0,10}$	$\frac{13}{130}$	ф, С, Е – лабораторные данные
7	Суглинки текучие	<i>m,IV</i>	1,92	1,91	1,92	0,884	0,306	0,09	$\frac{1,32}{0,61}$	5	4	4	$\frac{0,013}{0,13}$	$\frac{0,012}{0,12}$	$\frac{0,012}{0,12}$	$\frac{5}{50}$	ф, С, Е – лабораторные данные
8а	Суглинки текучие ленточные с утолщенными прослоями песков	<i>lgIII</i>	1,89	1,88	1,89	0,915	0,333	0,10	$\frac{1,29}{0,58}$	12	11	11	$\frac{0,009}{0,09}$	$\frac{0,008}{0,08}$	$\frac{0,008}{0,08}$	$\frac{7}{70}$	ф, С, Е – лабораторные данные
8	Суглинки текучие ленточные	<i>lgIII</i>	1,83	1,82	1,82	1,092	0,395	0,14	$\frac{1,14}{0,51}$	10	9	10	$\frac{0,008}{0,08}$	$\frac{0,008}{0,08}$	$\frac{0,008}{0,08}$	$\frac{6}{60}$	ф, С, Е – лабораторные данные
9	Суглинки текучепластичные, неяснослоистые	<i>lgIII</i>	1,97	1,96	1,96	0,760	0,279	0,10	$\frac{0,87}{0,35}$	18	17	17	$\frac{0,017}{0,17}$	$\frac{0,016}{0,16}$	$\frac{0,016}{0,16}$	$\frac{10}{100}$	ф, С, Е – лабораторные данные
10	Супеси пластичные II<0.5 с гравием и галькой до 15-20 %	<i>gIII</i>	2,21	2,19	2,20	0,381	0,137	0,05	$\frac{0,32}{0,11}$	20	19	19	$\frac{0,024}{0,24}$	$\frac{0,022}{0,22}$	$\frac{0,023}{0,23}$	$\frac{22}{220}$	ф, С, Е – лабораторные данные
10а	Супеси пластичные II>0.5 с гравием и галькой до 15-20 %	<i>gIII</i>	2,19	2,18	2,18	0,408	0,147	0,06	$\frac{0,64}{0,43}$	19	19	19	$\frac{0,021}{0,21}$	$\frac{0,020}{0,20}$	$\frac{0,020}{0,20}$	$\frac{15}{150}$	ф, С, Е – лабораторные данные
11	Суглинки тугопластичные с гравием и галькой до 15-20 %	<i>gIII</i>	2,12	2,11	2,12	0,508	0,187	0,08	$\frac{0,33}{0,05}$	23	22	22	$\frac{0,025}{0,25}$	$\frac{0,024}{0,24}$	$\frac{0,025}{0,25}$	$\frac{17}{170}$	ф, С, Е – лабораторные данные
12	Супеси твердые с гравием и галькой до 15-20 %	<i>gIII</i>	2,25	2,24	2,24	0,327	0,115	0,05	$\frac{-0,16}{-0,27}$	29	28	28	$\frac{0,027}{0,27}$	$\frac{0,027}{0,27}$	$\frac{0,027}{0,27}$	$\frac{37}{370}$	ф, С, Е – лабораторные данные
12а	Суглинки твердые с гравием и галькой до 15-20 %	<i>gIII</i>	2,18	2,16	2,17	0,429	0,151	0,08	$\frac{-0,20}{-0,24}$	15	14	14	$\frac{0,055}{0,55}$	$\frac{0,052}{0,52}$	$\frac{0,053}{0,53}$	$\frac{31}{310}$	ф, С, Е – лабораторные данные

Общая характеристика здания, в границах которого располагается опытная площадка. Основные решения по проекту реконструкции



Рисунок 2.6. Общий вид здания

Объект исследования, в границах которого располагается опытная площадка, представляет собой существующее здание постройки середины 18в. – начала 19в. (рисунок 2.6). Оно имеет богатую культурную историю, является памятником градостроительства и архитектуры, относится к категории объектов культурного наследия федерального значения.

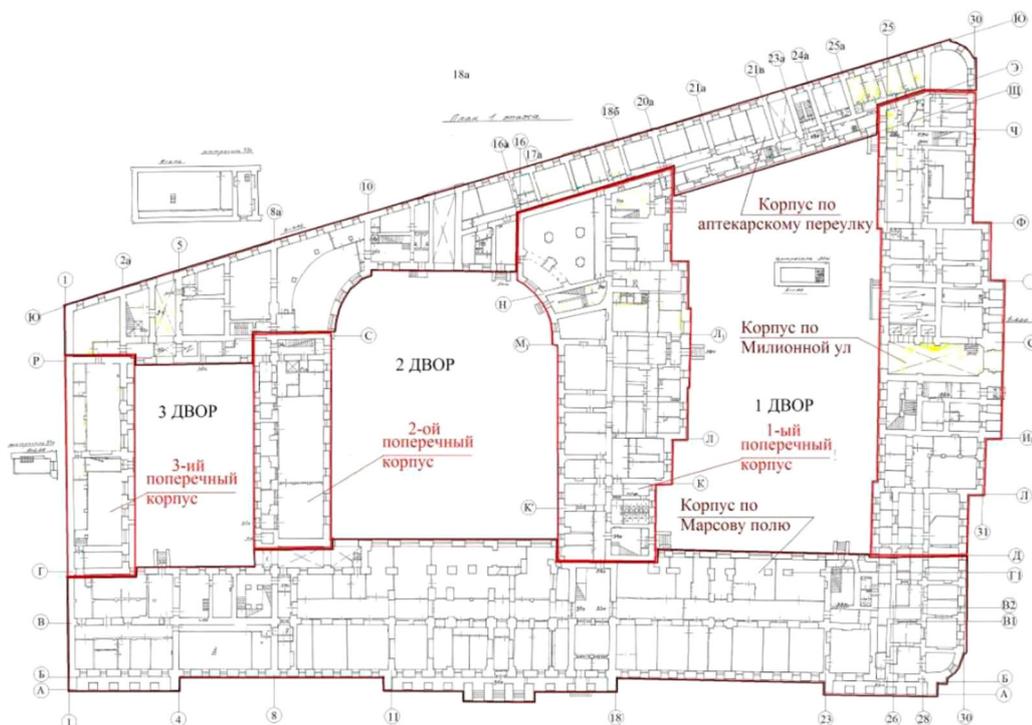


Рисунок 2.7. Схема расположения корпусов здания (по плану 1-го этажа).

Здание состоит из нескольких объёмов разных лет строительства, к 1816г. объединённых в единое трёхэтажное здание с подвалом и холодным неэксплуатируемым чердаком (рисунок 2.7). В плане здание имеет сложную

форму, близкую к трапециевидной, с внутренними дворами-колодцами. Его основные габаритные размеры $\sim 159,0 \times 102,5$ м, высота $\sim 20,0$ м.

Здание имеет бескаркасную конструктивную схему, с продольными и поперечными несущими кирпичными стенами и перекрытиями, устроенными по металлическим и деревянным балкам с заполнением различного типа, либо в виде кирпичных сводов. Учитывая длительный период строительства, во время которого изначально самостоятельные корпуса были объединены вместе, выполнялась встройка одних объёмов и неоднократная перестройка других, фундаменты в границах здания имеют различные конструктивные решения. Все они устроены на естественном основании, но по большей площади здания сложены из известнякового бута на известково-песчаном растворе, другая их часть выполнена из валунов, сплошной кирпичной кладки, или имеет комбинированный состав – из бута с кирпичом или валунами. В разрезе фундаменты прямоугольной и трапециевидной формы с небольшим уширением, с шириной подошвы $0,64 - 4,0$ м и глубиной заложения от $1,52$ м до $3,23$ м считая от дневной поверхности (абс. отм. от $0,340$ м до $2,050$ м в БСВ). Под подошвой фундаментов, преимущественно, расположены деревянные лежни, повреждённые поверхностным гниением в ходе эксплуатации. Гидроизоляция в уровне обреза не обнаружена. До начала проведения основных работ по реконструкции кладка и основание всех фундаментов здания были закреплены способом инъекции цементного раствора.

В соответствии с проектом реконструкции и приспособления под современное использование предусматривается проведение капитального ремонта основных несущих конструкций здания. При этом понижается территория внутренних дворов-колодцев (двор №1 и №2) с устройством в их границах одно- и двухэтажных подземных пространств для размещения автостоянки, необходимых технических и вспомогательных подсобных помещений.

Выбор конструктивного решения для организации подземного пространства в границах внутренних дворов в полной мере определялся обеспечением сохранности существующего реконструируемого здания, расположенного непосредственно по контуру устраиваемых котлованов. В соответствии с проектом

реконструкции и приспособления понижение внутри дворовой территории производилось под защитой «стены в грунте» толщиной 600мм и 800мм с абсолютной отметкой основания – 23м (глубина 26м от поверхности). Разработка котлованов на глубину 4,15м во дворе №1 и 6,15м во дворе №2 выполнялась при устройстве одно- и двухуровневой распорной системы соответственно. Для обеспечения дополнительной жёсткости ограждения ниже дна котлованов с глубины 13,0м проектом предусматривалось устройство горизонтальной Jet-диафрагмы мощностью 1,5 м (рисунок 2.8).

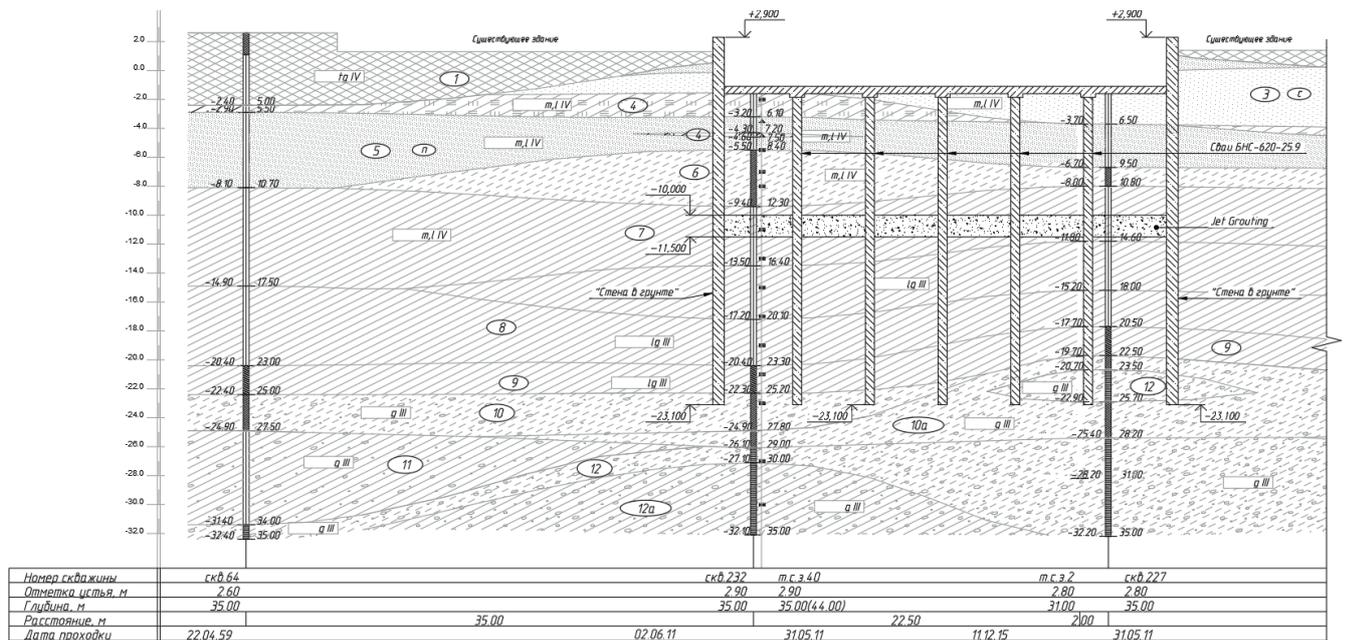


Рисунок 2.8. Конструктивные решения подземной части здания в границах двора №1.

2.2.2. Система комплексного геотехнического мониторинга в границах реконструируемого здания

Факторы, определяющие влияние на объект реконструкции и приспособления

В ходе выполнения проекта реконструкции и приспособления основным фактором, определяющим влияние на рассматриваемое здание, являются два независимых комплекса строительных работ (см. таблицу 2.2):

1 – капитальный ремонт основных несущих конструкций в границах существующего объёма здания и связанное с ним изменение планировочного решения;

2 – понижение территории внутренних дворов-колодцев – наиболее сложный и ответственный этап в составе реализации проекта. Разработка 2-х котлованов на глубину от 4,15м до 6,15м производится практически внутри здания, в условиях полного примыкания нему, и при всех прочих сопутствующих работах по капитальному ремонту выступает основным фактором воздействия на объект реконструкции и главной причиной развития его возможных дополнительных деформаций.

*Основные причины развития дополнительных деформаций и повреждений
реконструируемого здания*

Таблица 2.2

<u>Основные факторы влияния – этапы проекта реконструкции и приспособления здания</u>		Факторы, определяющие влияние на объект реконструкции и приспособления	Дополнительные факторы, увеличивающие риск/динамику развития дополнительных деформаций и повреждений здания
понижение внутренних дворов-колодцев на глубину от 4,15м до 6,15м	капитальный ремонт основных несущих конструкций здания		
Дополнительные деформации здания, образование дополнительных дефектов и повреждений (ограничиваются в соответствии с СП 22.13330.2016 и ГОСТ Р 56196-2014)		1 – сложные инженерно-геологические условия центральной части города, отличные наличием органики и мощной толщи слабых пылевато-глинистых грунтов	Дополнительные факторы, увеличивающие риск/динамику развития дополнительных деформаций и повреждений здания
		2 – близость к р. Нева (высокий уровень грунтовых вод, нагонные явления)	
		3 – особенности конструктивных решений здания – возведено из отдельных объединённых между собой объёмов с устройством множественных деформационных швов; разница в глубине заложения и ширине подошвы фундаментов	
		4 – здание является памятником культуры, объектом культурного наследия	

В качестве дополнительных факторов, которые способны привести к динамике в развитии дополнительных деформаций и повреждений реконструируемого здания, можно отметить:

➤ сложные инженерно-геологические условия центральной части города, отличные наличием органики и мощной толщи слабых пылевато-глинистых грунтов;

- близость здания к р. Нева (как следствие – высокий уровень грунтовых вод, нагонные явления);
- особенности конструктивного решения – здание возведено из отдельных объединённых между собой корпусов с устройством множественных деформационных швов, в глубине заложения и ширине подошвы фундаментов отдельных корпусов отмечается существенная разница, и пр.

Организация и состав системы комплексного геотехнического мониторинга на объекте реконструкции и приспособления. Граничные критерии контролируемых параметров

В соответствии с действующей нормативной документацией (ГОСТ Р 56198-2014 особым образом, а также СП 22.13330.2016, СП. 305.1325800.2017, ТСН 50-302-2004) состояние реконструируемого здания, отнесённого к категории объектов культурного наследия федерального значения, в процессе проведения строительных работ должно контролироваться постоянно, сопровождаясь проведением комплексного геотехнического мониторинга. С целью контроля за состоянием существующего исторического здания в ходе производства работ по его реконструкции и приспособлению на объекте была организована **комплексная система геотехнического мониторинга**. Согласно СП 22.13330.2016, СП 305.1325800.2017 и ГОСТ Р 56198-2014 мониторинг включил:

- *наблюдения за существующими конструкциями здания* – геодезический контроль за развитием его дополнительных осадок и кренов, визуально-инструментальный контроль за появлением и развитием дефектов и повреждений, измерение вибрационных воздействий при производстве отдельных видов работ;
- *наблюдения за состоянием конструкций ограждения котлованов, устраиваемых во внутренних дворах здания* – включает систему измерений усилий в арматуре, напряжений в бетоне и горизонтальных отклонений ограждения («стены в грунте») от планового положения по высоте и в пространстве, геодезический контроль планового положения обвязочной балки;

➤ наблюдения за массивом грунта, окружающим здание – измерения послойных вертикальных деформаций грунта, окружающего здание, по системе экстензометрических скважин; контроль уровневого режима грунтовых вод по системе пьезометрических скважин; контроль порового давления в грунте.

Схема организации мониторинга на участке реконструкции представлена в таблице 2.3 и на рисунке 2.9.

Схема организации геотехнического мониторинга на участке реконструкции

Таблица 2.3

Основные направления системы мониторинга, на участке реконструкции	Вид геотехнического контроля	Измерительное оборудование		Контролируемый параметр
		общая характеристика оборудования	общее количество оборудования в пределах участка реконструкции	
1	2	3	4	5
мониторинг состояния конструкций реконструируемого здания	геодезический контроль за развитием дополнительных осадок здания	[геодезические осадочные марки, установленные в цокольной части стен]/нивелир	102 марки	дополнительные деформации (осадки/подъемы) фундаментов здания
	геодезический контроль за развитием дополнительных кренов здания	[геодезические светоотражающие осадочные марки, установленные по высоте стены по линии контролируемого профиля крена]/тахеометр	30 профилей	дополнительные крены/отклонения от вертикали фасадных стен здания
	визуально-инструментальный контроль за появлением и развитием дефектов и повреждений	[трещиномеры, гипсовые маяки]/штангенциркуль	29 маяков	ширина/глубина раскрытия трещин
	мониторинг вибрационных воздействий при производстве отдельных видов работ	цифровой виброметр, анализатор спектра с одноосевым акселерометром	14 точек контроля вибрации	амплитуда и частота перемещений, ускорение вертикальных колебаний

мониторинг состояния системы ограждения котлованов, устраиваемых в границах внутренних дворов здания	измерение горизонтальных отклонений ограждения («стены в грунте») по высоте от планового положения	пластиковые инклинометрические направляющие, установленные в теле «стены в грунте»/инклинометр	12 инклинометрических скважин (по 6 скважин в каждом из дворов №1 и №2)	горизонтальные отклонения от вертикали по высоте конструкции ограждения
	геодезический мониторинг пространственного положения обвязочной балки	геодезические светоотражающие осадочные марки, установленные по периметру обвязочной балки/тахеометр	30 геодезических марок (по 15 марок в каждом из дворов №1 и №2)	отклонения балки от планового положения по горизонтали
	измерение усилий в конструкции ограждения («стены в грунте») по высоте	струнные тензометрические датчики, установленные по высоте конструкции «стена в грунте»: - модель типа Sister Bar для измерения усилий в арматуре, - модель типа ST4-1.3 для измерения напряжений в бетоне / устройство считывания данных ручного типа	160 тензометрических датчиков (двор №1 – датчиками оборудуется 4 панели «стены в грунте», во дворе №2 – 6 панелей; в каждой из них устанавливается по 10 датчиков измерения усилий в арматуре и по 6 датчиков измерения напряжений в бетоне, датчики монтируются попарно – по 2 на уровень)	усилия в арматуре и напряжения в бетоне конструкции «стена в грунте»
мониторинг состояния массива грунта, окружающего здание	измерения послонных вертикальных деформаций грунта, окружающего здание, по системе экстензометрических скважин	система экстензометрических скважин, установленных вдоль наружных стен здания/ экстензометр	4 экстензометрические скважины (по 2 скважины в каждом из дворов №1 и №2)	дополнительные деформации массива грунта, в пространстве между существующими фундаментами здания и «стеной в грунте»
	контроль уровневого режима грунтовых вод по системе пьезометрических скважин	система пьезометрических скважин, установленных вдоль наружных стен здания/измерительная рулетка	18 пьезометрических скважин по периметру фасадных стен здания (из них 5 скважин в границах двора №1)	положение уровня грунтовых вод



Рисунок 2.9. Схема организации контрольно-измерительного оборудования в границах реконструируемого здания.

Построенная таким образом комплексная система геотехнического мониторинга позволила достаточно всесторонне оценить изменения, происходящие в системе «конструкции здания – система ограждения – основание» на каждом этапе производства строительных работ и оперативно отреагировать на происходящие изменения с целью определения возможного риска развития негативных процессов на участке реконструкции.

2.2.3. Организация опытной площадки (в границах двора №1)

В качестве опытной площадки для организации эксперимента по исследованию изменения напряжённо-деформируемого состояния конструкции «стены в грунте» при производстве строительных работ «нулевого» цикла рассматривался внутренний двор №1 реконструируемого здания.

Конструктивные решения

На основании проектного решения в границах двора №1 предусматривалось устройство одноэтажного подземного пространства. Разработка котлована глубиной 4,15м производилась под защитой ограждения типа «стена в грунте» переменной толщины по периметру (600мм вдоль осей «19-19/2» и «Т/1», 800мм вдоль осей «Д» и «23») при глубине 26м (от поверхности). Раскрепление ограждения – одноуровневое, из труб сечением 1020×10мм. Для обеспечения дополнительной жёсткости ограждения ниже дна котлована проектом предусматривалось устройство дополнительного распорного уровня – горизонтальной Jet-диафрагмы мощностью 1,5м, устраиваемой на глубине от 13,0м до 14,5м от уровня дневной поверхности (абс. отм. «минус» 10,0м – «минус» 11,5м) в слое текучих суглинков (ИГЭ-7). Площадный размыв грунта производился с использованием струйной однокомпонентной технологии при рабочем давлении 400атм. с расходом цемента 700кг на 1пог.м. скважины, диаметр зоны закрепления в пределах одной скважины составил 800мм.

Система геотехнического мониторинга в границах опытной площадки

Исследование изменения напряжённо-деформированного состояния «стены в грунте» при поэтапном производстве работ «нулевого» цикла в границах двора

№1 выполнялось на основании комплексных наблюдений в составе геотехнического мониторинга.



Рисунок 2.10. Схема расположения контрольных панелей №34/35 и №53 в границах Двора №1.

Основным параметром исследования являлись усилия, возникающие в арматуре конструкции «стены в грунте». С целью их измерения по периметру ограждения было выбрано 4 характерных контролируемых панели (№№ 21, 35, 47 и 53, рисунок 2.10). В каждой из них устанавливались струнные тензометрические датчики измерения усилий в арматуре модели типа Sister Bar Strain Gauge, модель ST5 – 12, производитель Soil Instruments (рисунок 2.11а, б).

Датчик состоит из катушки и струнного элемента с выпусками из арматурных стержней с обоих концов. Пластиковый корпус защищает элемент при контакте с бетоном, исключая его влияние. Имеющиеся по концам корпуса длинные арматурные выпуски обеспечивают надежную передачу напряжений от контролируемой конструкции на датчик. Внешние силы сжатия или растяжения, действующие на датчик, изменяют натяжение, и, соответственно, резонансную частоту колебаний струны. Произошедшие изменения в виде данных фиксируются прибором считывания. Наличие встроенного термистора позволяет выделять температурные напряжения конструкции от напряжений, вызванных силовыми нагрузками.

Общее количество и высотное положение датчиков назначалось в полном соответствии с проектными расчётными эпюрами усилий – уровни установки датчиков определялись местами образования пиковых (максимальных и

минимальных) значений моментов, при обязательном расположении одного из наблюдательных уровней на отметке середины устраиваемого массива Jet-диафрагмы. В качестве других уровней установки датчиков принимались – отметка устройства распорной системы, фундаментной плиты, дна котлована и пр. Таким образом, в каждой панели было установлено по 10 датчиков, расположенных по высоте конструкции на 5-и уровнях попарно – на ряде рабочей арматуры со стороны котлована и со стороны грунта соответственно.



Рисунок 2.11. а) Датчик измерения напряжений в арматуре (Sister Bar Strain Gauge); б) Монтаж тензометрических датчиков; в) Монтаж инклинометрической скважины.

Наряду с датчиками измерения усилий в арматуре в теле контролируемых панелей были устроены по 6 датчиков измерения напряжений в бетоне, расположенных по высоте конструкции на 3-х уровнях аналогичным образом. Схема пространственного расположения датчиков в контролируемой панели №34/35 представлена на рисунке 2.12.

Измерение усилий в арматуре (и напряжений в бетоне) выполнялось непрерывно в ходе каждого этапа производства работ «нулевого цикла» с частотой не менее 2-х раз в неделю.

В качестве дополнительных параметров комплексной оценки изменения НДС конструкции ограждающей конструкции и массива окружающего грунта в ходе производства работ «нулевого» цикла в составе опытной площадки исследовались:

по конструкции ограждения

➤ горизонтальные перемещения конструкции ограждения по высоте – на основании результатов измерений по инклинометрическим скважинам (4 скважины), устроенным в контролируемых панелях «стены в грунте», оборудованных тензометрическими датчиками (рисунок 2.11в);

➤ горизонтальные (в плане) перемещения конструкции ограждения в уровне обвязочной балки – на основании результатов геодезических измерений по 15-и осадочным маркам;

по массиву грунта, окружающему котлован

➤ поровое давление в массиве грунта за конструкцией ограждения – на основании измерений по датчикам порового давления, установленным отметке середины массива Jet-диафрагмы в пространстве между «стеной в грунте» и существующим реконструируемым зданием;

➤ дополнительные деформации основания и фундаментов существующего реконструируемого здания, расположенного вдоль периметра ограждения на расстоянии 0,6м от него – на основании результатов геодезических измерений по осадочным маркам, остановленным с равномерной периодичностью вдоль фасадных стен двора №1 (20 марок) и по далее, по площади здания.

Схема расположения измерительного оборудования в пределах опытной площадки представлена на рисунке 2.9.

2.2.4. Результаты экспериментального исследования напряжённо-деформированного состояния «стены в грунте» на этапе устройства глубинной горизонтальной диафрагмы Jet Grouting

Анализируя результаты измерений стоит отметить, что до начала производства основных этапов строительных работ, оказывающих влияние на

изменение напряжённо-деформированного состояния ограждения котлована и окружающего его массива грунта, по всем контролируемым параметрам были определены «нулевые» значения величин. По результатам измерения значений усилий и перемещений по высоте «стены в грунте» непосредственно после устройства (бетонирования) контролируемых панелей было установлено, что процесс твердения бетона вызывает образование в конструкции ограждения начальных усилий в арматуре и перемещений. С целью исключения данных и других подобных сторонних факторов в качестве «нулевых» значений для усилий, напряжений, перемещений и величин порового давления были приняты результаты наблюдений до начала выполнения глубинной горизонтальной диафрагмы, устраиваемой с применением струйной технологии Jet Grouting при обязательном обеспечении необходимого срока твердения бетона – не менее 1,5 месяца в условиях объекта реконструкции.

2.2.4.1. Результаты измерения усилий в арматуре конструкции «стены в грунте»

В соответствии с проектным решением для обеспечения дополнительной жёсткости ограждения и работы Jet-диафрагмы в распор со «стеной в грунте» закрепление грунтового массива предусматривалось выполнять по всей площади котлована, за исключением двух круглых участков в его центральной части. Такая форма площади закрепления позволила исключить влияние производства работ в пределах одной контролируемой панели на другую и рассматривать каждую из них как самостоятельный опытный участок. Размеры данных опытных участков были определены на основании сравнения результатов измерений усилий в арматуре конструкции и календарного графика выполнения работ по устройству каждой из Jet-скважин.

Согласно результатам мониторинга установлено, что начало изменения напряжённо-деформированного состояния «стены в грунте» связано с работами по устройству Jet-диафрагмы при производстве работ в пределах 5-6м от неё, что соответствует устройству 8-ми рядов скважин. Начало выполнения Jet-скважин в

указанных границах, сопровождаемое значительным увеличением порового давления вокруг точки производства работ, начинает вызывать образование микродеформаций в тензометрических датчиках, установленных на 4-м уровне (абс. отм. «минус» 9,750м), и, как следствие, появление усилий в арматуре конструкции ограждения на глубине расположения середины закрепляемого массива грунта. При этом, рассматривая работу датчиков в паре, установлено, что датчик, расположенный со стороны котлована получал сжатие, а со стороны грунта, соответственным образом, растяжение. По результатам мониторинга изменение напряжённо-деформированного состояния «стены в грунте» вызвало рост усилий по датчикам, расположенным и на других уровнях контроля, но в гораздо меньшей степени, не сравнимой с результатами по уровню №4 (см. рисунки 2.13 – 2.16 и таблицы 2.4 – 2.7 соответственно).

По мере роста объёма закрепления грунта наблюдалось дальнейшее значительное увеличение значений усилий в ограждении котлована на глубине устройства Jet-диафрагмы. При этом прирост усилий в «стене в грунте» происходил при расположении рабочей захватки в границах исследуемой панели и далее, в пределах 5–6 м от неё, что полностью подтвердило границы опытного участка у каждой контролируемой панели, определённые изначально.

Сравнивая полученные значения усилий, возникающих в конструкции ограждения котлована, стоит отметить, что по периметру дворового участка «стена в грунте» имеет разную толщину – 600мм вдоль осей «19-19/2» (панель №21) и «Т/1», 800мм вдоль осей «Д» и «23» (панели №№34/35, 47). Учитывая обозначенную разницу в габаритах конструкции, анализ и последующее сравнение результатов измерений выполняем для контролируемых панелей, имеющих одинаковую толщину (800мм) – №№34/35, 47 и 53.

Оценивая полученные результаты мониторинга усилий в конструкции ограждения котлована (таблица 2.8), можно сделать следующие выводы:

✓ *по мере производства работ по устройству глубинной Jet-диафрагмы в уровне её расположения наблюдается возникновение и последующее развитие*

Панель №34-35. Этап выполнения диафрагмы Jet Grouting

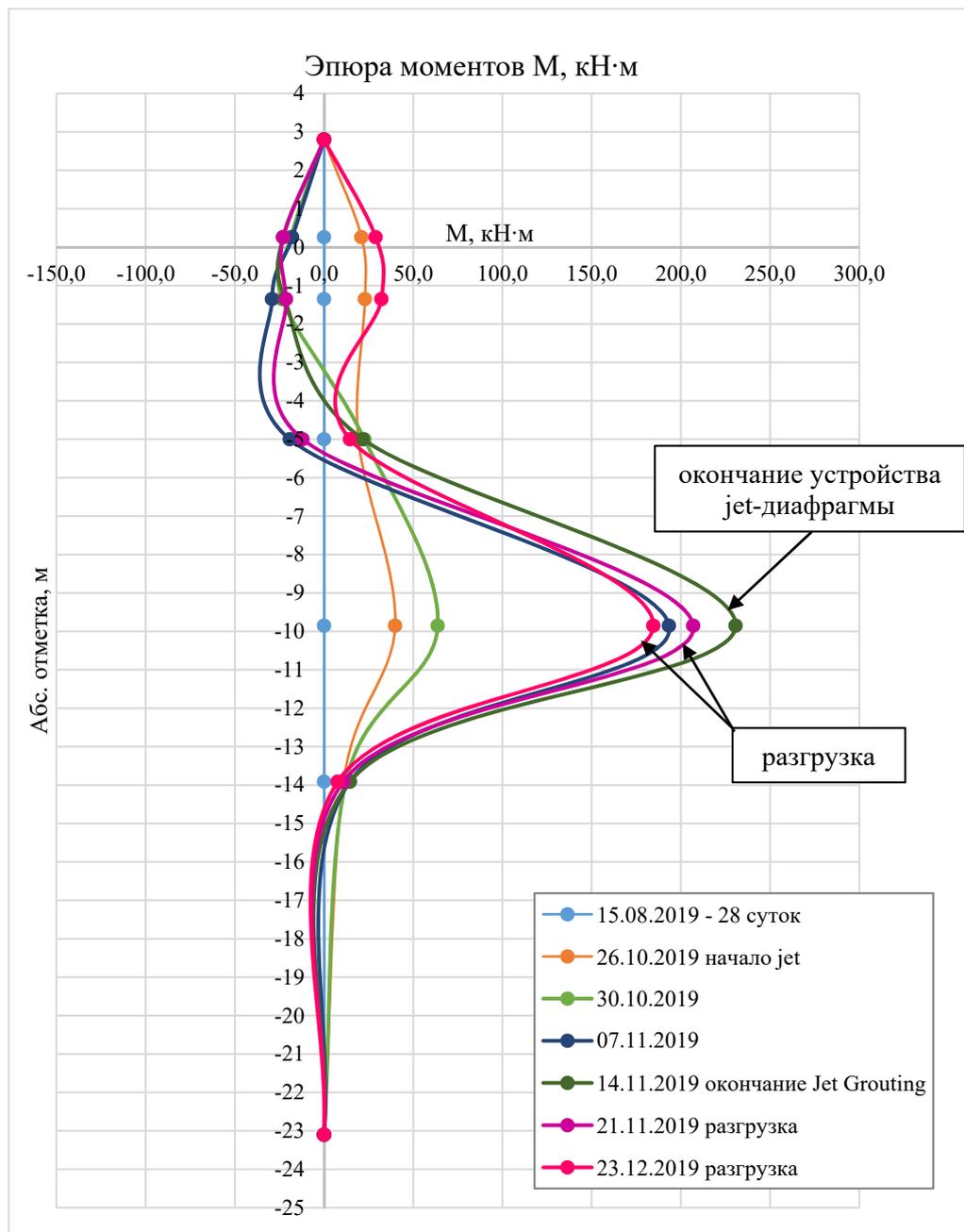


Рисунок 2.13. Эпюра изгибающих моментов в панели №34/35.

Результаты измерения усилий в уровне расположения Jet-диафрагмы при её устройстве

Таблица 2.4.

№ п/п	Дата проведения мониторинга	Ход производства работ	Максимальное значение момента, кНм
1	2	3	4
1.	26.10.2019	начало выполнения Jet-диафрагмы	39,816
2.	30.10.2019	рост объёма закрепления в границах расположения панели №34/35	63,683
3.	07.11.2019		193,335
4.	14.11.2019	окончание выполнения Jet-диафрагмы	230,657
5.	21.11.2019	разгрузка	206,943
6.	23.12.2019	разгрузка	184,554

Панель №47. Этап выполнения диафрагмы Jet Grouting

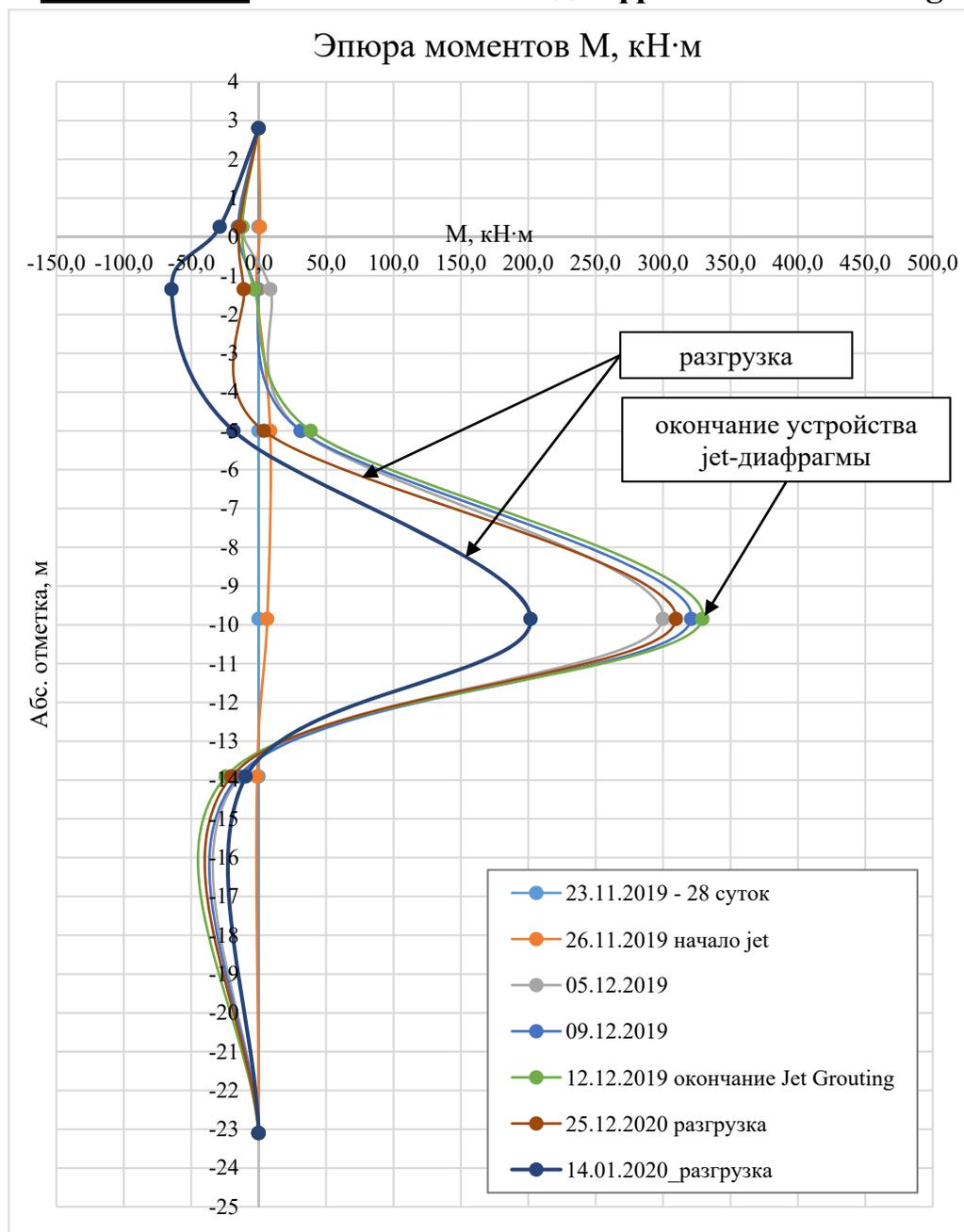


Рисунок 2.14. Эпюра изгибающих моментов в панели №47.

Результаты измерения усилий в уровне расположения Jet-диафрагмы при её устройстве

Таблица 2.5.

№ п/п	Дата проведения мониторинга	Ход производства работ	Максимальное значение момента, кНм
1	2	3	4
1.	26.11.2019	начало выполнения Jet-диафрагмы	6,410
2.	05.12.2019	рост объёма закрепления в границах расположения панели №47	299,849
3.	09.12.2019		350,825
4.	12.12.2019		окончание выполнения Jet-диафрагмы
5.	25.12.2019	разгрузка	309,571
6.	14.01.2020	разгрузка	201,718

Панель №53. Этап выполнения диафрагмы Jet Grouting

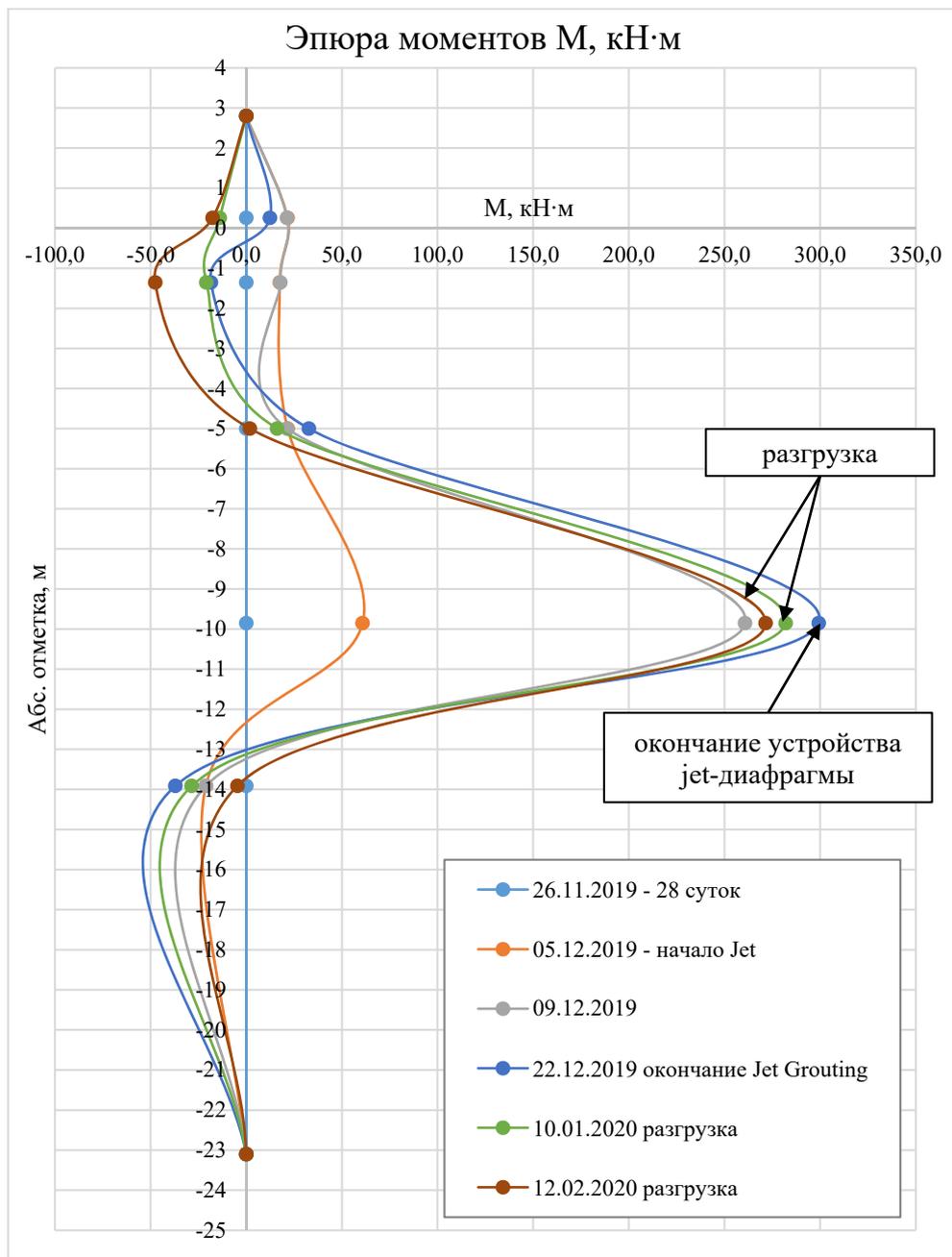


Рисунок 2.15. Эпюра изгибающих моментов в панели №53.

Результаты измерения усилий в уровне расположения Jet-диафрагмы при её устройстве

Таблица 2.6.

№ п/п	Дата проведения мониторинга	Ход производства работ	Максимальное значение момента, кНм
1	2	3	4
1.	05.12.2019	начало выполнения Jet-диафрагмы	60,796
2.	09.12.2019	рост объёма закрепления в границах расположения панели №53	260,736
3.	22.12.2019	окончание выполнения Jet-диафрагмы	299,294
4.	10.01.2020	разгрузка	281,980
5.	12.02.2020	разгрузка	271,474

Панель №21. Этап выполнения диафрагмы Jet Grouting

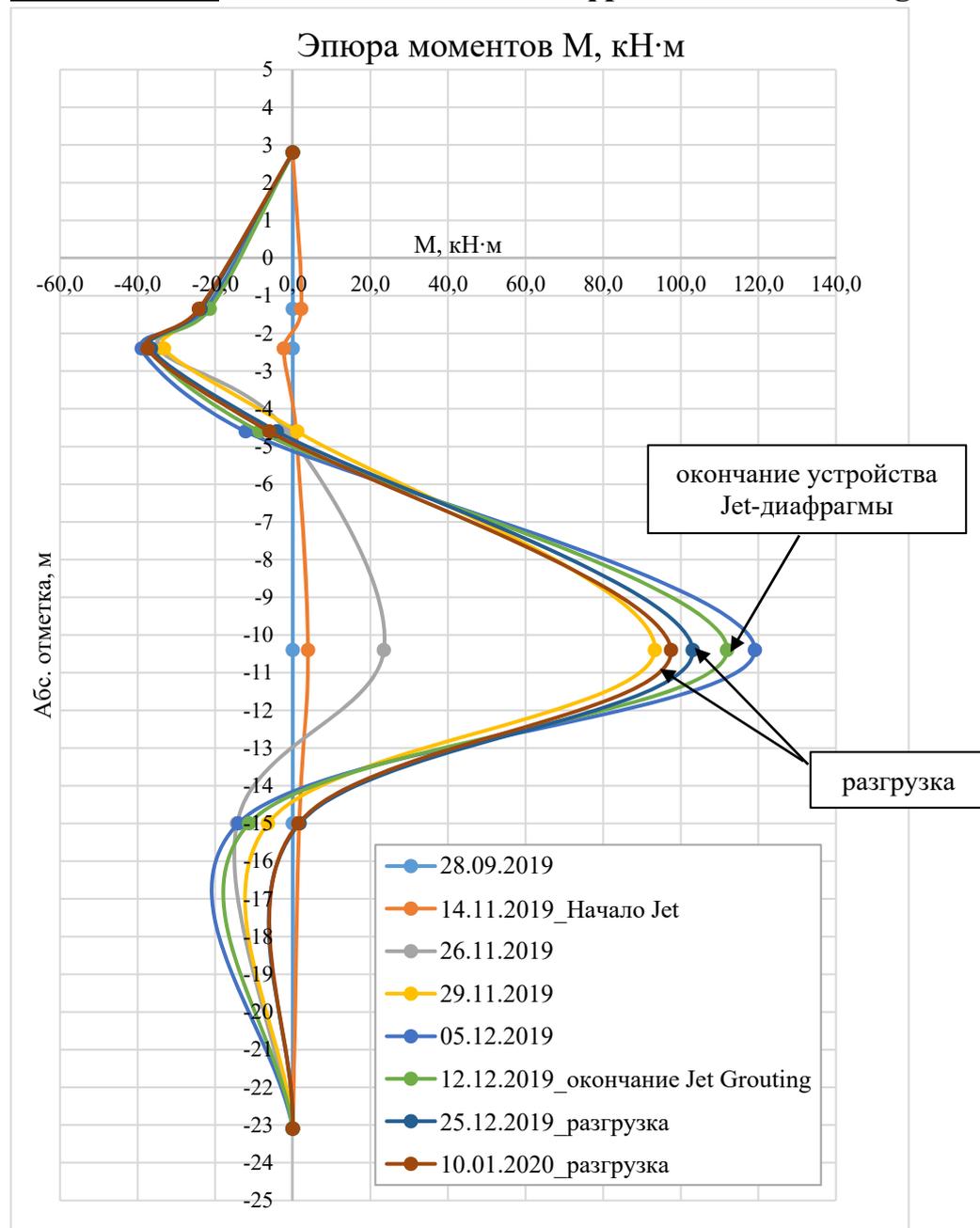


Рисунок 2.16. Эпюра изгибающих моментов в панели №21.

Результаты измерения усилий в уровне расположения Jet-диафрагмы при её устройстве

Таблица 2.7.

№ п/п	Дата проведения мониторинга	Ход производства работ	Максимальное значение момента, кНм
1	2	3	4
1.	14.11.2019	начало выполнения Jet-диафрагмы	3,915
2.	26.11.2019	рост объёма закрепления в границах расположения панели №21	23,455
3.	29.11.2019		93,313
4.	05.12.2019		119,092
5.	12.12.2019	окончание выполнения Jet-диафрагмы	111,916
6.	25.12.2019	разгрузка	103,068
7.	10.01.2020	разгрузка	97,469

Результаты измерения усилий на этапе выполнения Jet-диафрагмы в уровне её устройства

Таблица 2.8.

<i>№ п/п</i>	<i>Номер контролируемой панели</i>	<i>Период выполнения Jet-диафрагмы в границах опытного участка</i>	<i>Максимальное значение изгибающего момента, кНм</i>	<i>Вывод</i>
<i>1</i>	<i>2</i>	<i>3</i>	<i>4</i>	<i>5</i>
Панель «стены в грунте» толщиной 600мм				
1.	21	14.11.19 – 12.12.19 (29дн. – максимум)	119,092 (минимум)	При максимальном сроке производства работ получены минимальные усилия в ограждении
Панели «стены в грунте» толщиной 800мм				
2.	47	26.11.19 – 12.12.19 (17дн. - минимум)	329,238 (максимум)	При минимальном сроке производства работ получены максимальные усилия в ограждении
3.	34/35	26.10.19 – 14.11.19 (20дн.)	230,657	Средние значения усилий и время производства работ
4.	53	05.12.19 – 22.12.19 (18дн.)	299,294	
5.	Средние значения по панелям «стены в грунте» толщиной 800мм	18дн.	286,396	

усилий в арматуре и, как следствие, изгибающих моментов в сечении конструкции до 230,7кНм – 329,2кНм, при среднем значении 286,4кНм;

✓ обозначенная разница в значениях моментов в сечении в полной мере объясняется продолжительностью выполнения работ по закреплению грунта – панель с максимальным значением усилия в уровне расположения диафрагмы (№47) имела менее продолжительный срок производства работ по устройству Jet-скважин в пределах рабочей захватки, что свидетельствует о большей по сравнению с другими участками интенсивности развития порового давления в пределах объема закрепляемого грунта и, соответственно, большему давлению на «стену» (соседние скважины имели меньшее время для рассеивания порового давления);

✓ аналогично началу производства работ, по мере увеличения объема закрепления датчики, установленные в конструкции ограждения вне зоны

расположения Jet-диафрагмы сохранили минимальные значения усилий (38,6 – максимальный момент сечения панели №47 на 3-м уровне, абс. отм. «минус» 5,000м), не сравнимые со значениями изгибающих моментов в сечении на уровне диафрагмы.

В ходе передвижения фронта производства работ от опытного участка, по каждой контролируемой панели происходила «разгрузка» конструкции – через 1-1,5мес., т.е. спустя ориентировочный срок твердения закреплённого массива, «стена в грунте» частично стремилась вернуться в начальное положение. Результаты измерений, демонстрирующие разгрузку ограждения после завершения работ по устройству глубинной Jet-диафрагмы, представлены в таблице 2.9.

Результаты измерений усилий на этапе выполнения Jet-диафрагмы в уровне её устройства

Таблица 2.9.

№ п/п	Номер контролируемой панели	Значение изгибающего момента на дату завершения устройства Jet-диафрагмы, кНм	Значение изгибающего момента по итогам разгрузки – через ~1мес. и более после завершения устройства Jet-диафрагмы, кНм
1	2	3	4
Панель «стены в грунте» толщиной 600мм			
1.	21	119,092 (минимум) на 05.12.2019	97,469 (уменьшились на 18,1%) на 10.01.2019
Панели «стены в грунте» толщиной 800мм			
2.	47 (срок закрепления – 17дн.)	329,238 (максимум) на 14.11.2019	201,718 (наибольший процент разгрузки {38,7%} при наименьшем сроке производства работ) на 23.12.2019
3.	34/35 (срок закрепления – 20дн.)	230,657 на 14.11.2019	184,554 (уменьшилось на 19,8%) на 14.12.2019
4.	53 (срок закрепления – 18дн.)	299,294 на 22.12.2019	271,474 (уменьшилось на 10,0%) на 12.02.2020
5.	Средние значения по панелям «стены в грунте» толщиной 800мм	286,396	219,249 (уменьшилось на 23,0%)

По результатам измерений в ходе постепенного рассеивания порового давления и твердения массива закреплённого грунта конструкция ограждения демонстрировала так называемую «разгрузку» – для панелей №№ 34/35, 47 и 53 максимальные усилия, возникшие на отметке расположения Jet-диафрагмы,

уменьшились в среднем на 23% и сохранили полученные значения до начала производства работ на последующих этапах «нулевого» цикла.

2.2.4.2. Результаты измерения горизонтальных перемещений конструкции ограждения по высоте при выполнении Jet-диафрагмы

Изменение планового положения контролируемых панелей «стены в грунте» по высоте при производстве работ «нулевого» цикла оценивалось на основании инклинометрических измерений. Характер развития горизонтальных отклонений ограждения котлована на этапе выполнения Jet-диафрагмы в полной мере подтвердил результаты наблюдений за усилиями в конструкции.

1. Выполнение первых Jet-скважин в границах исследуемой панели, сопровождаясь значительным увеличением порового давления вокруг каждой из точек производства работ, вызвало появление начальных перемещений ограждения на уровне закрепления массива грунта в направлении «от котлована», т.е. в сторону реконструируемого здания. По мере развития фронта производства работ и увеличения числа точек закрепления в границах 5-6м от панели, обозначенное горизонтальное отклонение «стены в грунте» на уровне расположения Jet-диафрагмы постепенным образом увеличивалось (см. рисунки 2.17 – 2.20 и таблицы 2.10 – 2.14). По итогам выполнения всех скважин максимальные значения перемещения конструкции ограждения сохранились на уровне закрепления массива грунта и составили 21,0 – 26,0мм при среднем значении 24,1мм. Устройство скважин на расстоянии более 6м от исследуемой панели не вызвало дополнительных отклонений «стены в грунте», подтверждая установленные границы зоны влияния производства работ при выполнении Jet-диафрагмы.

2. Обозначенная разница в значениях максимальных горизонтальных отклонений конструкции ограждения определяется изменчивостью инженерно-геологического напластования грунтов в границах дворового участка, разной толщиной ограждения, конструктивными особенностями реконструируемого здания, а также продолжительностью выполнения Jet-скважин в границах каждого контролируемого участка.

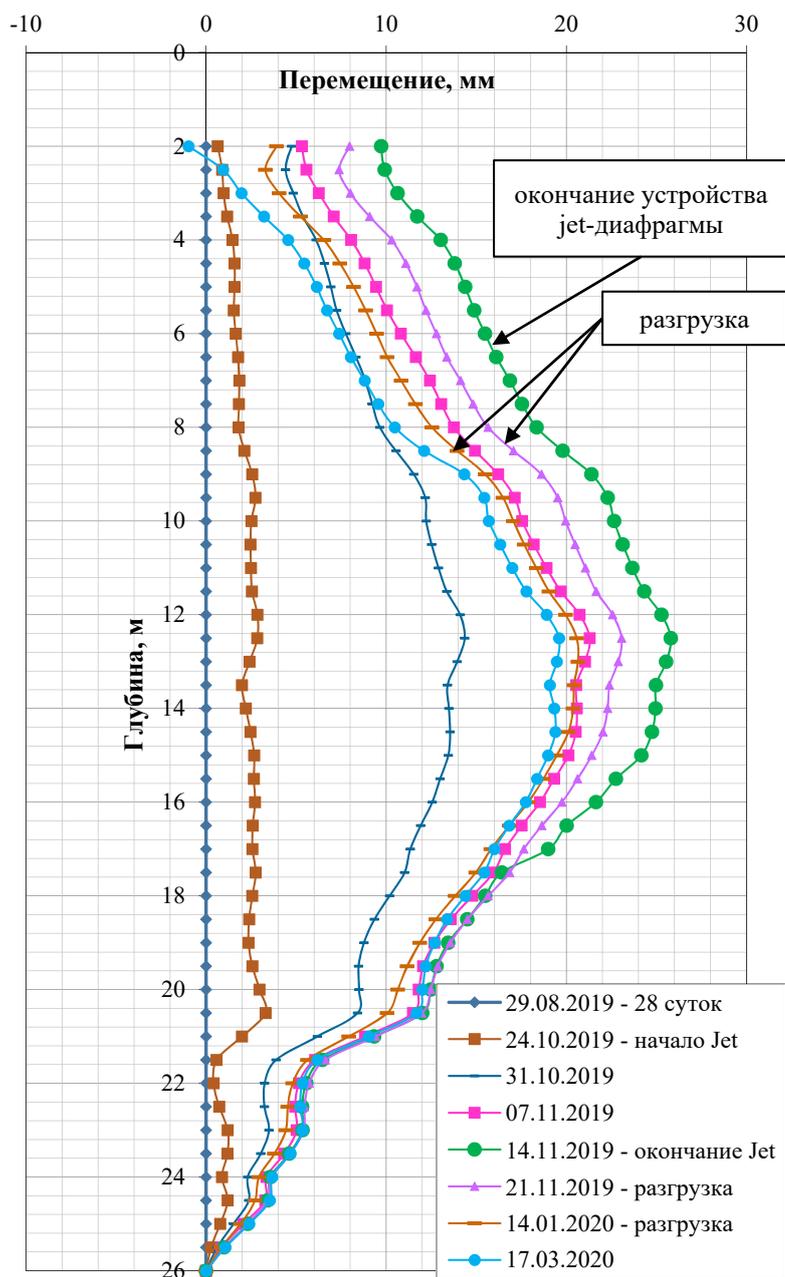


Рисунок 2.17. Эпюра горизонтальных отклонений по высоте панели «стены в грунте» №34.

Результаты измерения горизонтальных отклонений ограждения по панели №34 в уровне расположения Jet-диафрагмы при её устройстве

Таблица 2.10.

№ п/п	Дата проведения мониторинга	Ход производства работ	Максимальное значение перемещения (на глубине ~14,0м), мм
1	2	3	4
1.	24.10.2019	начало выполнения Jet-диафрагмы	2,205
2.	31.10.2019	рост объёма закрепления в границах расположения панели №34	13,480
3.	07.11.2019		20,585
4.	14.11.2019	окончание выполнения Jet-диафрагмы	25,950
5.	21.11.2020	разгрузка	22,285
6.	14.01.2020	разгрузка	20,375

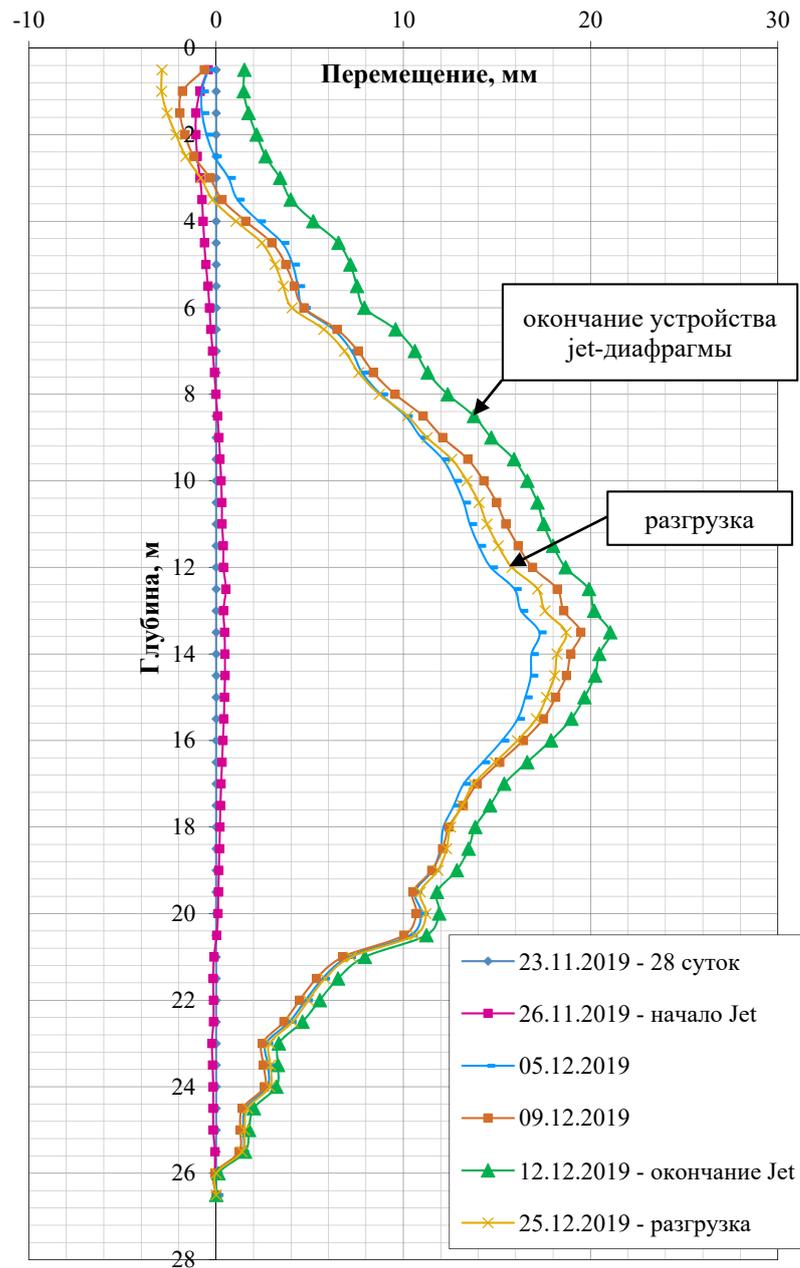


Рисунок 2.18. Эпора горизонтальных отклонений по высоте панели «стены в грунте» №47.

Результаты измерения горизонтальных отклонений ограждения по панели №47 в уровне расположения Jet-диафрагмы при её устройстве

Таблица 2.11.

№ п/п	Дата проведения мониторинга	Ход производства работ	Максимальное значение перемещения (на глубине ~14,0м), мм
1	2	3	4
1.	26.11.2019	начало выполнения Jet-диафрагмы	0,445
2.	05.12.2019	рост объёма закрепления в границах расположения панели №47	17,260
	09.12.2019		19,470
3.	12.12.2019	окончание выполнения Jet-диафрагмы	21,045
4.	25.12.2019	разгрузка	18,685

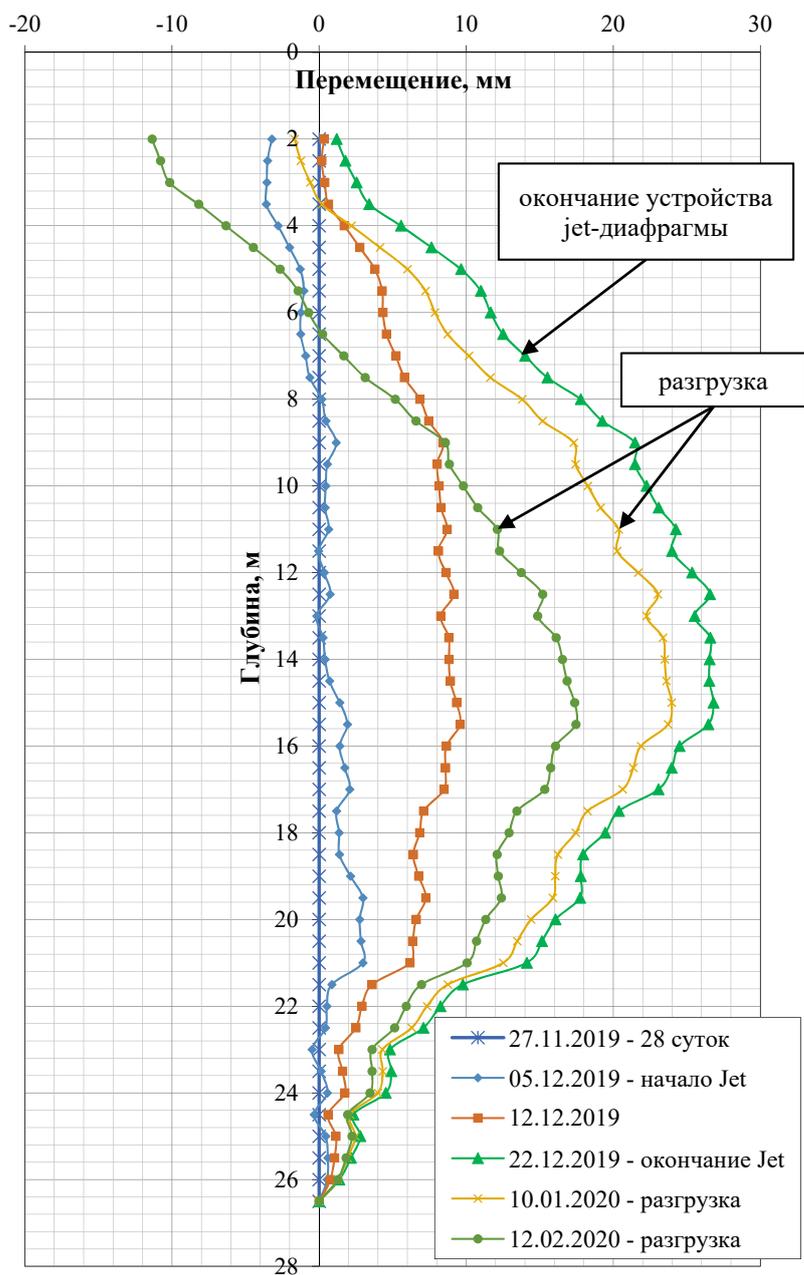


Рисунок 2.19. Эпора горизонтальных отклонений по высоте панели «стены в грунте» №53.

Результаты измерения горизонтальных отклонений ограждения по панели №53 в уровне расположения Jet-диафрагмы при её устройстве

Таблица 2.12.

№ п/п	Дата проведения мониторинга	Ход производства работ	Максимальное значение перемещения (на глубине ~14,0м), мм
1	2	3	4
1.	05.12.2019	начало выполнения Jet-диафрагмы	0,405
2.	12.12.2019	рост объёма закрепления в границах расположения панели №53	8,820
3.	22.12.2019	окончание выполнения Jet-диафрагмы	25,245
4.	10.01.2020	разгрузка	23,490
5.	12.02.2020	разгрузка	16,540

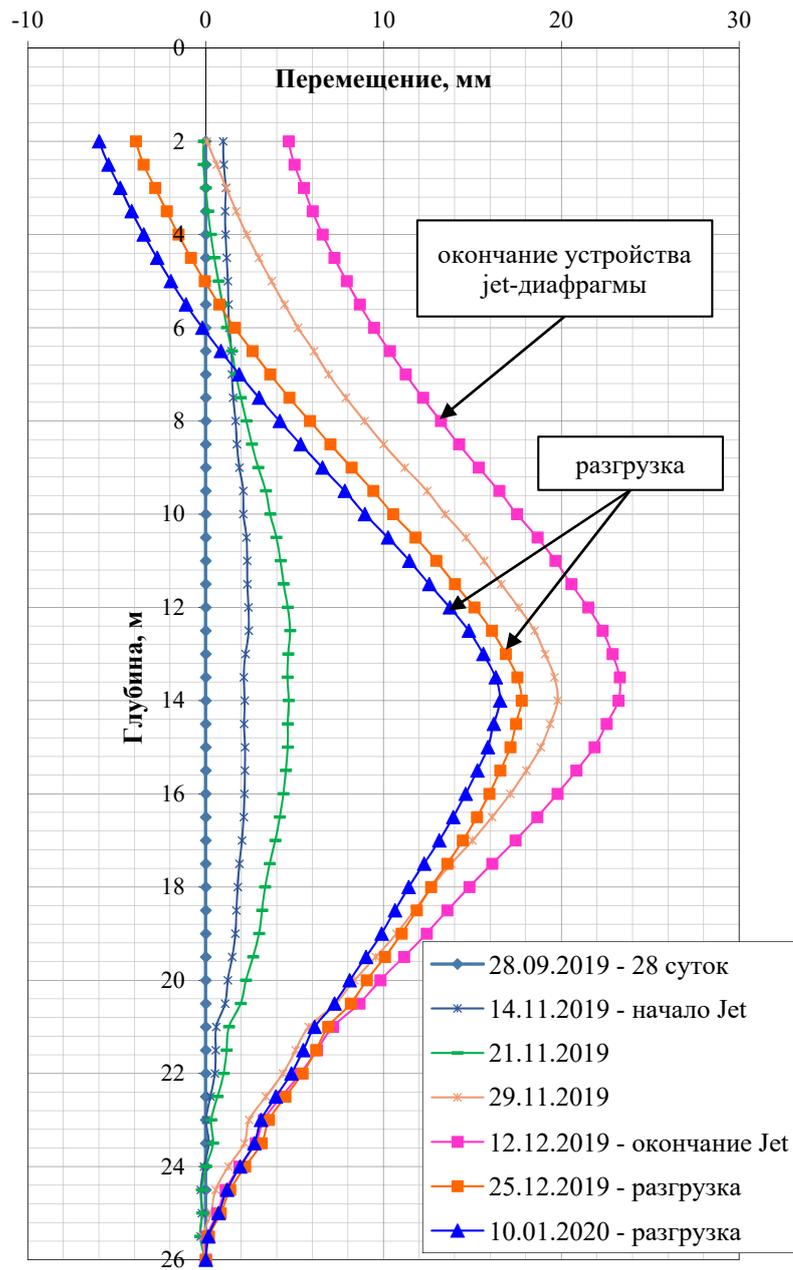


Рисунок 2.20. Эпюра горизонтальных отклонений по высоте панели «стены в грунте» №21.

Результаты измерения горизонтальных отклонений ограждения по панели №21 в уровне расположения Jet-диафрагмы при её устройстве

Таблица 2.13.

№ п/п	Дата проведения мониторинга	Ход производства работ	Максимальное значение перемещения (на глубине ~14,0м), мм
1	2	3	4
1.	14.11.2019	начало выполнения Jet-диафрагмы	2,190
2.	21.11.2019	рост объёма закрепления в границах расположения панели №21	4,665
3.	29.11.2019		19,785
4.	12.12.2019	окончание выполнения Jet-диафрагмы	23,210
5.	25.12.2019	разгрузка	17,760
6.	10.01.2020	разгрузка	16,545

Результаты измерения горизонтальных отклонений конструкции ограждения по высоте на этапе выполнения Jet-диафрагмы и в ходе последующей разгрузки

Таблица 2.14.

№ п/п	Номер контролируемой панели	Период выполнения Jet-диафрагмы в границах опытного участка	Максимальное значение перемещения (на глубине ~14,0м), мм		Вывод
			в период выполнения Jet-диафрагмы	по итогам разгрузки – ~1мес. после выполнения Jet-диафрагмы	
1	2	3	4	5	6
Панель «стены в грунте» толщиной 600мм					
1.	21	14.11.19 – 12.12.19 (29дн.)	23,210 на 12.12.19	16,545 на 10.01.20	«Стена в грунте» толщиной 600мм является более гибкой конструкцией в сравнении с ограждением толщиной 800мм – в итоге: при меньших значениях усилий и продолжительном сроке производства работ получены достаточно большие величины горизонтальных смещений. Разгрузка ограждения в части перемещений составила 6,67мм – 28,72%.
Панели «стены в грунте» толщиной 800мм					
2.	47	26.11.19 – 12.12.19 (17дн.)	21,045 на 12.12.19	18,685 на 25.12.19	При наибольших значениях усилий и минимальном сроке производства работ получены минимальные значения перемещений в ограждении. При этом наблюдается наименьший процент разгрузки в 2,36мм, что составляет 11,21% (минимальное значение).
3.	34/35	26.10.19 – 14.11.19 (20дн.)	25,950 на 14.11.19	20,375 на 14.01.20	При наименьших значениях усилий и максимальном сроке производства работ получены максимальные значения перемещений в ограждении. При этом наблюдается наибольший процент разгрузки в 5,57мм, что составляет 21,48% (максимальное значение).

4.	53	05.12.19 – 22.12.19 (18дн.)	25,245 на 22.12.19	21,090 на 23.01.2020	Средние значения усилий, горизонтальных перемещений и времени производства работ по устройству Jet-диафрагмы. Разгрузка ограждения в части перемещений через 1 мес. составила 4,15мм – 16,46% (среднее значение).
5.	Средние значения по панелям «стены в грунте» №№ 34/35, 47, 53 толщиной 800мм	18дн.	24,080	20,005 (уменьшилось на 16,4%)	

Детальное сравнение значений максимальных горизонтальных отклонений ограждения между контролируемыми панелями выполним с учётом полученных величин усилий, определённых ранее, и продолжительности закрепления грунта в границах зоны влияния.

- Панель «стены в грунте» №21 толщиной 600мм, обладая минимальной жёсткостью и имея большую относительно других участков продолжительность производства работ в границах рабочей хватки (до 6м от панели) при одинаковом количестве точек закрепления, показала минимальные усилия в уровне выполнения Jet-диафрагмы и, как следствие, достаточно большую величину перемещения, вызванного воздействием от закрепления грунта.

- Разница в величине максимальных отклонений между панелями №№ 34, 47 и 53 толщиной 800мм также в полной мере соответствует измеренным значениям усилий: панель №47 при наибольших значениях усилий и минимальном сроке производства работ показала наименьшие значения перемещений в ограждении (21,0мм), и наоборот панель №34/35 при наименьших значениях усилий и максимальном сроке производства работ получила максимальные горизонтальные отклонения (26,0мм).

3. По мере передвижения фронта производства работ за границы зоны влияния, по каждой контролируемой панели наблюдалась «разгрузка» конструкции ограждения котлована. Она выражалась в постепенном (в течение 1-1,5мес.) частичном перемещении «стены в грунте» в сторону начального положения в результате рассеивания избыточного порового давления и твердения закреплённого массива грунта с сохранением значений, полученных на этапе «разгрузки», на начало основных этапов производства работ «нулевого» цикла. Для панелей конструкции №№34/35, 47 и 53, обладающих большей толщиной (800мм) и, как следствие, большей жёсткостью, максимальные перемещения по итогам выполнения всего объёма Jet-скважин в пределах контролируемого участка, уменьшились в среднем на 4,1мм (16,4%). В границах панели №21 «стена в грунте» толщиной 600мм, имея меньшую жёсткостью, показала большую величину перемещений на этапе разгрузки в 6,7мм (28,7%).

2.2.4.3. Результаты измерения порового давления за конструкцией ограждения на этапе устройства Jet-диафрагмы

При выполнении Jet-диафрагмы одним из наиболее показательных параметров исследования является поровое давление, возрастающее в грунте по мере увеличения количества точек его закрепления. Однако особенности технологии Jet Grouting и чувствительность конструкции датчика не позволили установить его непосредственно в массиве закрепляемого грунта, вблизи выполняемых скважин. Учитывая характер изменения напряжённо-деформированного состояния ограждения при устройстве Jet-диафрагмы, измерение порового давления производилось не в границах котлована, а за конструкцией ограждения – между «стеной в грунте» и реконструируемым зданием. Датчик был установлен в непосредственной близости от контролируемой панели №35, на расстоянии от неё в 0,2м. По высоте отметка его расположения соответствовала середине закрепляемого массива грунта (абс. отм. «минус» 9,750м).

Мониторинг порового давления производился в период выполнения Jet-скважин, расположенных в границах контролируемой зоны закрепления панели №35 на расстоянии в 1,5м, 3,0м, 4,0м и 5,0м от неё. Давление определялось в процессе всего цикла устройства скважины: на этапе бурения, подачи и нагнетания раствора, подъёма буровой штанги. Результаты изменения порового давления за конструкцией ограждения котлована во времени в зависимости от расстояния до точки закрепления представлены на рисунке 2.21.

На основании мониторинга можно сделать следующие выводы:

- увеличение порового давления за ограждением котлована происходит при закреплении грунта в границах 5,0м от контролируемой панели, при большем удалении Jet-скважины изменения давления не наблюдается;
- наибольший прирост порового давления определён при устройстве 1-го и 2-го ряда Jet-скважин – при закреплении точки на расстоянии 1,5м (2-й ряд) от панели величина избыточного порового давления составила 15,2кПа.

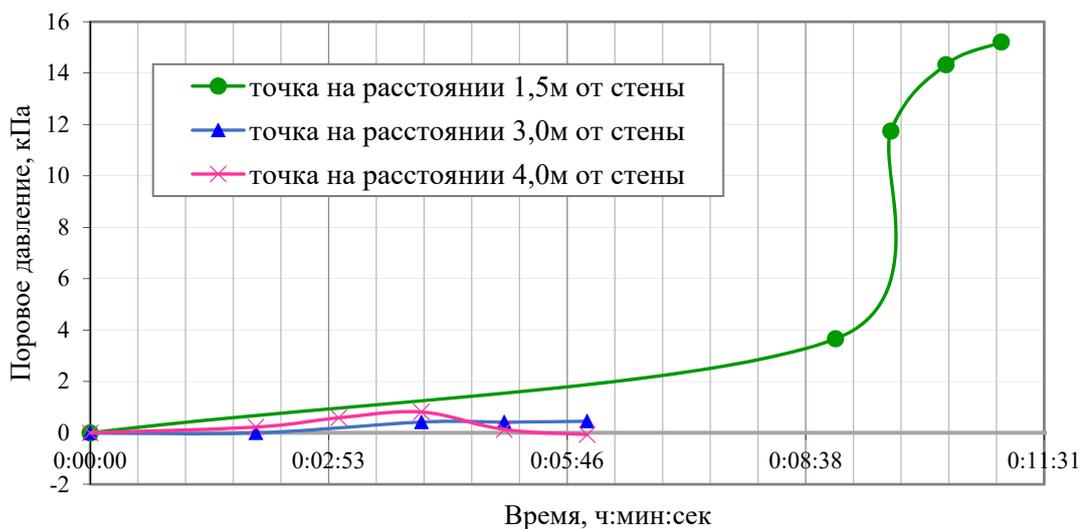


Рисунок 2.21. График изменения порового давления во времени.

2.2.4.4. Результаты измерения дополнительных деформаций реконструируемого здания на этапе устройства Jet-диафрагмы

В границах опытной площадки реализован наиболее характерный вариант подземного строительства в центральной части Санкт-Петербурга – разработка котлована выполняется в условиях непосредственного примыкания к существующим зданиям исторической застройки. Сохранение реконструируемого здания, относимого к категории объектов культурного наследия федерального значения – основная задача настоящего проекта строительства, определяющая граничные условия в виде максимально возможных дополнительных деформаций (15мм согласно табл. Е.1 прил. Е СП 22.13330.2016) при выборе конструктивных решений ограждения проектируемого котлована.

Постоянный геодезический контроль дополнительных деформаций объекта реконструкции, расположенного на расстоянии 0,6 – 0,8м от наружного периметра «стены в грунте», производился по системе осадочных марок, установленных равномерно по площади всего здания. Графики развития дополнительных деформаций здания по маркам, установленным в границах контролируемых панелей на этапе закрепления грунта при создании Jet-диафрагмы и в ходе последующей «разгрузки» конструкции ограждения представлены на рисунках 2.22 – 2.27. Результаты измерений сведены в таблицу 2.15.

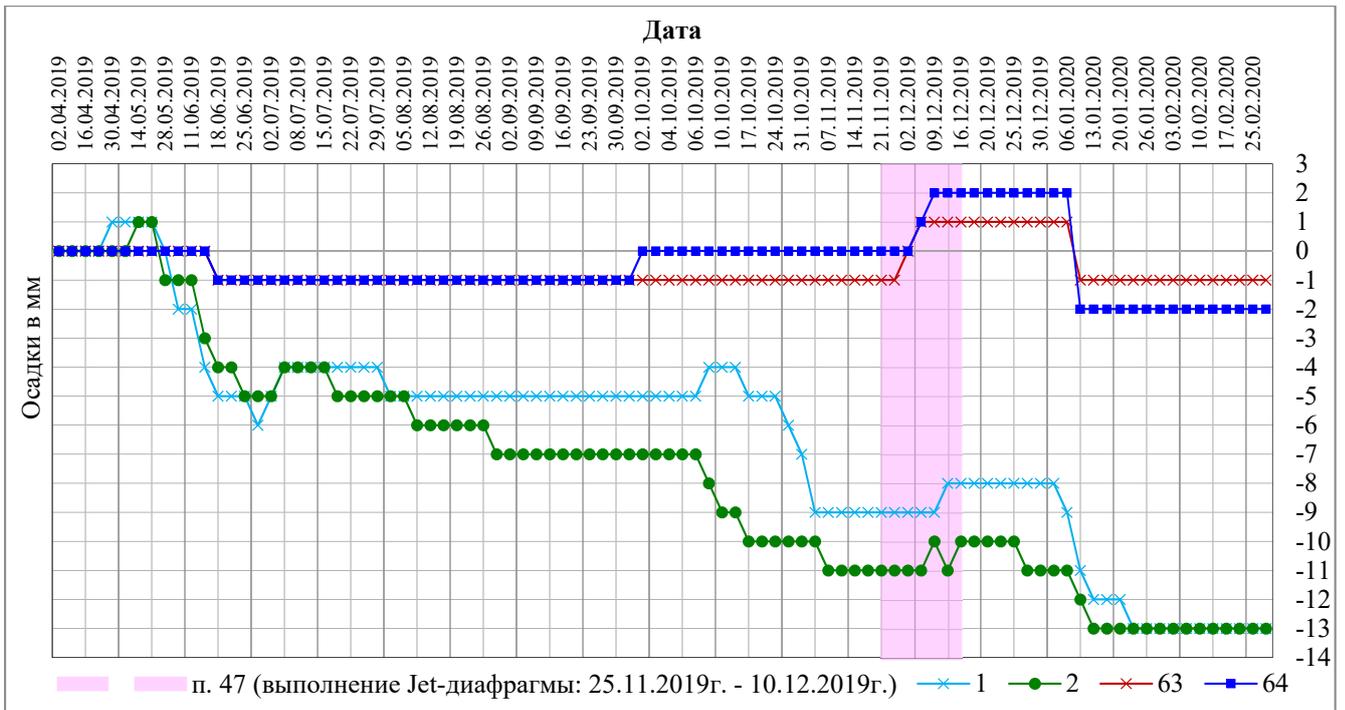


Рисунок 2.22. Графики развития дополнительных деформаций реконструируемого здания в границах контролируемой панели №47.

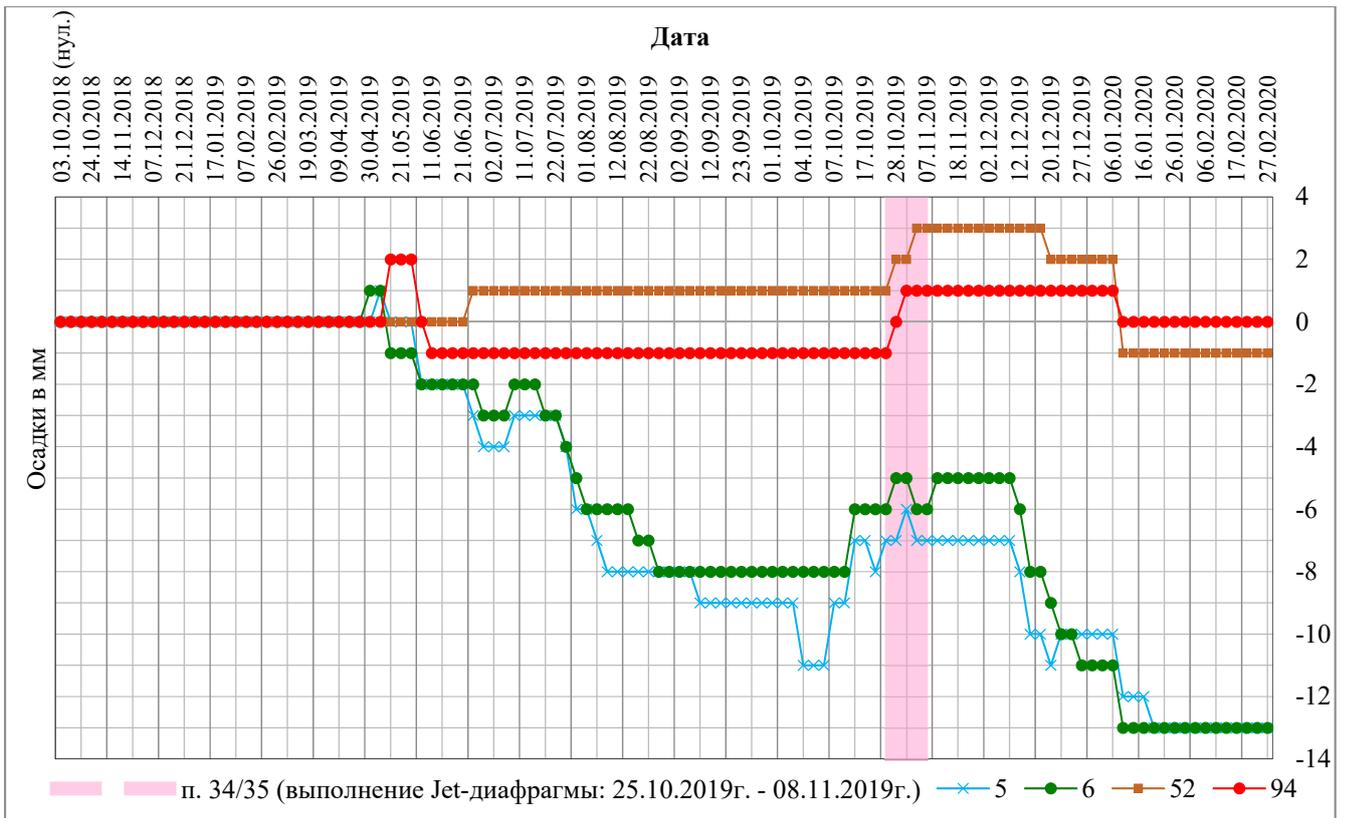


Рисунок 2.23. Графики развития дополнительных деформаций реконструируемого здания в границах контролируемой панели №34/35.

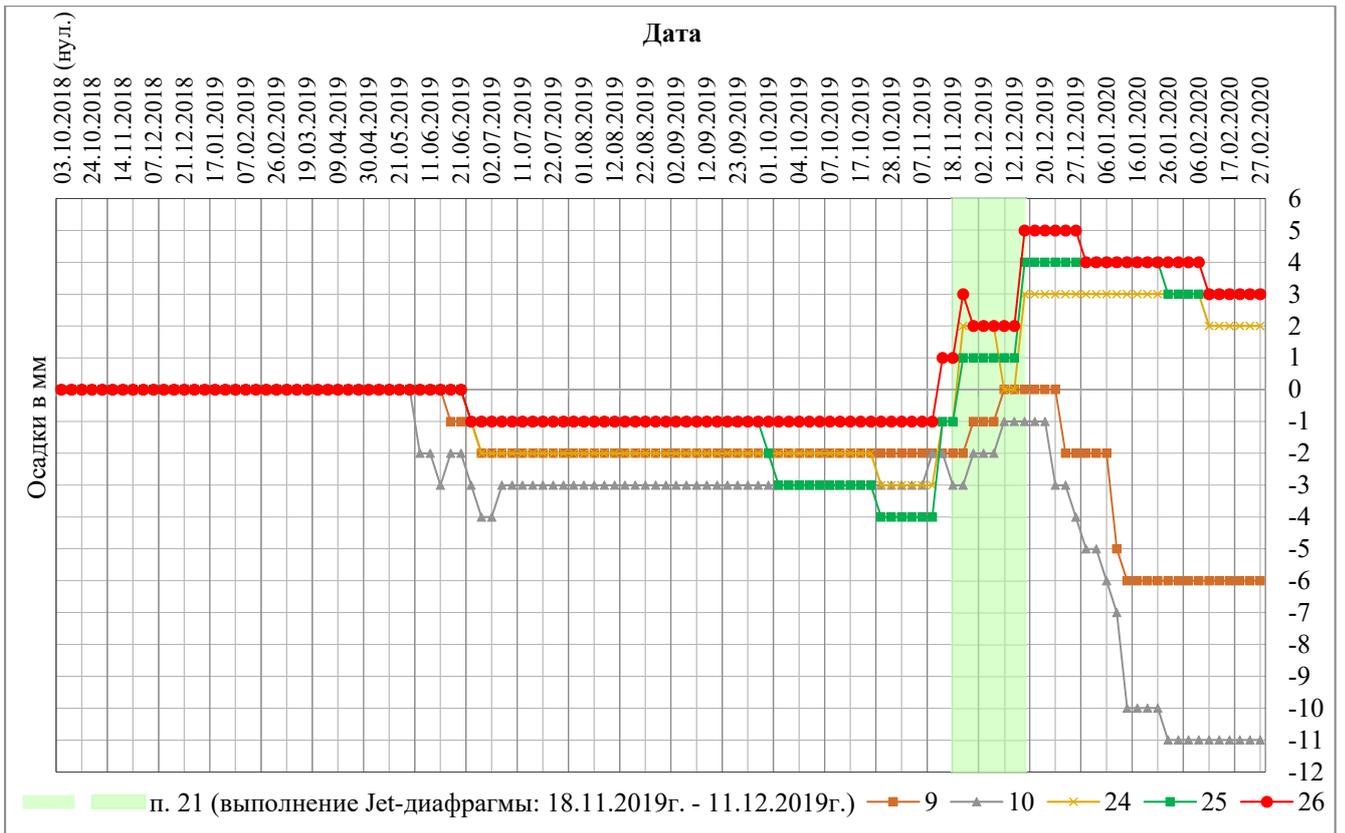


Рисунок 2.24. Графики развития дополнительных деформаций реконструируемого здания в границах контролируемой панели №21.

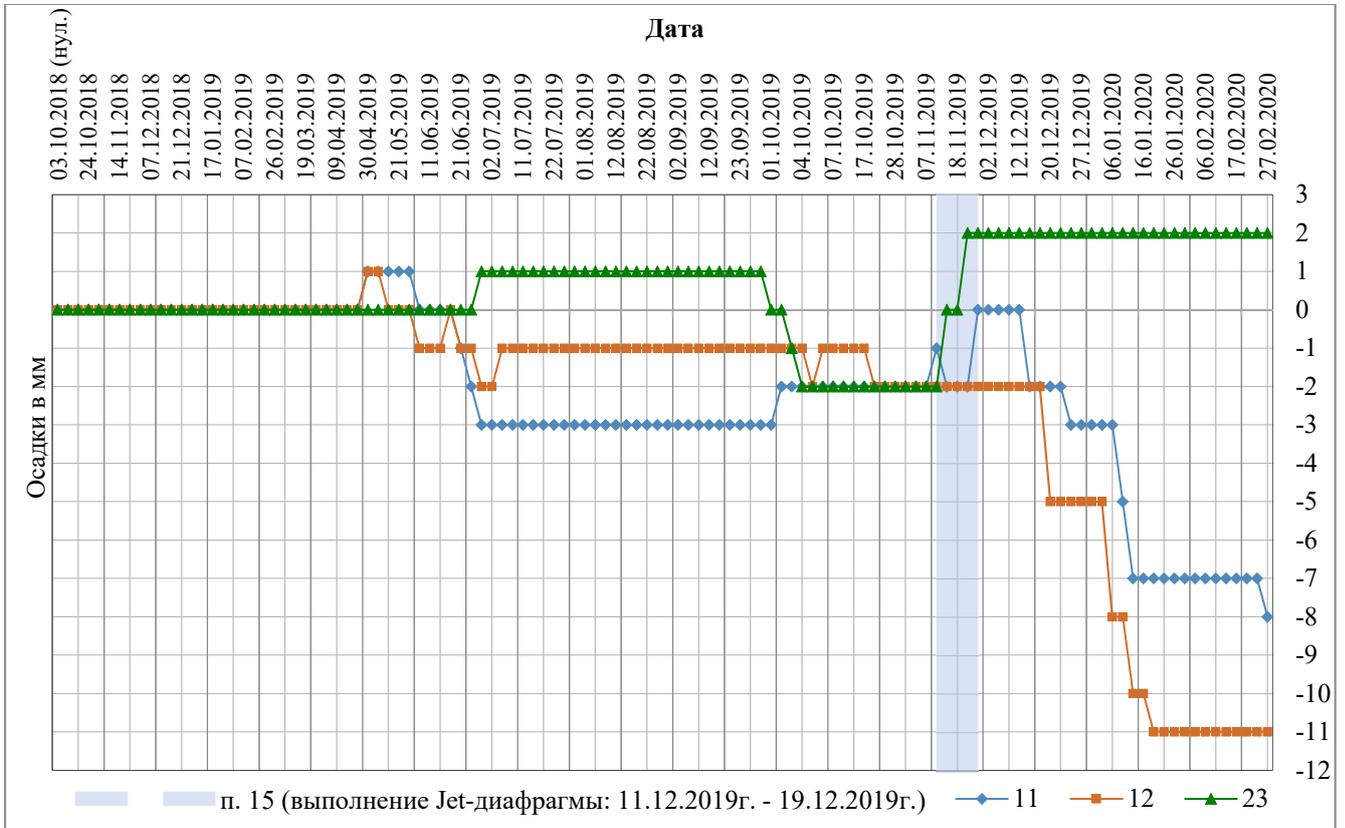


Рисунок 2.25. Графики развития дополнительных деформаций реконструируемого здания в границах контролируемой панели №15.

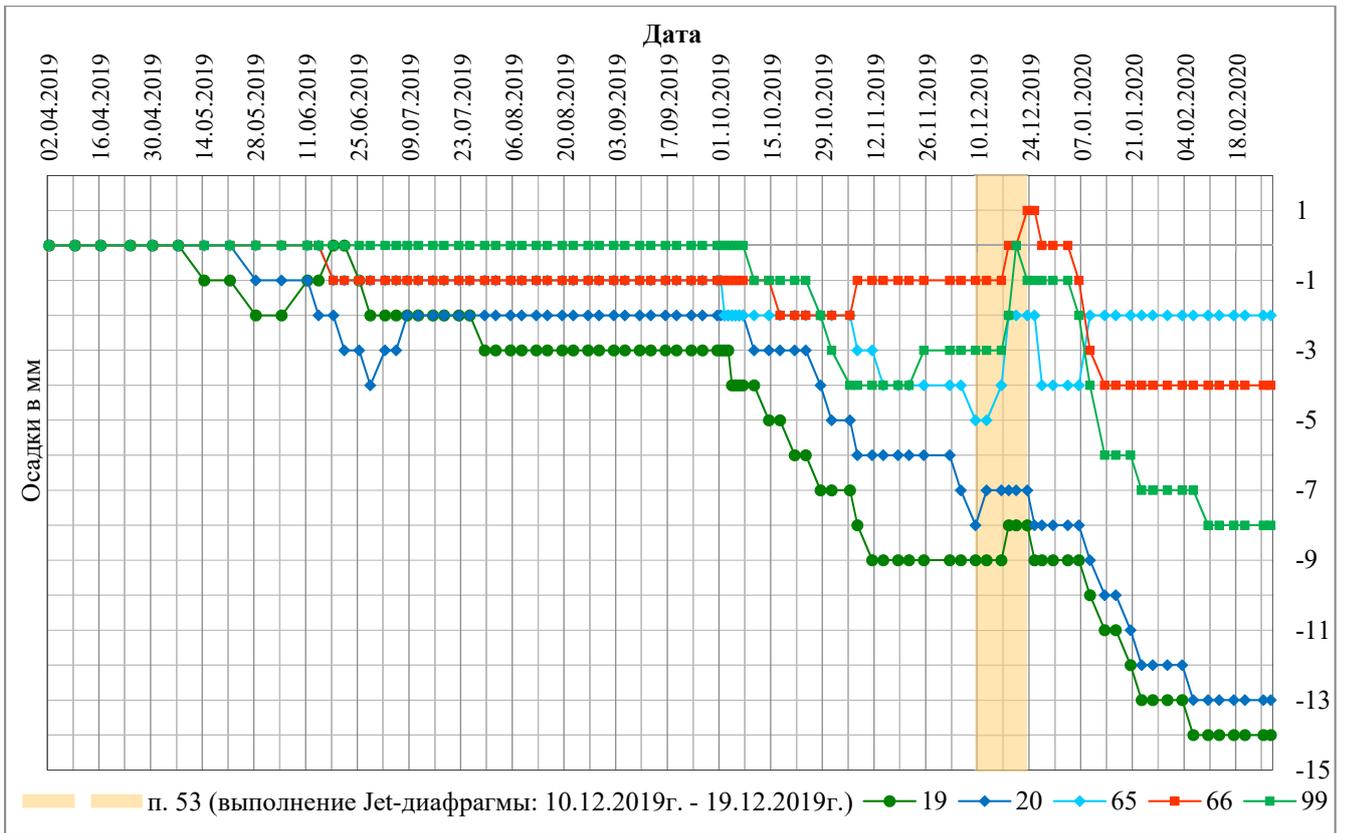


Рисунок 2.26. Графики развития дополнительных деформаций реконструируемого здания в границах контролируемой панели №53.

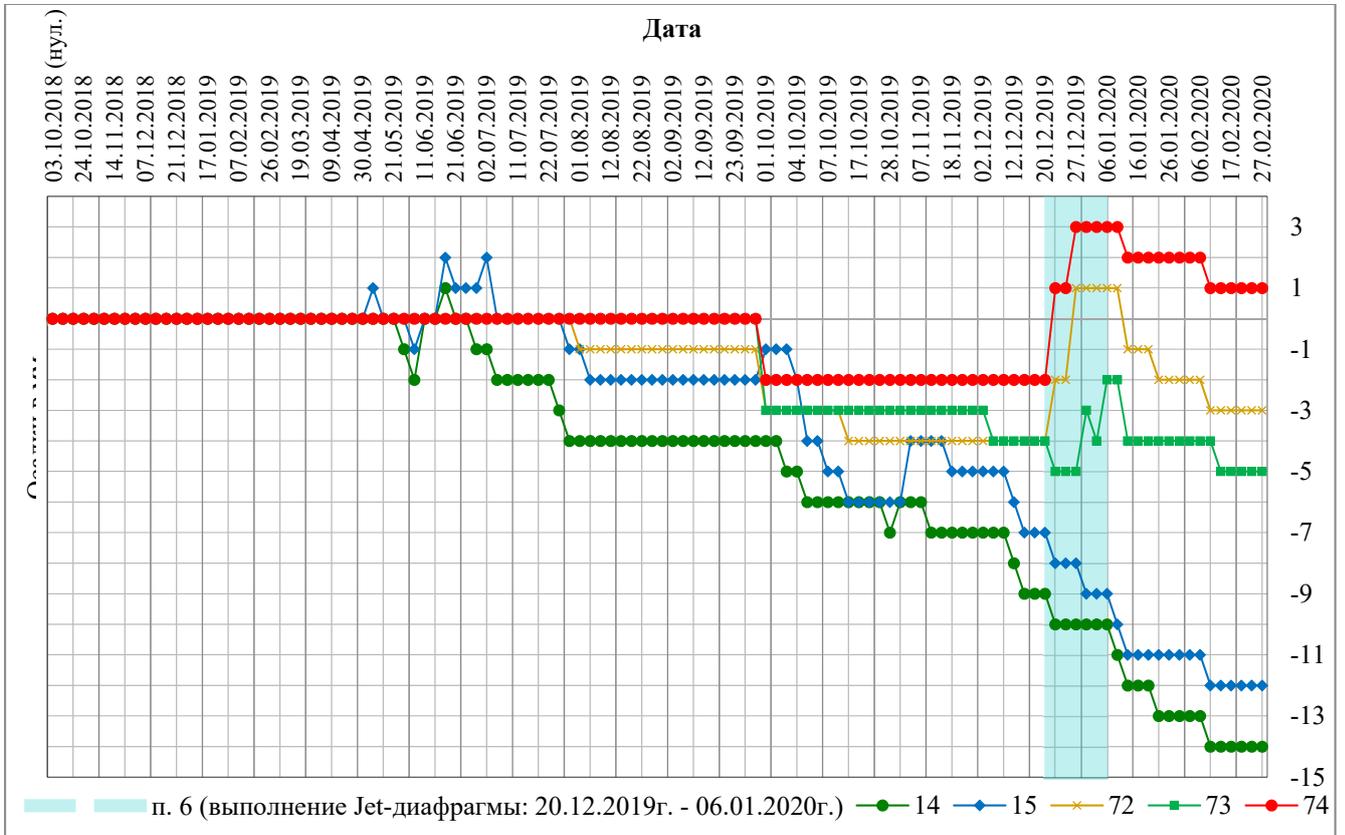


Рисунок 2.27. Графики развития дополнительных деформаций реконструируемого здания в границах контролируемой панели №6.

*Результаты измерения дополнительных деформаций реконструируемого здания
на этапе выполнения Jet-диафрагмы*

Таблица №2.15.

	№ осадочной марки	расстояние от "стены в грунте", мм	прирост деформации за период устройства диафрагмы, мм		№ осадочной марки	расстояние от "стены в грунте", мм	прирост деформации за период устройства диафрагмы, мм	
"стена в грунте" толщиной 800мм	панель №34/35				панель №6			
	5	0,87	1	14	0,96	0		
	6	0,72	1	15	0,76	-1		
	52	22,57	2	72	12,16	4		
	94	12,76	2	73	12,32	3		
	панель №47				74	12,38	4	
	1	1,36	1	39* (окр.застр.)	33,54	0		
	2	1,23	1	44* (окр.застр.)	33,47	1		
	63	21,78	2	панель №15				
	64* (окр.застр.)	66,73	0	11	0,90	2		
	панель №53				12	0,89	0	
	19	1,57	1	23	24,43	4		
	20	1,44	1	панель №21				
	65	22,03	3	9	0,94	2		
	66	22,19	2	10	0,70	2		
	99	11,30	2	24	22,27	4		
	62* (окр.застр.)	64,66	0	25	20,32	4		
63* (окр.застр.)	65,50	0	26	17,59	4			
"стена в грунте" толщиной 600мм								

По результатам наблюдений за «стеной в грунте» установлено, что выполнение глубинной диафрагмы по технологии струйной цементации Jet Grouting воздействует на ограждение котлована, изменяет его напряжённо-деформированное состояние и вызывает изгиб на глубине расположения закрепляемого массива в сторону реконструируемого здания. При этом, перемещаясь, ограждение оказывает влияние на массив окружающего грунта и фундаменты сохраняемого здания, расположенного вдоль периметра разрабатываемого котлована. По результатам геодезического мониторинга в период выполнения глубинной диафрагмы были определены дополнительные

мониторинга на объекте исследования, оказались сравнимыми со значениями предельных деформаций для зданий исторической застройки по требованиям нормативной документации.

2.3. Выводы по Главе 2

1) При проведении лоткового и крупномасштабного полевого эксперимента определено влияние процесса устройства глубинной горизонтальной Jet-диафрагмы на изменение напряжённо-деформированного состояния конструкции ограждения «стена в грунте». Установлено, что под воздействием избыточного порового давления, возникающего в грунтовом массиве при его закреплении, конструкция «стены в грунте» получает начальные «предварительные» напряжения и деформацию «от котлована». Максимальные значения начальных перемещений и усилий наблюдаются в уровне расположения Jet-диафрагмы.

2) На основании результатов полевого эксперимента установлено, что активная зона влияния, в пределах которой определяется воздействие технологии струйной цементации при устройстве Jet-диафрагмы на конструкцию ограждения котлована «стена в грунте», составляет 5 – 6 м.

3) По мере твердения закреплённого массива грунта и постепенного рассеивания порового давления в границах контура «стены в грунте» наблюдается некоторое перераспределение (уменьшение) фактических усилий и перемещений в конструкции ограждения, однако их максимальные значения сохраняются на отметке расположения глубинной Jet-диафрагмы.

4) По данным лоткового и полевого экспериментов установлено, что при выполнении глубинной диафрагмы в границах контура «стены в грунте» здания окружающей застройки могут испытывать дополнительные деформации подъёма, вызванные изгибом конструкции ограждения «от котлована» на глубине расположения закрепляемого массива грунта. При этом наибольший подъём (сравнимый с предельными нормативными деформациями) получают фундаменты, расположенные в интервале расстояний 10 – 20 м от «стены в грунте».

ГЛАВА 3

ЧИСЛЕННОЕ МОДЕЛИРОВАНИЕ УСТРОЙСТВА ЖЕТ-ДИАФРАГМЫ И ЕЁ ВЛИЯНИЯ НА ИЗМЕНЕНИЕ НАПРЯЖЁННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ ОГРАЖДЕНИЯ КОТЛОВАНА И ГРУНТОВОГО ОСНОВАНИЯ

3.1. Методика численного моделирования устройства Jet-диафрагмы

С целью анализа технологического влияния устройства горизонтальной jet-диафрагмы на конструкцию ограждения выполнено численное моделирование процесса её устройства в программном комплексе Plaxis 3D. Программный комплекс Plaxis 3D позволяет моделировать изготовление свай, устраиваемых с вытеснением грунта, и оценивать возникающее при этом напряженно-деформированное состояние грунтового массива путем создания дополнительных объемных деформаций. Объемная деформация ε_v складывается из линейных деформаций, соответствующих трем координатным осям. В общем случае, распределение деформаций по трем направлениям неравномерное и зависит от анизотропности грунтов и от характера процесса устройства свай. Напряженно-деформированное состояние грунтового массива при использовании технологии струйного закрепления грунта задавалось путем создания дополнительной боковой объемной деформации ε_v при условии, что дополнительная вертикальная деформация грунта отсутствует ($\varepsilon_y=0$), а его горизонтальные деформации $\varepsilon_x=\varepsilon_z=\varepsilon_v/2$. При задании в инъекционной скважине дополнительной боковой деформации скважина расширяется, воздействуя на грунт. Наибольший интерес представляют значения горизонтальных перемещений грунта и избыточных поровых давлений на различных расстояниях от инъекционной скважины. Цель предлагаемой методики численного моделирования заключалась в замене участка, образованного отдельными скважинами, на Jet-массив соответствующего размера. Далее выполнялась оценка воздействия данного массива и на ограждение котлована «стена в грунте» и грунтовое основание окружающих зданий.

При моделировании учитывались следующие технологические параметры производства работ: рабочее давление нагнетания на выходе 350–400 атм.; расход цемента на одну скважину при В/Ц = 0,8 составляет 750 кг.; проектный диаметр образуемой грунтоцементной колонны 800 мм. Инженерно-геологические условия задачи принимались аналогичными участку полевого эксперимента и являются характерными для исторического центра Санкт-Петербурга.

3.1.1. Численное моделирование устройства единичной скважины и анализ её влияния на ограждение котлована типа «стена в грунте»

1) Моделирование одиночной скважины восьмиугольной призмой

Определим конечные габариты инъекционной скважины, устраиваемой при выполнении глубинной распорной диафрагмы на примере объекта реконструкции. На основании рекомендаций СП 291.1325800.2017 диаметр грунтоцементной колонны в глинистых грунтах, распространённых в границах центра Санкт-Петербурга на проектной глубине закрепления, принимается равным 800 мм. Высота закрепления грунта по материалам проекта должна составлять 1,5 м. Тогда исходя из известного расхода цемента на одну скважину (750 кг при В/Ц=0,8) её конечный объём, вычисленный по методике А. Г. Малинина [41], будет равным 0,8 м³.

Выполним численное моделирование процесса устройства единичной Jet-скважины. В первом приближении рассматриваем её в качестве восьмиугольной призмы некоторого начального диаметра. Особенности технологии струйного закрепления грунта учитываем посредством задания в построенном элементе боковой объемной деформации. В результате анализа взаимосвязи между конечным объемом инъекционной скважины, задаваемой объемной деформацией и получаемыми перемещениями была принята расчетная схема устройства одиночной Jet-скважины с начальной площадью основания 0,385 м² и значением объемной деформации 1,5% (рисунок 3.1). На рисунках 3.2 и 3.3 показано уменьшение горизонтальных перемещений и избыточных поровых давлений,

возникающих в грунтовом массиве через 1 сутки после его закрепления, по мере удаления от центра скважины.

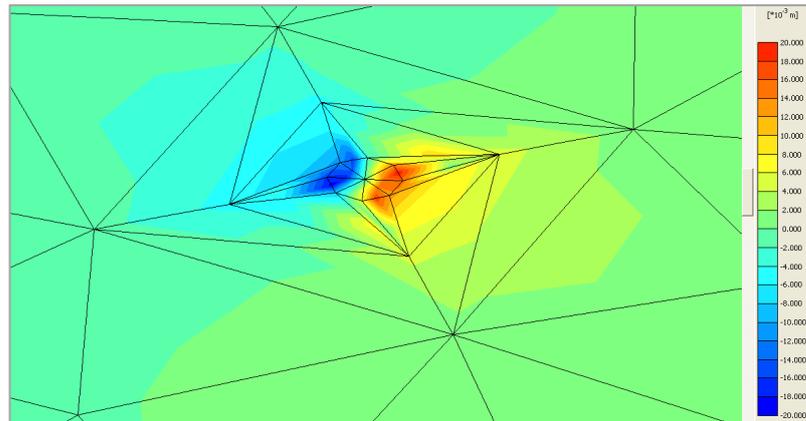


Рисунок 3.1. Поле горизонтальных перемещений U_x при формировании одиночной скважины путём создания боковой объёмной деформации $\varepsilon_v = 1,5\%$.



Рисунок 3.2. Горизонтальные перемещения при устройстве одиночной восьмигранной скважины при объёмной боковой деформации ε_v , равной 1,5%



Рисунок 3.3. Избыточные поровые давления через 1 сутки после нагружения на расстояниях от центра одиночной скважины при объёмной боковой деформации ε_v , равной 1,5%

2) Моделирование одной скважины четырехугольной призмой

Поскольку моделирование устройства нескольких скважин в виде восьмиугольных призм связано с вычислительными сложностями на следующем этапе рассматривалась возможность моделирования устройства одиночной скважины в виде призмы с квадратом в основании. Исходя из равенства начальных площадей рассматривалась скважина со стороной квадрата 0,62 м. По результатам моделирования установлено, что при создании в одиночной четырехгранной скважине объёмной боковой деформации $\varepsilon_v = 1,5\%$ значения горизонтальных перемещений и поровых давлений на расстоянии более 0,7 м от её центра совпадают с аналогичными величинами, полученными для восьмигранной скважины (рисунки 3.4 и 3.5). Данные результаты позволили упростить

моделирование и рассматривать в последующих расчётах единичную скважину в виде призмы с квадратом в основании.

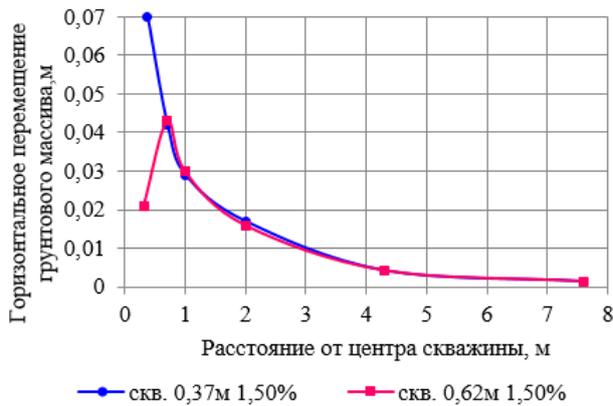


Рисунок 3.4. Горизонтальные перемещения грунта при устройстве одиночной скважины с сечением в виде восьмигранника и квадрата при объемной боковой деформации ϵ_v , равной 1,5%.

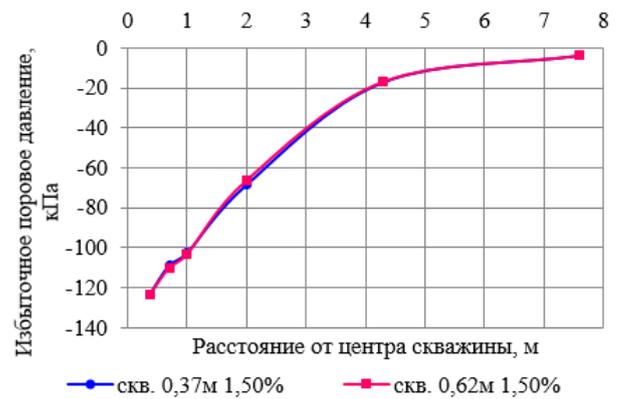


Рисунок 3.5. Избыточные поровые давления в грунте через 1 сутки после нагружения при устройстве одиночной скважины с сечением в виде восьмигранника и квадрата при объемной боковой деформации ϵ_v , равной 1,5%.

3) Моделирование влияния устройства одиночной скважины на «стену в грунте»

Исследование влияния устройства одиночной Jet-скважины на «стену в грунте» толщиной 0,8м и высотой 26,0 м выполнялось с учётом результатов предыдущих этапов моделирования при положении инъекционных скважин на расстоянии 1, 2 и 3 м от ограждения (рисунок 3.6).

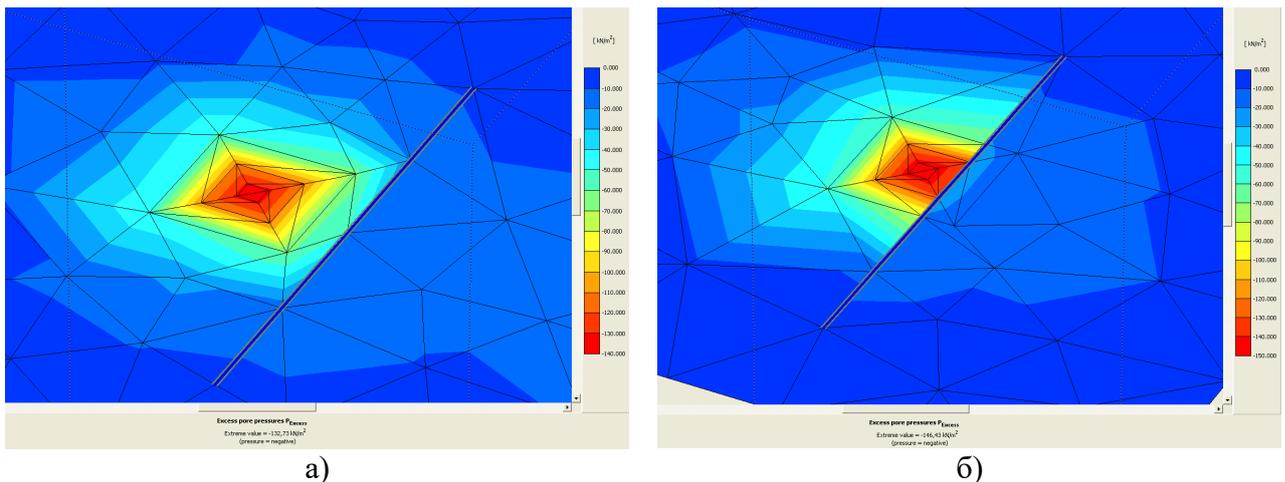


Рисунок 3.6 а), б). Избыточные поровые давления в массиве грунта через 1 сутки после нагружения при устройстве одиночной скважины на расстоянии 3м (а) и 1м (б) от «стены в грунте» при $\epsilon_v=1,50\%$.

Анализировались горизонтальные перемещения и изгибающие моменты, возникающие в «стене в грунте» в области устройства Jet скважины. При

выполнении скважины на глубине 13,75 м и на расстоянии 1 м от ограждения определено возникновение изгибающего момента в «стене в грунте» до 139 кНм (рисунок 3.7а) и установлено горизонтальное перемещение ограждения 3,6 мм в сторону «от котлована» (рисунок 3.7б). При увеличении расстояния до 3 м перемещение уменьшалось – до 1,9 мм (см. рисунок 3.8).

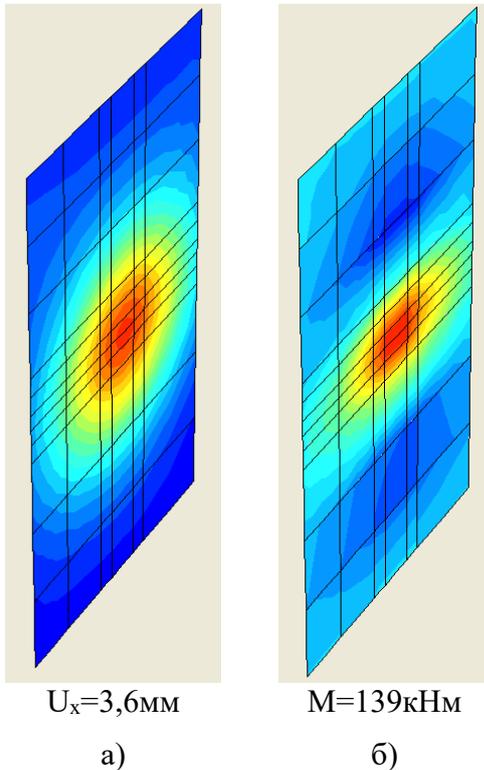


Рисунок 3.7 а), б). Горизонтальные перемещения (а) и изгибающие моменты (б), возникающие в конструкции «стены в грунте» при устройстве одиночной скважины на расстоянии 1 м от ограждения.

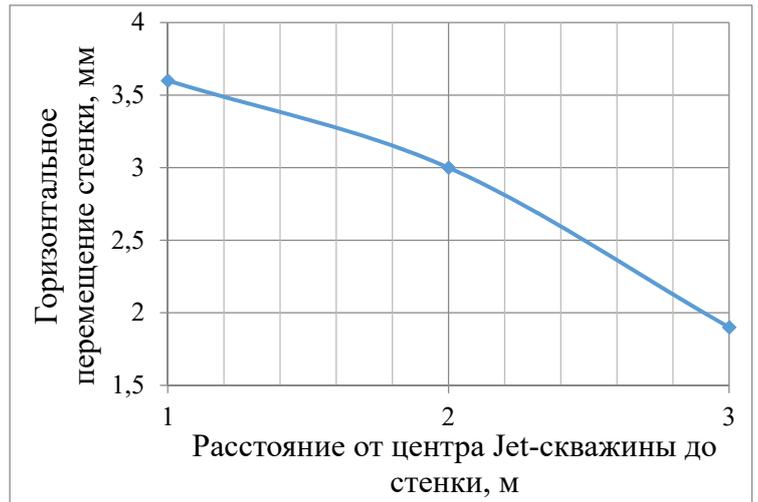


Рисунок 3.8. Горизонтальные перемещения «стены в грунте» на отметке выполнения диафрагмы (на глубине 13-14,5 м) при различном расположении одиночной инъекционной скважины относительно конструкции ограждения.

3.1.2. Моделирование устройства последовательного ряда Jet-скважин и анализ их влияния на «стену в грунте»

1) Моделирование последовательного устройства трех одиночных скважин

Моделирование последовательного устройства 3-х скважин на расстоянии 3 м друг от друга (через 3 скважины) выполнялось путём поочерёдного создания боковой объёмной деформации $\varepsilon_v=1,50\%$ с консолидацией в течение 1 часа в первой, во второй и затем в третьей инъекционных скважинах (рисунок 3.9). По результатам расчёта (рисунок 3.10) анализировались значения горизонтальных перемещений и избыточных поровых давлений в точках, расположенных на оси

скважин на расстояниях 1 – 8м от центра третьей скважины (соответственно на расстояниях 7 – 14 м от центра первой скважины). Максимальные значения горизонтальных перемещений (58 мм) и избыточных поровых давлений (119кПа) получены при нагружении третьей скважины в точке, расположенной на расстоянии от неё в 1м.

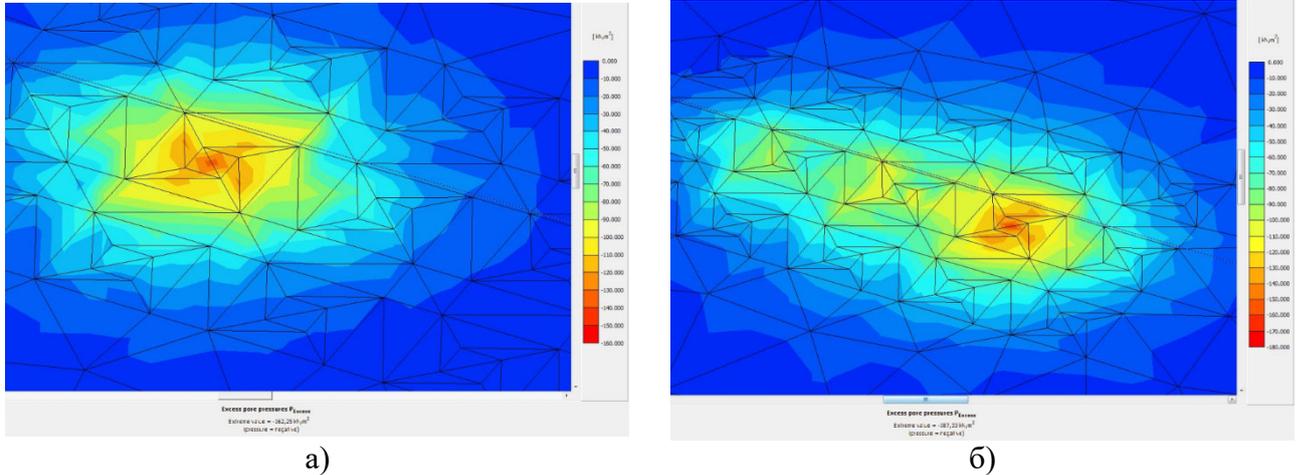


Рисунок 3.9 а), б). Изополя избыточных поровых давлений, возникающих в массиве грунта при последовательном устройстве трех скважин ($\epsilon_v=1,50\%$).

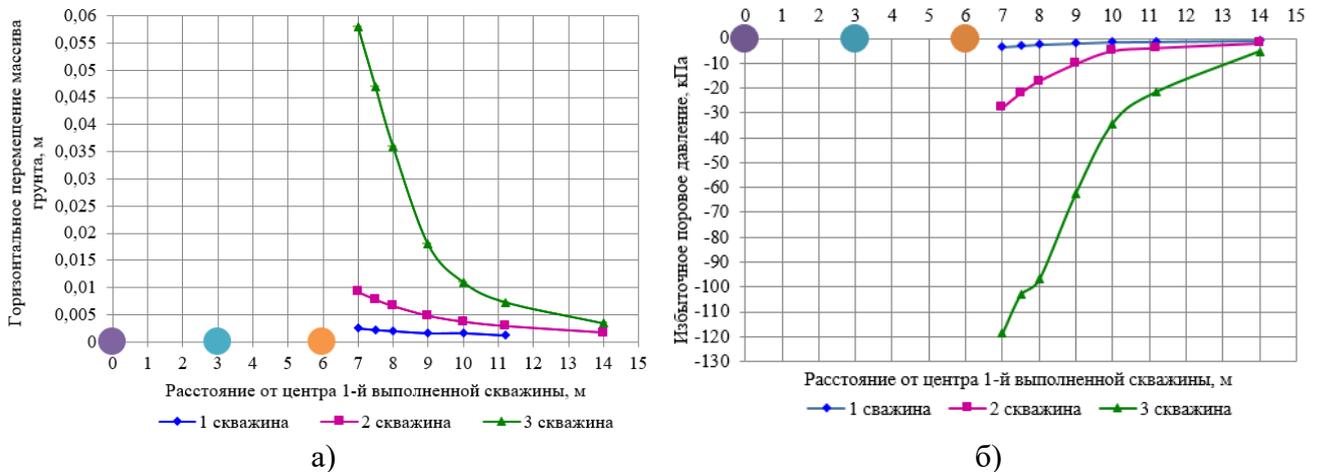


Рисунок 3.10 а), б). Горизонтальные перемещения (а) и избыточные поровые давления (б) при последовательном устройстве 1-й, 2-й и 3-й скважины в точках, расположенных по оси данных скважин на расстояниях 1 – 7м от центра третьей из них.

По результатам расчётов установлено, что основное влияние на перемещения и избыточные поровые давления в некоторой рассматриваемой точке имеет устройство ближайших Jet скважин. Устройство скважин, более удаленных при наличии близкорасположенных, оказывает малозаметное влияние. Тогда можно предположить, что ряд из отдельных инъекционных скважин можно моделировать «лентой» – сплошной полостью минимальной ширины 0,62 м (что соответствует

начальной ширине одной скважины) с заданным значением объемной боковой деформации ε_v , определяемой количеством входящих в состав ленты скважин. Данная методика моделирования позволяет учесть последовательное устройство скважин в ряду за счёт постепенного увеличения ε_v в заданных границах ленты.

2) Численное моделирование ленты скважин и исследование влияния её устройства на «стену в грунте»

2.1) лента в виде отдельных скважин

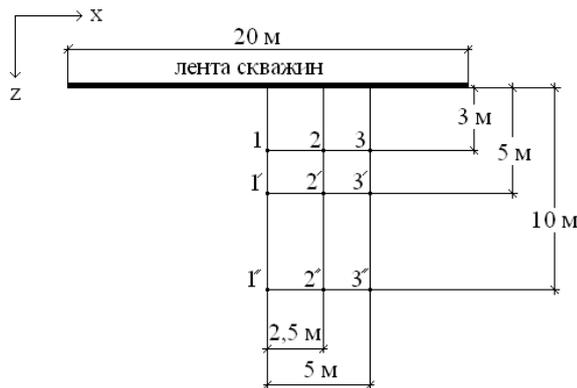
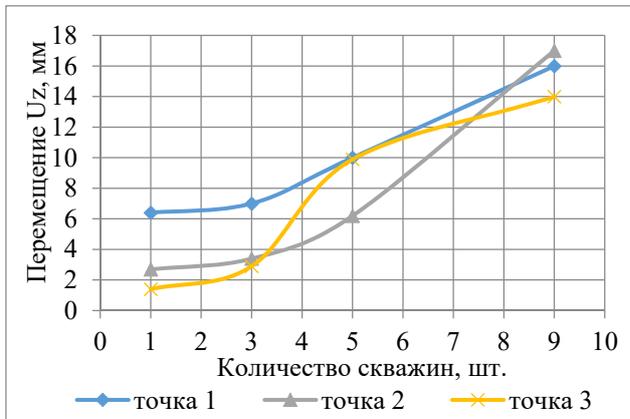
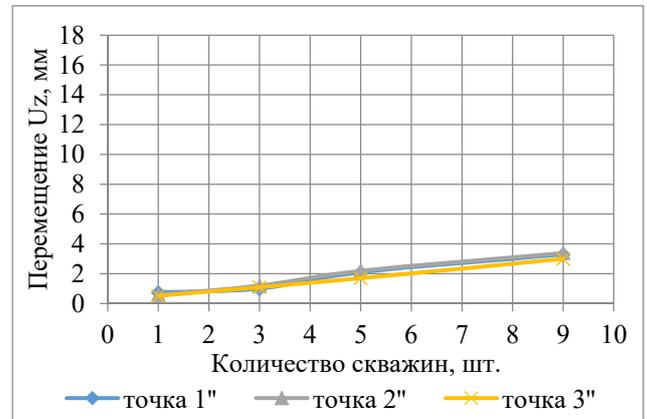


Рисунок 3.11. Схема расположения точек для анализа горизонтальных перемещений при устройстве скважин, выполняемых в составе ленты.



а)



б)

Рисунок 3.12 а), б). Горизонтальные перемещения массива грунта (U_z) в точках 1, 2 и 3, удалённых от оси ленты на 3 м (а) и 10 м (б).

Рассмотрим влияние устройства разного числа скважин (1, 3, 5, 9 и 13 скважин), составляющих ленту длиной 20 м, на перемещения грунтового массива в направлении перпендикуляра к оси данной ленты. После задания объемной боковой деформации в значении, соответствующем количеству выполненных скважин, анализировались значения горизонтальных перемещений U_z в точках, изображённых на рисунке 3.11. Результаты численного моделирования при

устройстве различного числа скважин в составе ленты для точек массива грунта, удалённых от оси ленты на 3м и 10м приведены на рисунке 3.12. На основании построенных графических зависимостей очевидно, что при увеличении количества скважин в ряду стирается разница в значениях перемещений в точках 1, 2, 3. На расстоянии 10 м от ряда скважин разница в значениях перемещений во всех точках мало заметна при любом количестве скважин.

В следующей серии расчетов исследовалось воздействие различного количества устраиваемых скважин на «стену в грунте». Рассмотренная выше лента скважин располагалась параллельно конструкции ограждения на расстоянии 1 м от него. Анализировались горизонтальные перемещения и значения изгибающих моментов, возникающих в «стене в грунте» при устройстве Jet-ленты из отдельных скважин. Характер распределения горизонтальных перемещений ограждения в точках на глубине закрепления грунта (в области максимального воздействия Jet-скважины), полученный на основании результатов численного моделирования, представлен на рисунке 3.13.

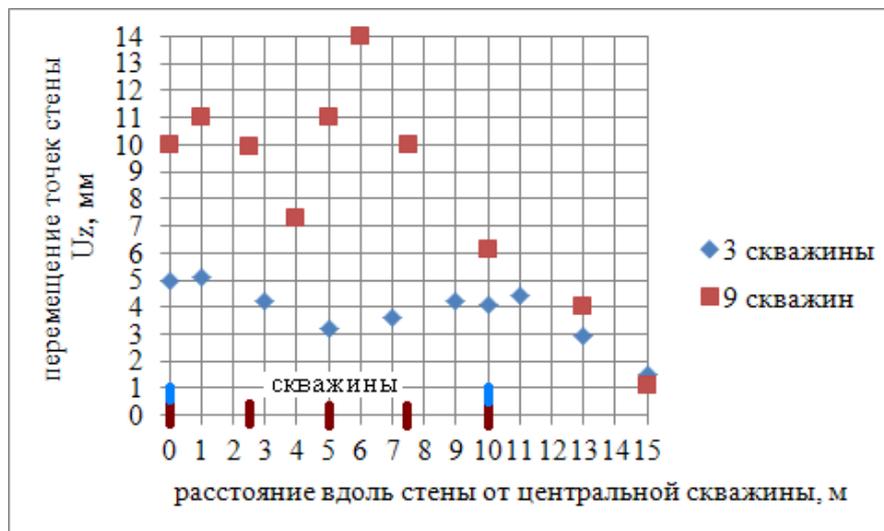


Рисунок 3.13. Значения горизонтальных перемещений точек «стены в грунте» на глубине закрепления грунта при устройстве в границах Jet-ленты трех и девяти скважин (показаны точки от центра к краю стены).

Величина изгибающего момента, возникающего в «стене в грунте» при устройстве инъекционных скважин исследовалась при положении Jet-ленты на расстоянии 1м от ограждения. Максимальное значение возникающего изгибающего момента в «стене в грунте» на отметке закрепления грунта при

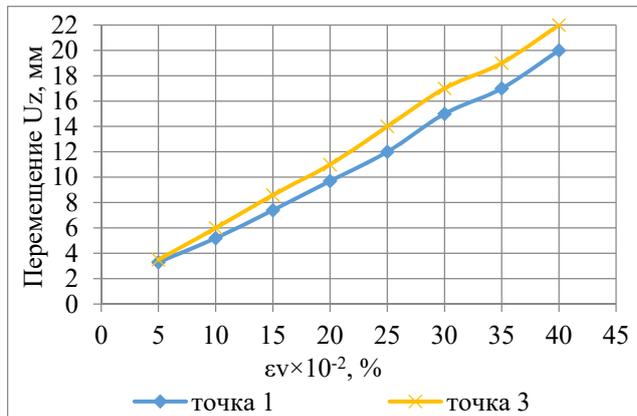
устройстве одиночной скважины составило 129 кНм, при устройстве девяти скважин (с шагом 2,5 м) – 233 кНм (рисунок 3.14).



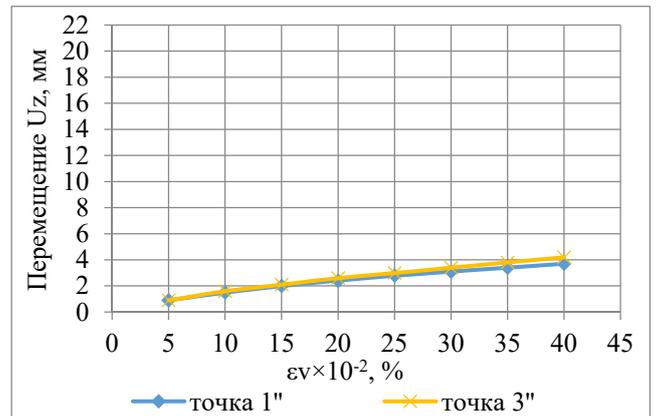
Рисунок 3.14. Максимальные значения изгибающего момента в «стене в грунте» при устройстве Jet-ленты из отдельных скважин на расстоянии 1м от ограждения.

2.2) лента в виде сплошной полости

Сопоставим результаты численного моделирования ленты, устраиваемой в виде отдельных скважин с Jet-лентой, задаваемой в виде сплошной полости шириной 0,62м и длиной 20м с заданным значением объемной боковой деформации ϵ_v . Горизонтальные перемещения грунтового массива на глубине закрепления грунта в точках 1 и 3 (рисунок 3.11) при устройстве Jet-ленты в виде сплошной полости при различных значениях ϵ_v представлены на рисунке 3.15.



а)



б)

Рисунок 3.15 а), б). Горизонтальные перемещения массива грунта (U_z) в точках 1 и 3, удалённых от оси ленты на 3м (а) и 10м (б).

Сопоставляя результаты, представленные на рисунках 3.12 и 3.15, получаем соответствие между значениями задаваемой объемной боковой деформации ϵ_v в ленте и количеством устраиваемых скважин. Так аналогичные значения горизонтальных перемещений в рассматриваемых точках получаем при расчете

ряда из девяти одиночных скважин и при расчете сплошной ленты со значением ε_v порядка 0,20 – 0,25%. Данный результат представляет интерес, т.к. расчет большого количества одиночных скважин связан с вычислительными сложностями.

Далее была выполнена серия расчетов по исследованию воздействия нагружаемой сплошной Jet-ленты на «стену в грунте». Аналогично предыдущей задаче сплошная Jet-лента располагалась параллельно «стене в грунте» на расстоянии 1м от неё. Анализировались горизонтальные перемещения и значения изгибающих моментов, возникающие в ограждении на глубине закрепления грунта. Характер распределения горизонтальных перемещений ограждения в точках на глубине закрепления грунта (в области максимального воздействия Jet-скважины), полученный на основании результатов численного моделирования сплошной Jet-ленты при различном значении объёмной боковой деформации представлен на рисунке 3.16.

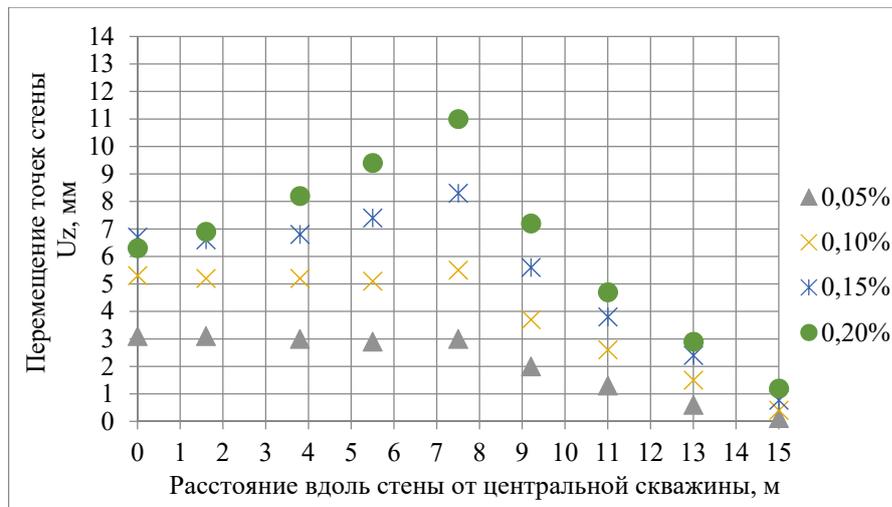


Рисунок 3.16. Значения горизонтальных перемещений точек «стены в грунте» на отметке закрепления грунта при устройстве сплошной Jet-ленты при задании объёмной боковой деформации $\varepsilon_v = 5\%$, 10%, 15%, 20% (показаны точки от центра к краю ограждения).

Максимальное значение изгибающего момента, возникающего в «стене в грунте» при $\varepsilon_v = 0,05\%$ составило 109 кНм, при $\varepsilon_v = 0,10\%$ – 163 кНм, при $\varepsilon_v = 0,15\%$ – 201 кНм, при $\varepsilon_v = 20\%$ – 229 кНм.

При сравнении результатов численных расчётов устройства ряда, моделируемого в виде сплошной области с объёмной боковой деформацией и в виде отдельных Jet-скважин установлено соответствие величин горизонтальных

перемещений и изгибающих моментов, возникающих в ограждении при аналогичных значениях задаваемой объемной боковой деформации ε_v в ленте и количеством устраиваемых скважин (см. рисунки 3.13 и 3.16).

3.1.3. Моделирование устройства массива скважин

1) *массив скважин в виде нескольких Jet-лент*

Цель настоящего моделирования состояла в оценке воздействия устройства массива скважин на ограждение с параметрами, аналогичными предыдущим задачам (толщина «стены в грунте» 0,8м, глубина 26,0м). Закрепление грунта высотой 1,5м выполняется в примыкании и параллельно «стене в грунте» с глубины 13,0м и представляет собой массив скважин, состоящий из 8 лент шириной 0,62м и длиной 11,2м (16 скважин в каждом ряду).

Расчеты выполнялись с учетом следующих этапов моделирования:

- этап 1 – определение начального НДС грунтового основания;
- этап 2 – изменение НДС грунтового основания при возведении «стены в грунте»;
- этап 3 (основной этап моделирования) – последовательное задание объемной боковой деформации в Jet-ленте с последующей консолидацией в течение 1 часа; после завершения фазы консолидации объемная деформация в соответствующей ленте снималась и расчёт повторялся в объёме следующей ленты.

Деформации и избыточные поровые давления, образовавшиеся в грунтовом массиве в составе 1-го и 2-го этапов моделирования, не учитывались при анализе воздействия Jet-массива на конструкцию ограждения, поскольку они завершились задолго до начала выполнения инъекционных скважин.

С целью определения влияния последовательности устройства Jet-лент на «стену в грунте» рассматривалось 2 варианта их выполнения.

ВАРИАНТ №1 – проектная очерёдность выполнения лент и скважин в их составе.

Объемные боковые деформации в рамках 3-го этапа моделирования прикладывались последовательно в соответствии с порядком устройства скважин

в лентах (через 3). На первом этапе в лентах задавалась объемная боковая деформация 0,05% в следующем порядке: 1-я лента (наиболее удаленная от стены), далее 5-я, 2-я, 6-я, 3-я и 7-я ленты. Затем в 1-ой ленте задавалась объемная боковая деформация 0,06%, в 5-ой ленте – 0,07%. В составе моделирования анализировались значения горизонтальных перемещений и изгибающих моментов в «стене в грунте», а также значения избыточных поровых давлений, в том числе в области за ограждением.

При задании объёмной деформации в 1-ой ленте было определено изменение напряжённо-деформированного состояния «стены в грунте» с образованием горизонтального перемещения $U_x=1,8$ мм и изгибающего момента $M=42$ кНм. По мере последовательного задания и/или увеличения объёмной деформации в лентах, определяющей последовательный рост числа выполняемых Jet-скважин по обозначенной схеме устройства, наблюдалось нарастание перемещений и усилий в конструкции ограждения (рисунки 3.17 и 3.18). При этом максимальные значения горизонтальных перемещений и изгибающих моментов в ограждении наблюдаются на глубине 13,75 м от поверхности (что соответствует середине закрепляемого массива грунта).

Максимальные значения изгибающих моментов в ограждении на глубине середины закрепляемого массива грунта (13,75м), полученные при данной последовательности моделирования после 1-го этапа нагружения всех лент с одинаковым значением объёмной боковой деформации 0,05%, приведены в таблице 3.1.

Таблица 3.1.

№	Порядковый номер Jet-ленты	Величина объёмной боковой деформации, %	Значение изгибающего момента, кНм
1	2	3	4
1.	лента №1	0,05%	42,41
2.	лента №5		115,18
3.	лента №2		107,16
4.	лента №6		186,49
5.	лента №3		163,82
6.	лента №7		265,13

Полученные результаты показывают, что на создание и увеличение значения изгибающего момента оказывает влияние «нагружение» лент, ближайших к «стене в грунте». При «нагружении» более удаленных от ограждения лент после «нагружения» ближайших значения момента не возрастают и даже снижаются.

После повторного создания деформации в 5-ой ленте максимальные значения изгибающих моментов в ограждении составили $M=236$ кНм (рисунок 3.17 а), горизонтальные перемещения – $U_x=10,7$ мм (рисунок 3.17 б).

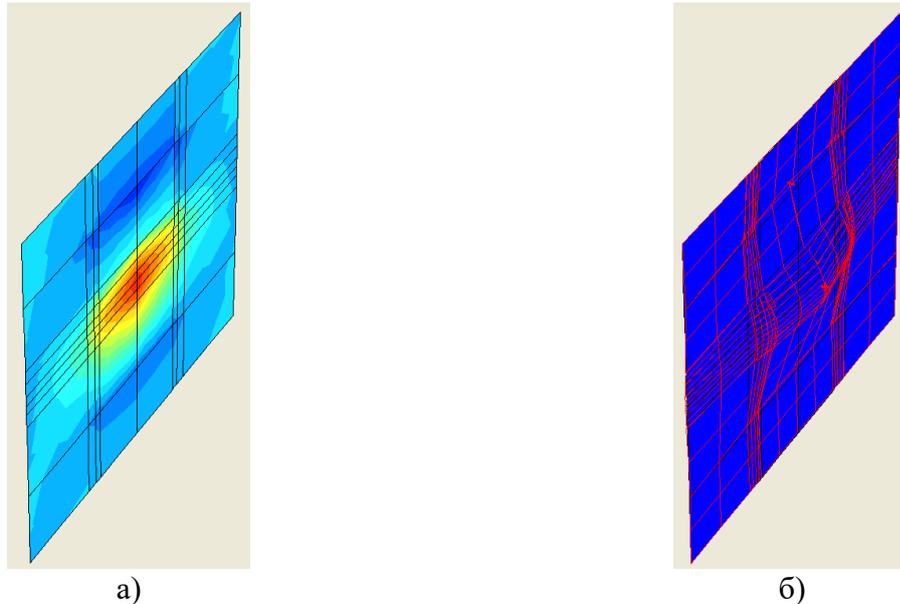


Рисунок 3.17 а), б). Изополя изгибающих моментов ($M=236$ кНм) (а) и изолинии горизонтальных перемещения ($U_x=10,7$ мм) (б), возникающих в конструкции ограждения после повторного нагружения 5-й ленты

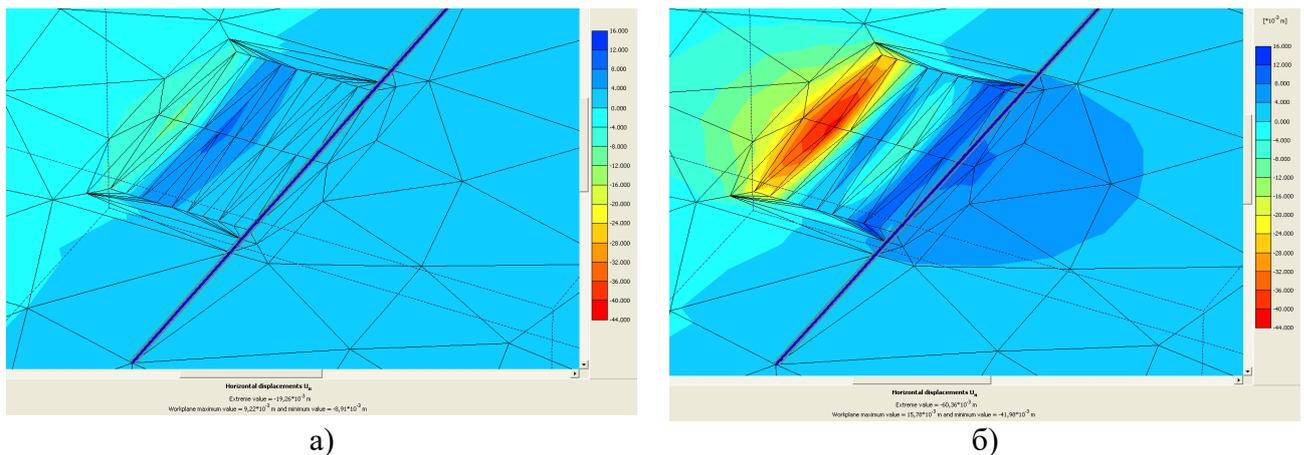


Рисунок 3.18 а), б). Изополя горизонтальных перемещений на глубине закрепления массива грунта (13,75м) после первого нагружения 1-й ленты (первая ступень нагружения) (а) и после повторного нагружения 1-й ленты (седьмая ступень нагружения) (б).

На рисунках 3.19 и 3.20 приведено изменение изополей избыточных поровых давлений при последовательном задании объёмных деформаций в лентах с учетом

консолидации в течение 1 часа. Значения избыточного порового давления вблизи «стены в грунте» возрастают от 15 кПа при первом нагружении до 80 кПа при повторном нагружении 5-ой ленты. За конструкцией ограждения избыточные поровые давления увеличиваются от 10 кПа до 40 кПа.

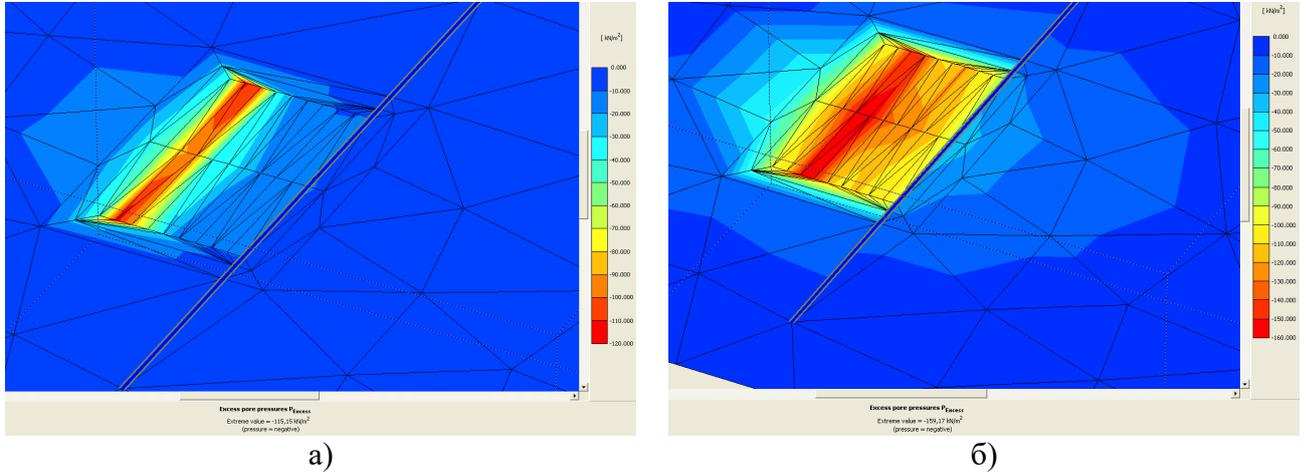


Рисунок 3.19 а), б). Изополя избыточных поровых давлений на глубине закрепления массива грунта (13,75м) после первого нагружения 1-й ленты (первая ступень нагружения) (а) и после повторного нагружения 1-й ленты (седьмая ступень нагружения) (б).

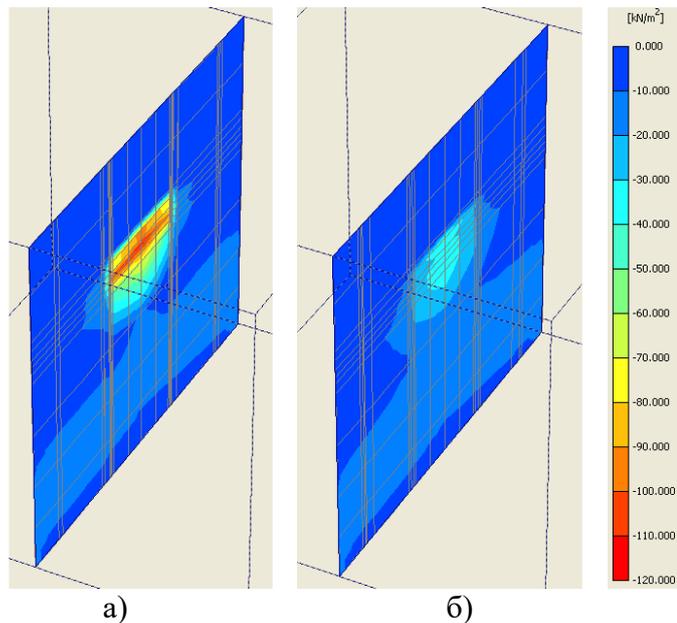


Рисунок 3.20 а), б). Изополя распределения избыточных поровых давлений в вертикальных плоскостях, расположенных по границе «стены в грунте» со стороны jet-лент (а) и с противоположной стороны (б) после повторного задания деформации в 5-ой ленте.

ВАРИАНТ №2 – влияние на «стену в грунте» оценивалось по результатам последовательного увеличения значения объёмной боковой деформации в ленте 7, расположенной в непосредственном примыкании к конструкции ограждения котлована. Моделирование скважин посредством увеличения объёмной боковой

деформации в составе Jet-лент, расположенных на большем расстоянии от ограждения (за лентой 7), при этом не выполнялось.

Максимальные значения изгибающих моментов в ограждении на глубине середины закрепляемого массива грунта (13,75м), полученные при моделировании по данной схеме приведены в таблице 3.2.

Таблица 3.2.

№	Порядковый номер Jet-ленты	Величина объёмной боковой деформации, %	Значение изгибающего момента, кНм
1.	2.	3.	4.
1.	лента №7	0,05%	100,23
2.		0,010%	148,33
3.		0,015%	184,54
4.		0,020%	214,43
5.		0,025%	239,24
6.		0,030%	260,92

Из сопоставления результатов расчётов следует, что при сходной степени «нагружения» в нескольких лентах и в одной ленте, ближайшей к ограждению, значения изгибающих моментов, возникающих в «стене в грунте», являются достаточно близкими. Таким образом конечное результирующее значение изгибающего момента в «стене в грунте» не зависит от последовательности нагружения отдельных лент и, тем более, от порядка устройства отдельных скважин в их границах. Особенным образом такой процесс моделирования не имеет смысла при решении задачи на реальном объекте – размеры одиночной ленты во много раз меньше габаритов самого ограждения, а учёт каждой из них может вызвать большие вычислительные трудности.

2) *массив скважин, образуемый посредством увеличения начальной ширины ленты*

При проведении расчетов ряда одиночных скважин было установлено, что значения горизонтальных перемещений в некоторой точке полупространства определяются влиянием от устройства ближайшей скважины (см. п. 3.1.2). Скважины, устраиваемые за ближайшей, не оказывают значимого воздействия на значения горизонтальных перемещений в точке, выбранной для анализа. В составе

настоящего этапа численного эксперимента были проанализированы значения горизонтальных перемещений (U_x) в точках полупространства, расположенных на продолжении оси ряда устраиваемых скважин на расстояниях от центра крайней скважины ряда от 1 до 10 м. Полученные результаты представлены на рисунке 3.21. На основании построенных графических зависимостей установлено, что количество скважин, устраиваемых в ряду, не оказывает заметного влияния на значения горизонтальных перемещений массива грунта (U_x) в выбранных точках, особым образом расположенных на расстоянии от центра крайней скважины ряда большем 5 м. Таким образом на основании результатов численного моделирования определена активная зона влияния устройства Jet-лент – она составила 8 рядов скважин, т. е. порядка 5 м. На расстоянии более 5 м устройство Jet-скважин не приводило к изменениям НДС грунтового основания.

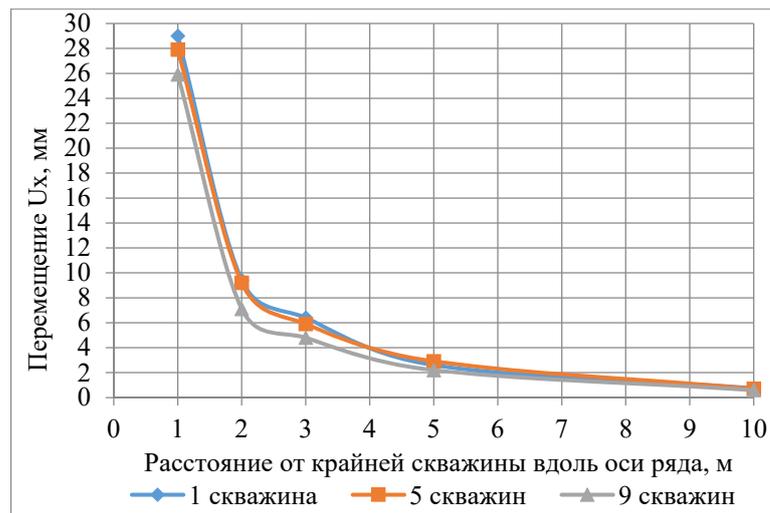


Рисунок 3.21. Значения горизонтальных перемещений на продолжении оси ряда скважин.

На основании полученных результатов была реализована идея моделирования устройства проектного количества скважин лентами большей ширины посредством создания объемных боковых деформаций ϵ_v в лентах, начальная ширина которых увеличивалась в 3 – 15 раз по сравнению с «одиночной» лентой шириной 0,62 м (соответствующей одному ряду скважин).

На рисунке 3.22 представлены горизонтальные перемещения грунтового основания в точках, расположенных на глубине середины закрепляемого массива (13,75 м) в направлении перпендикуляра к лентам на расстояниях от оси крайней

одиночной ленты от 1м до 10м, возникающие при задании различных значений объёмной боковой деформации ($\varepsilon_v = 0,05 - 0,40\%$).

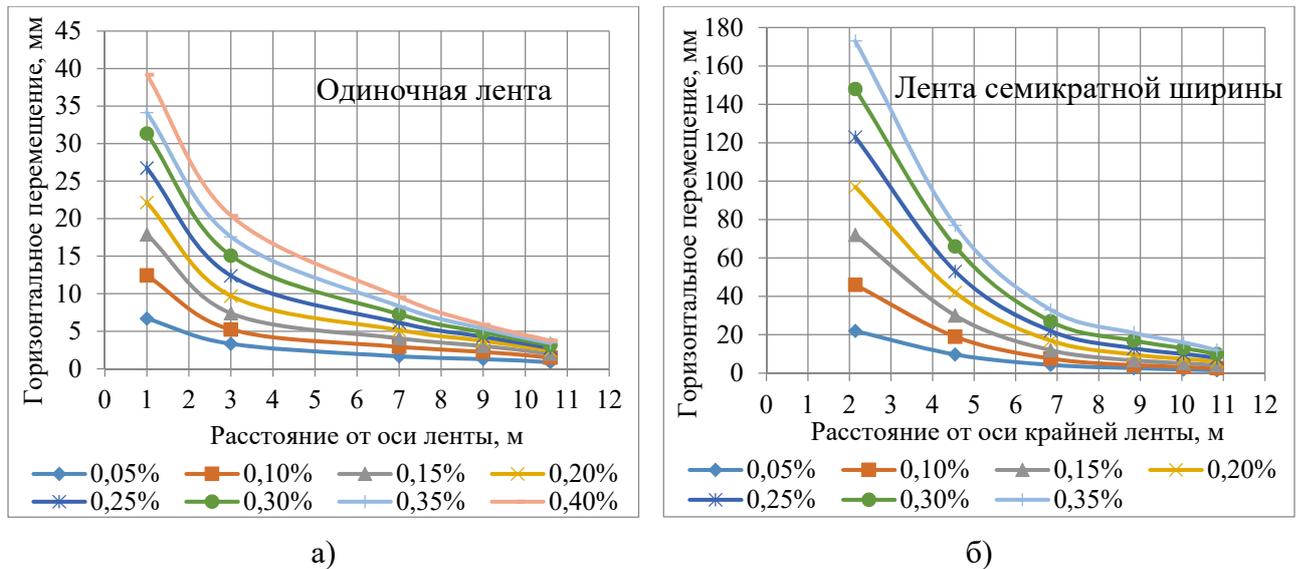


Рисунок 3.22 а), б). Горизонтальные перемещения в точках на глубине середины закрепляемого массива грунта (13,75м) в направлении перпендикуляра к лентам однократной ширины (а) и семикратной ширины (б) при задании объёмной боковой деформации от 0,05% до 0,40%.

Сопоставление значений перемещений, возникающих при задании различных ε_v в лентах различной ширины показано на рисунке 3.23.

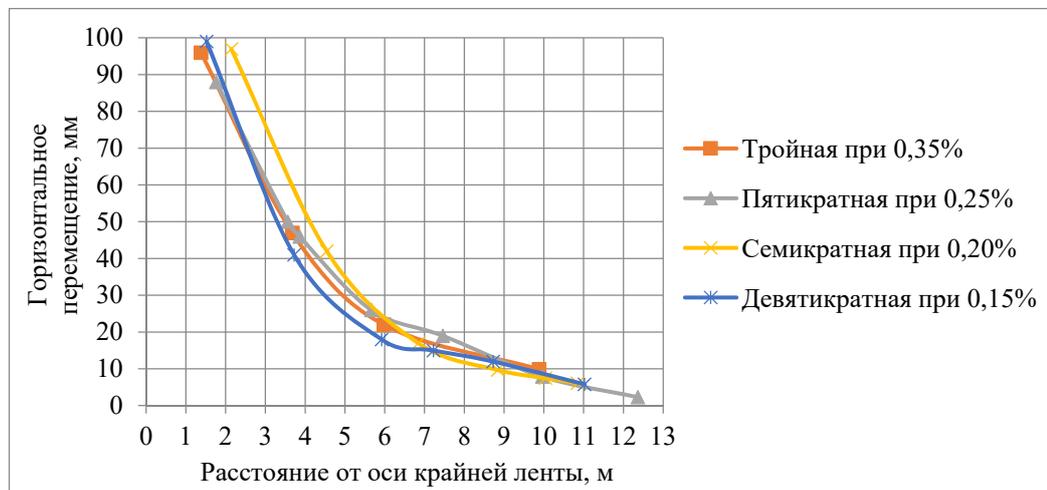


Рисунок 3.23. Сопоставление значений горизонтальных перемещений в точках на глубине середины закрепляемого массива грунта (13,75м) в направлении перпендикуляра к выполняемым лентам многократной ширины при задании объёмной боковой деформации ε_v от 0,15% до 0,35%.

Анализ графических зависимостей, представленных на рисунке 3.23, показывает, что нагружение более широких лент меньшими значениями объёмной боковой деформации ε_v создает перемещения того же порядка, что и нагружение более высокими значениями ε_v узких лент. При этом увеличение ширины лент

более чем в 7 раз оказывает малое воздействие на дальнейший рост горизонтальных перемещений в соответствующих точках массива грунта (расположенных на расстоянии более 1 м от оси крайней ленты) (рисунки 3.24, 3.25).

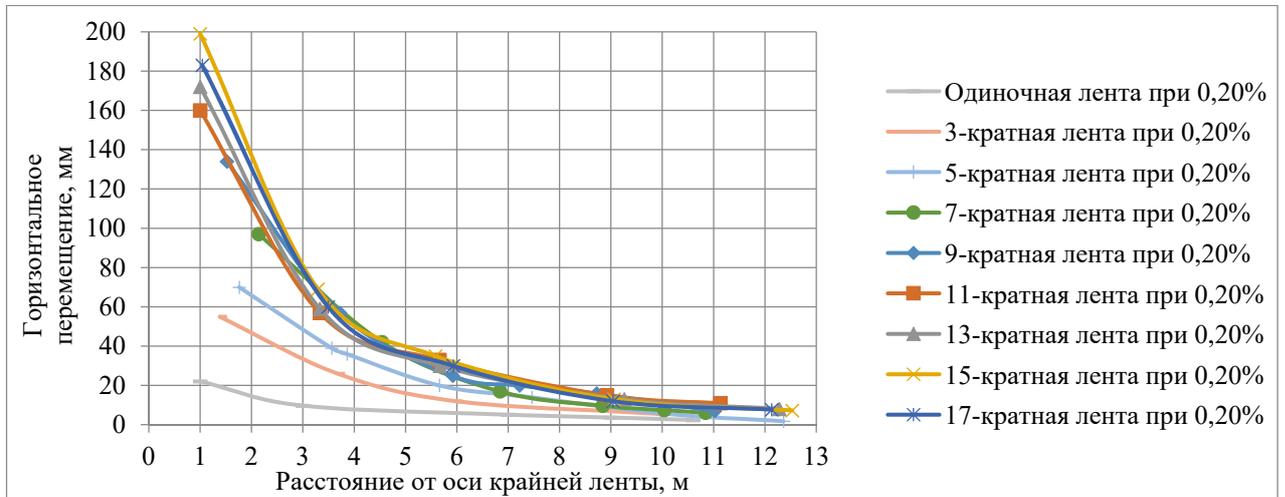


Рисунок 3.24. Сопоставление значений горизонтальных перемещений на глубине середины закрепляемого массива грунта (13,75м) в направлении перпендикуляра к одиночной ленте и лентам многократной ширины при задании объемной боковой деформации $\epsilon_v = 20\%$

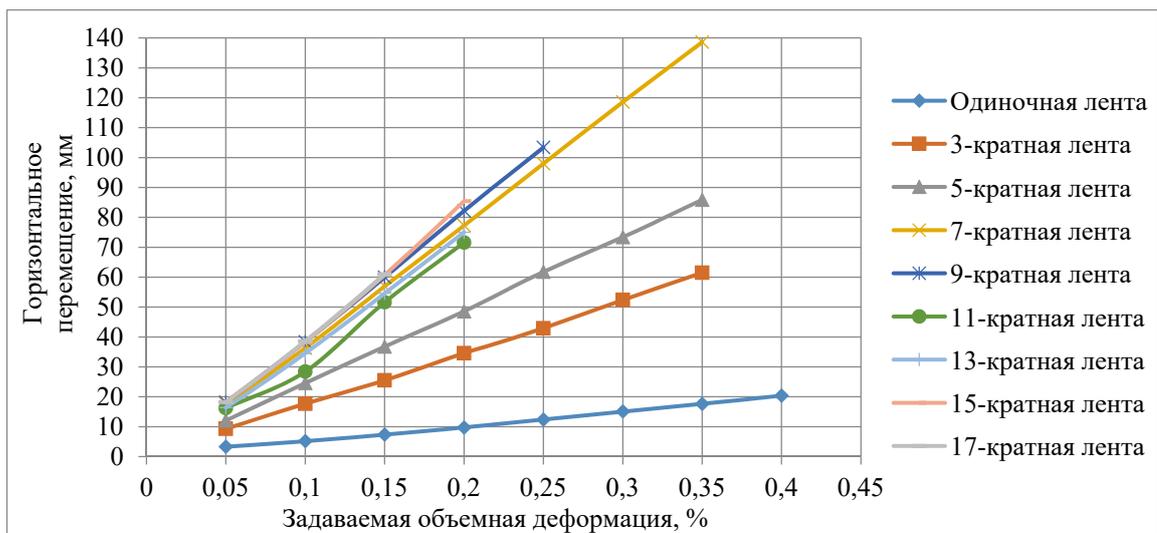


Рисунок 3.25. Горизонтальные перемещения на глубине середины закрепляемого массива грунта (13,75м) в направлении перпендикуляра к лентам различной ширины при задании объемной боковой деформации ϵ_v от 0,05% до 0,40% на расстоянии 3 м от оси крайнего ряда

На основании полученных результатов установлено, что при ширине ленты, моделирующей часть Jet диафрагмы, более 5 м, горизонтальные перемещения массива грунта, возникающие за ее пределами, мало зависят от значения ширины ленты. Таким образом при моделировании воздействия всей Jet диафрагмы на стену в грунте целесообразно задавать объемное боковой расширение ϵ_v во всем проектном объеме диафрагмы.

3.1.4. Моделирование устройства Jet-диафрагмы в виде массива при проектном количестве скважин

Выполним моделирование глубинной распорной Jet-диафрагмы, устраиваемой в границах контура ограждения котлована, для объекта реконструкции, рассмотренного при проведении полевого эксперимента в главе 2.

Для апробации предлагаемой методики выполним численное моделирование ряда длиной 20 м, состоящего из 29 инъекционных скважин. На основании предыдущих результатов расчётов (см. п. 3.1.2) представим данный ряд в виде Jet-ленты единичной ширины (0,62 м) и длины 20 м и проведём расчёты величин горизонтального перемещения массива грунта в выбранных точках полупространства (точки 1, 1' и 1'', см. рисунок 3.11) при различном числе скважин, выполненных в объёме данной Jet-ленты. Различное количество скважин будем определять соответствующими значениями объёмной боковой деформации, задаваемыми в пределах области Jet-ленты.

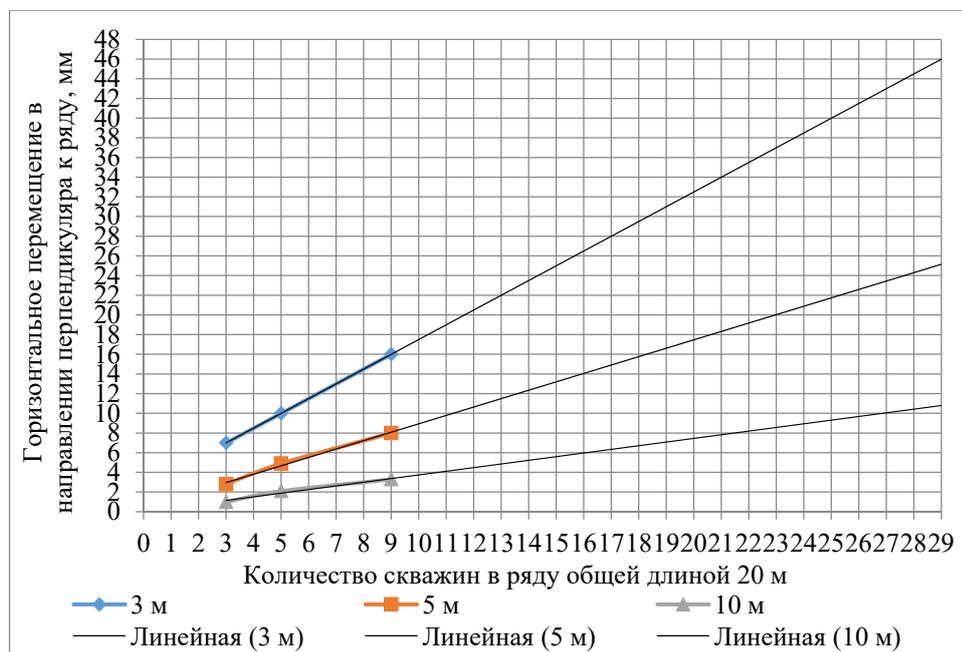


Рисунок 3.26. Определение ожидаемого горизонтального перемещения в точках, расположенных на расстояниях 3, 5 и 10 м от оси ряда скважин перпендикулярно к нему на глубине середины закрепляемого массива грунта (13,75 м) при устройстве проектного количества скважин.

Поскольку возможности программного комплекса PLAXIS 3D не позволяют корректно задать большое число одиночных скважин в составе ряда, для нахождения величины объёмной боковой деформации ϵ_v , соответствующей

устройству проектного количества скважин (29 шт.), воспользуемся линейной экстраполяцией. Полученные результаты расчётов приведены на рисунках 3.26 и 3.27.

Как видно из рисунка 3.26 ожидаемые значения горизонтальных перемещений на отметке -9,75 м в точках 1, 1' и 1'' (см. рисунок 3.11), расположенных на расстояниях 3, 5 и 10 м от оси ряда при устройстве проектного количества скважин составляют 46 мм, 25 мм и 11 мм соответственно. Из рисунка 3.27 следует, что указанные значения горизонтальных перемещений в точках 1, 1' и 1'' ожидаются при создании в одиночной ленте объемной боковой деформации ε_v порядка 0,60%.

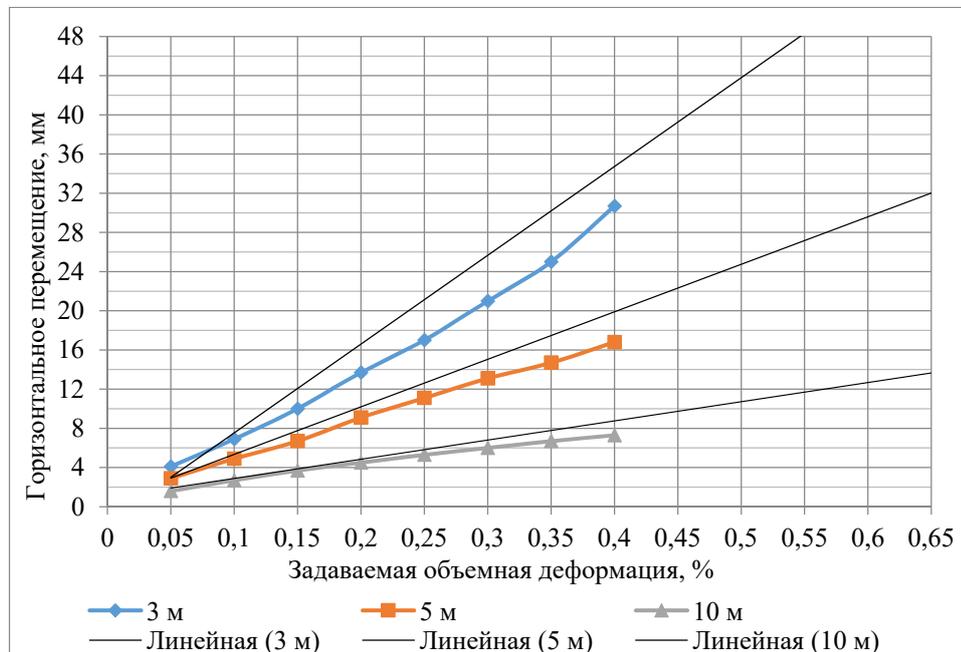


Рисунок 3.27. Определение ожидаемого горизонтального перемещения в точках, расположенных на расстояниях 3, 5 и 10 м от оси ряда скважин на перпендикуляре к нему на глубине середины закрепляемого массива грунта (13,75 м) при задании объемной боковой деформации ε_v , %.

На основании результатов, полученных в п. 3.1.3 воздействие устройства Jet-диафрагмы на «стену в грунте» возможно моделировать лентами скважин многократной ширины. Анализируя горизонтальные перемещения в направлении перпендикуляра к лентам различной ширины на расстоянии 3 м от оси крайнего ряда и на глубине середины закрепляемого массива грунта (13,75 м) при задании объемной боковой деформации ε_v от 0,05% до 0,40% (рисунок 3.26), определяем значения ε_v , при которых в точках 1, 1' и 1'' возникает указанное значение

горизонтального перемещения (46мм). На рисунке 3.28 в увеличенном масштабе показано, что указанные значения перемещений при заданных параметрах задачи возникают при создании в широких лентах (13-кратной и более ширины) объемной деформации $\varepsilon_v = 0,12 - 0,14\%$ (т.е. в среднем $0,13\%$).

По итогам проведенного моделирования можно сделать вывод, что в инженерно-геологических условиях, характерных для центральных районов Санкт-Петербурга, возможность замены отдельных рядов Jet-лент на массив обеспечивается при среднем значении боковой объемной деформации $0,13\%$.

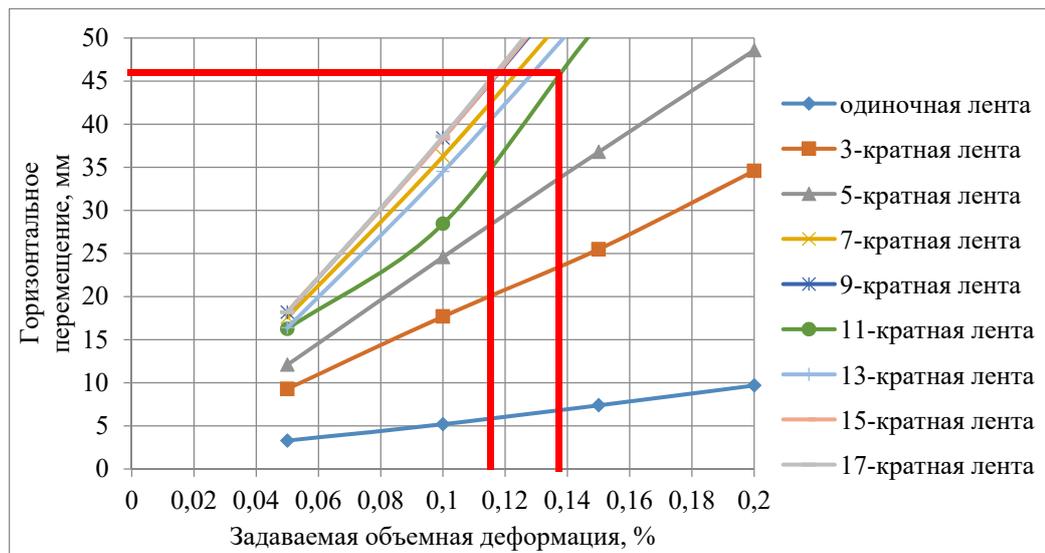


Рисунок 3.28. Определение значений объемной боковой деформации ε_v , %, соответствующей устройству проектного количества скважин, моделируемых широкими лентами (11-кратной ширины и более), по значениям горизонтальных перемещений точек, расположенных на расстоянии 3м от оси крайнего ряда на перпендикуляре к нему на глубине середины закрепляемого массива грунта (13,75м).

Следующий этап численного моделирования заключался в учёте влияния Jet-диафрагмы, заданной по предлагаемой методике численного моделирования на ограждение котлована типа «стена в грунте». По результатам расчётов при создании в границах области закрепления массива грунта боковой объёмной деформации в $0,13\%$ максимальные значения изгибающего момента и перемещения ограждения составили 270 кНм и 18 мм соответственно.

3.2. Численный анализ влияния устройства Jet-диафрагмы, моделируемой в виде лент различной ширины, на ограждение котлована «стена в грунте» (на примере объекта мониторинга)

Выполним моделирование устройства глубинной распорной диафрагмы, изготавливаемой способом струйной цементации в контуре ограждения котлована на объекте реконструкции, в границах которого был реализован полевой эксперимент, изложенный в главе 2 настоящей работы.

Параметры массива закреплённого грунта, используемые при моделировании, назначаем по результатам фактически выполненных лабораторных испытаний отобранных образцов (кернов) в полном соответствии с рекомендациями п. 5.1. СП 291.1325800.2017 «Конструкции грунтоцементные армированные. Правила проектирования» и табл. 8.3 СП 361.1325800.2017 «Здания и сооружения. Защитные мероприятия в зоне влияния строительства подземных объектов». При установленной прочности грунтоцемента на одноосное сжатие $R_{stb}=2,35\text{МПа}$ закреплённому массиву грунта были присвоены следующие прочностные и деформационные характеристики: сцепление $c_{stb}=0,94\text{МПа}$; угол внутреннего трения $\varphi_{stb}=26,3^\circ$; модуль деформации $E_{stb}=199,8\text{МПа}$.

Рассмотрим требования действующей нормативной документации относительно расчётного обоснования устройства глубинных распорных Jet-диафрагм – определения степени, характера и в целом необходимости учёта особенностей диафрагмы, связанных с созданием в грунте избыточного порового давления и его воздействием на изменение напряжённо-деформированного состояния ограждения и основании зданий окружающей застройки. На основании п. 7.2.1 СП 361.1325800.2017 «следует выполнять оценку дополнительных осадок, вызванных технологическими воздействиями на грунтовый массив в процессе производства работ по устройству геотехнических конструкций» [6, стр. 11]. При этом относительно моделирования именно глубинных распорных диафрагм есть уточнение п. 7.2.5 СП 291.1325800.2017, согласно которому «Расчет горизонтального грунтоцементного диска, используемого в качестве распорной конструкции котлована, ведется как конструкции, работающей на сжатие. При

проведении численного моделирования допускается описание его механического поведения путем использования модели упругой среды» [4, стр. 16]. Таким образом данные рекомендации не определяют необходимости учёта при моделировании избыточного порового давления в грунте и его возможное воздействие на окружающую геотехническую ситуацию. Выполним два сравнительных геотехнических расчёта для обозначенного объекта (рисунки 3.29 и 3.30):

- расчёт №1 – согласно рекомендациям СП 291.1325800.2017 – без учёта особенностей технологии струйного закрепления грунтового массива;
- расчёт №2 – с учётом особенностей технологии Jet Grouting – по предлагаемой методике численного моделирования с учётом создания избыточного порового давления в грунте.

По сравнению полученных результатов в части усилий и перемещений в ограждении и массиве окружающего грунта с данными натурального геотехнического мониторинга определим необходимость учёта при моделировании технологических особенностей устройства Jet-диафрагмы.

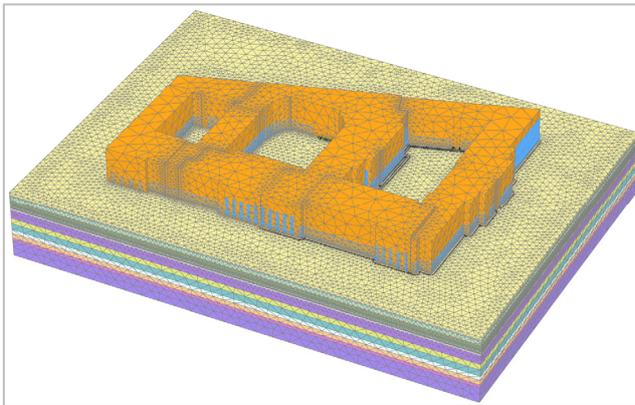


Рисунок 3.29. Конечно элементная модель реконструируемого здания.

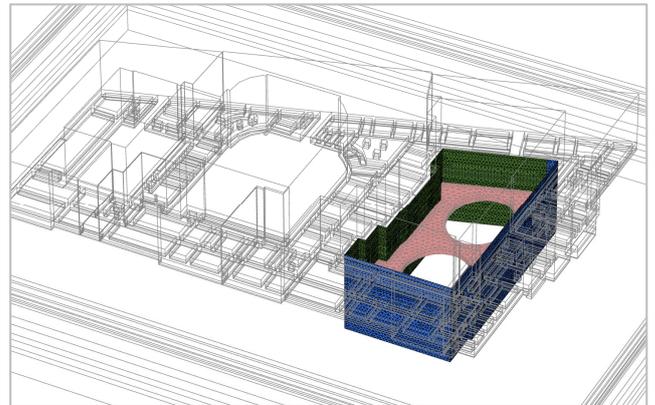


Рисунок 3.30. Конечно элементная модель устраиваемых конструкций подземной части здания в границах Двора №1.

Основные положения и результаты по Расчёту №1

При выполнении данного геотехнического расчёта введение глубинной горизонтальной Jet-диафрагмы, устраиваемой ниже дна котлована, рассматривается в виде дополнительного распорного уровня, позволяющего увеличить жёсткость ограждения и сократить влияние разрабатываемого котлована на реконструируемое здание, расположенное вдоль его бровки. При

моделировании распорный уровень задаётся путём назначения закрепляемому массиву грунта улучшенных жёсткостных и прочностных характеристик, определённых по результатам лабораторных испытаний. Согласно п. 7.2.5 СП 291.1325800.2017 работа Jet-диафрагмы определяется моделью упругой среды (linear elastic).

При обозначенном подходе численного моделирования на этапе создания глубинной Jet-диафрагмы не учитываются технологические воздействия, возникающие в массиве грунта при его закреплении, связанные с подачей раствора и размывом закрепляемой толщи под достаточно высоким давлением (400атм). Как следствие, в ходе выполнения диафрагмы не происходит изменения напряжённо-деформированного состояния конструкции ограждения и отсутствуют дополнительные деформации зданий окружающей застройки. Максимальные величины моментов (550кНм) и перемещений ограждения (32мм) развиваются на этапе откопки котлована, в уровне его дна, определяя армирование «стены в грунте» (см. рисунок 3.31). Данные результаты геотехнического расчёта расходятся с результатами натурных наблюдений.

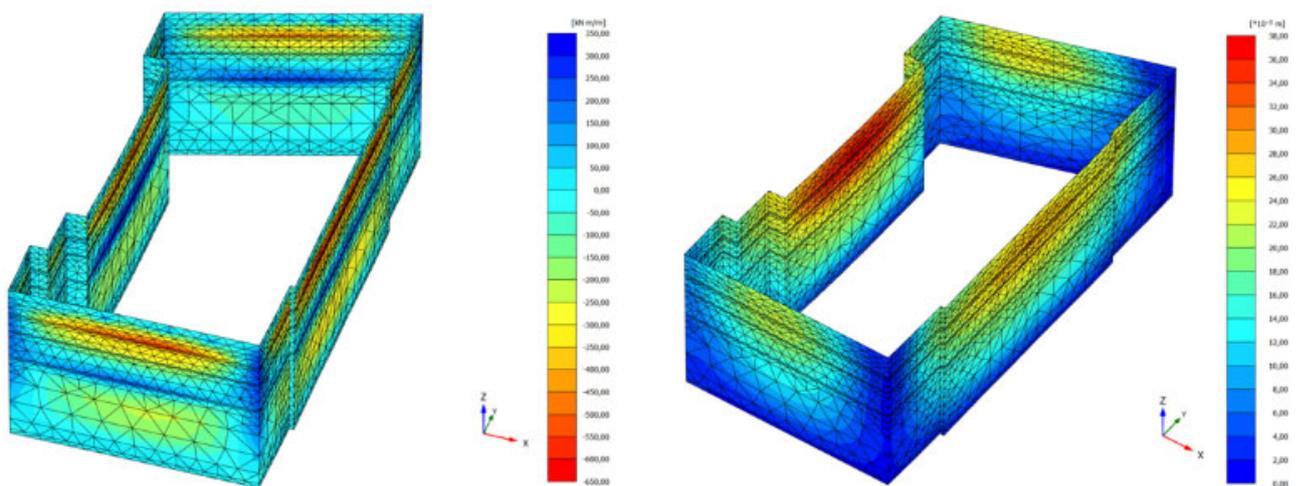


Рисунок 3.31. Изополя изгибающих моментов (а) и горизонтальных отклонений «стены в грунте» (б) на этапе разработки котлована до проектной отметки без учёта особенностей технологии устройства Jet-диафрагмы (расчёт №1).

Основные положения и результаты по Расчёту №2

При выполнении расчёта №2 моделирование распорной диафрагмы выполнялось с учётом её технологических особенностей, связанных с созданием в грунте при его закреплении избыточного порового давления. Поскольку Jet-

диафрагма представляет собой массив самостоятельных инъекционных скважин, выполняемых в определённой проектной последовательности и не сравнимых по размерам с габаритами контура ограждения, при расчёте учитывались особенности методики численного моделирования, изложенной в п. 3.1 настоящей работы. Посредством сопоставления получаемых горизонтальных перемещений массива грунта в выбранных точках, поле из Jet-скважин, каждая из которых моделируется путём создания в грунте объёмной боковой деформации в 1,5%, было представлено в виде массива с соответствующим единым значением деформации в 0,13%. Данная деформация определяет создание в границах диафрагмы горизонтальной сдвигающей силы, которая, воздействуя на ограждение котлована, вызывает изменение его напряжённо-деформированного состояния уже на этапе работ по закреплению грунта. Изгиб конструкции ограждения «от котлована» приводит к деформациям массива окружающего грунта и, как следствие, к дополнительным деформациям подъёма зданий окружающей застройки (рисунок 3.32).

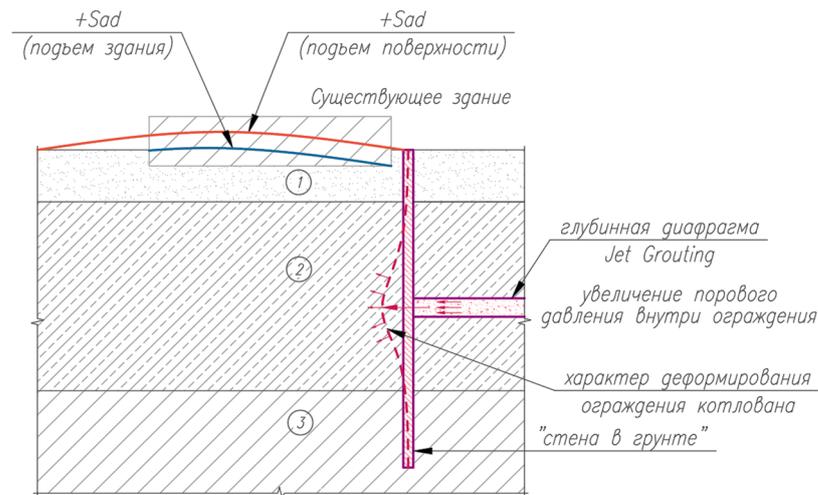


Рисунок 3.32. Принципиальная расчётная схема влияния устройства Jet-диафрагмы ограждение котлована и дополнительные деформации фундаментов здания окружающей застройки.

Полученные результаты полнее отражают принципиальную схему воздействия диафрагмы на ограждение – изменение НДС «стены в грунте» определяется образованием максимального изгибающего момента в уровне Jet-диафрагмы величиной в 275кНм и перемещением ограждения «от котлована» на 24,0мм (рисунок 3.33). Дополнительные деформации подъёма реконструируемого здания, вызванные характером работ ограждения на этапе устройства диафрагмы, составили 4,0мм (см. рисунок 3.34).

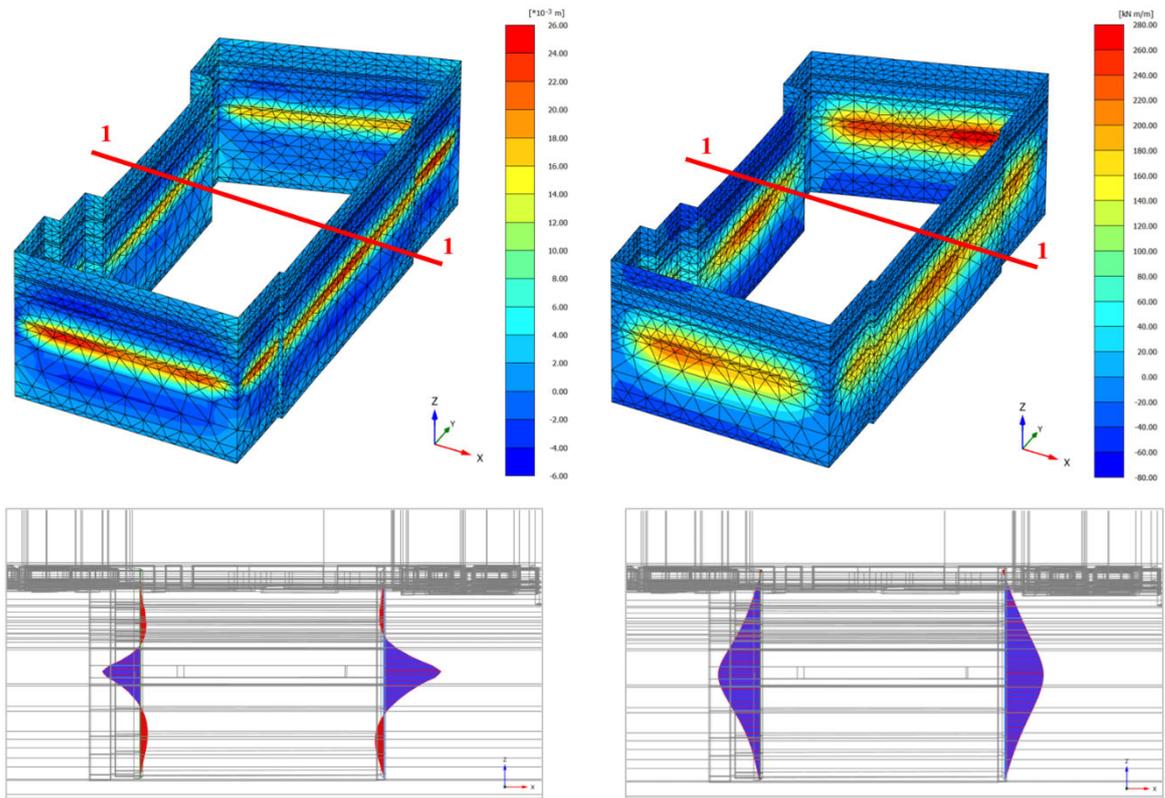


Рисунок 3.33. Изополю и эпюры по разрезу 1-1 изгибающих моментов (а, в) и горизонтальных отклонений «стены в грунте» (б, г) от устройства Jet-диафрагмы (расчёт №2).

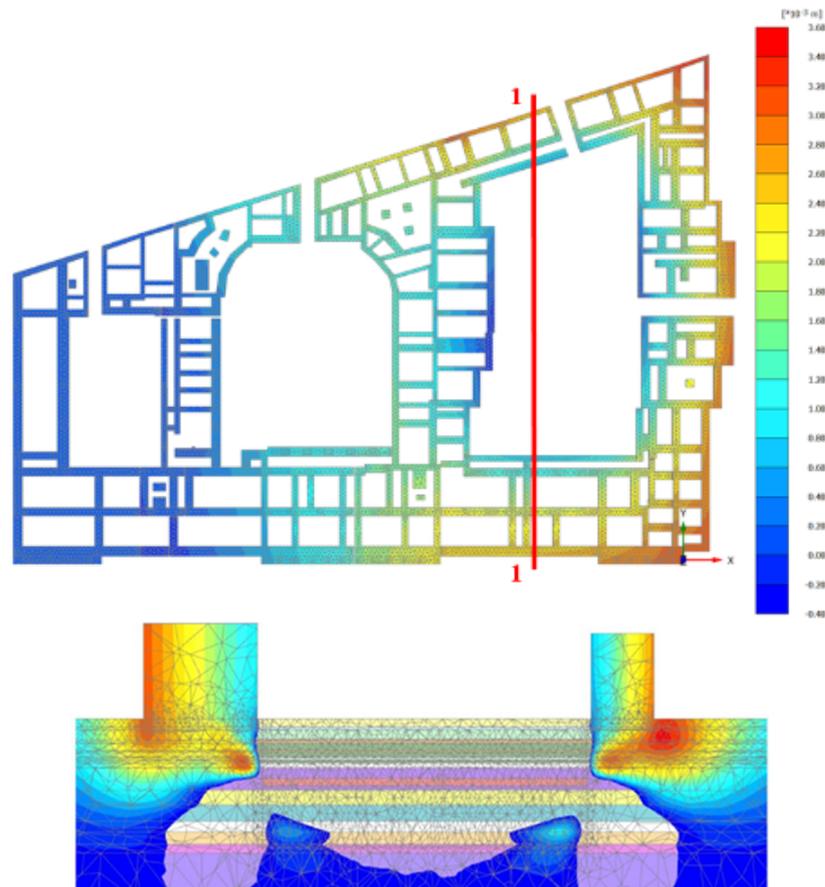


Рисунок 3.34. Изополю распределения дополнительных вертикальных перемещений реконструируемого здания а) в плане здания; б) по разрезу 1-1.

Сравнительные результаты величин контролируемых параметров (усилий, и перемещений) по результатам расчётов №1 и №2, а также по данным фактических наблюдений представлены в таблице 3.3.

Сравнение расчётных и фактических значений контролируемых параметров при устройстве Jet-диафрагмы

Таблица 3.3

Контролируемый параметр	Уровень расположения расчётного сечения	Расчётные величины при фактической прочности Jet-диафрагмы 2,4МПа		Расчётные величины при учёте технологии устройства Jet-диафрагмы	Средние величины по данным мониторинга
		на этапе выполнения диафрагмы	на этапе проектной откопки	на этапе выполнения диафрагмы	
Изгибающий момент, кНм	дно котлована	0,0 данный этап расчёта не выделяется	550,0	42,8	-14,5
	Jet-диафрагма		102,0	275,2	286,4
Горизонтальное перемещение, мм	дно котлована		32,0	5,5	8,15
	Jet-диафрагма		10,7	23,0	24,1
Дополнительные деформации реконструируемого здания, мм			-14,1	+3,4	от +3,0 до +4,0

Сравнение результатов расчётов № 1 и №2 с данными фактических наблюдений наглядно демонстрирует разницу не только в величине, но главное в уровне возникновения максимальных изгибающих моментов и перемещений. При численном моделировании в составе расчёта №1 не наблюдается изменения НДС ограждения при создании Jet-диафрагмы, а пиковые значения момента и горизонтального отклонения конструкции наблюдаются в уровне дна котлована при его разработке до проектной отметки.

Предложенная методика численного моделирования устройства глубинной распорной диафрагмы, изготавливаемой способом струйной цементации в условиях слабых грунтов Санкт-Петербурга, полностью подтверждается результатами геотехнического мониторинга на реальном объекте. Результаты расчёта №2, выполненного с учётом создания в закрепляемом массиве грунта объёмной боковой деформации, и данные натурных наблюдений наглядно

демонстрируют образование максимальных значений усилий и перемещений на отметке расположения Jet-диафрагмы уже на этапе её устройства. Таким образом, технологическое воздействие, оказываемое на ограждение котлована в ходе выполнения работ по закреплению грунта, может привести к изменению характера напряжённо-деформированного состояния конструкции в ходе основных этапов производства работ «нулевого» цикла и, как следствие, повлиять на схему армирования «стены в грунте».

3.3. Расчётное влияние факторов, определяющих степень воздействия Jet-диафрагмы на дополнительные деформации зданий окружающей застройки

В качестве основных факторов, оказывающих влияние на величину дополнительного подъёма зданий окружающей застройки при устройстве Jet-диафрагмы, выделим следующие: расстояние от оси ограждения до рассматриваемого фундамента, толщину конструкции «стена в грунте», глубину и высоту закрепляемого массива грунта. Степень влияния каждого отдельного фактора определим при фиксированном значении остальных.

Геотехническая ситуация и инженерно-геологическое строение участка в составе численного эксперимента были приняты аналогичными объекту реконструкции, в границах которого был реализован полевой эксперимент. По периметру ограждения котлована с размерами в плане 35×70 м и глубиной 26 м от поверхности располагалось существующее здание с ленточными фундаментами на естественном основании. Ширина подошвы фундаментов принималась равной 2 м, глубина их заложения – 3,5 м. Несущим слоем фундаментов здания являлись пески пылеватые. Ниже них, до глубины 23 м, располагалась мощная толща слабых пылеватых текучих суглинков.

Методика моделирования напряженно деформированного состояния грунтового массива в ходе его закрепления грунта по технологии Jet Grouting задавалась путем создания дополнительной боковой объемной деформации ε_v в области устройства Jet-диафрагмы была представлена в предыдущих разделах

работы – в п. 3.1 и 3.2. В них приведены данные о достаточной сходимости результатов численного моделирования устройства Jet-диафрагмы в суглинке на глубине порядка 13 м от поверхности с результатами натурных исследований на одном из объектов в Санкт-Петербурге.

В процессе численного эксперимента были выполнены серии расчетов при глубине Jet-диафрагмы от поверхности 12, 13, 14 и 15 м; при высоте диафрагмы 1; 1.5 и 2 м и при толщине стены в грунте 0.6, 0,8 и 1 м. Ленточные фундаменты располагались параллельно длинной стороне контура «стены в грунте» при расстоянии между их осями 1.5, 3, 6, 9, 12, 15, 18, 24, 48 и 72 м.

3.3.1. Влияние расстояния между ограждением котлована и фундаментом здания

При исследовании влияния расстояния от «стены в грунте» до фундаментов существующего здания было получено, что наибольшие вертикальные деформации подъема происходят в интервале расстояний от 9 до 18 м. При этом в пределах обозначенного диапазона максимальный подъем испытывают фундаменты, расположенные в 15 м от ограждения. На расстояниях от «стены в грунте» менее 9 м и более 18 м перемещения фундаментов снижаются до значений менее 0,8 мм практически линейно (рисунки 3.35, 3.36).

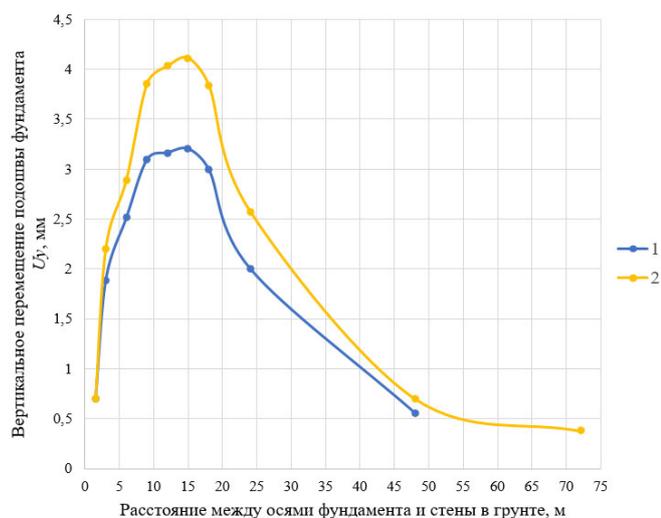


Рисунок 3.35. Зависимость вертикальных перемещений подошвы фундаментов, вызванных устройством Jet-диафрагмы, от расстояния между осями фундамента и стены в грунте при толщине стены 0,8 м, толщине диафрагмы 1,5 м и ее глубине от поверхности грунта: 1 – 12 м; 2 – 15 м

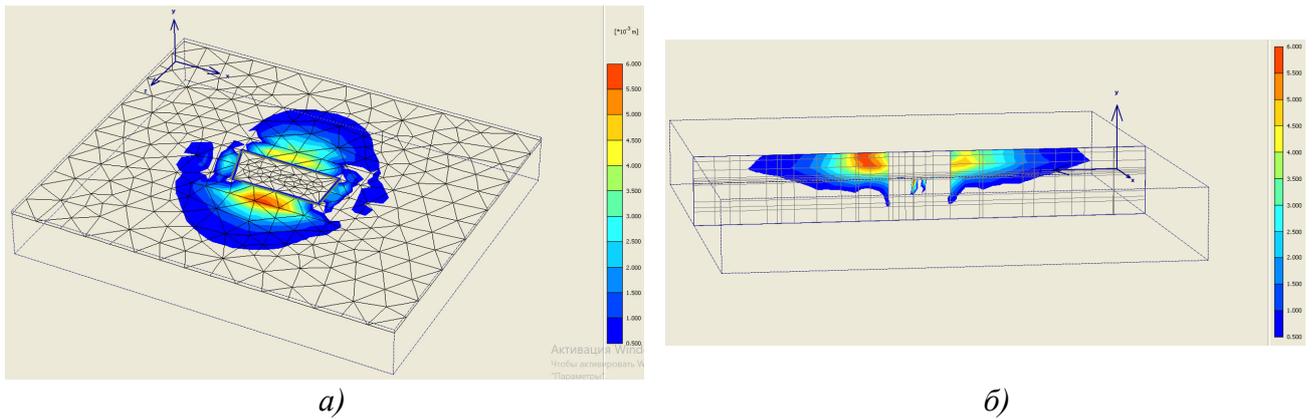


Рисунок 3.36. Области подъема массива грунта (на 0,5 – 5мм) в уровне подошвы фундамента здания, расположенного на расстоянии 15 м от ограждения котлована при глубине устройства Jet-диафрагмы 13м: а) в плане; б) в разрезе.

В рамках конкретной геотехнической ситуации расстояние от ограждения до существующего здания, как правило, является величиной постоянной. Практический смысл имеет исследование факторов, влияющих на значения максимальных вертикальных перемещений подошвы фундаментов U_y и возникающих непосредственно при устройстве Jet-диафрагмы. Изучим отдельно зависимость дополнительных деформаций U_y от каждого из данных параметров.

3.3.2. Влияние глубины устройства Jet-диафрагмы

Численный эксперимент заключался в сопоставлении результатов расчетов дополнительных вертикальных перемещений U_y подошвы фундаментов, расположенных на расстоянии 15 м от ограждения котлована, при значениях глубины H устраиваемой Jet-диафрагмы от поверхности грунта 12 м, 13 м, 14 м, 15 м, а также фиксированных величинах высоты диафрагмы d и толщины «стены в грунте» b . Во всех случаях были получены зависимости близкие к линейным. При этом углы наклона полученных прямых в определенной степени зависят от высоты диафрагмы и толщины конструкции ограждения. Угловые коэффициенты линейных аппроксимаций представленных зависимостей увеличиваются от 0,22 до 0,30 при увеличении толщины диафрагмы от 1 м до 2 м соответственно. При уменьшении толщины «стены в грунте» угловые коэффициенты также возрастают. Таким образом увеличение глубины устраиваемой диафрагмы приводит к росту

подъема подошвы фундаментов. При этом более интенсивный рост имеет место при меньшей толщине ограждения и большей высоте диафрагмы.

3.3.3. Влияние толщины «стены в грунте»

Сопоставление результатов расчетов вертикальных перемещений U_y подошвы фундаментов, расположенных на расстоянии 15 м от «стены в грунте», при значениях её толщины $b = 0,6$ м; 0,8 м и 1,0 м выполнялось при каждом фиксированном значении высоты d и глубины H Jet-диафрагмы. По результатам моделирования были получены зависимости близкие к линейным, углы их наклона определяются значениями высоты и глубины диафрагмы. Увеличение толщины «стены в грунте» приводит к снижению подъёма подошвы фундаментов. При толщине Jet-диафрагмы $d = 1$ м (рисунок 3.37в) с увеличением глубины расположения её от поверхности грунта от 12 до 15 м угловые коэффициенты зависимостей возрастают по модулю от 0,66 до 1,02. С увеличением высоты диафрагмы угловые коэффициенты также возрастают по модулю. По результатам численного моделирования имеет место снижение значений U_y при увеличении толщины «стены в грунте», высоты и глубины расположения Jet-диафрагмы.

3.3.4. Влияние высоты Jet-диафрагмы

Было выполнено сопоставление результатов расчетов вертикальных перемещений U_y подошвы фундаментов, расположенных на расстоянии 15 м от ограждения котлована, при значениях высоты устраиваемой Jet-диафрагмы $d = 1$ м, 1,5 м и 2 м и каждом фиксированном значении глубины расположения H диафрагмы от поверхности грунта и толщины «стены в грунте» b . Значения глубины устройства диафрагмы и толщины стены влияют на углы наклона полученных прямых. При увеличении высоты диафрагмы подъём подошвы фундаментов увеличивается. При толщине «стены в грунте» $b = 1$ м (рисунок 3.37в) с увеличением глубины диафрагмы от поверхности грунта от 12 до 15 м угловые коэффициенты полученных зависимостей увеличиваются от 0,60 до 0,84. С увеличением толщины конструкции ограждения угловые коэффициенты

рассматриваемых зависимостей снижаются. При глубине Jet-диафрагмы $H=12$ м и значениях толщины стены $b = 0,6$ м; $0,8$ м и 1 м угловые коэффициенты составляют $0,71$; $0,63$ и $0,60$ соответственно. Таким образом интенсивность возрастания значений U_y при увеличении толщины Jet-диафрагмы возрастает при увеличении её глубины и при уменьшении толщины «стены в грунте». На рисунке 3.37 графически, в трехмерных координатах, представлены результаты полученных зависимостей.

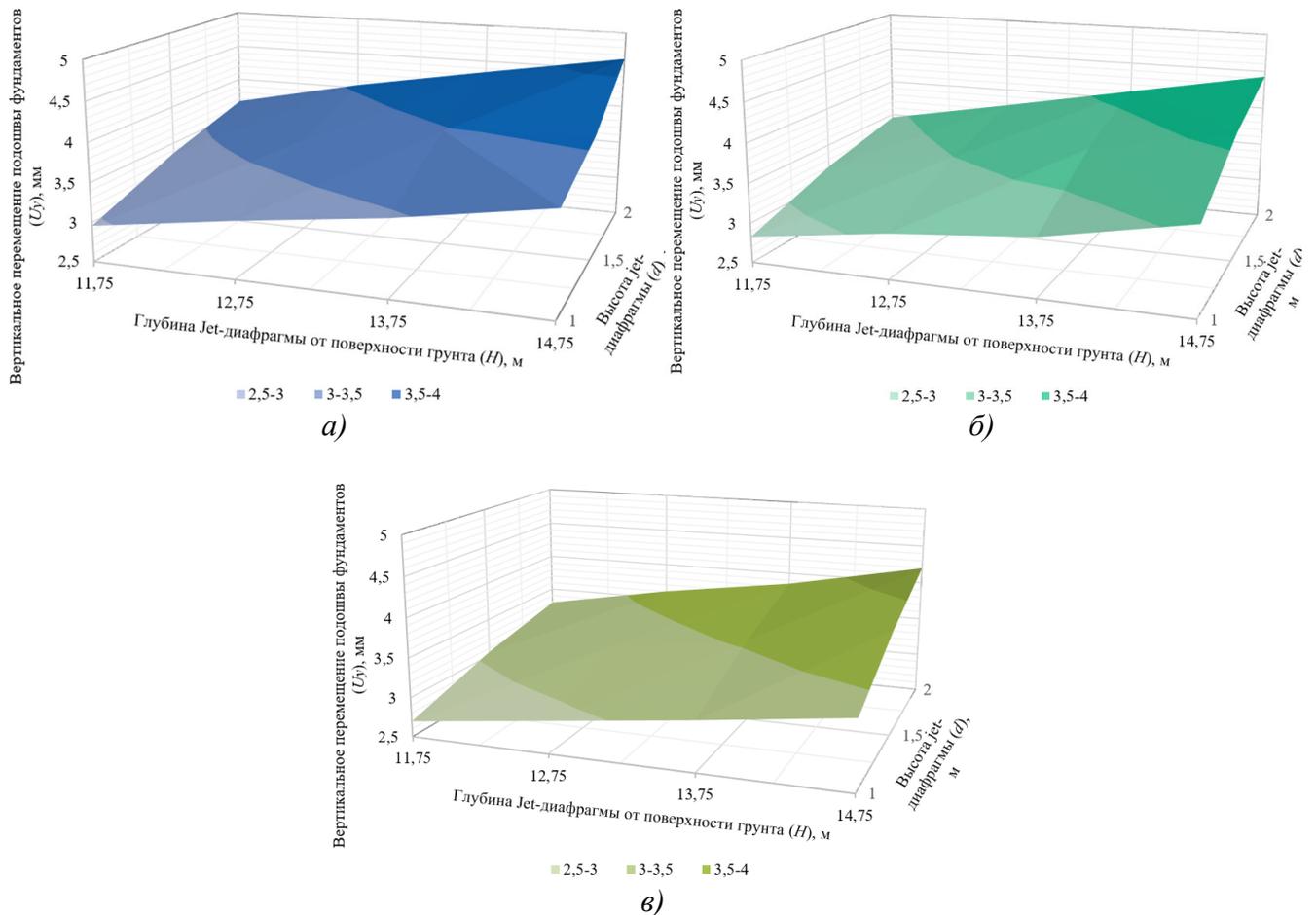


Рисунок 3.37. Зависимость вертикальных перемещений подошвы фундаментов здания от глубины устройства Jet-диафрагмы (H) и её высоты (d) при толщине «стены в грунте» (б): а) $0,6$ м; б) $0,8$ м; в) $1,0$ м.

3.3.5. Регрессионные зависимости значения максимального перемещения подошвы фундаментов от рассмотренных факторов

Зависимость значения вертикального перемещения U_y подошвы фундаментов, расположенных в области наиболее заметного влияния устройства Jet-диафрагмы, т.е. на расстоянии $9-18$ м от «стены в грунте», можно рассмотреть, как функцию трех рассмотренных выше параметров: глубины диафрагмы (H),

толщины «стены в грунте» (b) и высоты диафрагмы (d). Запишем разложение функции $U_y(H, b, d)$ в ряд Тейлора. При этом, учитывая полученные линейные зависимости перемещений U_y от указанных параметров, члены второго порядка разложения, содержащие вторые производные функции $\frac{\partial^2 U_y}{\partial H^2}$, $\frac{\partial^2 U_y}{\partial b^2}$ и $\frac{\partial^2 U_y}{\partial d^2}$ можно не учитывать. Учёту подлежат члены второго порядка разложения, содержащие перекрестные вторые производные $\frac{\partial^2 U_y}{\partial H \partial b}$, $\frac{\partial^2 U_y}{\partial H \partial d}$ и $\frac{\partial^2 U_y}{\partial b \partial d}$ и отличны от нуля.

Таким образом,

$$U_y = U_{y0} + A(H - H_0) + B(b - b_0) + C(d - d_0) + \\ + D(H - H_0)(b - b_0) + E(H - H_0)(d - d_0) + F(b - b_0)(d - d_0) \quad (1)$$

здесь U_{y0} – значение функции при $H=H_0$, $b=b_0$, $d=d_0$ (значение вертикального перемещения при определенных значениях толщины «стены в грунте» глубины и высоты Jet-диафрагмы);

$A(H - H_0)$; $B(b - b_0)$; $C(d - d_0)$ – линейные члены разложения Тейлора;

$A = \frac{\partial U_y}{\partial H}$; $B = \frac{\partial U_y}{\partial b}$; $C = \frac{\partial U_y}{\partial d}$ – значения первых частных производных функции при $H=H_0$, $b=b_0$, $d=d_0$;

$D(H - H_0)(b - b_0)$; $E(H - H_0)(d - d_0)$; $F(b - b_0)(d - d_0)$ – члены второго порядка разложения Тейлора;

$D = \frac{\partial^2 U_y}{\partial H \partial b}$; $E = \frac{\partial^2 U_y}{\partial H \partial d}$; $F = \frac{\partial^2 U_y}{\partial b \partial d}$ – значения перекрестных вторых частных производных функции при $H=H_0$, $b=b_0$, $d=d_0$.

Значения A , B и C представляют собой угловые коэффициенты линейных зависимостей значений U_y от глубины диафрагмы H , толщины конструкции ограждения b и высоты диафрагмы d . В результате анализа указанных зависимостей и с целью упрощения решения значения A , B и C были получены путем усреднения. При определении A усреднялись угловые коэффициенты зависимостей U_y от H при различных значениях b и d . При определении B усреднялись угловые коэффициенты зависимостей U_y от b при различных значениях H и d . При определении C усреднялись угловые коэффициенты зависимостей U_y от d при различных значениях H и b .

Для определения значений D , E и F анализировалось влияние параметров H , b , d на значения указанных угловых коэффициентов. При определении значения D рассматривались зависимости угловых коэффициентов линейных аппроксимаций графиков $U_y(H)$ от значений толщины «стены в грунте» b и графиков $U_y(b)$ от значений глубины Jet-диафрагмы H .

Полученные зависимости, в свою очередь, аппроксимировались прямыми, значение D определялось путем усреднения их угловых коэффициентов. Аналогично определялись значения E и F . При определении значения E рассматривались зависимости угловых коэффициентов линейных аппроксимаций графиков $U_y(H)$ от d и графиков $U_y(d)$ от H . При определении значения F – графиков $U_y(b)$ от d и графиков $U_y(d)$ от b (рисунки 3.38 и 3.39).

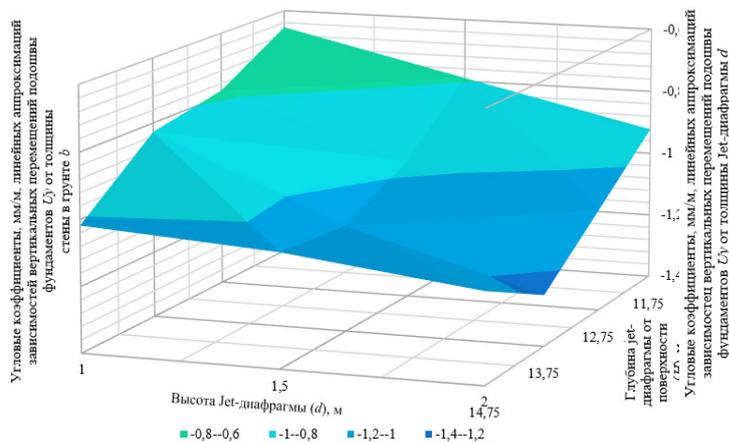


Рисунок 3.38. Зависимость значений угловых коэффициентов линейных аппроксимаций графиков $U_y(b)$ от высоты Jet-диафрагмы при глубине её устройства 12м, 13м, 14м и 15м.

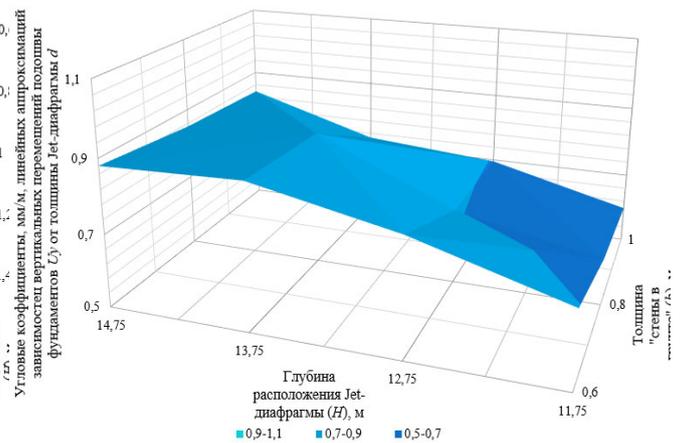


Рисунок 3.39. Зависимость значений угловых коэффициентов линейных аппроксимаций графиков $U_y(d)$ от толщины «стены в грунте» (b) при глубине Jet-диафрагмы 12м, 13м, 14м и 15м.

По результатам численных расчетов значения вертикальных перемещений подошвы фундаментов на расстояниях 9–18 м от оси «стены в грунте» были определены в диапазоне 2,7–4,6 мм (в зависимости от глубины и высоты диафрагмы, а также толщины ограждения). С целью упрощения решения в качестве U_{y0} было принято значение 3,5 мм, являющееся средним и соответствующее глубине устройства диафрагмы $H = H_0 = 13$ м, толщине стены $b = b_0 = 0,8$ м и толщине диафрагмы $d = d_0 = 1,5$ м.

В результате выражение (1) приобрело следующий вид:

$$U_y = 3,5 + 0,275(H - 13) - 0,928(b - 0,8) + 0,767(d - 1,5) -$$

$$-0,11(H - 13)(b - 0,8) + 0,073(H - 13)(d - 1,5) - \\ -0,285(b - 0,8)(d - 1,5). \quad (2)$$

Разности в скобках представляют собой отклонения величин рассматриваемых факторов (глубины Jet-диафрагмы, ее толщины и толщины стены) от среднего значения $U_{y0} = 3,5$ мм. Тогда представим выражение (2) в следующем виде

$$U_y = 3,5 + 0,275\Delta H - 0,928\Delta b + 0,767\Delta d - 0,11\Delta H\Delta b + 0,073\Delta H\Delta d - 0,285\Delta b\Delta d, \text{ мм} \quad (3)$$

где $\Delta H = (H - 13)$, м; $\Delta b = (b - 0,8)$, м; $\Delta d = (d - 1,5)$, м.

Полученное выражение (3) позволяет вычислить максимальные значения вертикальных перемещений подошвы фундаментов при различных толщинах «стены в грунте», высоте и глубине устройства Jet-диафрагмы.

3.3.6. Сопоставление результатов расчётного прогноза с результатами численного эксперимента

Проверка полученного выражения зависимости значения вертикального перемещения U_y подошвы фундаментов при устройстве Jet-диафрагмы от выделенных факторов влияния – толщины «стены в грунте», глубины устройства и высоты Jet-диафрагмы – состояла в сопоставлении результатов численного моделирования и аналитического расчета с использованием полученной зависимости. Многочисленные вычисления вертикальных перемещений подошвы фундаментов по формуле (3) при различных значениях факторов влияния показали удовлетворительную сходимость с результатами численных расчётов (рисунок 3.40).

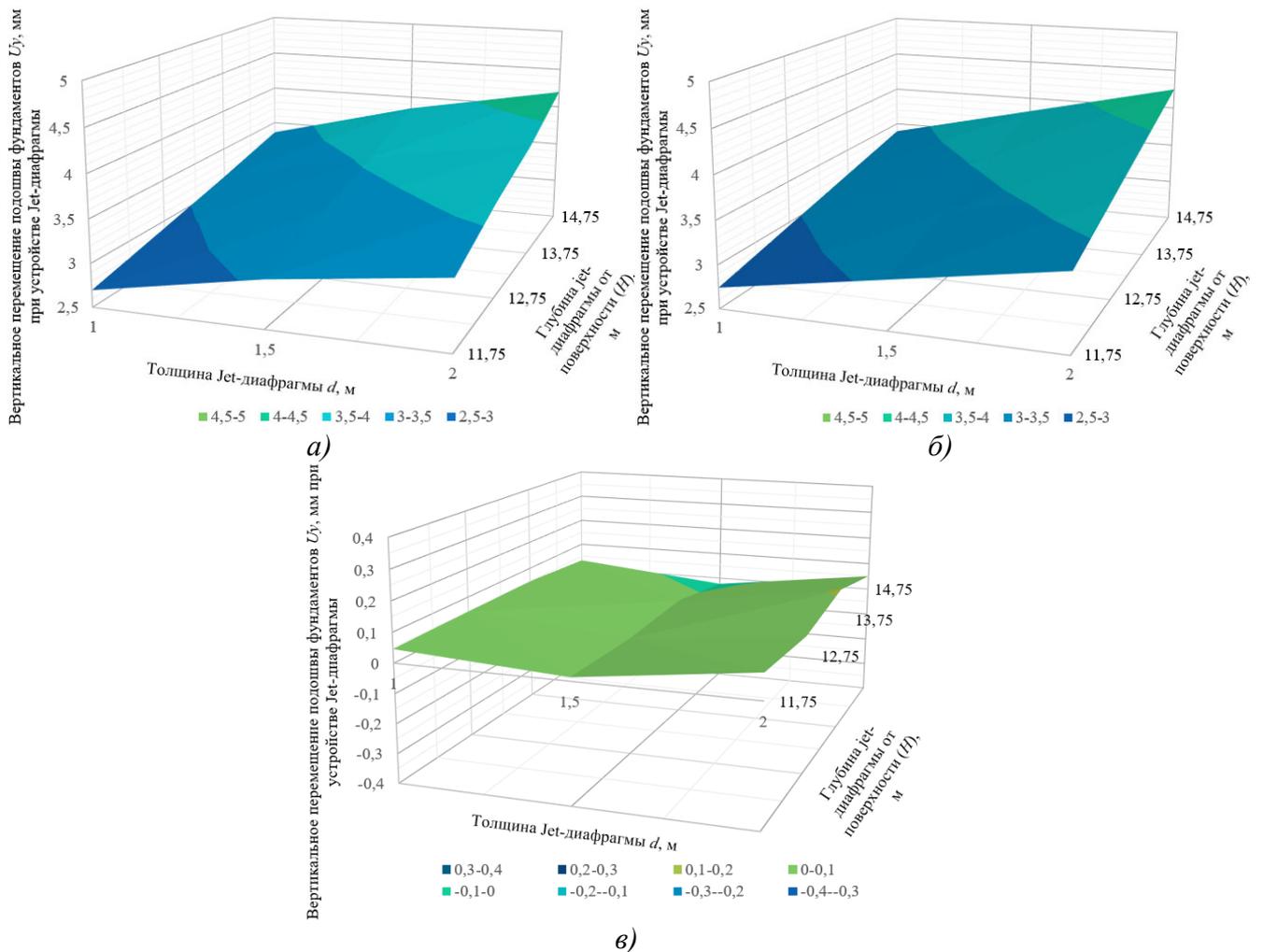


Рисунок 3.40. Зависимость вертикальных перемещений подошвы фундаментов здания, расположенного на расстоянии 15 м от ограждения при толщине «стены в грунте» 1 м от высоты диафрагмы и глубины её расположения по результатам: а) численного моделирования в ПК Plaxis, б) полученного аналитического решения; в) график сходимости результатов расчёта по п. а) и б).

3.4. Выводы по Главе 3

1. Разработана методика численного моделирования процесса устройства глубинной диафрагмы способом струйной технологии. Она заключается в последовательном переходе моделирования от единичной Jet-скважины к ленте и далее к массиву скважин путём анализа взаимосвязи между конечным объемом, объемной боковой деформацией и получаемыми перемещениями задаваемых элементов.

2. По итогам моделирования в инженерно-геологических условиях, характерных для центральных районов Санкт-Петербурга, возможность замены отдельных Jet-скважин на их массив обеспечивается при среднем значении боковой

объемной деформации 0,13%. Результаты численного расчёта при данной величине деформации полностью подтверждаются данными натурного геотехнического мониторинга на реальном объекте.

3. По результатам численного моделирования установлен характер воздействия Jet-диафрагмы на ограждение – избыточное поровое давление определяет создание в границах диафрагмы горизонтальной сдвигающей силы, которая, воздействуя на ограждение котлована, вызывает изменение его напряжённо-деформированного состояния уже на этапе работ по закреплению грунта. Изгиб конструкции ограждения «от котлована» приводит к деформациям массива окружающего грунта и, как следствие, к дополнительным деформациям подъёма зданий окружающей застройки.

4. На основании результатов численного моделирования определена активная зона влияния устройства Jet-лент на «стену в грунте» – она составила 8 рядов скважин, т. е. порядка 5м. На расстоянии более 5м устройство Jet-скважин не приводило к изменениям НДС ограждения и грунтового основания.

5. Выделены основные факторы, определяющие степень воздействия Jet-диафрагмы на величину дополнительных деформаций окружающих зданий следующие: толщина «стены в грунте», глубина расположения и высота массива грунта, закрепляемого в составе диафрагмы.

6. Максимальное значение вертикального перемещения U_y подошвы фундаментов при устройстве Jet-диафрагмы представлено как функция данных факторов. Посредством разложения данной функции в ряд Тейлора получена зависимость по определению максимального значения вертикального перемещения U_y подошвы фундаментов при устройстве Jet-диафрагмы при любых заданных параметрах задачи. Предложенная зависимость позволяет прогнозировать значения максимальных вертикальных перемещений подошвы фундаментов и оценивать влияние толщины «стены в грунте», глубину устройства и высоту диафрагмы, а также возможный подъём фундаментов зданий окружающей застройки.

ГЛАВА 4

АНАЛИТИЧЕСКОЕ РЕШЕНИЕ ЗАДАЧИ ПО ОПРЕДЕЛЕНИЮ ДОПОЛНИТЕЛЬНЫХ ДЕФОРМАЦИЙ МАССИВА ГРУНТА И ЗДАНИЙ ОКРУЖАЮЩЕЙ ЗАСТРОЙКИ ПРИ УСТРОЙСТВЕ РАСПОРНОЙ ЖЕТ-ДИАФРАГМЫ

4.1. Обоснование основных предпосылок задачи об изменении напряжённо-деформированного состояния ограждения и грунтового массива при устройстве глубинной распорной Jet-диафрагмы

4.1.1. Основные допущения, принятые при разработке методики аналитического решения

В настоящее время выбор решения и последующее проектирование на объектах, связанных с устройством котлованов в условиях плотной городской застройки, выполняется с использованием численных методов. Наибольшее распространение среди них имеет метод конечных элементов (МКЭ), реализованный во множестве современных программных комплексов (Plaxis, Midas, FEM-models, Z_Soil и др.). Решение задач с применением МКЭ при настоящем уровне развития компьютерной техники позволяет выполнить большое число вариативных расчётов и подобрать конечное проектное решение с учётом влияния различных факторов.

В главе 3 было рассмотрено моделирование процесса устройства глубинной распорной диафрагмы, изготавливаемой способом струйного закрепления грунта, в программном комплексе Plaxis 3D. Методика численного моделирования позволила учесть особенности технологии Jet Grouting, последовательно рассмотрев диафрагму в виде множества отдельных скважин, лент и единого массива с объёмной боковой деформацией, и подобрать оптимальный вариант решения для каждой конкретной геотехнической ситуации (с учётом особенностей инженерно-геологических условий и взаимного пространственного положения объектов). Однако предложенный численный метод, несмотря на учёт условий

конкретной задачи, достаточно сложен, требует много времени и высокой квалификации инженера. Решением задачи на этапе вариантного проектирования является эмпирическая зависимость, полученная в главе 3 – она позволяет быстро оценить конечный результат, но также основывается на моделировании в численной постановке.

Учёт особенностей Jet-диафрагмы на ограждение и окружающий массив грунта в определённой степени можно рассматривать как технологическое воздействие, а вызванные данным процессом дополнительные деформации существующих зданий – как технологические. В настоящее время в нормативной документации и литературных источниках отсутствуют аналитические решения данной задачи.

В настоящей главе выполним аналитическое обоснование основных предпосылок изменения напряжённо-деформированного состояния ограждения и грунтового массива при устройстве глубинной распорной Jet-диафрагмы, выполняемой в границах площади котлована. Для этого введём ряд допущений.

1. Рассмотрим ограниченную область полупространства. В её границах выполнено ограждение типа «стена в грунте», имеющее конечные размеры по вертикали (от точки А до точки Б) и неограниченную длину в направлении, перпендикулярном данному полупространству. Такие условия задачи позволяют рассматривать данную расчётную схему в плоской постановке. Указанное соотношение габаритов ограждения обосновано и имеет место, поскольку в большинстве случаев при проектировании глубина котлована и глубины установки распорных конструкций, в том числе Jet-диафрагмы, относительно уровня поверхности земли в разы меньше, чем длина ограждения. Также решение двумерной задачи даёт большой запас устойчивости и большие деформации ограждения и массива грунта по сравнению с её трёхмерным моделированием, поскольку не учитывает пространственную работу ограждения – его размеры, форму с учётом более жёсткой работы в углах, габариты зданий окружающей застройки и пр.

2. Будем считать, что ограждение котлована устроено заблаговременно, до начала работ по закреплению грунта в массиве Jet-диафрагмы. В таком случае отсутствует необходимость учёта изменения НДС грунтового основания и самой «стены в грунте», вызванного её изготовлением, а конструкцию ограждения котлована можно считать находящейся в состоянии покоя, при котором на него действуют взаимно уравновешивающие друг друга нормальные горизонтальные и вертикальные напряжения. В условиях данной задачи не производится разработка котлована, поэтому горизонтальные напряжения (σ_x), представляющие собой геометрическую сумму давления покоя грунта и давления грунтовых вод, и вертикальные напряжения в виде трения грунта одинаково действуют на каждую боковую поверхность «стены в грунте» (см. рисунок 4.1).

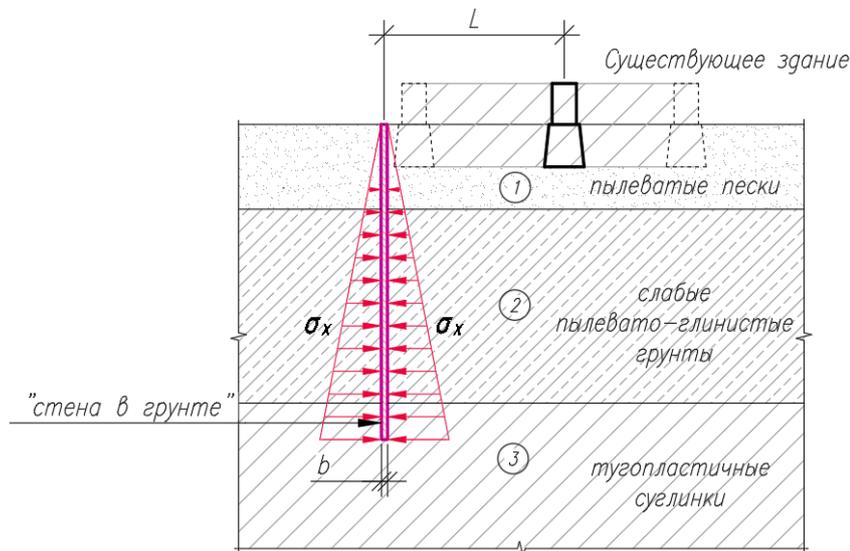


Рисунок 4.1. Расчётная схема по определению напряжений, действующих на ограждение в «состоянии покоя».

3. Устройство Jet-диафрагмы вызывает изменение напряжённо-деформированного состояния системы «грунт – ограждение котлована». Определим характер этих изменений.

На основании экспериментальных лабораторных и полевых, а также численных исследований установлено, что устройство глубинной распорной Jet-диафрагмы в пределах контура ограждения котлована вызывает образование избыточного порового давления в пределах массива закрепляемого грунта. Определим особенность устройства диафрагмы по технологии струйного закрепления Jet Grouting – направление действия и величина создаваемого

давления в горизонтальном направлении являются настолько преобладающими, что давлением по вертикали можно пренебречь. По мере создания jet-диафрагмы в массиве закрепляемого грунта будет происходить постепенное нарастание порового давления, максимальное значение которого будет достигнуто в момент выполнения всех инъекционных скважин, образующих массив закреплённого грунта. В условиях замкнутого контура ограждения, ограничивающего распространение данного давления по горизонтали, оно начнёт воздействовать на конструкцию «стены в грунте», стремясь вывести её из состояния равновесия. Обозначенное давление от устройства Jet-диафрагмы (p) на ограждение котлована типа «стена в грунте» приведём к сосредоточенной силе, приложенной посередине высоты массива закрепляемого грунта (Q).

Представим ограждение котлована в виде балки на упругом основании, изгибающейся под воздействием приложенной к ней внешней нагрузки – силы Q . Она выводит ограждение из состояния покоя, вызывает его изгиб в направлении «от котлована» и вызывает образование в окружающем массиве грунта дополнительных напряжений, уравнивающих созданное давление.

Принятое допущение позволяет определять возникающие напряжения с использованием модели упругого полупространства. В границах области её применения действует линейная связь между напряжениями и деформациями, т. е. обосновано использование закона Гука и других законов теории упругости.

4.1.2. Задача о напряжённо-деформированном состоянии упругого полупространства, положенная в основу методики аналитического решения

Развитие математической теории упругости началось со 2-ой половины 19 века с работ Л. Кельвина (1855 г.) и В. Черутти (1882 г.), рассматривающих действие сил, приложенных внутри и на границе упругого полупространства. Данные исследования легли в основу решения фундаментальных задач теории упругости (задача Буссинеска, 1885 г.; задача Фламана, 1892 г. и др.), на основании которых разработаны современные методики геотехнических расчётов. Каждая из

данных задач определяет элементарный способ приложения нагрузки в грунте и возникающие в результате её действия напряжения и деформации основания.

Как было определено в п. 4.1.1, избыточное поровое давление, возникающее в массиве грунта при устройстве Jet-диафрагмы, можно привести к сосредоточенной горизонтальной силе, действующей на глубине середины закрепляемой области. Под её влиянием в конструкции ограждения и, как следствие, в массиве окружающего грунта происходит образование дополнительных напряжений и деформаций. Расчётная схема данной задачи представлена на рисунке 4.1.

Несмотря на широкое применение фундаментальных задач в практических вопросах механики грунтов, их решения не могут в полной мере описать указанную расчётную схему. В качестве наиболее близкого решения можно рассмотреть плоскую задачу Е. Мелана об определении напряжений в грунтовом основании под действием единичной горизонтальной силы, действующей в границах упругого полупространства (1932 г.), а также её дополнение в виде задач М.И. Горбунова-Посадова (1954 г.) и О.Я. Шехтер, характеризующих перемещения в массиве от действия данной силы. Расчетная схема данной задачи представляет собой горизонтальное основание, ниже поверхности которого на определённой глубине d приложена горизонтальная нагрузка Q . (см. рисунок 4.2).

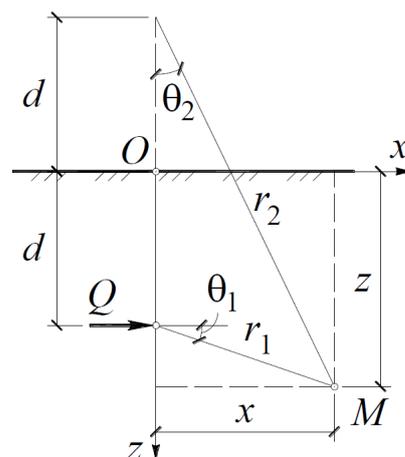


Рисунок 4.2. Расчётная схема к задаче Мелана для горизонтальной нагрузки.

Горизонтальная сила, приложенная в пределах упругого полупространства, для настоящей задачи является выражением действия избыточного порового давления, возникающего в результате струйного закрепления грунта в границах

диафрагмы. Для случая действия горизонтальной силы, направленной в пределах полупространства слева направо, вертикальные и горизонтальные компоненты напряжений по решению Мелана определяются ниже следующими зависимостями [34]:

$$\sigma_x = \frac{Qx}{\pi} \left\{ \frac{m+1}{2m} \left[\frac{x^2}{r_1^4} + \frac{x^2 - 4dz - 2d^2}{r_2^4} + \frac{8dz(z+d)^2}{r_2^6} \right] + \frac{m-1}{4m} \left[\frac{1}{r_1^2} + \frac{3}{r_2^2} - \frac{4z(d+z)}{r_2^4} \right] \right\}; \quad (4.1)$$

$$\sigma_z = \frac{Qx}{\pi} \left\{ \frac{m+1}{2m} \left[\frac{(z-d)^2}{r_1^4} - \frac{d^2 - z^2 + 6dz}{r_2^4} + \frac{8dzz^2}{r_2^6} \right] - \frac{m-1}{4m} \left[\frac{1}{r_1^2} - \frac{1}{r_2^2} - \frac{4z(d+z)}{r_2^4} \right] \right\}; \quad (4.2)$$

$$m = \frac{1}{\nu_1} = \frac{1-\nu}{\nu} \quad (4.3).$$

В выражениях 4.1 и 4.2 приняты следующие условные обозначения:

- Q – сосредоточенная сила, действующая в горизонтальном направлении (слева направо) в некоторой точке упругого полупространства;
- x, z – координаты точки полупространства M , в которой определяются напряжения;
- d – глубина расположения горизонтальной силы Q от поверхности упругого полупространства;
- r_1 и r_2 – вспомогательные отрезки, определяющие необходимые построения в границах расчётной схемы;
- ν – коэффициент Пуассона;
- σ_x – дополнительное горизонтальное напряжение в точке M , возникающее в массиве грунта под действием силы Q ;
- σ_z – дополнительное вертикальное напряжение в точке M , возникающее в массиве грунта под действием силы Q .

Именно данные компоненты напряжений в массиве грунта представляют интерес для последующего вычисления дополнительных осадок фундаментов

зданий, вызванных устройством Jet-диафрагмы. Влияние других составляющих напряженно-деформированного состояния в условиях настоящей работы не рассматривалось.

Определим основные ограничения применения решения Мелана для задачи по оценке влияния устройства Jet-диафрагмы на массив окружающего грунта и дополнительные деформации существующих зданий.

1) Наиболее важное ограничение – при оценке влияния от устройства Jet-диафрагмы на дополнительные деформации окружающего массива грунта и фундаментов существующих зданий между точкой приложения силы от избыточного порового давления и точкой определения деформаций находится дополнительная конструкция ограждения. Соответственно величина напряжений в искомой точке должна быть определена с учётом жёсткости «стены в грунте».

2) Задача Мелана не предполагает учёт многослойного напластования грунтового массива, решение приводится для единого однородного слоя грунта неограниченной глубины.

3) В решении Мелана рассматривается влияние сосредоточенной горизонтальной силы, в то время как Jet-диафрагма имеет высоту, а, следовательно, на ограждение оказывает воздействие полосовая нагрузка.

4.2. Разработка методики аналитического решения по определению влияния устройства Jet-диафрагмы на дополнительные деформации поверхности грунта и зданий окружающей застройки (в рамках теории упругости)

Отметим, что величина давления, оказываемого Jet-диафрагмой на конструкцию ограждения, не рассматривается в качестве исходных данных задачи. Её значение определяется исходя результатов итерационного расчёта по определению изгибающего момента и перемещения в «стене в грунте» в сравнении с аналогичными величинами данных параметров, возникающих в конструкции по результатам численного моделирования глубинной диафрагмы путём создания боковой объёмной деформации в её границах (см. главу 3 настоящей работы).

Таким образом целью разрабатываемой методики является задача вычисления величины дополнительных деформаций массива грунта за ограждением котлована при созданном напряжённо-деформированном состоянии «стены в грунте». Таким образом, зная максимальное значение изгибающего момента и/или перемещения в уровне Jet-диафрагмы, вызванное её устройством, можно определить дополнительные деформации окружающей поверхности и существующих зданий.

Положим задачу Мелана, связывающую смещения точек упругого полупространства от действия горизонтальной силы на заданной глубине, в основу разработки методики решения по определению влияния устройства Jet-диафрагмы на дополнительные деформации поверхности грунта и зданий окружающей застройки. Особое внимание уделим учёту факторов, отличающих расчётную схему в задаче с Jet-диафрагмой от классической задачи Мелана (см. п. 4.1.2). Расчётная схема в рамках решения задачи влияния Jet-диафрагмы представлена на рисунке 4.3.

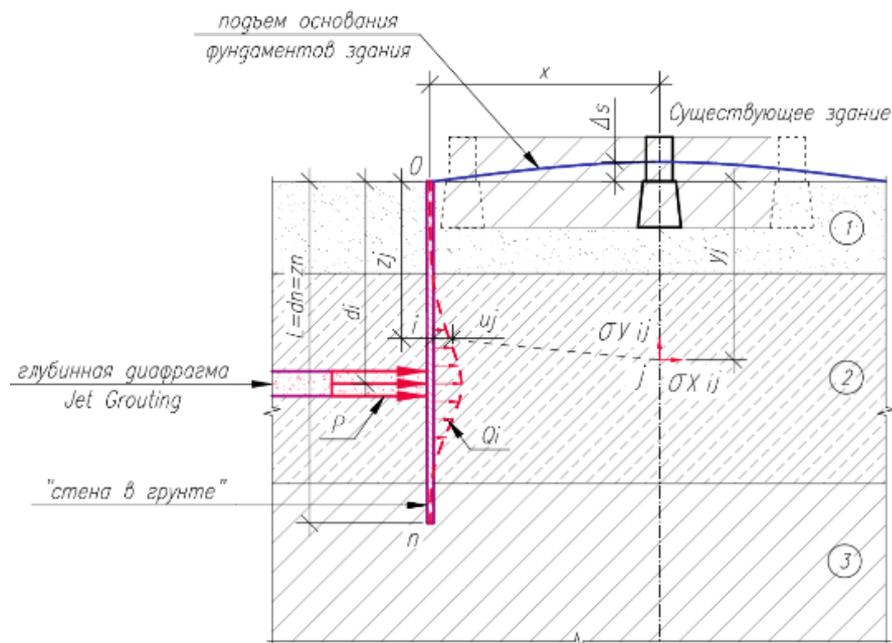


Рисунок 4.3. Расчётная схема по определению дополнительных деформаций поверхности грунта от давления на «стену в грунте», вызываемого устройством Jet-диафрагмы.

Решение задачи условно разделим на 3 основных этапа:

1) **Этап 1.** Оценка деформаций ограждающей конструкции от нагрузок при устройстве грунтоцементной диафрагмы.

На основании предыдущих результатов исследований установлено, что под воздействием некоторой силы P , определяющей избыточное поровое давление от устройства Jet-диафрагмы, ограждение котлована получит неравномерный изгиб с максимальной величиной перемещения «от котлована» на глубине расположения данной силы. Полученная деформация ограждения, в свою очередь, приводит к образованию переменного давления на контакте «ограждение – массив грунта», неравномерно изменяющегося по высоте «стены в грунте».

Условно разобьём ограждение котлована по высоте на i -е число элементарных участков. Полученное распределение дополнительных контактных давлений представим в виде совокупности сосредоточенных сил Q_i , действующих в пределах данных элементарных участков единичной высоты. В таком случае, используя классическое решение задачи Мелана и рассматривая каждую из обозначенных сил как самостоятельное горизонтальное воздействие, определим зависимость между силой Q_i , действующей на глубине d_i , и перемещением некоторой точки упругого полупространства, расположенной на той же вертикальной оси (при $x=0$), т. е. на контакте «ограждение – массив грунта», на глубине z_i :

$$u_i(z, d, E, \nu_1) = \frac{-Q_i}{4\pi E} \left(2(1 + \nu_1) \left[1 + \frac{d^2 + \nu_1 z^2}{(d + z)^2} + \ln(|z^2 - d^2|) \right] + (1 - \nu_1) \left(\frac{2z(1 + \nu_1)}{d + z} + \ln(|z - d|) (1 + \nu_1) + \ln(z + d) (3 - \nu_1) \right) \right) \quad (4.4).$$

Поскольку по высоте «стены в грунте» на контакте «ограждение – массив грунта» действует множество сосредоточенных сил разной величины, то их действие в разной мере будет определяться в любой точке, выбранной на данной вертикальной оси. С целью возможности учёта суммарного воздействия от множества элементарных горизонтальных сил, приложенных на разных глубинах z_j , на некоторую выбранную точку, расположенную по вертикальной оси на глубине z_i , определим её перемещение в геометрической и в матричной формах соответственно:

$$u_i = \sum_{i=0}^n Q_i A_{ij},$$

$$u = AQ \quad (4.5)$$

Обратная матрица коэффициентов выражения (4.5) представляет собой матрицу жесткости грунтового массива по оси ограждающей конструкции:

$$u = A^{-1}Q \quad (4.6)$$

$$P = A^{-1}u \frac{1}{dz} \quad (4.7)$$

Далее выполняется построение матрицы жесткости ограждающей конструкции на основании метода конечных разностей:

$$R_{оп} = \frac{E_{оп}I}{dh^4} \begin{pmatrix} 1 & -2 & 1 & 0 & 0 & 0 & \dots & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -2 & 5 & -4 & 1 & 0 & 0 & \dots & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 1 & -4 & 6 & -4 & 1 & 0 & \dots & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & -4 & 6 & -4 & 1 & \dots & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \dots & 1 & -4 & 6 & -4 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \dots & 0 & 1 & -4 & 6 & -4 & 1 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \dots & 0 & 0 & 1 & -4 & 5 & -2 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \dots & 0 & 0 & 0 & 1 & -2 & 1 \end{pmatrix} \quad (4.8)$$

Путем суммирования полученных матриц жесткостей определяется матрица жесткости системы «грунт – ограждающая конструкция»:

$$R_{сист.} = R_{гр.} + R_{огр.}, \quad (4.9)$$

где $R_{гр.}$ – матрица жесткости грунта определяется выражением:

$$R_{гр.} = A^{-1} \frac{1}{dz} \quad (4.10)$$

Учитывая совместность деформаций грунта на контакте с ограждением и самого ограждения, определим горизонтальные смещения «стены в грунте» посредством умножения матрицы жесткости системы на матрицу внешних нагрузок от устройства грунтоцементной диафрагмы:

$$u = R_{сист.}^{-1}P \quad (4.11).$$

2) **Этап 2.** В составе 2-го этапа решения задачи с помощью матрицы жесткости грунта находится контактная эпюра давлений грунтового массива на ограждающую конструкцию.

$$Q = A^{-1}u = A^{-1}R_{\text{сист.}}^{-1}P \quad (4.12).$$

3) **Этап 3.** 3-й этап решения заключается в оценке влияния работ по устройству диафрагмы на существующий фундамент.

Аналитическое решение в рамках настоящего этапа предполагает вычислять дополнительные деформации в искомой точке, расположенной на расстоянии x от «стены в грунте» по горизонтали в уровне поверхности основания либо в уровне подошвы фундамента здания, с учётом двойного разбиения массива грунта по глубине. Первое разбиение определяется переменным по высоте значением давления в составе контактной эпюры, в результате чего она представляется в виде совокупности i -ого количества сил. Второе разбиение массива грунта на j -ое количество элементарных слоёв выполняется по вертикальной оси, проходящей через искомую точку и расположенную на расстоянии x от ограждения. Количество данных слоёв зависит от неоднородности грунтовой толщи, а также от необходимой точности результатов расчёта – при большем числе слоёв точность полученной дополнительной деформации возрастает.

Каждая из i -го числа сил контактной эпюры оказывает воздействие на деформацию каждой из j -ого количества точек, расположенных по обозначенной вертикали посередине выделенных элементарных слоёв. Напряжения в данных точках среды от каждой силы Q_i определим используя классическое решение задачи Мелана:

$$\sigma_x = \frac{Qx}{\pi} \left\{ \frac{m+1}{2m} \left[\frac{x^2}{r_1^4} + \frac{x^2 - 4dz - 2d^2}{r_2^4} + \frac{8dz(z+d)^2}{r_2^6} \right] + \frac{m-1}{4m} \left[\frac{1}{r_1^2} + \frac{3}{r_2^2} - \frac{4z(d+z)}{r_2^4} \right] \right\}; \quad (4.1)$$

$$\sigma_z = \frac{Qx}{\pi} \left\{ \frac{m+1}{2m} \left[\frac{(z-d)^2}{r_1^4} - \frac{d^2 - z^2 + 6dz}{r_2^4} + \frac{8dzz^2}{r_2^6} \right] - \frac{m-1}{4m} \left[\frac{1}{r_1^2} - \frac{1}{r_2^2} - \frac{4z(d+z)}{r_2^4} \right] \right\}; \quad (4.2)$$

Тогда итоговое значение напряжения в каждой j -ой точке от действия множества сил Q_i вычислим используя принцип суперпозиции:

$$\sigma_{xj} = \sum_{i=0}^n \sigma_{xij} \quad \sigma_{yj} = \sum_{i=0}^n \sigma_{yji} \quad (4.13)$$

Зная напряжения в каждой конкретной j -ой точке и высоту соответствующего элементарного слоя определим дополнительные деформации поверхности грунта от давления на «стену в грунте», вызванного устройством Jet-диафрагмы, используя закон Гука. Тогда суммарное значение вертикальной деформации в искомой точке, расположенной на расстоянии x от «стены в грунте» по горизонтали в уровне поверхности основания либо в уровне подошвы фундамента здания определим, как сумму относительных вертикальных деформаций в пределах каждого из выделенных элементарных слоёв до глубины u по следующей формуле:

$$\Delta S = \sum_{j=0}^n \varepsilon_{yj} dz \quad (4.14).$$

В разработанной методике были учтены основные ограничения, связанные с невозможностью применения классической задачи Мелана для определения дополнительных деформаций основания от устройства Jet-диафрагмы посредством вывода самостоятельного аналитического решения.

Пошаговое описание данной методики наглядно демонстрирует учёт в её составе данных о жёсткости ограждения, об особенностях грунтового основания, а также возможность определения напряжения и деформации в точке от переменной распределённой нагрузки. При этом представленная методика аналитического решения может быть без труда переведена в протокол расчёта с применением элементарных вычислительных программ (Excel, Mathcad и др.), позволяя оперативно вычислять дополнительные деформации в различных точках массива

грунта при устройстве Jet-диафрагмы. Пример результатов аналитического решения по данному протоколу для некоторой условной геотехнической ситуации представлен на рисунках 4.4 – 4.7.

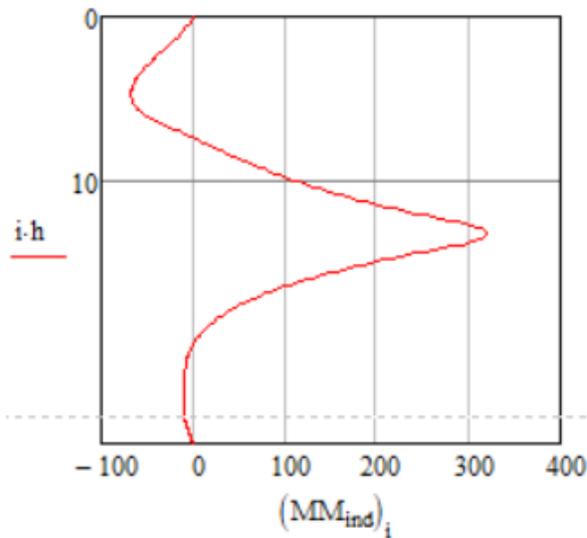


Рисунок 4.4. Эпюра изгибающих моментов (соответствует эпюра, полученной по результатам численного моделирования), кНм.

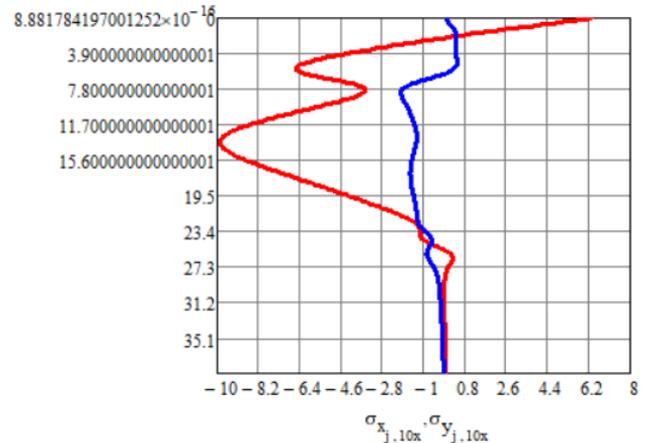


Рисунок 4.5. Эпюры вертикальных и горизонтальных напряжений, действующих по вертикальной оси, проходящей через центр подошвы рассматриваемого фундамента здания, кПа.

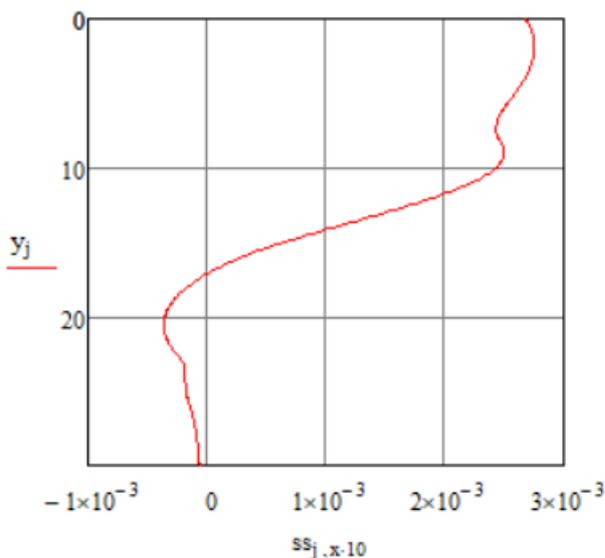


Рисунок 4.6. Эпюры дополнительных деформаций массива грунта по глубине (по оси, проходящей через центр подошвы фундамента), м.

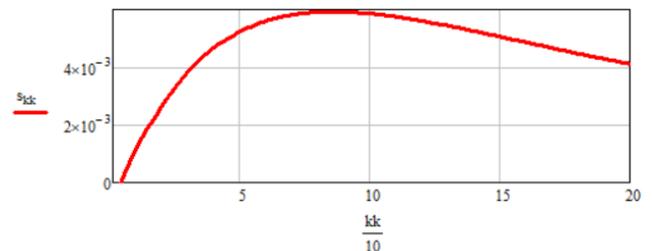


Рисунок 4.7. Эпюры дополнительных деформаций массива грунта в уровне поверхности в зависимости от расстояния до ограждения котлована, м.

4.3. Сопоставление результатов расчётов по разработанной методике с результатами численного моделирования и натурных наблюдений

Определим возможность применения разработанной методики на основании сопоставления результатов, полученных на её основе, с результатами численного

моделирования и натурными наблюдениями в составе геотехнического мониторинга на реальном объекте.

В качестве исходных данных рассмотрим геотехническую ситуацию на объекте реконструкции, представленном в главе 2 диссертации. Разработка котлована глубиной 4,2 м во внутреннем дворе существующего здания производилась под защитой «стены в грунте» толщиной 800 мм и глубиной 26 м от поверхности. В качестве дополнительного распорного уровня ниже дна проектируемого котлована (на глубине 13,0 м) устраивалась глубинная распорная Jet-диафрагма высотой 1,5 м, изготавливаемая способом струйного закрепления грунта.

Сравнивались результаты, полученные на этапе устройства Jet-диафрагмы на основании: 1 – численного моделирования, 2 – аналитического решения и 3 – данных мониторинга в следующем составе:

- эпюры изгибающих моментов в ограждении котлована (рисунок 4.8);
- эпюры горизонтальных перемещений ограждения котлована по глубине (рисунок 4.9);
- эпюры относительных деформаций массива грунта по глубине по вертикали, проходящей через центр подошвы некоторого рассматриваемого фундамента (рисунок 4.10);
- график распределения деформаций массива грунта на глубине 2,0 м от поверхности (на глубине расположения фундаментов условного здания) в зависимости от расстояния от ограждения котлована (рисунок 4.11).

Полученные результаты сведены в таблицу 4.1. Они наглядно показывают сходимость данных полевого эксперимента (геотехнического мониторинга) с результатами расчётов, выполненных в составе настоящей работы – разница между величинами контролируемых параметров не превышает 20%.

Таким образом гипотеза о влиянии устройства глубинной Jet-диафрагмы, изготавливаемой способом струйного закрепления, на ограждение котлована и массив окружающего грунта, подтверждается натурными наблюдениями, а также результатами численных и аналитических расчётов.

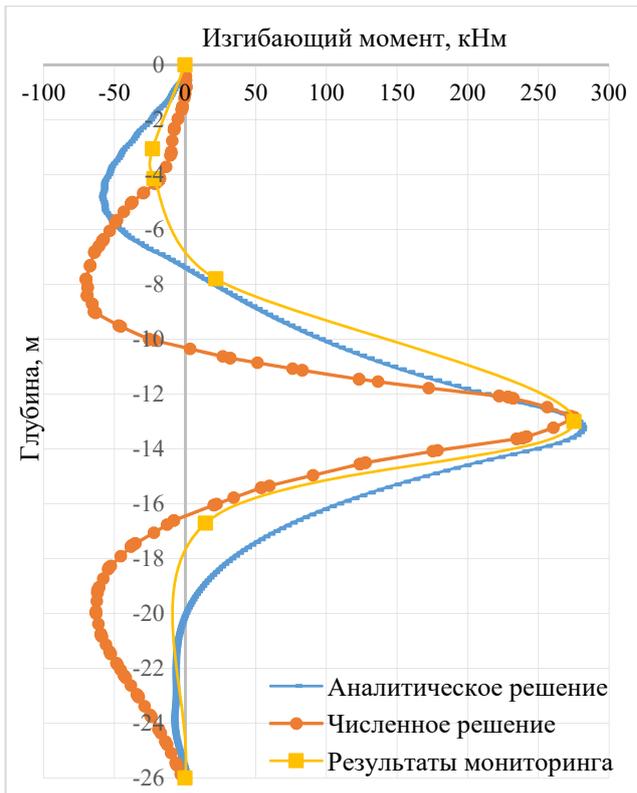


Рисунок 4.8. Эпюры изгибающих моментов в ограждении котлована.

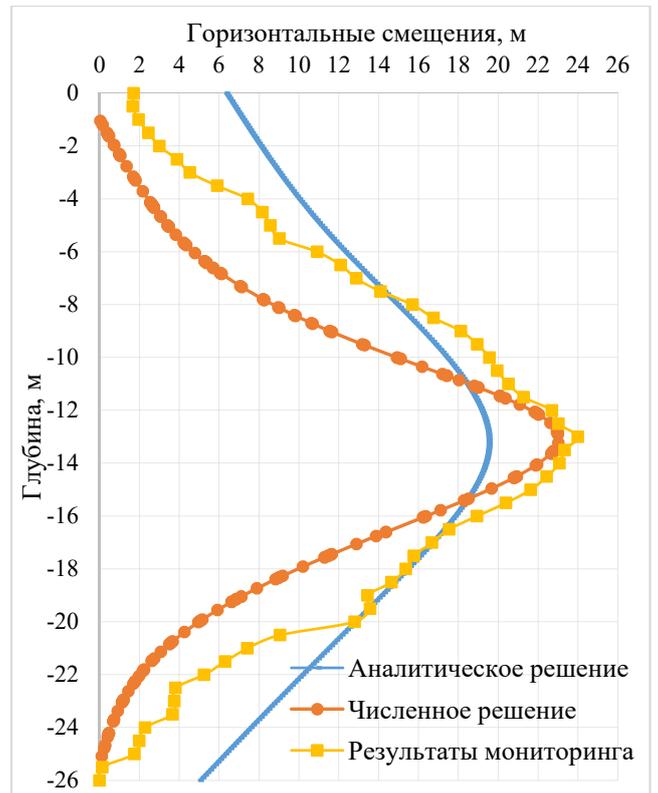


Рисунок 4.9. Эпюры горизонтальных перемещений ограждения котлована по глубине

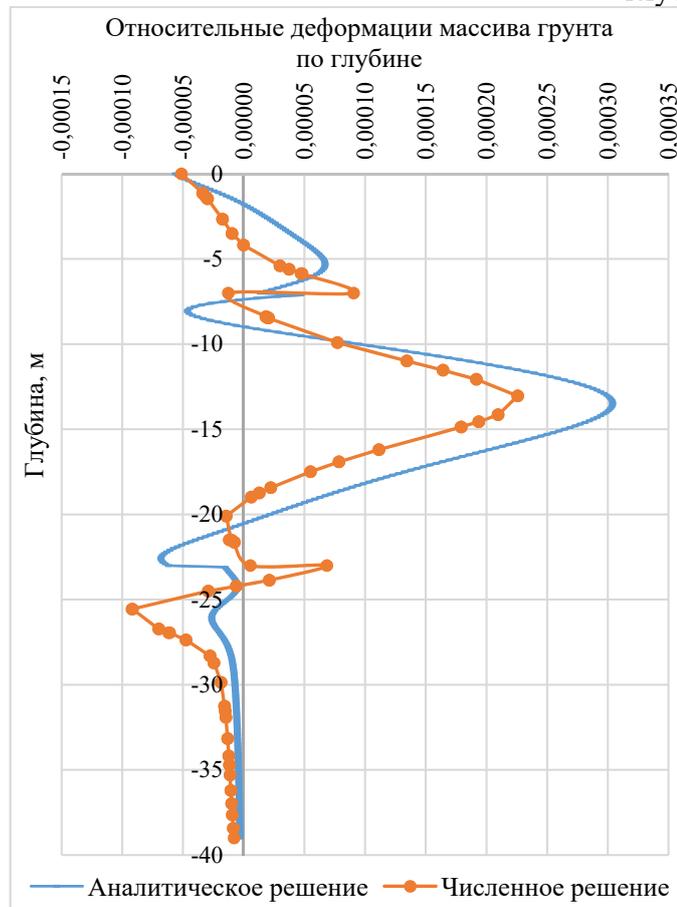


Рисунок 4.10. Эпюры относительных деформаций массива грунта по глубине по вертикали, проходящей через центр подошвы некоторого рассматриваемого фундамента.

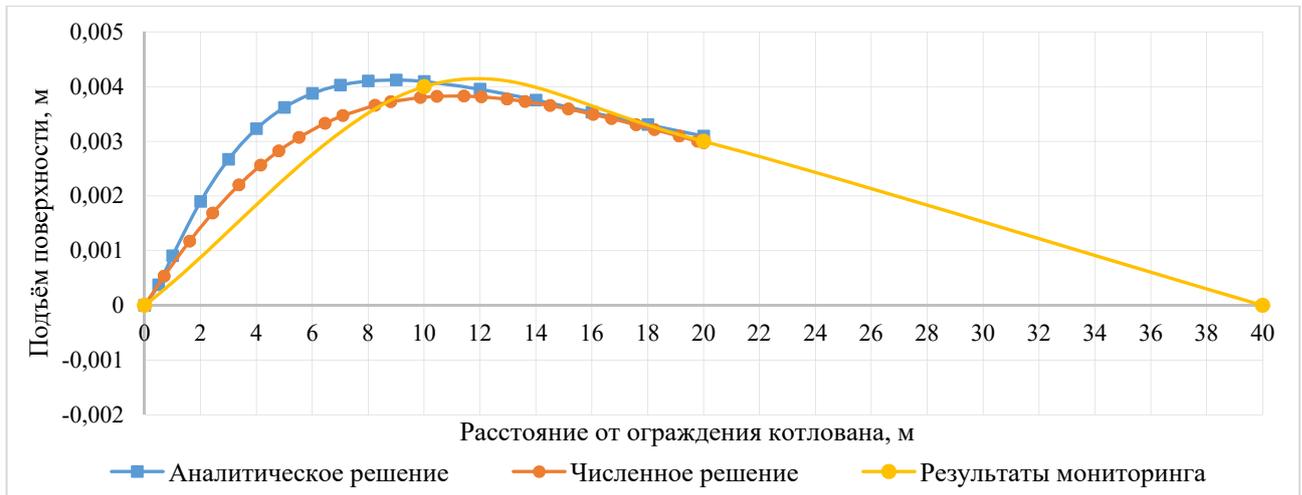


Рисунок 4.11. Графики распределения деформаций массива грунта на глубине 2,0 м от поверхности (на глубине расположения фундаментов условного здания) в зависимости от расстояния от ограждения котлована.

Сравнение значений изгибающего момента и горизонтальных перемещений ограждения, а также дополнительных деформаций здания, полученных на этапе устройства Jet-диафрагмы по данным мониторинга, с результатами численного моделирования и аналитического расчёта

Таблица 4.1

Контролируемый параметр	Уровень расположения расчётного сечения	Результаты численного моделирования при учёте технологии устройства Jet-диафрагмы (% отклонения от данных наблюдений)	Результаты аналитического расчёта при учёте технологии устройства Jet-диафрагмы (% отклонения от данных наблюдений)	Средние величины по данным мониторинга
Изгибающий момент в ограждении, кНм	Jet-диафрагма	275,2 (-3,9%)	280,1 (-2,2%)	286,4
Горизонтальное перемещение ограждения, мм	Jet-диафрагма	23,0 (-4,6%)	19,48 (-19,1%)	24,1
Дополнительные деформации реконструируемого здания, мм		+3,6 (-10,0%)	+4,12 (+3,0%)	от +3,0 до +4,0

4.4. Рекомендации по назначению параметров Jet-диафрагмы, обеспечивающих допустимые величины дополнительных деформаций поверхности за пределами ограждения котлована

Исследование геотехнической ситуации на примере реального объекта реконструкции, расположенного в условиях слабых грунтов и плотной застройки

центральной части Санкт-Петербурга, показывает, что влияние устройства глубинной Jet-диафрагмы, изготавливаемой способом струйного закрепления грунта, может привести к подъёму фундаментов зданий окружающей застройки. При этом величина такого подъёма (макс. ~4,0мм), полученная как на основании мониторинга, так и по результатам комплекса выполненных расчётов (в численной постановке и аналитических), является сравнимой с предельным значением деформации для данного типа зданий по требованию действующих строительных норм. В условиях строгих значений величин предельных величин дополнительных деформаций, в первую очередь, для зданий исторической застройки, актуальным является направление исследования назначаемых проектных параметров Jet-диафрагмы, определяющих величину получаемого подъёма.

Диаметр и свойства отдельного грунтоцементного элемента, выполняемого по технологии Jet Grouting, определяются, в основном, характеристиками грунта, в пределах которого производится закрепление. Данные зависимости получены по результатам многочисленных практических исследований [25, 26, 39 – 43] и закреплены требованиями СП 291.1325800.2017 «Конструкции грунтоцементные армированные. Правила проектирования» и СП 361.1325800 «Здания и сооружения. Защитные мероприятия в зоне влияния строительства подземных объектов». Тогда очевидно, что при постоянной величине диаметра и свойствах грунтоцементных элементов, решение задачи по уменьшению воздействия от устройства Jet-диафрагмы на дополнительные деформации фундаментов окружающих зданий связано с корректировкой количества/шага инъекционных скважин, выполняемых в составе области закрепляемого грунта.

Исследование влияние шага (количества) точек закрепления на изменение напряжённо-деформированного состояния ограждения котлована и грунтового основания за его пределами выполнялось посредством сочетания численного и аналитического решений. Расчёт производился на примере объекта реконструкции, данные по которому подробно изложены в составе главы 2. Данные инженерно-геологические условия и геотехническая ситуация, в целом, являются типовыми

для объектов нового строительства в условиях слабых грунтов и плотной застройки исторического центра Санкт-Петербурга.

В численной постановке определялось значение боковой объёмной деформации для различного количества/шага инъекционных скважин. Данные зависимости подробно изучались в составе главы 3 настоящей работы. По итогам численного моделирования были выведены графические зависимости горизонтальных перемещений точек поверхности грунта 1 – от количества Jet-скважин в ряду (см. рисунок 3.26) и 2 – от величины объёмной боковой деформации ε_v в лентах (см. рисунок 3.27). Посредством их сопоставления определялось взаимное соотношение деформации и количества/шага скважин. В рамках настоящей задачи была выполнена серия расчетов по моделированию устройства Jet-диафрагмы путем задания различных значений ε_v от 0,07% до 0,25%. Проектному шагу точек закрепления 0,7 м соответствует значение $\varepsilon_v = 0,13\%$. Таким образом рассмотрены случаи увеличения шага скважин до 1,3 м, т.е. снижения количества точек закрепления до двух раз, а также случаи увеличения количества точек закрепления до двух раз. Далее, при установленном значении дополнительной деформации оценивалась величина изгибающего момента в ограждении.

Вторая часть задачи была решена с использованием аналитического решения, изложенного в составе п. 4.2. Для каждого значения изгибающего момента, возникающего в «стене в грунте» на этапе устройства Jet-диафрагмы при заданной величине дополнительной боковой объёмной деформации, определялись соответствующие значения подъёма поверхности окружающего массива грунта.

Полученные результаты в виде графиков зависимостей значений изгибающего момента и дополнительных подъёмов поверхности от объёмной боковой деформации в массиве закрепляемого грунта и представлены на рисунке 4.12 и в таблице №4.2.

Предельная величина дополнительной деформации для зданий ОКН 3-й категории технического состояния

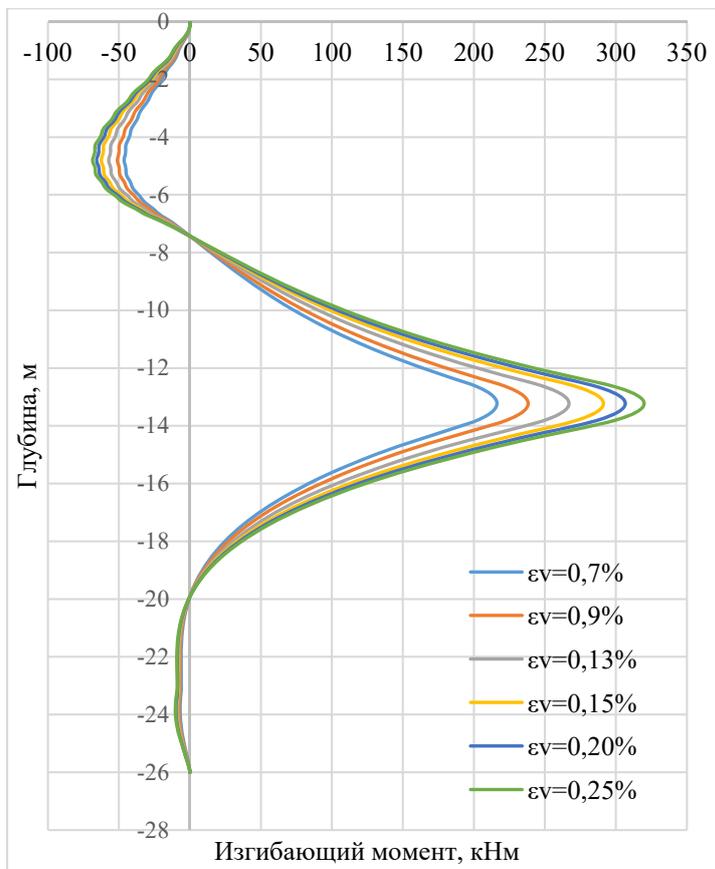
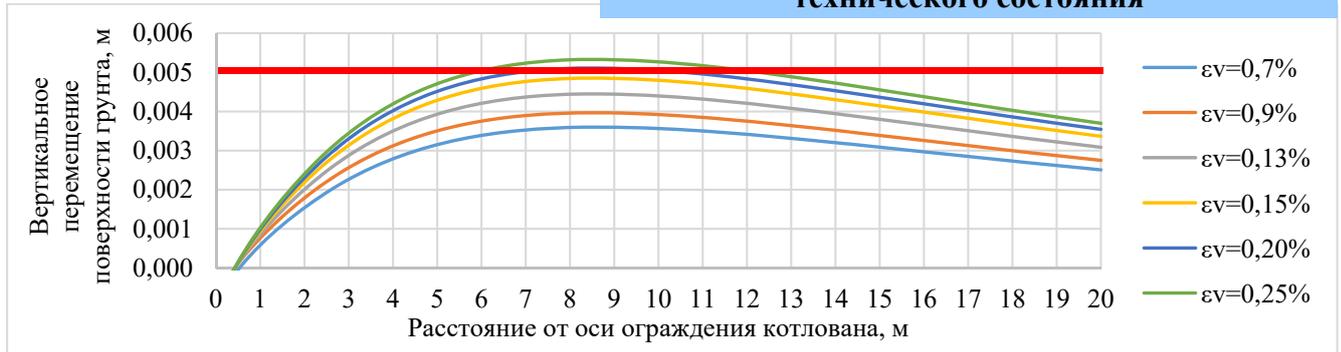


Рисунок 4.12. Графики зависимостей значений изгибающего момента и дополнительных подъёмов поверхности от объёмной боковой деформации, создаваемой в массиве закрепляемого грунта.

Результаты, представленные в таблице №4.3, являются характерными для объектов нового строительства с подземным пространством, возводимых в условиях плотной застройки исторического центра Санкт-Петербурга. Они позволяют оперативным образом, до выполнения подробных геотехнических расчётов (численных либо аналитических):

➤ оценивать возможные значения усилий в ограждающей конструкции аналогичной жёсткости и величины дополнительных подъёмов фундаментов существующих зданий на этапе подбора числа инъекционных скважин в составе закрепляемого массива;

➤ корректировать принятый шаг/количество скважин в случае превышения предельного значения усилий в ограждении котлована аналогичной жёсткости и дополнительных деформаций для существующих зданий окружающей застройки (имеет особое значение для зданий – ОКН 3-й категории технического состояния).

Зависимость значений изгибающего момента и дополнительных подъёмов поверхности от объёмной боковой деформации в массиве закрепляемого грунта

Таблица №4.2.

№	Количество шт./ шаг, м скважин на участке длиной 20м при проектном диаметре Jet-скважины 0,8м	Боковая объёмная деформация массива (ε_v), %	Изгибающий момент в «стене в грунте» толщиной 0,8м (M), кНм	Вертикальное перемещение поверхности грунта (s), мм
1	2	3	4	5
1.	15шт. / 1,3м	0,07	215	3,60
2.	20шт. / 1,0м	0,09	237	3,97
3.	30шт. / 0,7м (проектн.)	0,13	270	4,45
4.	37шт. / 0,54м	0,15	290	4,85
5.	53шт. / 0,38м	0,2	305	5,11
6.	67шт. / 0,30м	0,25	319	5,33

Полученные результаты подтверждают оптимальный параметр проектного решения – при шаге инъекционных скважин 0,7м максимальные деформации подъёма рассматриваемого здания - ОКН 3-й категории технического состояния не превысят допустимых значений, установленных требованиями нормативной документации.

4.5. Выводы по Главе 4

1. Предложена и обоснована методика аналитического решения задачи по определению дополнительных деформаций основания фундаментов зданий окружающей застройки, вызванных устройством диафрагмы Jet Grouting.

2. В её основу положена задача Мелана, связывающая смещения точек упругого полупространства от действия горизонтальной силы на заданной глубине. При этом учтены основные ограничения, определяющие невозможность применения классического вида данной задачи для определения дополнительных деформаций основания от устройства Jet-диафрагмы. Пошаговое описание разработанной методики наглядно демонстрирует учёт в её составе данных о жёсткости ограждения, особенностях грунтового основания, а также возможность определения напряжения и деформации в точке от переменной распределённой нагрузки.

3. Результаты аналитических расчётов на примере реального объекта показывают сходимость с данными численного и полевого экспериментов – разница между ними не превышает 20%, что подтверждает гипотезу о влиянии устройства глубинной Jet-диафрагмы, изготавливаемой способом струйного закрепления, на ограждение котлована и массив окружающего грунта.

4. На основании комбинации предложенных методик численного моделирования и аналитического решения задачи определены направления решения по уменьшению воздействия от устройства диафрагмы на дополнительные деформации фундаментов окружающих зданий путём корректировки количества/шага точек закрепления.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

На основании результатов проведённого диссертационного исследования можно сделать следующие выводы:

1. При большой толще слабых грунтов, характерных для исторического центра Санкт-Петербурга, наибольшие перемещения ограждения развиваются ниже отметки дна котлована. Уменьшить перемещения ограждения за счёт увеличения его собственной изгибной жёсткости и применения развитой системы раскрепления в пределах глубины экскавации грунта не всегда представляется возможным. Эффективным решением является устройство глубинной горизонтальной распорной диафрагмы, выполняемой в границах ограждения ниже уровня дна котлована до начала его разработки. При этом, в составе предыдущих исследований не оценивался характер воздействия работ по созданию глубинной Jet-диафрагмы на ограждающую конструкцию и расположенные за её границей окружающие здания.

2. При проведении лоткового и крупномасштабного полевого эксперимента определено влияние процесса устройства глубинной горизонтальной Jet-диафрагмы на изменение напряжённо-деформированного состояния конструкции ограждения «стена в грунте» и грунтового основания фундаментов соседних зданий. Установлено, что под воздействием избыточного порового давления, возникающего в грунтовом массиве при его закреплении, конструкция «стены в грунте» получает начальные «предварительные» напряжения и деформацию «от котлована». Максимальные значения начальных перемещений и усилий наблюдаются в уровне расположения Jet-диафрагмы.

3. Изменение НДС ограждения котлована на этапе выполнения глубинной диафрагмы вызывает дополнительные деформации подъёма фундаментов окружающих зданий. Максимальный дополнительный подъём основания фундаментов наблюдается на расстоянии 10 – 20 м от ограждения.

4. Разработана методика численного моделирования глубинной Jet-диафрагмы, позволяющая оценить влияние её устройства на НДС ограждающей конструкции котлована и массива окружающего грунта. Она заключается в

последовательном переходе моделирования от единичной Jet-скважины к ленте и далее к массиву скважин путём анализа взаимосвязи между конечным объемом, объемной деформацией и получаемыми перемещениями задаваемых элементов.

5. Предложена и обоснована методика аналитического решения задачи по определению дополнительных деформаций основания фундаментов зданий окружающей застройки, вызванных устройством диафрагмы Jet Grouting. Она основывается на задаче Мелана и позволяет учесть данные о жёсткости ограждения, особенностях грунтового основания, а также определить напряжения и деформации в точке от переменной распределённой нагрузки. Результаты аналитических и численных расчетов по предложенным методикам показывают сходимость с данными натурных наблюдений.

6. На основании комбинации представленных методик численного моделирования и аналитического решения задачи предложены решения по уменьшению воздействия от устройства диафрагмы на дополнительные деформации фундаментов окружающих зданий путём корректировки количества/шага точек закрепления.

7. Направление будущих исследований должно быть направлено на учёт технологических параметров производства работ при устройстве Jet-диафрагмы (давления нагнетания, скорости подачи раствора и пр.), а также разработку методов расчётов во времени, обосновывающих дальнейшую осадку здания в процессе постепенного рассеивания порового давления как в пределах диафрагмы, так и за границами ограждения.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

Нормативная литература:

1. ГОСТ Р 56198-2014. Мониторинг технического состояния объектов культурного наследия. Недвижимые памятники. Общие требования. – М.: Стандартиформ, 2019.
2. СП 22.13330.2016. Основания зданий и сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.02.03–83. М.: ФГУП ЦПП, 2016. 156 с.
3. СП 24.13330.2011. Свайные фундаменты. Актуализированная редакция СНиП 2.02.03-85 (с Изменениями N 1, 2, 3) М.: Минрегион России, 2011.
4. СП 291.1325800.2017. Конструкции грунтоцементные армированные. Правила проектирования. – М.: Стандартиформ, 2017.
5. СП 305.1325800.2017. Здания и сооружения. Правила проведения геотехнического мониторинга при строительстве. – М.: Стандартиформ, 2017.
6. СП 361.1325800.2017. Здания и сооружения. Защитные мероприятия в зоне влияния строительства подземных объектов. – М.: Стандартиформ, 2018.
7. СП 381.1325800.2018. Сооружения подпорные. Правила проектирования. – М.: Стандартиформ, 2018.
8. СП 45.13330.2017. Земляные сооружения, основания и фундаменты. – М.: Стандартиформ, 2017.
9. СТО 36554501-017-2009. Проектирование и устройство монолитной конструкции, возводимой способом «стена в грунте». – М.: ОАО НИЦ «Строительство», 2010.
10. СТП 014-2001. Конструкция и технология сооружения траншейных стен в грунте для объектов транспортного строительства / «Трансстрой».
11. ТСН 50-302-2004. Проектирование фундаментов зданий и сооружений в Санкт-Петербурге. – М.: Госстрой России, 2004.
12. ТСН 50-304-2001. Основания, фундаменты и подземные сооружения г. Москва. - М.: ГУП города Москвы "НИАЦ", 2003.
13. Рекомендации по проектированию и устройству оснований и фундаментов при возведении зданий вблизи существующих в условиях плотной

городской застройки. Правительство Москвы, Москомархитектура. - М., 1999. - 55 с.

14. EN 1535/AC:2000, EN 1537:1999. Работы геотехнические специальные. Анкеры грунтовые. Правила производства работ.

15. EN 1997-1:2004. Геотехническое проектирование. Часть 1. Общие правила.

16. EN ISO 22477-5. Геотехническая разведка и исследование — проверка геотехнических сооружений и частей сооружений — часть 5: Испытания анкеров.

Научно-техническая литература:

17. Богов С. Г. Адаптация струйной технологии для целей освоения подземного пространства в исторической части Санкт-Петербурга в условиях слабых грунтов. // Жилищное строительство. – 2014. - №3 – С. 25 – 29.

18. Бройд И. И. Струйная геотехнология: учеб. пособие для студентов, обучающихся по направлению 653500 "Строительство" / И.И. Бройд. – М.: Изд-во Ассоц. строит. вузов, 2004. – 440 с.

19. Гурский А. В. Методы расчёта влияния вдавливания шпунта на дополнительную осадку соседних зданий. / Канд. дисс. – СПб., 2016. – 130 с.

20. Дьяконов И. П. Оценка несущей способности буронабивных свай с негабаритным наконечником. // Инженерно-геологические изыскания, проектирование и строительство оснований, фундаментов и подземных сооружений. / Сб. тр. Всероссийский научн.-техн. конф. 1 – 3 февраля 2017 г. – СПб., 2017. – С. 316 – 322.

21. Ермолаев В.А., Мацегора А.Г., Осокин А.И., Иванищев В.Б., Безродный К.П., Маслак В.А. Технологические особенности закрепления грунтов в геологических условиях плотно застроенной части Санкт-Петербурга // Труды междунар. конф. по геотехнике, том 5. – М.: ПИ «Геореконструкция», 2010 – С. 1825-1829.

22. Зерцалов М. Г., Казаченко С. А., Конюхов Д. С. Исследование влияния разработки котлована на окружающую застройку // Вестник МГСУ. – 2014. – № 6. – С. 77 – 86.

23. Знаменский В. В., Чунюк Д. Ю., Морозов Е.Б. Устройство ограждающих систем котлованов в стесненных городских условиях // Жилищное строительство. 2012. – № 9. – С. 60 – 63.

24. Ильичёв В. А. Проектирование и строительство подземной части нового здания (второй сцены) государственного академического театра: Сб. научно-техн. статей / Под ред. В. А. Ильичёва, Р. А. Мангушева, А. П. Ледяева. – СПб., 2011. – 192 с.

25. Ильичёв В. А., Готман Ю. А. Расчёт грунтоцементного массива для снижения перемещения ограждения методом оптимального проектирования. // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2011. – №4 – С. 24 – 31.

26. Ильичёв В. А., Готман Ю. А., Назаров В. П. Расчётное обоснование технологии Jet Grouting для снижения дополнительных осадок существующего здания при строительстве подземного комплекса. // Вестник гражданских инженеров. – 2009. - №2 (19). – С. 95 – 97.

27. Ильичёв В. А., Знаменский В. В., и Морозов Е. Б. Опыт устройства котлованов при возведении зданий и сооружений в стеснённых условиях города Москвы. // Вестник МГСУ. – 2010 – №4. – С. 222 – 230.

28. Ильичёв В. А., Мангушев Р. А. Справочник геотехника. Основания, фундаменты и подземные сооружения: издание второе, дополненное и переработанное / Под общей ред. В. А. Ильичёва и Р. А. Мангушева. – М.: Изд-во АСВ, 2016 – 1040 с.

29. Ильичёв В. А., Никифорова Н. С., Готман Ю. А., Трофимов Е. Ю. Эффективность применения активных и пассивных методов защиты окружающей застройки в зоне влияния подземного строительства. // Жилищное строительство. – 2015 – №6. – С. 11 – 15.

30. Ильичёв В. А., Никифорова Н. С., Коренева Е. Б. Метод расчёта деформаций оснований зданий вблизи глубоких котлованов. // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2006. – №6. – С. 2 – 6.

31. Исаев О.Н., Наятов Д.В., Шарафутдинов Р.Ф., Пантелеева В.В. Прогноз влияния нового строительства на коммуникационные коллекторы. Сборник

научных трудов НИИОСП им. Н.М. Герсевича. Выпуск 100. – М. 2011. – Стр. 125-138.

32. Исаев О.Н., Шарафутдинов Р.Ф. Особенности развития деформаций поверхности земли во времени при строительстве коммуникационных тоннелей щитовым способом. Инженерная геология. №6-2012. – М. 2012. – Стр. 60-67.

33. Колыбин И. В., Фурсов А. А. Расчет подземных сооружений с учетом технологии их возведения //Тр. Юбилейной научно-практ. конф. «Подземное строительство России на рубеже XXI века». - М., 15-16 марта 2000. – С. 183-190.

34. Королёв К. В., Караулов А. М. Механика грунтов. Том 1. – М.: ФГБОУ ДПО «Учебно-методический центр по образованию на железнодорожном транспорте», 2022. – 400 с.

35. Королёв К. В., Караулов А. М. Механика грунтов. Том 2. – М.: ФГБОУ ДПО «Учебно-методический центр по образованию на железнодорожном транспорте», 2022. – 488 с.

36. Ланько С. В. Влияние грунтоцементных конструкций на деформируемость ограждений котлованов в условиях городской застройки. / Автореф. канд. дисс. – СПб., 2013. – 23 с.

37. Ланько С. В. Влияние технологии струйной цементации на механические свойства окружающего массива грунта. // Вестник гражданских инженеров. 2012. – № 3 (32). – С. 159 – 163.

38. Леденев В.В. Теоретические основы механики деформирования и разрушения: монография / В.В. Леденев, В.Г. Однолько, З.Х. Нгуен. – Тамбов: Изд-во ФГБОУ ВПО «ТГТУ», 2013. – 312 с.

39. Маковецкий О. А. Расчёт и конструирование искусственного основания «структурный геотехнический массив. / Докт. дисс. – М., 2021. – 363 с.

40. Малинин А. Г. Строительство глубоких котлованов с помощью технологии струйной цементации грунтов // МетроИнвест, 2004, – №2.

41. Малинин, А. Г. Струйная цементация грунтов / А. Г. Малинин. – М.: ОАО «Издательство «Стройиздат», 2010. – 226 с.

42. Малинин А. Г., Малинин П. А., Чернопазов С.А. Методика расчета ограждающих конструкций, устроенных с применением струйной геотехнологии // Пермские строительные ведомости. – 2006. – Сентябрь. – С. 7–9.
43. Малинин П. А. Ограждение котлована подземного паркинга с применением технологии струйной цементации // Подземное пространство мира, 2006. – №1–2.
44. Мангушев Р. А. Анализ устройства фундаментов старых зданий в центре Санкт-Петербурга. // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2004. – №5. – С. 13-15.
45. Мангушев Р. А. Геотехника Санкт-Петербурга. Опыт строительства на слабых грунтах: коллективная монография / Р. А. Мангушев, А. И. Осокин, С. Н. Сотников. – М.: Изд-во АСВ, 2018 – 386 с.
46. Мангушев Р.А. и др. Проектирование и устройство подземных сооружений в открытых котлованах: Учеб. пособие / Р.А. Мангушев, Н.С. Никифорова, В.В. Конюшков, А.И. Осокин, Д.А. Сапин. – М., СПб.: Изд-во АСВ, 2013. – 256 с.
47. Мангушев Р. А., Бояринцев А. В., Зуев И. И., Камаев И. С. Эффект воздействия изготовления свай «Фундекс» на ранее выполненные конструкции. // Ежемесячн. научн.-технич. и произв. журнал «Жилищное строительство». – №9. 2021. – С. 28 – 35.
48. Мангушев Р. А., Веселов А. А., Кондратьева Л. Н., Ланько С. В. Изменение характеристик грунтов при устройстве подземной части здания в котлованах большого объёма в условиях городской застройки. // Вестник гражданских инженеров. – 2017. – № 6 (65). – С. 114 – 121.
49. Мангушев Р. А., Ланько С. В. Влияние грунтоцементных конструкций на горизонтальные перемещения ограждений глубоких котлованов. // Вестник Волгогр. гос. архит.-строит. ун-та. Сер.: Стр-во и архит. – 2012. – Вып. 28(47). – С. 54—59.

50. Мангушев Р. А., Лашкова Е. Б., Смоленков В. Ю., Зайцев М. А. Опыт сооружения подземных паркингов в условиях слабых грунтов Санкт-Петербурга. // Вестник гражданских инженеров. – 2015 – №5. – С. 91 – 100.

51. Мангушев Р.А., Никифорова Н.С. Технологические осадки зданий и сооружений в зоне влияния подземного строительства / Под ред.чл.-корр. РААСН, д-ра техн. наук, проф. Р.А. Мангушева. – М.: Изд-во АСВ, 2017. – 168 с.

52. Мангушев Р. А., Осокин А. И. Геотехника Санкт-Петербурга/Монография. – М.: Изд-во АСВ, 2010. – 264 с.

53. Мангушев Р. А., Ошурков Н. В., Гутовского В. Э. Влияние строительства трёхуровневого подземного пространства на жилые здания окружающей застройки. // Жилищное строительство. – 2010. – №5 – С. 23 – 27.

54. Мангушев Р. А., Сапин Д. А. Учет жесткости конструкций «стена в грунте» на осадку соседних зданий. // Жилищное строительство. 2015. – №9. – С. 3 – 7.

55. Мангушев Р. А., Сахаров И. И. Основания и фундаменты. Учебник для бакалавров строительства и специалистов по направлению «Строительство уникальных зданий и сооружений». / Под ред. Чл.-корр. РААСН, д-ра техн. наук, профессора Р. А. Мангушева. – М.: Изд-во АСВ, 2019. – 468 с.

56. Миллер К. А., Маковецкий О. А. Анализ предельной несущей способности конструкции геотехнического барьера, выполненного из грунтобетонных элементов. // Вестник ПНИПУ. Прикладная экология. Урбанистика. – 2015. – № 4. – С. 51 – 58.

57. Мирсаяпов И. Т. Результаты геотехнического мониторинга несущих конструкций здания при реконструкции. / И. Т. Мирсаяпов, Р. Р. Хасанов, Д. Р. Сафин // Инженерно-геологические изыскания, проектирование и строительство оснований, фундаментов и подземных сооружений. / Сб. тр. Всероссийский научн.-техн. конф. 1 – 3 февраля 2017 г. – СПб., 2017. – С. 164 – 169.

58. Мозгачева О. А., Петрухин В. П., Разводовский Д. Е., Шулятьев О. А. Геотехнические аспекты реконструкции московского Манежа. // Развитие городов и геотехническое строительство. – 2006. - №10. – С. 222 – 232.

59. Нгуен Ван Хоа. Закономерности деформирования грунтов при подземном строительстве во Вьетнаме / Автореф. канд. дисс. – М., 2021. – 22 с.
60. Никифорова Н. С. Прогноз деформаций зданий вблизи глубоких котлованов. // Вестник гражданских инженеров. – №2(3). – 2005. – с. 38-43.
61. Никифорова Н. С. Снижение геотехнического риска при устройстве глубоких котлованов в городских условиях. // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2005. – №5. – С. 12 – 16.
62. Никифорова Н. С. Корректировка метода расчёта осадок зданий при подземном строительстве на основе экспериментальных исследований. // Вестник МГСУ. – 2010. – №4. – С. 293 – 300.
63. Петрухин В.П., Шулятьев О.А., Мозгачева О. А. Опыт проектирования и мониторинга подземной части турецкого торгового центра. // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2004. – №5. – С. 2 - 8.
64. Петрухин В.П., Исаев О.Н., Шарафутдинов Р.Ф. Моделирование деформаций грунтового массива при проходке тоннелей. Часть 1: Исследования влияния расчетных параметров. Транспортное строительство. №9/2014. – М. 2014. С. 7-11.
65. Петрухин В.П., Исаев О.Н., Шарафутдинов Р.Ф. Моделирование деформаций грунтового массива при проходке тоннелей. Часть 2: Методика выбора параметров численного моделирования. №10/2014. – М. 2014. – С. 14-15.
66. Петрухин В.П., Исаев О.Н., Шарафутдинов Р.Ф. Геотехнический прогноз при строительстве коммуникационных тоннелей методом щитовой проходки. Вестник НИЦ Строительство. №10 (XXXIII) 2014. – М. 2014. – С. 106-123.
67. Полунин В. М. Влияние технологии вибропогружения и виброизвлечения шпунтовых свай на дополнительные осадки фундаментов соседних зданий. / Канд. дисс. – СПб., 2022. – 166 с.
68. Разводовский Д. Е., Шулятьев О. А, Никифорова Н. С. Оценка влияния нового строительства и мероприятия по защите существующих зданий и сооружений // РАСЭ. – 2008. – Т. XII: Строительство подземных сооружений.

69. Речицкий В. В. Прогнозирование величин осадок зданий при строительстве подземных сооружений // Известия Тульского государственного университета. Серия: Геомеханика. Механика подземных сооружений. – 2003. – Вып. II. – С. 21 – 23.
70. Сапин Д. А. Дополнительные технологические осадки фундаментов зданий соседней застройки при устройстве траншейной «стены в грунте». / Канд. дисс. – СПб., 2016. – 177 с.
71. Семенюк - Ситников В. В. Количественная оценка влияния устройства глубокого котлована на близлежащие здания в стесненных условиях городской застройки. / Автореф. канд. дисс. – М., 2005. – 24 с.
72. Собенин А. А. Осадки поверхности грунта за пределами загруженной площади. // Дисс. на соиск. учен. степ. канд. техн. наук / Ленинградский Ордена трудового Красного знамени инженерно-строительный институт. – СПб., 1974. – 213 с.
73. Сотников С. Н. Строительство и реконструкция фундаментов зданий и сооружений на слабых грунтах // Автореф. дис. на соиск. учен. степ. докт. техн. наук/Моск. инж.-строит. ин-т им. В.В. Куйбышева. – М., 1987. – 49 с.
74. Степаненко С. В. Прогноз деформаций грунтового массива при строительстве полузаглубленных сооружений способом «стена в грунте». // Дисс. на соиск. учен. степ. канд. техн. наук / ФГБОУ ВПО «Национальный минерально-сырьевой университет «Горный»». – СПб., 2015. – 141 с.
75. Улицкий В. М. Деформирование основания при устройстве глубоких котлованов: сравнение различных методов расчёта с данными натурных наблюдений. / В. М. Улицкий [и др.] // Развитие городов и геотехническое строительство. – 2008. – №12. – С. 29 – 53.
76. Улицкий В. М. Натурные исследования как основа для разработки методологии расчёта напряжённо-деформированного состояния массива грунта при устройстве подземных сооружений. / В. М. Улицкий, А. Г. Шашкин // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2011. – №4 – С. 2 – 9.

77. Улицкий В. М. Устройство подземного объёма второй сцены Мариинского театра в условиях слабых глинистых грунтов. / В. М. Улицкий, А. Г. Шашкин // Жилищное строительство. – 2011. – №10. – С. 24 – 31.
78. Улицкий В. М. Гид по геотехнике. Путеводитель по основаниям, фундаментам и подземным сооружениям / В. М. Улицкий, А. Г. Шашкин, К. Г. Шашкин. – СПб.: Изд-во института «Геореконструкция», 2012. – 288 с.
79. Улицкий В. М., Алексеев С. И. Обеспечение сохранности зданий при устройстве котлованов и прокладке инженерных сетей в Санкт-Петербурге. // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2002. – №4. – С.17 – 21.
80. Флорин В. А. Основы механики грунтов. – М. : Госстройиздат, 1959. – Т. 1. – 360 с.
81. Флорин В.А. Основы механики грунтов. – М. : Госстройиздат, 1961. – Т. 2. – 544 с.
82. Фурса В.М. Строительные свойства грунтов района Ленинграда. // Стройиздат, Ленингр. отделение, 1975. – 143 с.
83. Хан Х. Теория упругости: Основы линейной теории и ее применения: Пер. с нем. – М. : Мир, 1988. – 344 с.
84. Хусаинов И. И. Конструкция «структурного геомассива» в сложных геологических условиях. // Дисс. на соиск. учен. степ. канд. техн. наук / Пермский национальный исследовательский политехнический университет. – Пермь, 2015. – 143 с.
85. Цытович Н.А. Механика грунтов. – М.: Высшая школа, 1979. – 272 с.
86. Шарафутдинов Р.Ф. Совершенствование методов прогноза деформаций земной поверхности при щитовой проходке тоннелей для подземных коммуникаций: дисс. ...канд. техн. наук: 05.23.02 / Шарафутдинов Рафаэль Фаритович – М., 2011.
87. Шашкин А. Г., Богов С. Г. Использование технологии jet grouting при устройстве подземного объёма в условиях слабых глинистых грунтов. // Жилищное строительство. – 2014. – №9 – С. 27 – 33.

88. Шашкин А. Г., Шашкин К. Г., Богов С. Г., Шашкин В. А., Шашкин М. А. Мониторинг зданий и сооружений при строительстве и эксплуатации (практическое руководство под редакцией д. г.-м. н. Шашкина А.Г.) – Монография. – СПб. Издательство института «Геореконструкция», 2021. – 640 с.
89. Шулятьев О.А., Минаков Д.К. Технологические осадки при устройстве стены в грунте траншейного типа // Вестник ПНИПУ. Строительство и архитектура. – 2017. – Т. 8, № 3. – С. 41–50. DOI: 10.15593/2224-9826/2017.3.05.
90. Шулятьев О.А., Мозгачёва О.А., Минаков Д.К., Соловьёв Д.Ю. Определение технологических осадок фундаментов близлежащих зданий при устройстве стены в грунте, грунтовых анкеров и буроинъекционных свай. // Строительные науки. – 2016. – №4. – С. 129 – 140.
91. Boone S. J., Westland J. Estimating Displacement Associated with Deep Excavation. //Proc. 5th Int. Symp. «Geotechnical aspects of underground construction in soft ground». Session 6.- Amsterdam, the Netherlands, 15-17 June 2005. – pp. 21...26.
92. Bowles J.E. Foundation Analysis and Design, 4th edition. McGraw-Hill Book Company. New York, 1988. Vol. 91. P. 79-99.
93. Clough G.W., O'Rourke T.D. Construction-induced movements of in-situ walls // Design and Performance of Earth Retaining Structures, Ithaca, N.Y. ASCE, 1990. SP №25. Pp. 439-470.
94. Clour G. W., Smith E. M., Sweeney B. P. Movement control of excavation support systems by iterative design. ASCE. - New York: GSP, 1989.- №22 (2). - pp 869-884.
95. Hsieh P. G. and Ou, C.Y. Shape of ground surface settlement profiles caused by excavation. Canadian Geotechnical Journal, 1998. – Vol. 35, pp. 1004-1017.
96. Mana, A. I., and Clough, G. W. "Prediction of Movements for Braced Cuts in Clay." Journal of the Geotechnical Engineering Division, 107(6), 1981. – pp. 759-777.
97. Mangushev R., Osokin A. The experience of the underground construction for the complex of buildings on a soft soil in the center of the St. Petersburg. International Journal for Computational Civil and Structural Engineering, 2020. – №16(3), pp. 47–53. DOI:10.22337/2587-9618-2020-16-3-47-53.

98. Mestat, P & Bourgeois, E. Prediction and performance: numerical modeling of sheet pile walls and diaphragm walls. //Proc. the 3rd Int. Symp. (IS-Toulouse 2002) «Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground», 4 Session Deep Excavation: Design and analysis. – Toulouse, France.

99. Moormann Ch. Actual trends in deep excavation technology and performance based on an international database // Proc. the XIIIth European conf. on soil mechanics and geotechnical engineering. «Geotechnical problems with man-made and man influenced grounds». Main Session 4: Foundation in urban areas. – Prague, Czech Republic, 25-28th August 2003. – Vol. 2. – p. 277–284.

100. Moormann C. Analysis of wall and ground movements due to deep excavations in soft soil based on a new worldwide database // Soils and Foundations, 2004. – 44(1). – P. 87–98.

101. Moormann Ch., Moormann H.R. A study of wall and ground movements due to deep excavations in soft soil based on worldwide experiences // Proc. the 3rd Int. Symp. (IS-Toulouse 2002) «Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground», 4th Session Deep Excavation: Design and analysis. – Toulouse, France, 23-25 October, 2002. – P. 477–482.

102. Ou, C. Y. Hsieh, P.G. and Chiou, D.C. Characteristics of ground surface settlement during excavation. Canadian Geotechnical Journal, 1993. – Vol 30. – Pp. 758-767.

103. Peck R.B. Deep excavation and tunnelling in soft ground. State of the art report // Proc 7th Int Conf SMFE. – Mexico City, 1969. – pp 147–150.

104. Peck R.B. Deep excavation and tunneling in soft ground // Proceedings of the 7th international conference on soil mechanics and foundation engineering. Mexico City. State of the art Volume, 1969. – P. 225-290.

105. Peck R B. Deep excavation and tunnelling in soft ground. State of the art report //Proc 7th Int Conf SMFE. - Mexico City, 1969.- Pp 147-150.

106. Sugimoto. Prediction for the Maximum Settlements of Ground Surface by Open Cut // Proceedings of Japan Society of Civil Engineers, 1986. – № 373. – VI-5.

ПРИЛОЖЕНИЕ

Акты о внедрении результатов исследования

ГРУППА
ЭТАЛОН

АКЦИОНЕРНОЕ ОБЩЕСТВО
«ГРУППА КОМПАНИЙ «ЭТАЛОН»

Офис в Санкт-Петербурге:
Богатырский проспект, д. 3, корп.3, Санкт-Петербург, 197348
+7 (812) 380 05 25, e-mail: spb-office@etalongroup.com

Офис в Москве:
Большой Каретный переулок, д.20, стр.3, Москва, 127051
+7 (495) 685 93 52, e-mail: msk-office@etalongroup.com
ОГРН 1027807571175 ИНН 7814116230 КПП 781401001
www.etalongroup.ru

09.11.2023 № 01/09/11-23

На № _____ от _____

Для предоставления в
диссертационный совет 24.2.308.04
при ФГБОУ ВО «Санкт-Петербургский
государственный архитектурно-
строительный университет»

АКТ

о внедрении и использовании результатов кандидатской диссертационной работы
Денисовой Ольги Олеговны

Результаты диссертационной работы Денисовой Ольги Олеговны на тему «Влияние устройства глубинной диафрагмы, выполняемой методом струйной технологии, на напряжённо-деформированное состояние ограждения котлована и грунтового основания», выполненной в ФГБОУ ВО «Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет» на кафедре геотехники под руководством чл.-корр. РААСН, д.т.н., проф. Мангушева Р. А. использовались при разработке проектной документации по устройству системы ограждения котлована на объекте «Проект строительства жилого комплекса со встроенно-пристроенными помещениями, встроенными объектами социального назначения и автостоянками по адресу: г. Санкт-Петербург, Нейшлотский пер., д. 19-23, в границах второго этапа работ (корпуса 1 и 2 примыкающей к ним подземной автостоянкой)».

Новизна исследований, представленных в составе диссертации, заключается в возможности определения влияния работ по устройству распорной Jet-диафрагмы на ограждение котлована и дополнительные деформации зданий окружающей застройки. На основании данных результатов была проведена серия вариантных расчётов, позволяющая подобрать необходимый типоразмер шпунтового ряда и назначить оптимальные параметры Jet-диафрагмы (высоту и ширину массива, шаг инъекционных скважин) при которых было исключено воздействие работ по струйному закреплению грунта на расположенное в 11м от котлована существующее здание окружающей застройки – объект культурного наследия регионального значения «Особняк Нобеля Э.Л. – особняк Олейниковой М.Л.» по адресу: Лесной пр., д. 21, корп. 1, лит. Б.

Заместитель исполнительного директора
по сопровождению девелопмента



Е.Р. Рахимова



ООО «Лотос Отели»

ОГРН 1097847150048, ИНН / КПП 7813444809 / 784201001
 191124, г. Санкт-Петербург, Синюшская набережная, д.50а, лит.А, пом.59/3
 Р/с 40702810555000000021 в ПАО «Санкт-Петербург», БИК 044030790, К/с 30101810900000000790
 Тел. +7(812)565-03-01, +7(812)346-96-06 E-mail: info@lotushotel.org

В диссертационный совет 24.2.308.04
 при ФГБОУ ВО «Санкт-Петербургский
 государственный архитектурно-
 строительный университет»

АКТ
о внедрении результатов исследований,
выполненных Денисовой Ольгой Олеговной
в составе кандидатской диссертационной работы

Настоящим актом подтверждается использование результатов диссертационной работы Денисовой Ольги Олеговны на тему «Влияние устройства глубинной диафрагмы, выполняемой методом струйной технологии, на напряжённо-деформированное состояние ограждения котлована и грунтового основания», выполненной в ФГБОУ ВО «Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет» на кафедре геотехники под руководством чл.-корр. РААСН, д.т.н., проф. Мангушева Р. А., в ходе проектирования и производства строительных работ на объекте ООО «Лотос Отели»: «Приспособление для современного использования здания по адресу: г. Санкт-Петербург, Центральный район, Марсово поле, д.1, литера А, под гостиницу».

Предложенные в научной работе методики численного и аналитического расчёта влияния Jet-диафрагмы на «стену в грунте» и сохраняемое здание позволили:

– разработать решение по устройству системы ограждения котлована в границах 3-го двора, обеспечивающее сохранность реконструируемого здания – объекта культурного наследия федерального значения;

– оценить и спрогнозировать величины дополнительных деформаций реконструируемого здания в ходе выполнения работ по закреплению грунта в объёме устраиваемых глубинных Jet-диафрагм.

С уважением,

Генеральный директор
 ООО «Лотос Отели»



М.Ю. Маков



Общество с ограниченной ответственностью «ГеоСфера»
 198097, г. Санкт-Петербург, пр. Стачек, д. 47, лит. А,
 пом. 18Н, офис 231
 ИНН 7840034791, КПП 780501001, ОГРН 1157847200500
www.geosfera.spb.ru E-mail: info@geosfera.spb.ru

Для предоставления в диссертационный совет 24.2.308.04 при ФГБОУ ВО «Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет»

«Утверждаю»

Генеральный директор
 ООО «ГеоСфера»
 Ермолаев В.А.



АКТ

о внедрении результатов диссертационной работы Денисовой Ольги Олеговны

Комиссия в составе: к.т.н. Ермолаева В.А. (председатель комиссии), Бодруновой А.Н. и Лебедева М.В. (члены комиссии) подтверждает, что результаты диссертационной работы Денисовой Ольги Олеговны на тему «Влияние устройства глубинной диафрагмы, выполняемой методом струйной технологии, на напряжённо-деформированное состояние ограждения котлована и грунтового основания», выполненной на кафедре геотехники ФГБОУ ВО «Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет» под руководством чл.-корр. РААСН, д.т.н., проф. Мангушева Р.А. использовались при назначении конструктивных параметров массива грунтоцементной диафрагмы, выполняемой методом струйной цементации, на следующих реализованных объектах:

1. «Реконструкция грузовых площадок №№ 1, 6, 7, 8, 10 в ППР «Экономия» по адресу: г. Архангельск, ул. Космонавта Комарова, д. 14» (период производства работ: с 17.06.2022 г. по 05.10.2022 г.; с 05.05.2023 г. по 21.08.2023 г.);
2. «Реконструкция газопроводов высокого и среднего давления по адресу: г. Санкт-Петербург, Товарищеский пр. от 2-й Восточной магистрали до ул. Дыбенко и ул. Дыбенко от Товарищеского пр. до ГРП-137» (период производства работ: с 22.07.2023 г. по 06.09.2023 г.);
3. «Многоквартирное жилое здание со встроенными помещениями и встроенно-пристроенной подземной автостоянкой по адресу: г. Санкт-Петербург, пр. Бакунина, д. 33, лит. А» (период производства работ: с 11.09.2023 г. по наст. время).

Результаты исследования, представленные в составе настоящей научной работы, позволили определить/откорректировать оптимальный шаг инъекционных скважин, при котором работы по струйному закреплению грунта в границах Jet-диафрагмы обеспечивают безопасность зданий и сооружений, расположенных в зоне влияния объектов нового строительства.

Председатель комиссии

Члены комиссии

Ермолаев В.А.

Лебедев М.В.

Бодрунова А.Н.