

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

На правах рукописи

**Осокин Анатолий Иванович**

**КОНЦЕПТУАЛЬНЫЕ ОСНОВЫ И ПРАКТИЧЕСКОЕ  
ПРИМЕНЕНИЕ ПРИНЦИПОВ НАУЧНО-ТЕХНИЧЕСКОГО  
ОБОСНОВАНИЯ И СОПРОВОЖДЕНИЯ ПОДЗЕМНОГО  
СТРОИТЕЛЬСТВА В СЛАБЫХ ГРУНТАХ**

Специальность 2.1.2. Основания и фундаменты, подземные сооружения

**ДИССЕРТАЦИЯ**

на соискание учёной степени

доктора технических наук

Научный консультант:  
член-корреспондент РААСН,  
доктор технических наук, профессор  
Мангушев Рашид Абдуллович

Санкт-Петербург – 2025

## ОГЛАВЛЕНИЕ

	Стр.
ВВЕДЕНИЕ.....	6
<b>Глава 1 СУЩЕСТВУЮЩИЕ МЕТОДЫ И ПОЛОЖЕНИЯ НАУЧНО-ТЕХНИЧЕСКОГО ОБОСНОВАНИЯ ПОДЗЕМНОГО СТРОИТЕЛЬСТВА.....</b>	<b>18</b>
1.1 Отечественный и зарубежный опыт строительства подземных сооружений на слабых грунтах. ....	18
1.2 Анализ практики применения основных конструктивных решений и технологий устройства котлованов при подземном строительстве в слабых грунтах .....	31
1.3 Анализ существующих методик определения зоны влияния от выполняемых геотехнических работ.....	38
1.4 Особенности современных геотехнологий и оценка риска их использования в условиях слабых грунтов.....	45
1.5 Выводы по главе 1 и постановка задач исследования.....	48
<b>Глава 2 ОСОБЕННОСТИ ВЫБОРА КОНСТРУКТИВНЫХ И ТЕХНОЛОГИЧЕСКИХ РЕШЕНИЙ ПОДЗЕМНОГО СТРОИТЕЛЬСТВА В ПЛОТНОЙ ГОРОДСКОЙ ЗАСТРОЙКЕ НА СЛАБЫХ ГРУНТАХ .....</b>	<b>50</b>
2.1 Особенности инженерно-геологических условий центральной части Санкт-Петербурга .....	50
2.2 Учёт инженерно-геологических условий при проектировании подземных сооружений и фундаментов зданий в плотной городской застройке.....	57
2.3 Конструктивные особенности фундаментов старых зданий в историческом центре Санкт-Петербурга.....	63
2.4 Особенности проектирования и устройства фундаментов зданий и подземных сооружений в условиях плотной городской застройки на слабых грунтах.....	66
2.5 Анализ причин возникновения дополнительных деформаций фундаментов и аварийных ситуаций в зданиях окружающей застройки, в строящихся зданиях на слабых грунтах в условиях плотной городской застройки.....	84
2.6 Выводы по главе 2.....	111
<b>Глава 3 ОЦЕНКА ВЛИЯНИЯ ТЕХНОЛОГИЧЕСКИХ ФАКТОРОВ РИСКА НА ДОПОЛНИТЕЛЬНЫЕ ДЕФОРМАЦИИ ОКРУЖАЮЩИХ ЗДАНИЙ ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ ПОДЗЕМНЫХ СООРУЖЕНИЙ НА СЛАБЫХ ГРУНТАХ В ПЛОТНОЙ ГОРОДСКОЙ ЗАСТРОЙКЕ .....</b>	<b>113</b>
3.1 Выбор способа ограждения котлована внутри плотной городской застройки из условия минимизации влияния на окружающую застройку	

	при устройстве фундаментов и подземных сооружений на слабых грунтах.....	113
3.2	Особенности выбора безопасных технологий производства работ при устройстве фундаментов и строительстве подземных сооружений в плотной городской застройке на слабых грунтах.....	127
3.3	Прогноз деформаций основания зданий окружающей застройки в зависимости от конструктивного решения и технологии устройства фундаментов и подземных сооружений. ....	141
3.4	Анализ результатов геотехнического мониторинга и научно-технического сопровождения для корректировки конструктивных решений и оптимизации технологии (применение наблюдательного метода).....	145
3.5	Выводы по главе 3.....	155
<b>Глава 4</b>	<b>АНАЛИЗ ПРИМЕНИМОСТИ КОНСТРУКЦИЙ И ТЕХНОЛОГИЙ УСТРОЙСТВА СВАЙ И СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ В СТЕСНЕННЫХ ГОРОДСКИХ УСЛОВИЯХ И ПРИ РЕКОНСТРУКЦИИ НА СЛАБЫХ ГРУНТАХ.....</b>	<b>157</b>
4.1	Особенности работы свай в слабых грунтах в зависимости от технологии изготовления .....	157
4.2	Особенности применения свай и свайных фундаментов в условиях плотной городской застройки на слабых грунтах.....	171
4.3	Оценка технологического влияния на существующую застройку при использовании свайных технологий в условиях слабых грунтов.....	197
4.4	Качественный анализ конструктивных и технологических решений типов фундаментов строящихся зданий в плотной городской застройке..	206
4.5.	Выводы по главе 4.....	209
<b>Глава 5</b>	<b>РАЗРАБОТКА ОСНОВНЫХ ПРИНЦИПОВ НАУЧНО-ТЕХНИЧЕСКОГО ОБОСНОВАНИЯ ПОДЗЕМНОГО СТРОИТЕЛЬСТВА НА СЛАБЫХ ГРУНТАХ В ПЛОТНОЙ ГОРОДСКОЙ ЗАСТРОЙКЕ ИЗ УСЛОВИЯ БЕЗОПАСНОСТИ.....</b>	<b>211</b>
5.1.	Моделирование геотехнической ситуации устройства фундаментов и котлованов на слабых грунтах.....	211
5.2.	Критерии научно - технического обоснования подземного строительства на слабых грунтах в плотной городской застройке.....	220
5.3.	Анализ влияния защитных (превентивных) мероприятий на обеспечение нормативных требований безопасности системы «грунт основания-фундамент-надземные конструкции» зданий, находящихся в зоне влияния в период выполнения геотехнических работ .....	223
5.4.	Выводы по главе 5.....	262
<b>Глава 6</b>	<b>ОСОБЕННОСТИ ВЫПОЛНЕНИЯ ГЕОТЕХНИЧЕСКИХ РАБОТ ПРИ РЕКОНСТРУКЦИИ ИСТОРИЧЕСКИХ ЗДАНИЙ .....</b>	<b>264</b>
6.1	Причины, приводящие к необходимости усиления оснований и	

	фундаментов зданий.....	264
6.2	Анализ инженерных решений, позволяющих минимизировать дополнительные деформации фундаментов при выполнении геотехнических работ в существующих исторических зданиях при устройстве подвалов и освоении подземного пространства.....	268
6.3	Расчетная оценка влияния геотехнических работ по усилению фундаментов на конструкции реконструируемого здания и фундаменты зданий окружающей застройки.....	284
6.4	Особенности превентивного закрепления грунтов в основании существующих зданий с использованием технологии высоконапорной инъекции «Jet Grouting» при устройстве и углублении подвалов и устройстве подземных этажей .....	290
6.5	Особенности реконструкции зданий на свайных фундаментах.....	294
6.6	Выводы по главе 6.....	319
<b>Глава 7</b>	<b>ОБОСНОВАНИЕ ИСПОЛЬЗОВАНИЯ НАБЛЮДАТЕЛЬНОГО МЕТОДА ПРОЕКТИРОВАНИЯ ФУНДАМЕНТОВ И ПОДЗЕМНЫХ СООРУЖЕНИЙ В ПЛОТНОЙ ГОРОДСКОЙ ЗАСТРОЙКЕ НА СЛАБЫХ ГРУНТАХ .....</b>	<b>321</b>
7.1	Использование BIM-технологий в сочетании с численным моделированием при проектировании подземных частей зданий и подземных сооружений для целей минимизации рисков строительного периода.....	321
7.2	Использование интерактивного наблюдательного метода при наличии аварийных ситуаций и для обеспечения безопасности строительных геотехнических процессов в условиях плотной городской застройки на слабых грунтах.....	336
7.3	Основные принципы выбора контрольных параметров и определения контрольных точек геотехнического мониторинга для обеспечения безопасности эксплуатации зданий окружающей застройки, находящихся в зоне влияния подземного строительства.....	345
7.4	Оценка экономического эффекта от внедрения активного геотехнического мониторинга при комплексном рассмотрении системы минимизации рисков деформирования зданий, попадающих в зону влияния при подземном строительстве.....	355
7.5	Выводы по главе 7.....	369
<b>Глава 8</b>	<b>ОСОБЕННОСТИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ЗАЩИТНЫХ МЕРОПРИЯТИЙ В ЗОНЕ СТРОИТЕЛЬСТВА ПОДЗЕМНЫХ ЧАСТЕЙ ЗДАНИЙ И ПОДЗЕМНЫХ СООРУЖЕНИЙ НА СЛАБЫХ ГРУНТАХ .....</b>	<b>370</b>
8.1	Практика использования различных технических и технологических решений в качестве защитных мероприятий при подземном строительстве на слабых грунтах .....	370
8.2	Методика оценки и выбора эффективного защитного мероприятия на основе совместных расчетов «грунт основания- фундамент-	

конструкция усиления».....	373
8.3 Особенности научно-технического обоснования и сопровождения работ по усилению фундаментов и стабилизации слабых грунтов основания зданий, попадающих в зону влияния при подземном строительстве и при возникновении аварийных ситуаций.....	378
8.4 Оценка экономического эффекта от осуществления комплексного подхода, включающего научно-техническое обоснование и научно-техническое сопровождение работ нулевого цикла и подземного строительства на слабых грунтах в условиях плотной городской застройки.....	389
8.5 Выводы по главе 8.....	396
<b>ЗАКЛЮЧЕНИЕ.....</b>	<b>396</b>
<b>БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК.....</b>	<b>399</b>

## ВВЕДЕНИЕ

**Актуальность темы исследования.** Наступившее новое тысячелетие контрастно обозначило насущную необходимость освоения подземного пространства мегаполисов. Этому способствуют дефицит городских территорий, градостроительные ограничения при строительстве в исторических частях городов, рост численности населения, проблемы с транспортной городской инфраструктурой и др.

Период 1990-2000 годов в Санкт-Петербурге характеризуется началом коммерческого освоения подземного пространства, появляются проекты комплексного освоения подземного пространства, в этот период впервые проектируются и возводятся подземные сооружения в стесненных условиях сложившейся городской застройки. Однако уже при изготовлении ограждающих конструкций котлованов для запроектированных подземных сооружений и при последующей экскавации грунта произошло несколько серьезных аварий вблизи расположенных существующих зданий.

Строительство подземных сооружений в условиях сложившейся плотной городской застройки исторического центра при наличии в основании большой толщи слабых грунтов имеет особенности, которые определяются поведением грунтового массива при технологическом воздействии в процессе устройства конструкций ограждения котлована и выполнения работ по экскавации. Отмечается, что в слабых грунтах при выполнении превентивного усиления фундаментов зданий, расположенных вблизи площадки строительства или при создании геотехнического барьера в зданиях окружающей застройки, возникают дополнительные осадки от технологического воздействия, равные или даже превышающие расчетные осадки от нового строительства. Условия возникновения дополнительных деформаций при проведении работ в слабых грунтах при использовании современных инженерных решений и технологий изучены ещё недостаточно и требуют дополнительных исследований в установлении степени технологического влияния грунты основания и фундаменты зданий окружающей застройки. Это определяет высокую практическую значимость и актуальность исследования факторов, определяющих безопасность строительства подземных сооружений и устройства фундаментов в стесненных условиях исторической городской среды.

**Степень разработанности темы исследований.**—В геотехнической практике определению зоны влияния при подземном строительстве, устройстве котлованов и проведении геотехнических работ в условиях плотной городской застройки уделяется большое внимание, что продиктовано необходимостью достоверной оценки возможных

негативных воздействий на здания окружающей застройки и разработки мероприятий, исключаящих такое влияние. Вопросам подземного строительства в слабых грунтах и в условиях плотной городской застройки, исследованию эффективного использования защитных мероприятий при устройстве котлованов, усилению фундаментов и грунтов основания зданий посвящены работы отечественных ученых Абелева М.Ю., Алексева С.И., Богова С.Г., Бронина В.Н., Безродного К.П., Бугрова А.К., Ватина Н.И., Ваучского Н.П., Верстова В.В., Вершинина В.П., Гайдо А.Н., Голицынского Д.М., Готмана А.Л., Гурского А.В., Далматова Б.И., Дашко Р.Э., Джантимирова Х.А., Дьяконова И.П., Зерцалова М.Г., Зехниева Ф.Ф., Знаменского В.В., Ильичева В.А., Конюхова Д.С., Колыбина И.В., Коновалова П.А., Конюшкова В.В., Кулагина Н.И., Куликовой Е.Ю., Лашковой Е.Б., Левинтова Г.В., Ледяева А.П., Лушников В.В., Маковецкого О.А., Маковского Л.В., Малинина А.Г., Мангушева Р.А., Маслака В.А., Мацегоры А.Г., Меркина В.Е., Мирсаяпова И.Т., Мишакова В.А., Мозгачевой О.А., Никифоровой Н.С., Нуждина Л.В., Парамонова В.Н., Панферова А.А., Петрухина В.П., Перлея Е.М., Полищука А.И., Полунина В.М., Пономарева А.Б., Протосени А.Г., Разводовского Д.Е., Рукавцова А.М., Сапина Д.А., Сахарова И.И., Серебряковой А.Б., Симагина В.Г., Сливца К.В., Сотникова С.Н., Татарина С.В., Тер-Мартirosяна З.Г., Тер-Мартirosяна А.З., Тупикова М.М., Улицкого В.М., Фадеева А.Б., Чунюка Д.Ю., Шашкина А.Г., Шашкина К.Г., Шейнина В.И., Шишкина В.Я., Шулятьева О.А. Среди зарубежных авторов, уделяющих внимание этим проблемам в публикациях и анализе ситуации, следует отметить таких авторов как Antikoski U.V., Bjerrum L., Brandl H., Burland J.B., Chen Pan, Clayton C.R.I., England G.L., Fedeeersen I., Frischmann W.W., Gebreselassie B., Gibson R.E., Gollub P., Ishihara K., Iwasaki E., Kasama S., Katznbach R., Kemfert H.-G., Koutsoftas D.C., Kuntsche K., Lehmann G., Zhon Li, Ladd C.C., Mao-Cia Zhao, Miyazaki Y., Jardine F.M., Moormann Ch., Nußbaumer M., Pearlman S., Peck R.B., Powderham A.J., Puller M., Quick H. Raudasdasmmaa P.J., Som N.N., Sugimoto T., Standing J.R., Terzaghi K., Ulrichs K.R., Van Impe W.F., Van der Berg J.P., Verastegui Flores R.D., Wang Y., Jianfeng Wang, Weißenbach A. Wolfferrsdorf A., Zhussupbekov A. Zh. и др.

В результате проведенных исследований появились нормативные положения по оценке зоны влияния, оценочные методы расчета дополнительных технологических осадков и критерии применения различных конструктивных и технологических мероприятий, обеспечивающих защиту зданий и сооружений вблизи расположенной существующей застройки при подземном строительстве и выполнении работ по устройству фундаментов.

**Научно-техническая гипотеза** выполненных исследований: комплексное рассмотрение процесса воздействия совокупности различных факторов, влияющих на безопасность строительства подземных сооружений и устройства фундаментов в плотной городской застройке, таких как: технологические процессы и реализуемые конструкторские решения, воздействие природных процессов, проектных расчетных допущений, влияющих на формирование напряженно-деформированного состояния (НДС) оснований и фундаментов вблизи расположенных зданий и сооружений, неопределенностей, возникающих в связи с неполной информацией по инженерно-геологическому и гидрогеологическому строению площадки на момент проектирования, позволяет снизить геотехнические риски возникновения сверхнормативных деформаций зданий окружающей застройки.

**Цель исследования** – разработка принципов безопасного проектирования, выполнения геотехнических работ нулевого цикла и строительства подземных сооружений в условиях плотной городской застройки на слабых грунтах.

**Задачи исследования:**

1. Выполнить обзор и анализ существующих методов геотехнического обоснования и подземного строительства в условиях плотной городской застройки в случае слабых грунтов и выявить основные факторы, оказывающие влияние на безопасность выполнения строительных работ.

2. Разработать критерии применимости конструктивных и технологических решений подземного и геотехнического строительства в слабых грунтах в застроенной части города из условий безопасности и минимизации строительных рисков.

3. Разработать принципы научно-технического обоснования подземного строительства на основе оценки степени влияния различных технологических факторов строительного воздействия на (НДС) окружающего грунтового массива, на развитие осадок возводимого сооружения и деформаций фундаментов зданий соседней застройки.

4. Проанализировать факторы влияния на возникновение деформаций в основании соседних зданий и разработать методику устройства защитных мероприятий в виде конструкций ограждения котлована на основе численного моделирования геотехнической ситуации при устройстве фундаментов строящегося здания в слабых грунтах с учетом вариативности возникающих рисков негативного технологического воздействия на окружающую застройку.

5. Разработать методику расчета механизма технологического подъема поверхности околосвайного грунта и зданий окружающей застройки при выполнении набивных свай

вытеснения и определить степень снижения такого влияния при их изготовлении в замкнутом контуре защитного геотехнического экрана в условиях слабых грунтов.

6. Разработать и обосновать комплекс превентивных мероприятий по повышению уровня безопасности для зданий окружающей застройки при совместном рассмотрении системы «грунт основания – фундамент – надземные конструкции» из условия минимизации геотехнических рисков.

7. Обосновать принципы обеспечения безопасности подземного строительства на основе мониторинга НДС грунтового массива и деформаций конструкций зданий.

8. Разработать методику снижения строительных рисков на основе методики их оценки с выбором оптимальных методов выполнения работ нулевого цикла и сформулировать требования по обеспечению их безопасного проведения при реконструкции исторических зданий и сооружений и их приспособлению к современному использованию.

**Объект исследования** – подземные сооружения, современные типы фундаментов и методы их устройства на слабых грунтах.

**Предмет исследования** – основные факторы обеспечения безопасности при устройстве подземных сооружений и новых типов фундаментов в условиях плотной застройки и слабых грунтов.

**Рабочая гипотеза** – использование механизма качественной оценки влияния геотехнических факторов обеспечения безопасности при устройстве фундаментов и подземном строительстве на всех стадиях геотехнического строительства в условиях плотной городской застройки на слабых грунтах позволяет свести геотехнические риски технологического воздействия на фундаменты зданий окружающей застройки к минимуму.

**Научная новизна исследований** заключается в следующем:

1. На основе проведенного анализа практического опыта автора и литературных источников обобщены особенности геотехнического и подземного строительства на слабых грунтах в условиях плотной городской застройки, выявлены и обоснованы основные факторы конструктивного и технологического воздействия на грунты основания и фундаменты зданий, находящихся в непосредственной близости от зоны выполнения геотехнических работ на основе практического опыта строительства подземных сооружений открытого типа.

2. Разработан метод выбора конструкций и технологий устройства ограждений котлованов, практического использования современных свайных фундаментов в условиях плотной городской застройки с учетом результатов геотехнического обоснования.

3. С учетом особенностей строительства на слабых грунтах разработаны и дополнены основные требования к составу геотехнического обоснования по обеспечению сохранности зданий окружающей исторической застройки на основе критерия безопасности и минимизации технологического влияния устройства различных типов фундаментов и конструкций ограждения котлована.

4. Разработаны и обоснованы принципы безопасного подземного строительства с проведением защитных мероприятий, обеспечивающие минимизацию технологического влияния на здания окружающей застройки: превентивное усиление фундаментов существующих зданий буроинъекционными сваями, компенсационное нагнетание закрепляющих растворов по манжетной и по струйной (jet grouting) технологиям и др.

5. Разработана методика расчетной оценки технологического подъема околовсвайного грунта и зданий окружающей застройки при выполнении набивных свай вытеснения на площадке в плотной городской застройке на слабых грунтах, предложена и обоснована методика аналитического решения задачи по определению влияния от устройства набивных свай вытеснения в случае их изготовления в границах замкнутого контура защитного геотехнического экрана на образование дополнительных деформаций поверхности грунта и зданий окружающей застройки.

6. На основе анализа технических и технологических факторов обеспечения безопасности подземного строительства и реконструкции с освоением подземного пространства разработаны и обоснованы основные критерии их оценки в условиях плотной городской застройки на слабых грунтах.

7. Разработаны конструктивные решения усиления фундаментов и закрепления грунтов основания в качестве защитных мероприятий при устройстве котлованов, подземном и геотехническом строительстве, при реконструкции исторических зданий с устройством подвальных и подземных помещений, в том числе для зданий на свайных фундаментах с оценкой возможности передачи дополнительной нагрузки на существующие сваи.

8. Обоснованы принципы геотехнического сопровождения сложных геотехнических строительных объектов и разработана комплексная методика мониторинга ограждения котлованов, конструкций строящегося подземного сооружения,

фундаментов зданий и сооружений, попадающих в расчетную зону влияния в условиях стесненной городской застройки на слабых грунтах.

**Теоретическая значимость** состоит в следующих результатах, полученных при выполнении исследований:

- на основе комплексного анализа факторов геотехнического риска определены качественные критерии безопасного строительства новых типов фундаментов, подземных частей зданий и подземных сооружений в условиях плотной городской застройки на слабых грунтах;

- расширено понятие технологического влияния на формирование геотехнических факторов, обеспечивающих безопасность подземного строительства в зависимости от принимаемых конструкторско-технологических решений, инженерно-геологических условий площадки и технического состояния грунтов, фундаментов и основных строительных конструкций зданий окружающей застройки, попадающих в зону влияния;

- уточнена закономерность формирования факторов геотехнических рисков на основе выполненного анализа влияния граничных условий при проектировании подземных сооружений в условиях плотной городской застройки на слабых грунтах;

- расчетно определена возможность образования технологического подъема околовсвайного грунта и зданий окружающей застройки при выполнении набивных свай вытеснения, а также уточнено влияние превентивно устроенного замкнутого защитного геотехнического экрана на образование дополнительных деформаций поверхности грунта и зданий окружающей застройки в условиях слабых грунтов;

- на основе результатов выполненных лабораторных исследований для пылевато-глинистых водонасыщенных грунтов исследован механизм тиксотропного разупрочнения и последующего восстановления прочностных свойств и разработан метод изменения расчетного сопротивления погружению свай по боковой поверхности в слабых грунтах во времени;

- предложена расчетная методика оценки несущей способности свай, находящейся длительное время в эксплуатации в составе свайного фундамента для целей реконструкции по результатам проведенных натурных исследований;

- обоснованы критерии безопасного строительства на основе теоретических и экспериментальных исследований и анализа геотехнических факторов при проектировании и строительстве фундаментов и подземных сооружений в условиях плотной застройки на слабых грунтах.

**Методология и методы исследований.** Для решения поставленных задач использованы методы классической механики грунтов, теории прочности Кулона – Мора, наследственной теории ползучести, а также общенаучные методы исследования, такие как статистический анализ, математическая статистика и теория вероятности, экспертное прогнозирование, численное моделирование, экспериментальные исследования. При проведении расчетов применялись стандартные отечественные и зарубежные программные комплексы.

**Личный вклад** автора в выполнение диссертационного исследования заключается в формулировании цели и задач исследований, в рассмотрении и анализе факторов геотехнического воздействия на окружающую застройку с оценкой их влияния на безопасность выполнения работ по устройству нулевого цикла и устройству фундаментов в условиях плотной городской застройки на слабых грунтах; в составлении программы и в последующем осуществлении теоретических и экспериментальных исследований, в обработке результатов опытно-исследовательских работ в установлении особенностей взаимодействия грунтового массива с конструкциями усиления фундаментов, устраиваемых геотехнических экранов или барьеров при выполнении защитных мероприятий при устройстве котлованов в плотной городской застройке на слабых грунтах; в разработке основных принципов оценки геотехнических факторов безопасного устройства фундаментов и подземных сооружений на слабых грунтах; в разработке методики расчетного обоснования технологического подъема околосовайного массива грунта при устройстве набивных свай вытеснения и расчетной оценки влияния замкнутого контура защитного геотехнического экрана на образование дополнительных деформаций поверхности грунта и зданий окружающей застройки; в установлении влияния конструктивных и технологических параметров на фундаменты зданий, окружающей застройки; в разработке основных принципов расчетно-конструктивного обеспечения безопасности строительства подземных сооружений в слабых грунтах в условиях плотной городской застройки; в разработке методики и проведении натурных исследований свайных фундаментов в условиях реконструируемого здания; в практической реализации геотехнических объектов на основе предложенных теоретических подходов; в подготовке и написании публикаций по результатам диссертационных исследований.

**На защиту выносятся:**

- методология обеспечения безопасного выполнения работ по устройству фундаментов и подземному строительству на основе анализа комплексного воздействия геотехнических факторов в условиях плотной городской застройки на слабых грунтах;

- методика оценки применимости конструктивных и технологических решений устройства фундаментов и подземного строительства по критерию соответствия геотехнических факторов минимальному значению риска;

- разработанные способы устройства ограждения котлована с минимальным технологическим влиянием на фундаменты зданий окружающей застройки;

- научно обоснованные рекомендации по устройству набивных свайных фундаментов по технологии вытеснения грунта (Drilling Displacement System, DDS) и инъекционному усилению фундаментов и грунтов основания;

- методика расчетной оценки технологического подъема поверхности околосвайного массива грунта и вблизи расположенных зданий при выполнении набивных свай вытеснения в условиях плотной городской застройки на слабых грунтах и аналитическое решение задачи по определению влияния превентивно устроенного замкнутого защитного геотехнического экрана на образование дополнительных деформаций поверхности грунта и зданий окружающей застройки;

- разработанные конструкции и технологические решения устройства фундаментов и ограждения котлованов при строительстве подземных сооружений в условиях плотной городской застройки, позволяющие снизить воздействие строящегося сооружения на фундаменты зданий окружающей застройки и регулировать НДС основания существующих зданий посредством превентивных и защитных мероприятий.

**Достоверность и обоснованность научных положений, выводов и результатов** базируется на использовании в работе методов расчета на основе классической механики грунтов и нормативных документов и обеспечивается применением апробированных методов численного моделирования при решении геотехнических задач, сопоставлении результатов расчетов с данными численного моделирования и с результатами геотехнического мониторинга, осуществляемого в процесса выполнения строительномонтажных работ.

Полевые и лабораторные экспериментальные исследования выполнялись с применением сертифицированных и апробированных приборов и оборудования. Геодезические наблюдения за деформациями зданий и сооружений выполнялись на приборах, прошедших необходимые поверки и метрологическое обеспечение, позволяющие контролировать достоверность получаемых результатов экспериментов. Основные теоретические и прикладные результаты работы в составе выполненных многочисленных проектов по реальным реализованным объектам прошли государственную экспертизу и получили практическую апробацию при строительстве

фундаментов и подземных частей 240 зданий и подземных сооружений, усиления фундаментов 35 исторических зданий при реконструкции и инженерной реставрации, выполнении защитных мероприятий при подземном строительстве. .

**Практическая значимость** заключается в использовании результатов исследований в проектировании, при устройстве фундаментов зданий и строительстве подземных сооружений и реконструкции зданий старой застройки в условиях плотной городской застройки на слабых грунтах:

- разработанных и апробированных критериях качественной оценки конструктивных и технологических решений устройства фундаментов и строительства подземных сооружений на слабых грунтах из условия обеспечения безопасности выполнения геотехнических работ на этапе предварительного расчётно-проектного анализа выбора типа и технологии устройства фундаментов зданий и подземных сооружений в плотной городской застройке, в том числе архитектурных и исторических зданий и памятников, на слабых грунтах;

- разработанной и внедренной в практику методики оценки степени влияния геотехнических факторов при изготовлении набивных свай вытеснения на массив грунта, нормативно закреплённой в соответствующем стандарте организации (СТО 31041820-003-2006);

- в разработанной расчетной методике оценки технологического подъема поверхности околосвайного массива грунта и вблизи расположенных зданий при выполнении набивных свай вытеснения в условиях плотной городской застройки на слабых грунтах и в аналитическом решении задачи по определению влияния превентивно устроенного замкнутого защитного геотехнического экрана на образование дополнительных деформаций поверхности грунта и зданий окружающей застройки;

- предложенного и апробированного способа ограждения котлованов в плотной городской застройке на слабых грунтах в виде возведения в грунте несущего-ограждающей конструкции (патент на изобретение RU № 2378 453, 2010), использование которого позволяет минимизировать воздействия технологического характера на здания окружающей застройки;

- разработанной методики усиления фундаментов и упрочнения грунтов основания с применением инъекционных технологий, включая манжетную технологию компенсационного нагнетания (СТО 31041820-002-2006);

- усовершенствованного и внедренного оборудования для проведения геотехнического мониторинга (измерение послойных деформаций основания – а. с. №

1596015, МКИ E02 Д 1/00), уточнения физико-механических характеристик слабых грунтов (при послойном измерении: а. с. № 1675485, МКИ E 02 Д 1/00; а. с. № 1715955, МКИ E 02 Д 1/00);

- разработанной и реализованной методики оценки несущей способности сваи при реконструкции зданий на свайных фундаментах в составе существующего ростверка без выключения ее из работы;

- уточнения принципов геотехнического мониторинга и научно-технического сопровождения работ по устройству фундаментов и подземных частей зданий и сооружений на слабых грунтах в условиях сложившейся исторической городской среды с высокой плотностью застройки на основе комплексного интерактивного расчетного подхода по оценке и анализу регулярно замеряемых контрольных параметров на принципах обеспечения безопасности и минимизации влияния геотехнического строительства на здания окружающей застройки.

**Результаты исследований** использованы при разработке нормативно-технических документов, прошедших регистрацию в ТК 465 «Строительство» и используемых специализированными строительными организациями при проектировании и в строительной практике; в методических рекомендациях по контролю качества изготовления конструкций набивных свай вытеснения DDS при устройстве свайных оснований, усилении оснований и фундаментов с использованием инъекционных технологий при реконструкции и инженерной реставрации, а также при выполнении защитных мероприятий при устройстве котлованов. Применение результатов исследований в экспертной, в практической консалтинговой, в проектной и строительной деятельности при реализации объектов строительства, реконструкции и инженерной реставрации в сложных инженерно-геологических условиях центральной части Санкт-Петербурга при наличии в основании зданий большой толщи слабых грунтов позволило получить экономический эффект свыше 720 млн руб.

**Апробация работы.** Основные положения и результаты исследований диссертационной работы были представлены, докладывались, обсуждались и были опубликованы в трудах следующих научно-технических конференций и научно-практических семинаров: на 2-м Всесоюзном координационном совещании – семинаре (Владивосток, 1988); на научно-технических семинарах ЛДНТП (Ленинград, 1989, 1990, 1991); на международном конгрессе «Инвестиционные проекты, строительство, экология» (Санкт-Петербург, 1996); на научно-технических конференциях (Куйбышев, 1987; Саратов, 1989; Пермь, 1990); на научно-технических конференциях ЛИСИ-СПбГАСУ

(Санкт-Петербург, 1990, 1991, 2004, 2005, 2006, 2008, 2009, 2010, 2014, 2018, 2019, 2021, 2023, 2024); на международных научно-технических конференциях в Кракове (Польша, 1990), Лейпциге (Германия, 1991), Хельсинки (Финляндия, 2000); в Москве (1998, 2007, 2010), Санкт-Петербурге (2002, 2003, 2005, 2019), Алматы (Казахстан, 2004), Йошкар-Оле (2004), Батуми (Грузия, 2017), Самаре (2019); на научно-практическом семинаре в Пензе (2004); на IX Дунайско-Европейской конференции (Будапешт, Венгрия, 1990); на 3-м международном симпозиуме (Осло, Норвегия, 1991); на 4-м международном симпозиуме FMGM 95 (Бергамо, Италия, 1995); на XI Европейской конференции по механике грунтов и фундаментостроению (ECSMFЕ) в Копенгагене (Дания, 1995); на международном геотехническом симпозиуме в Астане (Казахстан, 2005); на XIII Дунайско-Европейской конференции по геотехнике в г. Любляны (Словения, 2006); на международном геотехническом симпозиуме IGSS в Южно-Сахалинске (2007); на международной научно-технической конференции «Освоение подземного пространства городов: преодоление сложных геологических и градостроительных условий» в Москве (2007); на межрегиональной научно-технической конференции в ЛенНИИпроекте в Санкт-Петербурге (2007); на международной конференции по геотехнике «Геотехнические проблемы мегаполисов» в Москве (2010); на XIV Азиатской региональной конференции ISSMGE в специальной сессии по геоинжинирингу при сохранении культурных и исторических мест в Гонконге (Китай, 2011); на VII международном симпозиуме «Геотехнические аспекты подземного строительства в слабых грунтах» в Риме (Италия, 2011); на 4-м Центрально-Азиатском геотехническом симпозиуме CAGS «Геоинжиниринг и сохранение памятников культуры и исторических мест» в Самарканде (Узбекистан, 2012); на Первом Американско-Российском геотехническом семинаре в Окленде, Сан-Франциско (США, 2012); на 6-м международном геотехническом симпозиуме в г. Ченнау (Индия, 2015); на Сергеевских чтениях – сессии научного совета РАН по проблемам геоэкологии, инженерной геологии и гидрогеологии в Москве (Россия, 2015); на международной конференции «Транспортная геотехника и геоэкология» в СПбГУПС (Санкт-Петербург, 2017); на 19-й международной конференции ICSMGE по механике грунтов и геотехническому инжинирингу в Сеуле (Корея, 2017); на IV международной конференции «Безопасность 2018» в Екатеринбурге (Россия, 2018); на 53-м Межрегиональном семинаре «Информационные технологии в проектировании объектов строительства» в Санкт-Петербурге (2019); на Российско-Испанской конференции по геотехнике «Первые Бетанкуровские чтения» – «Развитие подземного пространства как средство сохранения исторической среды» (Санкт-Петербург, 2019); на XVII Европейской

конференции по механике грунтов и геотехнике ECSMGE-2019 в Рейкьявике (Исландия, 2019); на Всероссийской научно-практической конференции «Перспективные научно-практические разработки для развития образования: премия Правительства РФ в области образования» – Ставропольский филиал МПГУ в Ставрополе (2019); на II международной конференции по реставрации архитектурного наследия RRAH 2020 (Санкт-Петербург, 2020); на международной конференции NGM 2020 / BSGC 2020 (Хельсинки, Финляндия, 2021); на международной конференции GFAC -2021 в СПбГАСУ (Санкт-Петербург, 2021); на научно –технической конференции «Освоение подземного пространства мегаполисов и транспортные тоннели-2022», организованной Тоннельной ассоциацией России (Москва, 2022); на 1-м Международном строительном конгрессе (Москва, 2023); на 17-й Азиатской региональной конференции по механике грунтов и геотехнике (Астана, Казахстан, 2023); на национальной (всероссийской) конференции с международным участием GFAC-2024 в СПбГАСУ (Санкт-Петербург, 2024); на XVIII европейской конференции по механике грунтов и геотехнике ECSMGE 2024 (Лиссабон, Португалия, 2024); на 17-ой Латиноамериканской международной конференции по механике грунтов, геотехнике и инженерно-геологическим изысканиям и 2-ой Латиноамериканской региональной конференции международной ассоциации инженерной геологии и окружающей среды IAEG (Ла Серена, Чили, 2024).

**Публикации.** По результатам проведенных исследований опубликовано 190 работ, в том числе 8 монографий (в соавторстве), получено 16 патентов и авторских свидетельств на изобретение, опубликовано в изданиях, включенных в перечень рецензируемых научных изданий по списку ВАК РФ - 25 статья – (18,37 печатных листов, из них 6,21 единолично автором), 103 публикаций в сборниках трудов научно-технических конференций и научно-практических семинаров, 37 статьи в изданиях, индексируемых международными реферативными базами Scopus(28,348 п.л., из них 9,549 п.л. единолично автором). Общий объем публикаций составляет 352,82 печатных листа, из них лично написанных автором 116,10 печатных листов.

**Структура и объем работы.** Диссертационная работа состоит из Введения. 8 глав, Заключение, списка используемой литературы из 389 наименований (в том числе 86 зарубежных). Текст диссертации включает 430 страниц, в том числе 216 рисунков и схем и 33 таблиц.

Автор выражает глубокую благодарность сотрудникам кафедры геотехники СПбГАСУ – своим наставникам в науке лауреату Государственной Премии РФ, д. т. н., профессору В.М. Улицкому, Заслуженному деятелю науки и техники РФ, д. т. н.,

профессору С.Н. Сотникову, д. т. н., лауреату премии Правительства РФ, д. т. н., профессору И.И. Сахарову, д. т. н., профессору Л.Н. Кондратьевой, академику Казахской инженерной академии, д. т. н., профессору А.Ж. Жусупбекову, заведующему кафедрой «Основания и фундаменты» СПбГУПС, д. т. н., профессору В.Н. Парамонову, генеральному директору ООО «ПИ Геореконструкция», д. г.-м. н. А.Г. Шашкину, к. т. н., с. н. с. лаборатории № 35 НИИОСП им. Н.М. Герсеванова Х.А. Джантимирову, к. т. н., доценту СамГАСА СамГТУ А.В. Мальцеву, коллегам – геотехникам строительных компаний ООО «Геострой», ООО «ГеоСфера», ООО «Геоинжпроект», ООО «БЭиСПР», ООО «Геоизол», ООО «Полицел», ООО «ПКТИ Фундамент-тест» за поддержку и заинтересованное отношение к обсуждению результатов исследований.

Особую благодарность автор выражает своему научному консультанту – члену-корреспонденту РААСН, Заслуженному работнику высшей школы РФ, лауреату премии Правительства РФ в области науки и техники, лауреату премии Правительства РФ в области образования, доктору технических наук, профессору Мангушеву Рашиду Абдулловичу.

## **ГЛАВА 1. СУЩЕСТВУЮЩИЕ МЕТОДЫ И ПОЛОЖЕНИЕ НАУЧНО-ТЕХНИЧЕСКОГО ОБОСНОВАНИЯ ПОДЗЕМНОГО СТРОИТЕЛЬСТВА**

### **1.1. Отечественный и зарубежный опыт строительства подземных сооружений в мегаполисах на слабых грунтах.**

Последние десятилетия во всем мире отмечены активным вниманием к освоению подземного пространства крупных городов и городов-мегаполисов. Это определяется такими градостроительными факторами, как: застроенность центральной части городской территории, что приводит к возникновению дефицита свободных городских площадей; наличие существующих нормативных ограничений по высотности, необходимости обеспечения сохранности зданий исторической застройки; увеличение численности населения мегаполиса; превышением возросших транспортных потоков возможностей городской транспортной инфраструктуры, что приводит к снижению скорости передвижения по городу, образованию дорожных пробок и росту числа дорожно-транспортных происшествий и травматизма на городских автомагистралях; повышение требований к охране окружающей среды и обеспечению экологической безопасности. Освоение подземного пространства городских территорий связано сегодня с устройством транспортных развязок, строительства объектов инженерной и транспортной

инфраструктуры, объектов торговли и бытового обслуживания, складов и автостоянок и т.п. Среди лидеров освоения подземного пространства в России можно назвать Москву, Санкт-Петербург, Екатеринбург, Новосибирск, Самару. Зарубежом в объемах освоения подземного пространства мегаполисов выделяются города в Германии: Мюнхен, Берлин, Кёльн, Франкфурт-на Майне, во Франции - Париж, в Великобритании - Лондон, в Финляндии - Хельсинки, в Швеции -Стокгольм, в Нидерландах - Амстердам, в Канаде - Торонто и Монреаль, в Японии – Токио, в Сингапуре – город Сингапур, в Китае - Шанхай.

Строительство подземных сооружений в геотехнической и строительной практике связано как с комплексным освоением подземного пространства, так и способ устройства фундаментов зданий и сооружений с дополнительным функциональным пространством, расположенным в подвальных и подземных этажах.

По мнению ряда авторов (Теличенко В.И., Зерцалов М.Г., Конюхов Д.С., Королевский К.Ю., Король Е.А., 2010) [256] по расположению подземных сооружений в городе может быть принята следующая классификация:

- подземные сооружения, расположенные под городскими улицами и площадями, скоростными дорогами, путями рельсового транспорта и различного рода проездами;

- подземные сооружения, расположенные под незастроенными участками, в том числе скверами и бульварами;

- подземные сооружения и подземные части зданий, расположенные непосредственно под жилыми, административными и общественными зданиями или их комплексами;

- отдельные подземные сооружения или части сооружений, входящие в состав развитых комплексов инженерно-транспортного назначения, которые могут располагаться под городскими улицами, площадями и зданиями различного назначения.

Исторический аспект подземного строительства в мегаполисах получает современное развитие в 60-70 годы прошлого столетия в Европе. В Советском Союзе и России до 90-х годов прошлого века застройка велась в плановом порядке, и это, как регулирующий механизм, предопределяло пассивную роль в развитии подземного строительства. Если проанализировать Генеральный план развития города Ленинграда 1977 года (Васильев Ю.Н., Назаров В.Ф. и др.,1977) [31], то можно увидеть, что планы развития транспортной и подземной инфраструктуры включали: кольцевую дорогу, дуговые хорды, тоннели под реками и сеть подземных переходов и транспортных развязок, то есть, проектов, которые реализуются только сегодня. На рассматриваемый

документом период было сделано заключение, что технологическое оснащение строительного комплекса Ленинграда на период конца 70-х годов не позволяет реализовать построенные планы. Это утверждение определяет одно из основных условий освоения подземного пространства мегаполисов – наличие технических возможностей и технологий строительных организаций для реализации проектов подземного строительства.

Для понимания уровня исследований строительства подземных сооружений в слабых грунтах, проведем анализ инженерной практики проектирования и строительства таких сооружений.

Важным и значительным событием в эпохе строительства подземных сооружений в слабых грунтах явилось сооружение двух тоннелей длиной по 450м под рекой Темзой при строительстве Лондонского метрополитена в 1825-1841 г.г. Для этого впервые был применен метод щитовой проходки, предложенный М.Брюннелем. Выполненная проходка позволила в 1862 году открыть движение в Лондонской подземке.

В Европе в XIXв начале XX также начали осваивать слабые грунты для подземного строительства. Большой по объему работ опыт проходки плавунных водонасыщенных грунтов был наработан во Франции, Германии, Нидерландах, при этом использовались различные методы обеспечения устойчивости грунтов при выполнении тоннельных работ. Здесь применялись и кессонные методы устройства тоннелей и шахт, искусственное замораживание, химическое закрепление массива грунта, различные методы уплотнения слабых грунтов при помощи свай, а также различные системы глубинного водопонижения.

Строительство подземных сооружений в мегаполисах и крупных городах позволяет улучшить городскую среду для более комфортного пребывания в ней горожан. В основном, направлениями подземного строительства сегодня являются транспортные инфраструктурные объекты – развязки и подземные автостоянки и паркинги, транспортно-пересадочные узлы. Устройство подземных этажей в основании жилых зданий и общественных комплексов, многофункциональных торговых центра и при необходимости создания глубоких фундаментов для высотных зданий определяет рациональность архитектурно-строительного решения, при котором можно говорить об оптимизации затрат на строительство за счет совмещения в подземной части конструктивной функции фундамента, воспринимающего нагрузку от верхней части сооружения и передающей её на нижележащие прочные слои основания, и создаваемой потребительской стоимости (полезности) объемно-планировочного решения с

размещением в подземной части технических помещений, помещений бытового обслуживания и предприятий торговли, зон общественного питания, подземных автостоянок и гаражей, складов, объектов защитных сооружений гражданской обороны и т.п.

В качестве примеров многоуровневого подземного строительства в современной литературе в работах Б.И.Далматова (1999); В.А. Ильичева (2010), Р.А.Мангушева (2010, 2018); С.Н.Сотникова (2008, 2018); В.М. Улицкого (2010, 2014), А.Г. Шашкина (2010, 2012, 2017) приводятся объекты, реализованные в Санкт-Петербурге за последние десятилетия: подземный 4-х уровневый паркинг на Комендантской площади (ТРЦ «Атмосфера» [147,150], торговый комплекс на ул. Восстания «Стокманн» [147,150, 222], устройство подземного объема под деревянным зданием Каменноостровского театра [275, 294], устройство подземного паркинга ТРЦ «Галерея» на Лиговском пр. [63,179], строительство подземной части второй сцены Государственного академического Мариинского театра (ГАМТ-2) [16,17,21, 101,147, 150,275] и т.п.

В период 1990-2000 годов в Ленинграде-Санкт-Петербурге были построены первые подземные сооружения в условиях плотной городской застройки: гостиница «Балтийская» на Невском проспекте была реконструирована под фешенебельный современный отель с устройством двухуровневого подземного паркинга автомобилей, в это же время, особняк Г.Берендса на набережной реки Мойки, д. 11 реконструируется с созданием во дворовой части подземного пространства с размещением подземной парковки вновь создаваемого офисного здания. К сожалению, первый опыт освоения подземного пространства оказался не без проблем. При устройстве ограждения котлована для подземного паркинга гостиницы на Невском проспекте, во время проведения буровых работ по устройству скважин для свай с использованием технологии бурения под защитой обсадной трубы, из-за технологического воздействия произошло разрушение зданий окружающей застройки. Анализ инженерной ситуации показал, что методы производства работ не учитывали конкретные инженерно-геологические и геотехнические условия площадки строительства, технология изготовления конструкции ограждения котлована из секущихся буровых свай не была адаптирована к грунтовым условиям Санкт-Петербурга (Мангушев Р.А., Никифорова Н.С., 2017) [143].

Позже, в 1994-1995 годах при строительстве подземного пристраиваемого этажа автомобильного паркинга на Выборгской стороне эти условия были учтены и работы, проводимые в непосредственной близости от аварийно-деформированного здания, не оказали существенного влияния на его конструкции. Этот опыт, описанный в статье

(Галиопа А.А., Осокин А.И., Бронин В.Н., Сотников С.Н., Рукавцов А.М., Левинтов Г.В., 1998) [42], показал, что технологическое обеспечения процесса геотехнических работ в водонасыщенных грунтах требует всестороннего учета как полученных геотехническим расчетам данных по обеспечению устойчивости системы «окружающая застройка - конструкция ограждения котлована - подземное сооружение», так и производственно-технологических факторов строительного воздействия на грунты основания.

Одними из первых примеров в метростроении в реализации многоуровневого подземного строительства станций метрополитенов в условиях слабых грунтов можно назвать возведение в 1997 году станции метро «Спортивная» на Петроградской стороне и станции метро «Комендантский проспект», вестибюль которой был выполнен в конце 1980-х годов методом «стена в грунте», однако из-за сложностей перестроечного периода строительство растянулось до 2005 года (Кулагин Н.И., 2004) [120].

Вопросам подземного строительства в слабых грунтах посвящены работы исследователей Абелева М.Ю., Бронина В.Н., Безродного К.П., Ваучского Н.П., Верстова В.В., Голяцынского Д.М., Далматова Б.И., Зерцалова М.Г., Ильичева В.А., Колыбина И.В., Коновалова П.А., Конюхова Д.С., Кулагина Н.И., Лашковой Е.Б., Маковского Л.В., Малинина А.Г., Мангушева Р.А., Меркина В.Е., Никифоровой Н.С., Парамонова В.Н., Петрухина В.П., Перлея Е.М., Протосени А.Г., Сахарова И.И., Смоленкова В.Ю., Смородинова М.И., Сотникова С.Н., Улицкого В.М., Фадеева А.Б., Шашкина А.Г., Шашкина К.Г., Шулятьева О.А., Bjerrum L., Brandl H., Katzbach R., Lehmann G., Peck R.V., Puller M., Terzaghi K., Ulrichs K.R., Van Impe W.F., Verastegui Flores R.D., Weissnbach A. и др. авторов.

В работах Р.А. Мангушева, В.М. Улицкого, А.Г. Шашкина, К.Г. Шашкина (2010) [147, 275] приведено описание строительства подземного многоуровневого пространства для размещения автомобильной парковки торгово-развлекательного центра на Комендантской площади в Приморском районе Санкт-Петербурга. Подземная часть ТРЦ имеет пять уровней при глубине сооружения 19,5 м. Диаметр подземного сооружения составляет 78 м. Следует отметить, что идея строительства подземного сооружения на Комендантской площади была первоначально предложена как основание высотного здания, которое предполагалось к строительству на данной площадке. В процессе общественных слушаний застройщику не удалось достичь компромисса с жильцами вблизи расположенного дома по вопросам инсоляции, и в рамках достижения компромисса, проект был изменен в функциональном назначении на торгово-развлекательный центр. Претерпело изменение и подземная часть здания, которая была

реализована уже не прямоугольной по форме, а в цилиндрической - круглого очертания. Общий архитектурно-строительный разрез данного сооружения представлен на рисунке 1.1.

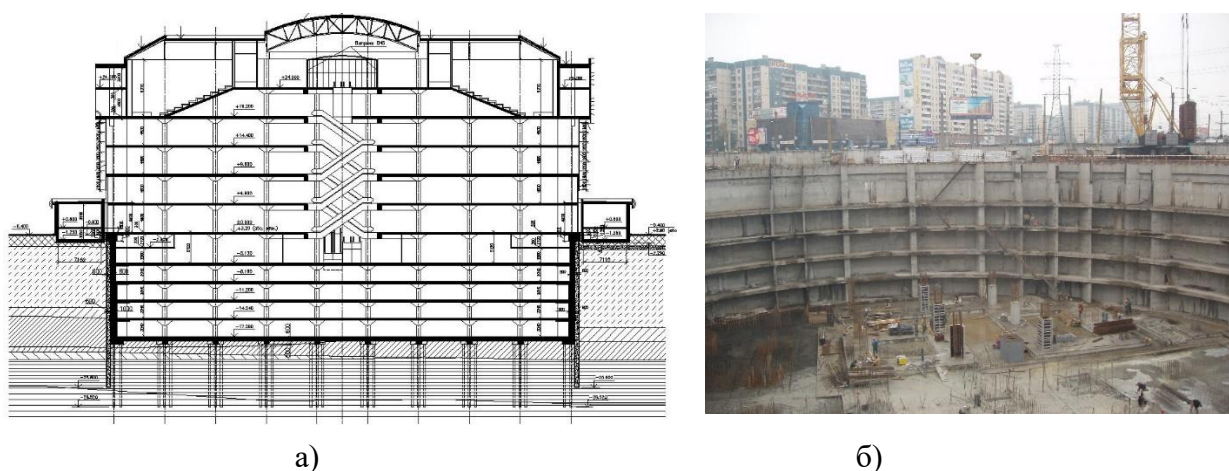


Рис. 1.1. Общий разрез здания ТРЦ «Атмосфера» (ООО «Геоизол») (Смоленков В.Ю. , 2009) [222] (Mangushev R.A., Rybnov E.I., Lashkova E.B., Osokin A.I., 2016) [335]- архитектурно-строительный разрез; б- вид выполненного котлована с ребрами жесткости;

Интерес к техническому решению и организации строительства данного сооружения вызван совмещением технологии формирования пионерной траншеи глубиной 24,0 м и шириной 0,8 м, устраиваемой грейферным способом под защитой цементно-глинистого раствора с последующим монтажом в ней конструкции из металлического полукруглого шпунта F-серии и последующим обетонитрованием поверхности шпунта ограждения котлована с созданием по ярусам железобетонных конструктивных ребер жесткости. Результаты исследований деформаций конструкций и грунтового массива при строительстве данного сооружения были опубликованы в работах Е.Б.Лашковой, Р.А. Мангушева, В.Ю. Смоленкова, В.М. Улицкого, А.Г. Шашкина, К.Г. Шашкина.

В непосредственной близости от упомянутого выше сооружения также был выполнен котлован подземного вестибюля станции метро «Комендатский проспект», имеющий глубину 14,0 м, а также подземный пешеходный переход с глубиной откопки 8,5 м. Конструкция ограждения котлована станции метро была выполнена методом «стена в грунте» грейферным способом, при этом грунт на стыках между панелями дополнительно обрабатывался с наружной стороны котлована при помощи технологии «Jet Grouting» для создания противодиффузионной завесы посредством закрепленного грунтоцементного массива.

Развитие подземного пространства в данном районе потребовало устройство подземного пешеходного перехода между станцией метро и ТРК «Атмосфера», строительство которого выполнялось по проекту разработанному ОАО «НИПИИ «Ленметрогипротранс». В качестве ограждения котлована был использован металлический шпунт Ларсен V длиной погружения 16 м с последующим его извлечением. Особенностью устраиваемой конструкции шпунтового ограждения явились необходимые разрывы в периметре котлована для пропуска существующих коммуникаций. Грунт на участках разрыва шпунта обрабатывался высоконапорной инъекцией с использованием технологии Jet Grouting с формированием конструкции ограждения из грунтоцемента. Конструкция подземного перехода имеет коробчатое сечение с внутренним каркасом и выполнена из монолитного железобетона.

При откопке глубоких котлованов в условиях строительства в условиях плотной городской застройки с 2000 г. в Санкт-Петербурге начали использовать метод «Semi-Top-Down» и несколько позже – в 2008 году – «Top-Down». Данный способ подземного строительства в России был впервые использован в Москве при строительстве подземной части многофункционального комплекса «Царев Сад» [Юркевич П.Б.,2001]. с целью повышения устойчивости и пространственной жесткости ограждения котлованов, минимизации влияния котлованных работ на расположенные в непосредственной близости от него зданий и сооружений.

Как правило, строительство по принципу «Top-Down» выполняется с использованием для ограждения котлована конструкции «стена в грунте», на которую в последующем опирается железобетонное перекрытие, устраиваемое в уровне первого этажа. Разработка грунта ведется под перекрытием закрытым способом. В перекрытии для обеспечения экскавации разрабатываемого грунта устраивают технологические отверстия. Диски перекрытий сочетают две конструктивные функции: они обеспечивают пространственную жесткость строящегося подземного объема и играют роль распорных конструкций для стен котлована.

Метод строительства подземного сооружения «Top-Down» был успешно применен для подземной части здания второй сцены Мариинского государственного академического театра (МГАТ-2) при устройстве котлована размером 150 x 80 м глубиной 12,5 м. Особенностью этого сооружения было то, что оно возводилось в центре города в условиях плотной застройки и слабых тексотропных грунтов Санкт-Петербурга.

Ограждение котлована подземной части театра (2007 г.) первоначально было выполнено по периметру котлована из шпунта AU Arcelor 18 с глубиной погружения от

дневной поверхности 21 м [101,147,202]. Для устройства шпунтового ограждения использовалось вибропогружение. Одновременно с вибропогружением шпунта выполнялись работы по устройству буронабивных свай под каркас здания. Диаметр свай был принят от 800 мм до 1200 мм с бурением под защитой инвентарных обсадных труб. Проведение этих масштабных строительных работ привело к расструктуриванию тиксотропных супесей и суглинков верхней части основания и к развитию осадок зданий окружающей застройки. В процессе этих работ здания по Минскому переулку и улице Союза печатников получили осадки до 35 мм, а в их несущих конструкциях появились трещины (Ильичев В.А, Ледяев А.П., Мангушев Р.А., 2011 [202]).

Выполненный по инициативе ЗАО «Геореконструкция - Фундаментпроект» (Улицкий В.М., Шашкин А.Г., Шашкин К.Г., 2010) [275] экспериментальный котлован размером 44,35 x 12,85 м с проектной глубиной 12,5 м выполненный с тремя ярусами распорок показал, что принятое в первоначальном проекте ограждение котлована только с использованием шпунта с многоярусной системой распорок оказалось недостаточно жестким.

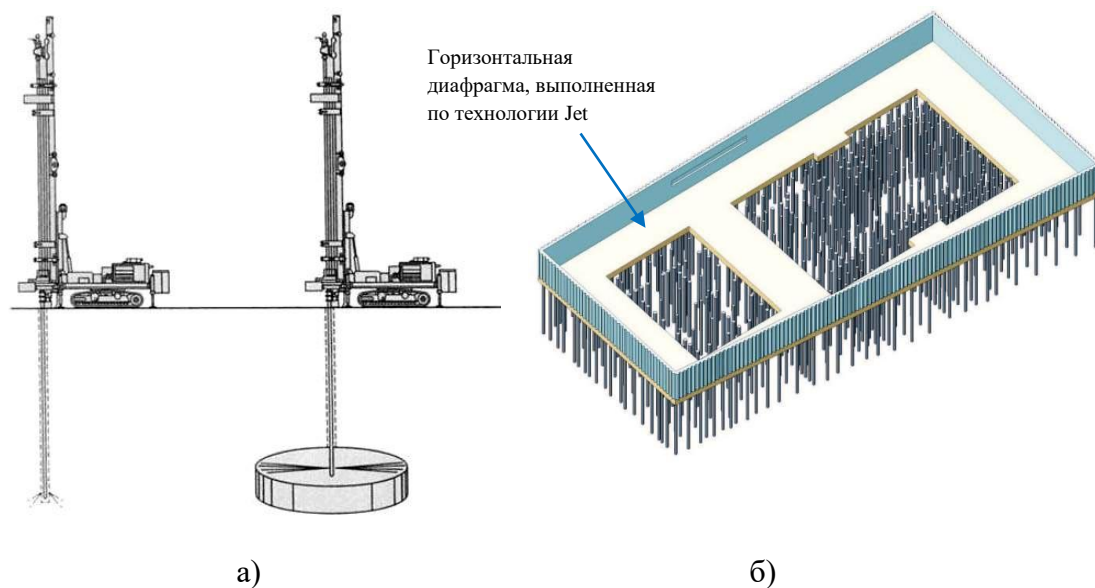


Рис. 1.2. Схема выполнения глубинного закрепления (а) и конструктивная схема выполненной горизонтальной диафрагмы из закрепленного грунта по методу “Jet-grouting”(б) [147]

По результатам инструментальных наблюдений, наибольшее горизонтальное смещение шпунтовой стенки ограждения спустя 4 месяца после окончательной экскавации грунта достигло 155 мм и наблюдалось в интервале глубин 12-14 м ниже дневной поверхности. Осадки незагруженной поверхности на расстоянии 15 м от стены ограждения (минимальное расстояние от шпунтового ограждения до зданий окружающей застройки) превысили 55 мм. Исследователями отмечается, что примерно через год с

момента полной отрывки опытного котлована было отмечено смятие узла нижней распорки, что подтвердило недостаточную жесткость первоначально принятого варианта ограждения котлована при действии на него активного давления расструктуренного водонасыщенного грунта. (Богданов В.В., Сливцев К.В., 2009) [21].

Результаты эксперимента на опытном котловане послужили основанием для принятия решения по закреплению массива слабых грунтов методом струйной технологии “Jet-grouting” по периметру шпунтового ограждения в зоне действия его возможных максимальных горизонтальных перемещений - на глубинах 11,5-14 м от дневной отметки (рисунок 1.2). При этом, проектная прочность материала диафрагмы из закрепленного грунта на одноосное сжатие принималась не менее 1,0 МПа, а модуль деформации – не менее 400 МПа.

Несмотря на проведенные мероприятия по глубинному закреплению грунтов, дополнительные расчеты с учетом результатов натурного эксперимента на опытном котловане показали реальную возможность развития дальнейших ненормативных осадок зданий окружающей застройки. При этом, наибольшую опасность представляли возможные деформации оснований домов по Минскому переулку уже получивших, как показали материалы дополнительного обследования, трещины в несущих конструкциях.

В связи с этим, в 2008 г. с учетом уже выполненных работ нулевого цикла, была принята концепция по увеличению жесткости ограждения котлована и его дальнейшей поэтапной разработки. Это решение по строительству подземной части 2-ой сцены МГАТ включало закрепление грунта с использованием технологии Jet-grouting вдоль шпунтового ограждения. Эта дополнительная конструкция была выполнена из секущихся грунтоцементных свай глубиной закрепления грунта 18,0 м с внешней стороны существующего шпунтового ограждения. Для обеспечения возможности восприятия моментных и горизонтальных усилий в грунтоцементный массив были погружены металлические двутавры № 40, установленными с шагом 1,0 м. Образованная таким образом комбинированная конструкция «стена в грунте» из грунтоцемента и шпунт поверху объединялись железобетонной балкой шириной 2,3 м и высотой 1,15 м.

В литературе [202] приведено описание поэтапной разработки котлована с использованием технологии «Top-Down», при которой распор внешнего ограждения котлована осуществляется железобетонными плитами на отметках -4.41 и -11.1 м (верх плит), возводимыми по мере разработки грунта. Плита перекрытия на отметке – 4,41 имела толщину 400 мм и опиралась в построечный период на временные буронабивные сваи длиной 29 м, диаметром 600 мм, устроенные внутри котлована по сетке с шагом 6 x 6

м. Грунт разрабатывался под этой плитой малыми экскаваторами и выбирался с помощью транспортеров через заранее оставленные технологические отверстия (рисунок 1.3).

При производстве всех видов указанных работ производился регулярный мониторинг основных конструкций подземного сооружения, а также зданий и сооружений окружающей застройки (ОАО «КБ ВиПС» и ООО «БЭСКИТ»). Научно-техническое сопровождение строительства подземной части осуществлялось НПЦ Геотехнологий СПбГАСУ под руководством заведующего кафедрой геотехники, д.т.н., профессора Р.А. Мангушева. При научно-техническом сопровождении строительная ситуация моделировалась с применением специальных расчетных программ, в частности, с использованием программы PLAXIS в плоской и пространственной версиях.

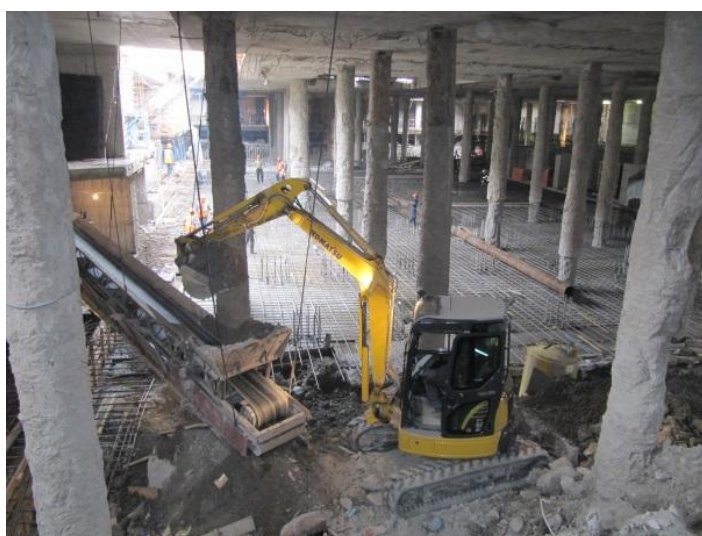


Рис.1.3. Разработка грунта под железобетонной плитой перекрытия на отметке – 11,10 м

При расчетах МКЭ характеристики грунтов основания принимались с учетом их пространственной изменчивости в следствии техногенного воздействия. Оценка прочностных и деформационных характеристик грунтов производилась методом статического зондирования на трех площадках в нескольких десятках точек с использованием передвижной шведской установки статического зондирования GIB 204 [147,202,331]. Так, выполненные инструментальные измерения показали, что по сравнению с ненарушенными значениями (до начала строительства) прочностные ( $\varphi$ ,  $c$ ) и деформационные ( $E_o$ ) характеристики грунтов увеличились примерно на 30% за счет уплотнения грунта временными сваями и упрочнения его в результате создания горизонтальной и вертикальной грунтоцементных диафрагм методом Jet-grouting [147,150,202].

Для исключения развития неравномерных деформаций зданий, расположенных по Минскому переулку в непосредственной близости от котлована использовалась технология компенсационного нагнетания закрепляющих растворов в грунтовый массив под подошву фундаментов с различных горизонтов. При этом, с использованием программы PLAXIS, рассчитывались необходимые объемы закачки раствора для обеспечения необходимой компенсации деформаций основания под подошвой фундаментов (рисунок 1.4).

Практический интерес реализации подземного сооружения и его научно-технического сопровождения в плотно-застроенной части города представляет опыт строительства торгового комплекса Стокман (Stockmann) на пересечении Невского проспекта и улицы Восстания [147,150]. Подземное пространство торгового комплекса представляет собой 3-4 подземных этажа с общей глубиной откапываемого котлована около 15,0 м. Здание в плане имеет вид трапеции с основанием 60 и с высотой одной из сторон - 130 м<sup>1</sup>. Проект подземной части выполнялся под руководством проф. Сотникова С.Н. фирмой «ПетерГИБ». Площадка строительства с двух сторон граничила с жилыми и офисными зданиями. В качестве ограждающей конструкции подземной части, первоначально проектом предусматривалось использование только металлического жесткого шпунта HZ775B длиной 25 м, погружаемого высокочастотными безрезонансными вибропогружателями, однако в связи с неблагоприятными оценками возможных деформаций соседних зданий от вибрационного воздействия, фундаменты зданий внутренних флигелей по Невскому проспекту до основных работ по откопке котлована были усилены сваями «Титан», предварительно испытанными на 70 тонн вертикальной нагрузки, а вместо шпунтового ограждения по стороне котлована, примыкающей к дому 4 по улице Восстания, было решено выполнить ограждение с использованием конструкции «стена в грунте», устраиваемой грейферным способом. (Смоленков В.Ю., 2009) [222].

В основании котлована была предусмотрена грунтоцементная диафрагма, выполненная по технологии Jet Grouting (Бондарев Ю.В., 2010).

Откопка котлована выполнялась по методу «Top-Down» через технологические отверстия, при этом, перекрытия являлись распорными элементами для ограждающей конструкции. До начала строительства часть зданий, попадающих в зону влияния

---

<sup>1</sup> Проект подземной части выполнялся под руководством проф. Сотникова С.Н. фирмой «ПетерГИБ».

геотехнических работ была усилена буроинъекционными сваями «Титан». Здания, которые были усилены сваями, в процессе выполнения комплекса подземных работ и возведения надземных конструкций серьезных дополнительных осадок не получили. Здание, которое примыкало к площадке строительства и грунты основания и фундаменты которого не усиливались, не смотря на изменение технологии устройства ограждения котлована, получило серьезные деформации ограждающих несущих конструкций и потребовало ремонта [147,150].

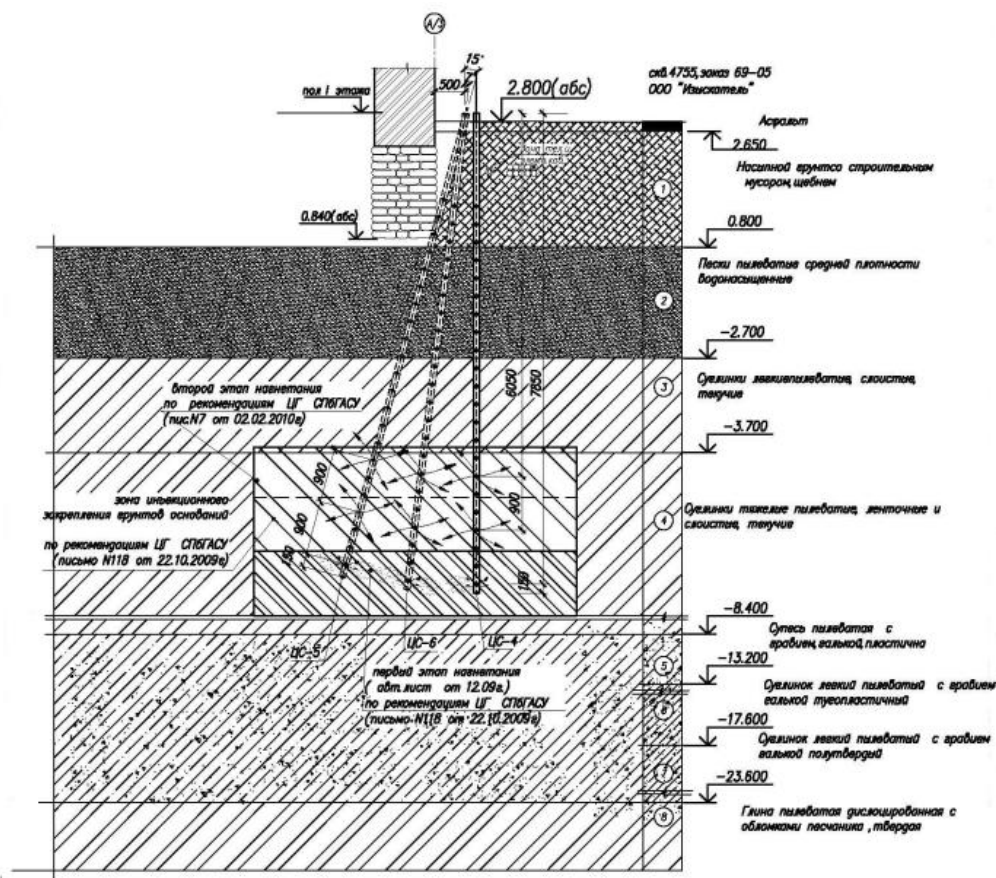


Рис.1.4. Проектное решение с устройством компенсационного нагнетания в грунтовой массив под подошву фундамента [147]

В литературе приводится пример строительства подземной части торгово-развлекательного комплекса на Лиговском проспекте (Мангушев Р.А., Осокин А.И., 2010) [147,150]. На рассматриваемой площадке, где ранее предполагалось строительство транспортно-коммерческого центра (ТКЦ) - вокзала высокоскоростной магистрали (ВСМ) в 2006 году было решено построить торгово-развлекательный комплекс (ТРК) с устройством многоуровневого подземного паркинга. Учитывая размеры котлована, было принято решение выполнить ограждение котлована из металлической полутрубы («Берегсталь») переменной глубины, при этом максимальная глубина погружения

составила 21,0 м. В качестве свайного основания было предложено использовать выполненные сваи для предыдущего проекта с дополнением свайного поля 785 набивными сваями вытеснения диаметром 550 мм. Были испытаны ранее выполненные сваи, которые подтвердили расчетную нагрузку в 3000кН, при чем, значение осадки при испытании составила менее 30 мм.

Результаты расчетов показали, что устойчивость шпунтового ограждения может быть обеспечена при определенной технологической последовательности разработки котлована. В соответствии с расчетами, на последнем этапе откопки котлована, деформации шпунтового ограждения при наличии двух уровней распорок или бермы составят 34 мм при максимальном значении изгибающего момента 303,0 кН\*м и коэффициенте запаса общей устойчивости 1,94 [147,150,179].

Принятая последовательность разработки котлована глубиной 10,0 метров включала в себя откопку его центральной части с оставлением берм вдоль шпунтового ограждения на проектную отметку и устройство монолитной железобетонной плиты в центре, с последующим устройством распорных конструкций в виде металлических труб между выполненной железобетонной плитой и шпунтовым ограждением (рисунок 1.5). Откопка участка котлована в зоне расположения металлических балок выполнялась по захваткам с последующим посекционным бетонированием монолитной плиты и стен подвальной части на участках примыкания к шпунтовому ограждению. После бетонирования участков стен вдоль шпунтового ограждения распорки демонтировались. Все указанные работы выполнялись в непосредственной близости от действующего железнодорожного полотна и здания Московского вокзала без остановки его эксплуатации [147,150,179].

Следует отметить, что технология откопки котлована с использованием шпунта «Берегсталь» типа F6012 ил полутруб диаметром 1208 мм с толщиной стенки 12 мм и длиной 21,0 м была апробирована на опытном участке, результаты которого опубликованы А.Г. Шашкиным (2014) в [296]. Проведенные специалистами НПО «Геореконструкция – Фундаментпроект» (научный руководитель работ А.Г. Шашкин, ответственный исполнитель В.А. Васенин) исследования показали, что «перемещения шпунта сопровождалась деформациями массива грунта, при этом осадки поверхности величиной 7..15 мм были зафиксированы на периферии зоны наблюдения (на расстоянии 20 м от шпунта).



Рис. 1.5. Вид котлована ТРК «Галерея» с двумя уровнями металлических подкосов со стороны железнодорожных путей Московского вокзала при разработке котлована.

Горизонтальные смещения на расстоянии 5 м от шпунта развивались в направлении от котлована, далее они меняли знак; на расстоянии 10 м горизонтальные смещения в сторону котлована составляли 8 мм, а на расстоянии 15...20 м увеличивались до 12...14 мм). Полученные экспериментальные данные указывают на то, что даже при небольших горизонтальных смещениях шпунта в процесс деформирования вовлекается значительная территория вокруг котлована шириной две-три его глубины (Шашкин А.Г., 2014) [296].

## **1.2. Анализ практики применения основных конструктивных решений и технологий устройства котлованов при подземном строительстве в слабых грунтах**

При осуществлении застройки города Санкт-Петербурга еще в период конца XIX и начала XX веков происходило активное освоение подземного пространства в жилых домах и дворовых территориях с созданием подвальных помещений, направленных на складское и техническое функционирование с появлением, так называемых «подвесных дворов». Функционально они предназначались для хранения и заготовки угля и дров для отопления жилых строений в весенней-осенне-зимний периоды и использовались по назначению, практически, до середины прошлого века. По результатам многочисленных технических обследований, обобщая результаты, можно заключить, что подвесные дворы представляют собой подземное пространство различной высоты (от 2,0 м до 2, 4 м), находящееся под дворовой поверхностью жилых зданий. Стены и колонны подвесного двора, как правило, сложены из бутового камня или кирпича, а перекрытия выполнены в виде металлических балок, по которым устроены кирпичные или бетонные своды.

Сегодня в городе 118 «подвесных дворов», часть из которых имеют аварийное техническое состояние и требуют противоаварийного и капитального ремонта.

Строительство «подвесных дворов» выполнялось при закладке фундамента под дом, для чего откапывался общий котлован под всей площадью дома. Архитектурно-строительные размеры помещений «подвесных дворов» были продиктованы потребителем пониманием застройщиком необходимых запасов дров для отопления дома и ограничивались в плане размерами дворовой территории. Среди примеров «подвесных дворов» могут быть названы адреса: Кирочная ул.24, 9-я Советская д.11-13, ул. Чайковского, д.61, Невский пр.156, Гангутская ул.,д. 16, Английский пр., д. 26 и пр.

Выбор конструкции и технологии устройства ограждения котлована на стадии проектирования подземного сооружения, сооружаемого открытым способом, зависит как от архитектурно - строительного проектного решения подземного объема здания, его предполагаемой глубины, так и от инженерно-геологического строения и гидрогеологических условий площадки строительства. Для обеспечения безопасности строительства возможные варианты конструкций ограждения котлована проверяются по устойчивости и деформативности, а также производится расчетная оценка влияния устройства котлована на окружающую застройку с определением зоны такого влияния на разных этапах строительства. Важным фактором, оказывающим влияние на выбор конструкции ограждения котлована вблизи существующей застройки, является оценка технического состояния зданий окружающей застройки. В вопросе принятия решения по конструкции ограждения котлована и способу строительства подземного сооружения значимым условием также являются технологические возможности строительных организаций, опыт реализации подобных проектов в конкретных грунтовых условиях и, как часто бывает, предпочтения заказчика-застройщика, основанные на его инженерной эрудиции и доверии к определенному бренду исполнителя.

Строительство подземных частей жилых и гражданских зданий определяется потребностями размещения автомобильных парковок, создания технических помещений и инфраструктурных зон и социальных рекреаций для удовлетворения потребностей пользователей. В обычном случае, при проектировании подземных встроенно-пристроенных паркингов и гаражей принимается один или два подземных уровня, при этом потребуется устройство котлована глубиной до 6-8 метров.

Глубина откопки котлована зависит от количества подземных уровней, принятой в проекте высоте подземного помещения. Примеры таких решений многочисленны и, в их числе, можно привести: жилой дом по набережной реки Мойки, д.11, гостиница «Невский

Палас» 1 и 2 очереди, жилой комплекс на Зоологической ул., д.2-4, гостиница «Кортъ ярд Марриотт Санкт-Петербург» на Малом пр. д, 1 Васильевского острова, апартаменты на наб.р. Мойки, д.102, офисный центр на Невском пр.,д.68, жилой дом 5 на 20-линии Васильевского острова и пр.

В некоторых случаях при проектировании подземного пространства комбинированного функционального использования в качестве хранилищ библиотек, складов, паркингов, технических помещений торговых и общественных центров заглубление подземной части здания или подземного сооружения зависит от технологии его использования и может быть больше обычно принимаемых 1-2 уровней. В этом случае и глубина котлована будет определяться потребностями в подземном пространстве.

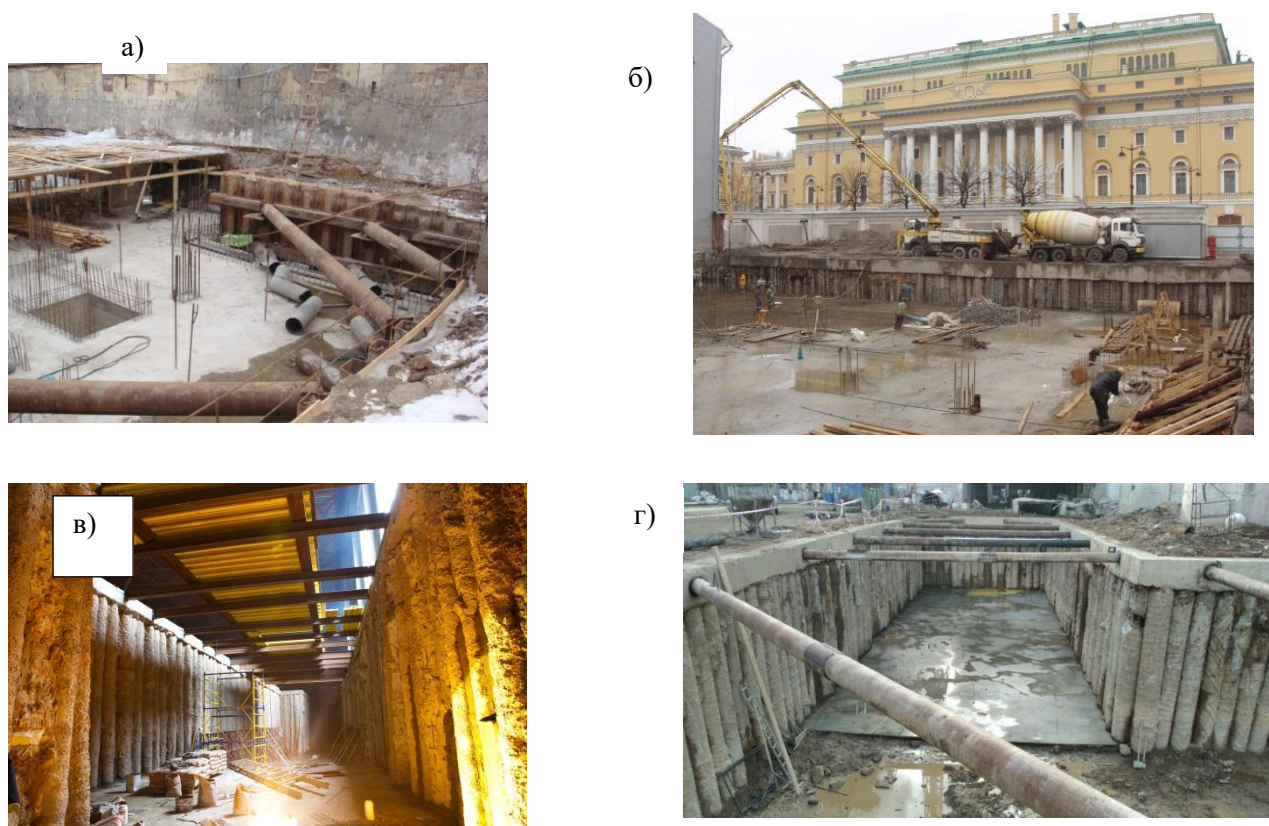


Рис. 1.6. Ограждения котлованов: а) с использованием шпунта, погружаемого вдавливанием (II очередь гостиницы «Невский Палас», Невский пр., д.55); б) ограждение котлована здания на пл. Островского, д. 2а из буросекущихся свай, устраиваемых по технологии двойного вращения (Double Rotary) ; в) устройство касательных свай с Джет-шпонкой (технологический прием кирпичного завода в пос. Рябово Тосненского района Ленинградской области); г) устройство ограждения созданием стенки из секущихся буронабивных свай (НПО «Метаким, г. Волхов Ленинградской обл.)

По опыту строительства в Санкт-Петербурге можно отметить, что при таких технологических решениях использования подземного объема глубина котлована под подземную часть здания может составлять 12- 17,0 м. Примерами здесь могут служить 2-я

сцена Мариинского театра по ул. Декабристов, д.34, ТРЦ «Галерея» на Лиговском пр.д.30, ТРК «Атмосфера на Комендантской пл. д.1, ТЦ «Стокманн» на Невском пр.,д.114-116, здание Арбитражного суда на ул. Смольного, д.6, Многофункциональный офисный комплекс «Невская ратуша» на Дегтярной ул.,д.7 и др.

Сегодня в практике устройства котлованов в застроенной части города активно используются технологии погружения металлических шпунтов вдавливанием. Там, где окружающая застройка позволяет использование вибропогружения с использованием безрезонансного вибратора кроме металлического шпунта могут применяться конструкции трубошпунтов, полутрубного шпунта типа «Берегсталь», комбинированных шпунтов в сочетании с элементами HZ, композитного шпунта.

При жестких требованиях по минимизации и исключению дополнительных деформаций зданий окружающей застройки применяется устройство ограждений из конструкций «стена в грунте», устраиваемых при помощи плоского гидравлического грейфера с толщиной конструкции от 400 мм до 1200 мм или из буронабивных секущихся свай или касательных с инъекционной или Jet – шпонкой (стык сваи обрабатывается инъекцией закрепляющего раствора или направленной струей при использовании технологии высоконапорной инъекции Jet Grouting. В некоторых случаях оправданным техническим решением является устройство ограждений котлованов при помощи создания массива закрепленного грунта (грунто-цементного массива, или сокращенно - ГЦМ) при помощи технологии «Jet Grouting» (струйной технологии) (рисунок 1.6).

. В последние годы в практике научно-технического консультирования приходилось неоднократно сталкиваться с попытками застройщиков использовать рискованные решения по устройству котлованов в застроенной части города с устройством котлованов с естественными откосами. В виде примера можно привести строительную площадку на ул. Будапештской, дом 6, когда для устройства нулевого цикла был откопан котлован глубиной 4,8 метров с естественными откосами (рисунок 1.7). Следует отметить, что по проекту предполагалось устройство ограждения котлована в виде металлического шпунта VL 606 А длиной 11,7 м с экскавацией котлована бермами и металлическими подкосами. Сформированный в начале декабря в период заморозков откос продержался до первой оттепели, которая случилась в конце января. Оползень, произошедший со смещением больших масс грунта, привел к наклону находящихся в основании откоса свай свайного поля с отклонением от вертикали от 400 мм до 1700 мм. Данное обстоятельство потребовало устройства дополнительных свай в количестве 120 свай (в

дополнении к первоначально погруженным 180 свай, большая часть из которых получила сверхнормативные отклонения при оползне).

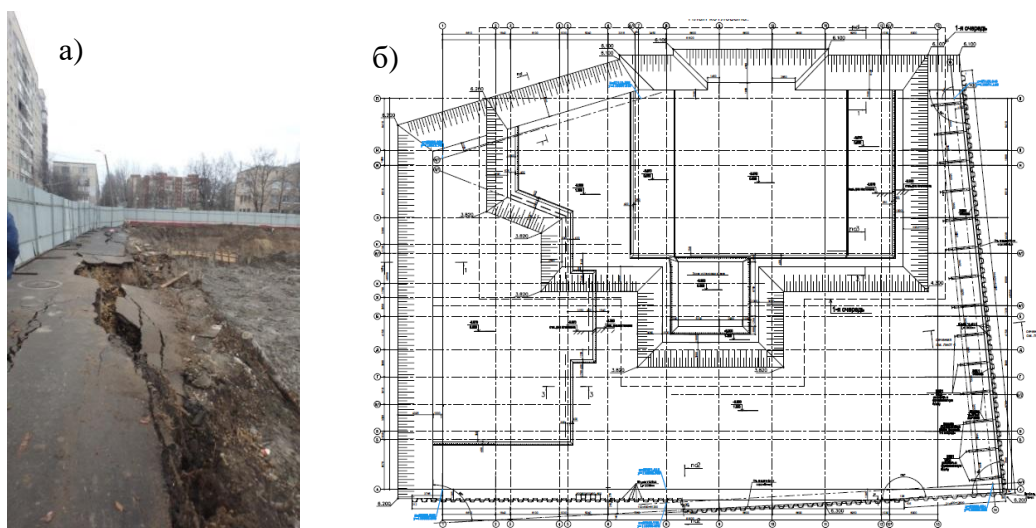


Рис.1.7. Опыт устройства котлована с естественными откосами под новое строительство в Купчино: а) вид бровки котлована после оползня; б) схема откопки котлована под строительство подземной части здания.

Поверочный расчет численным методом конечных элементов показал, что устойчивость откоса обеспечивается при угле откоса  $18-19^{\circ}$ . При сформированном откосе в  $65^{\circ}$  коэффициент устойчивости откоса составлял значение менее 1,0, что свидетельствовало, что устойчивость откоса не обеспечена. При этом, установлено, что без ограждения, потеря устойчивости склона котлована наступает при глубине откопки 1,8 м.

Освоение подземного пространства в Санкт-Петербурге может быть разделено на несколько характерных периодов в зависимости от технических и технологических возможностей строительных организаций.

Так, в период с начала 90-х годов по 2005 года для ограждения котлованов появилась возможность использования металлического шпунта Larsen IV и Larsen V, который погружали безрезонансными вибраторами. В этот период появился первый опыт применения для ограждения котлованов касательных буронабивных свай с инъекционной шпокой и секущихся буронабивных свай с диаметрами устройства свай от 350 мм до 620 мм, устраиваемых по различным буровым технологиям: под защитой глинистого раствора или технической воды, по технологии НПС (непрерывного полого шнека) или под защитой обсадной трубы. Первый опыт подземного строительства

был связан с устройством котлованов в плотной городской застройке глубиной не более 3,0 м. В начале 2000-х годов в Санкт-Петербурге появился первый опыт устройства ограждения котлованов закреплением грунтов с использованием высокнапорной инъекции, так называемой технологии Jet grouting. Автор совместно со специалистами ЗАО «Геострой» выполнил конструкции ограждения котлована под пешеходный переход у станции метро «Автово». Появились и другие примеры использования высокнапорной инъекции для устройства шахт и закрепления бровки глубоких траншей для прокладки инженерных коммуникаций. С 2000 года для устройства свай ограждения котлованов диаметром 350-500 мм начали применять технологии «двойного вращателя» (Double Rotary), что позволяло повысить качество и скорость производства работ. В указанный период на рынке появился шпунт производства Thyssen Krupp и AyselorMittal (профили U и Z-профилей), при этом глубина котлованов возросла до 7,0 м.



Рис.1.8. Производственный процесс вдавливания шпунта AZ установкой Vanut 655 при строительстве II очереди гостиницы «Невский Палас» на Невском пр. 55 (2007) (а); устройство конструкции «стена в грунте» установкой SoilMec SM 870 на строительстве гостиницы на ул. Правды, д.10 (б)(2009); конструкция ограждения котлована при строительстве паркинга жилого комплекса на ул. Благодатной из касательных свай (в), вид ограждения котлована «стена в грунте» толщиной 1200 мм и распорных дисков перекрытий при устройстве фундаментов ОДЦ «Лахта-центр» (2014) (г) [152, 178, 180].

В период с 2005 по настоящее время для ограждения котлованов используется металлические шпунты различных типов: европейских производителей Thyssen Krupp, AlsellorMittal, Vitkovice U-, Z-, H- профилей, металлические конструкции в виде полутрубы F- серии фирмы «Берегсталь», Larsen Вум, трубошпунт, при этом, превалирующим техническим решением для котлованов глубиной до 5,0 м является отечественный шпунт Larsen Вум. Для погружения шпунта кроме безрезонансных вибраторов стали использоваться устройства для вдавливания производства Vanut 655, Giken, Still Worker WP 150 и пр.

Для устройства ограждения котлованов шахт при строительстве тоннельных коллекторов для Водоканала и тоннелей метрополитена в Санкт-Петербурге традиционно используются секущиеся и касательные буронабивные сваи с инъекционной шпонкой с диаметрами от 620 мм до 1500 мм. Постепенно набирается положительный опыт применения конструкций ограждения котлована «стена в грунте», устраиваемых при помощи плоского гидравлического грейфера с использованием различных ограничительных элементов, при этом, возможная толщина конструкции определяется по расчету и от технических возможностей производителя работ и по практическому опыту автора может быть 400,500,600,800,1000,1200 мм, что делает данную конструкцию оптимальной для возможностей решения значительного спектра инженерных задач с устройством котлованов. В настоящее время технические возможности и полученный опыт позволяют устраивать котлованы глубиной до 20,0 м (рисунок 1.8).

Проведенный анализ по 88 строительным площадкам в городе с устройством котлованов при строительстве подземных сооружений различного назначения за последние 5 лет позволяет разделить их по следующим типам, наиболее широко используемым в строительной практике: шпунтовые ограждения 57 стройплощадок (65%), ограждение из свай 14 котлованов (16%), использование конструкции «стена в грунте» 11 площадок (12,5%), применение закрепления стенок котлована Jet Grouting 4 площадки(4,5%), откопка котлованов с естественными откосами -2 площадки (2%) (рисунок 1.9).

При комплексном освоении подземном строительстве возникает необходимость устройства глубоких котлованов, но, при этом, при увеличении глубины котлована возрастают как затраты на работы «нулевого» цикла, так и увеличивается общая стоимость строительства и, как правило, сроки реализации проекта. Степень риска возникновения аварийных ситуаций прямо пропорциональна глубине откапываемого котлована и гидрогеологических условий площадки. Информация об авариях котлованов

практически не выносятся на общественное обсуждение, поэтому ее анализ необходим для того, чтобы в дальнейшем избегать подобных ситуаций [147].



Рис. 1.9. Диаграмма распределения по видам конструкций ограждения котлована при глубине экскавации более 4,5 м.

### 1.3. Анализ существующих методик определения зоны влияния от выполняемых геотехнических работ

В геотехнической практике определение зоны влияния уделяется большое внимание, что продиктовано необходимостью правильной оценки возможных негативных воздействий на здания окружающей застройки и разработке мероприятий, исключающих такое влияние. Разработкой расчетных методов и теоретических подходов к определению влияния котлованов, подземных сооружений и нового строительства встроек и пристроек на окружающую застройку посвящены работы Абелева М.Ю., Бронина В.Н., Бугрова А.К., Вершинина В.П., Глозман Л.М., Готман Н.З., Готмана А.Л., Далматова Б.И., Дашко Р.Э., Дьяконова И.П., Зерцалова М.Г., Зехниева Ф.Ф., Знаменского В.В., Ильичева В.А., Карлова В.Д., Колыбина И.В., Конюхова Д.С., Коновалова П.А., Конюшкова В.В., Малинина А.Г., Мангушева Р.А., Мирсаяпова И.Т., Мишакова В.А., Мозгачевой О.А., Морарескула Н.Н., Никифоровой Н.С., Перлея Е.М., Петрухина В.П., Полищука А.И., Развадовского Д.Е., Рукавцова А.М., Сапина Д.А., Сахарова И.И., Симагина В.Г., Собенина А.А., Сотникова С.Н., Ставницера Л.Р., Тер-Мартirosяна З.Г., Тер-Мартirosяна А.З., Улицкого В.М., Фадеева А.Б., Шапиро Д.М., Шашкина А.Г., Шашкина

Шейнина В.И., Шишкина В.Я., К.Г., Шулятьева О.А. и др. Среди зарубежных авторов, уделяющих внимание данной проблеме в публикациях и анализе ситуации следует отметить таких авторов, как Antikoski U.V., Brandl H., Burland J.B., Chen Pan, Clayton C.R.I., Fedeeersen I., Gollub P., Kasama S., Kuntsche K., Mao-cia Zhao, Miyazaki Y., Moormann Ch., Nußbaumer M., Pearlman S., Raudasdasmaa P.J., Som N.N., Sugimoto T., Standing J.R., Jardine F.M. Moormann, Peck R.B., Jianfeng Wang, Van der Berg J.P., Quick H., Zhon Li, Wang Y., Weißenbach A., etc

В нормативной литературе при строительстве подземного сооружения на слабых грунтах в ТСН 50-302-2004 [263] дается рекомендация для предварительной оценки принимать зону влияния соседнюю застройку в 30 м. При разработке проекта зона влияния, как правило, определяется на основании геотехнического обоснования.

Для определения зоны риска от строительства подземного сооружения на окружающие здания и сооружения в ТСН изложены требования по выполнению ряда расчетов, на основании которых и принимается решение о назначении зоны влияния. К таким расчетам в условиях городской застройки, согласно ТСН [263] могут быть отнесены расчеты по несущей способности основания, устойчивости сооружения и его отдельных элементов, «расчет местной прочности основания; расчет устойчивости откосов, бортов котлованов; ... расчет устойчивости ограждения котлованов; определение эффективных напряжений и поровых давлений в массиве грунта и на контакте конструкций подземного сооружения с основанием, а также их изменений во времени; расчеты внутренних усилий в ограждающих, анкерных и фундаментных конструкциях; расчеты фильтрационной прочности основания, давления подземных вод на конструкции подземного сооружения, фильтрационного расхода; расчет деформаций системы «основание-подземное сооружение»; расчет влияния строительства на существующие здания и подземные сети с учетом фактического состояния последних». [263].

В СП 361.1325800.2017 [244] указывается, что оценка нового строительства на эксплуатируемые здания и сооружения может быть осуществлена как на основе расчетного, так и экспертно-аналитического подхода. При этом учитываются результаты сопоставления расчетного влияния и данных мониторинга, а также опыт производства геотехнических работ в сходных грунтовых условиях. Важным обстоятельством является указание СП 361.1325800.2017 [244], что зоны влияния принимаются не как расстояние от строящегося объекта, а по критерию расчетных или измеренных деформаций зданий, которые определяются в зависимости от величины осадки, которая принята в качестве пороговой величины определения размеров зоны влияния с выделением интенсивных

перемещений, где значение осадки превышает 1,0 см, дополнительных деформаций существующих зданий (вертикальные и горизонтальные перемещения, относительная разность осадок фундаментов); общих перемещений инженерных коммуникаций и инженерных сооружений городской и транспортной инфраструктуры.

Расчет согласно [233] допускается производить в плоской постановке (плоская деформация). При этом есть оговорка, которая разъясняет, что при нахождении в зоне влияния нового строительства уникальных зданий и сооружений или объектов культурного наследия (памятников истории и архитектуры) расчеты рекомендуется выполнять в трехмерной постановке.

На стадии создания геотехнического обоснования, разработки проектного решения работ по устройству котлована и строительству подземного сооружения приходится сталкиваться с неопределенностью, которая искажает полученные расчетные значения. Этой неопределенностью, по нашему мнению, является технологическое влияние от выполнения строительных работ вблизи существующей застройки.

Нормативные документы [233, 244] указывают на необходимость выполнять оценку дополнительных осадок, вызванных технологическими воздействиями на грунтовый массив в процессе производства работ по устройству геотехнических конструкций. [207]. Полезным для уточнения возможного технологического воздействия может быть анализ опубликованных источников, наличие опыта работ на объектах-аналогах, проведение натурных испытаний на опытной площадке. Поскольку технологическая осадка является дополнительной к расчетной осадке здания или сооружения, её значение суммируется с расчетной дополнительной осадкой здания, полученной по результатам геотехнического прогноза [233, 244].

При проектировании глубоких котлованов (глубиной более 5м) для строительства подземных сооружений и устройства подземных частей зданий по СП 22.13330.2016 [233] необходимо выполнять геотехническое обоснование – прогноз, для оценки влияния строительства на изменение напряженно-деформированного состояния окружающего грунтового массива и фундаментов окружающей застройки. В результате геотехнического прогноза, согласно СП 22.13330.2016 [233] и исследований, проведенной проф. Н.С. Никифоровой [168], определяются радиус зоны влияния  $r_{3\sigma}$  и значения дополнительных деформаций оснований и фундаментов зданий окружающей застройки, на основании которых в последующем определяют необходимость и состав защитных мероприятий для обеспечения сохранности окружающей застройки от влияния подземного строительства или реконструкции.

Согласно СП 22.13330.2016 [233] радиус зоны влияния от строительства или реконструкции с устройством котлованов рекомендуется ограничивать расстоянием, при котором расчетное значение дополнительной осадки грунтового массива или основания существующего здания окружающей застройки не превышает 1 мм. Исключение составляет расположение на границе зоны влияния сооружений окружающей застройки, имеющих аварийную (IV) категорию технического состояния, при этом зона влияния увеличивается с включением таких объектов в состав расчетной зоны влияния. При определении размеров зоны влияния нового строительства и реконструкции на территориях, сложенных специфическими грунтами, нормативные документы рекомендуют также учитывать местный опыт проектирования, условия строительства и особенности эксплуатации сооружений.

Для предварительных расчетов ориентировочную величину радиуса влияния допускается принимать [147, 233] в зависимости от конструкции ограждения котлована и типа его раскрепления от двух до пяти глубин котлована. Наименьшее влияние, согласно [204], предполагается в случае использования монолитной или сборно-монолитной железобетонной конструкции ограждения котлована, выполняемой по технологии «стена в грунте» или из буронабивных секущихся свай, при этом, экскавация грунта производится под защитой выполняемых в качестве распорных конструкций монолитных железобетонных перекрытий, в которых для экскавации устраиваются монтажные окна. Эта технология в международной практике называется Top-Down (Топ-Даун), или «сверху-вниз».

Для определения осадок зданий в зоне влияния котлованов, имеющих глубину более 5-ти метров, в литературе и нормативных документах предлагается использовать полуэмпирический метод прогноза осадок [143, 147, 168] (Никифорова Н.С., 2008; Мангушев Р.А., Никифорова Н.С., 2013). В геотехнической практике применяется эмпирико-аналитический метод прогноза осадок зданий, расположенных в зоне влияния устройства котлована, который основан на формуле, которая учитывает жесткость конструкций здания и массу здания, а также конструктивные особенности ограждения котлована и вид грунтов на площадке строительства [104] (Ильичев В.А. и др., 2006)

Анализ литературных источников, материалы мониторинга объектов на строительных площадках Санкт-Петербурга, возводимых в условиях плотной городской застройки в сложных инженерно-геологических условиях показывает, что основные риски развития дополнительных нерасчетных неравномерных деформаций зданий окружающей застройки происходит по ряду причин технологического характера: воздействиями от

строительных процессов: устройства шпунтовых свай, при устройстве конструкций ограждения котлована, динамическими воздействиями от работающей на строительной площадке техники, устройстве ограждений типа «стена в грунте», устройстве буронабивных свай и др.

При оценке возможных рисков деформирования зданий в зоне влияния от строительства подземного сооружения обязательным условием аналитического подхода является учет при рассмотрении сценария техногенного воздействия на грунты основания из-за протечек инженерных сетей. При наличии пылеватых разностей в составе песчаных и супесчаных отложений в основании фундаментов существующих зданий, такие воздействия из-за возникающих суффозионных явлений наиболее опасны в сочетании со строительными процессами при выполнении геотехнических работ.

В качестве примеров, иллюстрирующими такие негативные явления, можно назвать несколько объектов из практики автора при строительстве жилых зданий в Центральном, Василеостровском и Петроградском районах, при строительстве гостиницы в Адмиралтейском районе и бизнесцентра на пл. Островского.

Анализ примеров строительной практики, позволил провести сопоставление расчетных и фактических зон влияния от строительства подземных сооружений. Так из 64 проанализированных строительных площадок в центральных районах Санкт-Петербурга зона влияния была больше расчетной - в 6 случая (9,4 %); соответствовала расчетной – на 39 строительных площадках (60,9 %); была менее расчетной – на 19 строительных площадках (29,7%) (рисунок 1.10).

#### Зона влияния от нового строительства

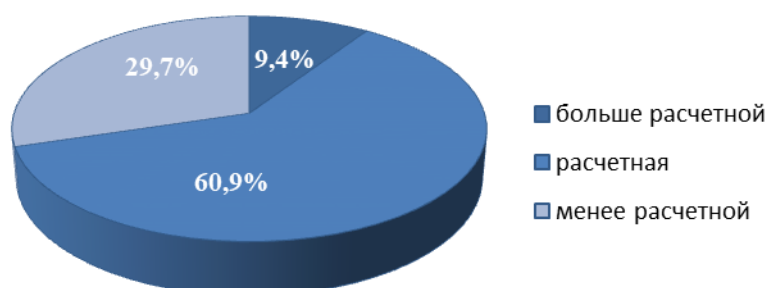


Рис. 1.10. Сравнение размеров зоны влияния от нового строительства в плотной городской застройке (анализ выборки из 24 объектов в Василеостровском, Петроградском, Центральном и Адмиралтейском районах Санкт-Петербурга)

Развитие зон влияния с превышением расчетных параметров произошло вследствие: технологического воздействия при производстве геотехнических работ, деформаций вследствие недостаточной жесткости выполненной конструкции ограждения котлована и техногенных воздействий из-за протечек инженерных сетей.

Определение размеров зоны влияния от устройства котлована при возведении подземного сооружения в слабых грунтах плотной городской застройки зависит от ряда природных, конструктивных и технологических факторов: инженерно-геологических условий площадки строительства, технологии и жесткости конструкции ограждения котлована, глубины откопки котлована, технологии устройства ограждающей конструкции, фундаментов здания или подземной его части, системы строительного водопонижения, которая должна быть выбрана исходя из особенностей гидрогеологической ситуации на площадке строительства, и, конечно, фактора времени строительного воздействия на грунты основания. До начала строительных работ уточняют техническое состояние зданий окружающей застройки, тип фундаментов, состояние грунтового массива под подошвой фундамента, поскольку указанные имеют прямую зависимость на возможность здания воспринимать дополнительные деформации от технологического воздействия, в том числе и неравномерные

Дополнительные деформации основания сохраняемых объектов реконструкции и зданий окружающей застройки при выполнении котлованов вблизи них  $S_{ad}^i$  проявляется по опыту строительства в плотной городской застройке при возникновении определенных условий, которые являются факторами риска. Эти факторы оказывают негативное воздействие на фундаменты соседней застройки [248]. В Справочнике геотехника (2023г.) [248] перечислены основные:

«– *постоянные статические воздействия*, связанные с изменением статических условий работы оснований существующей застройки (нагружение весом нового здания, разгрузка вследствие разборки соседнего строения, понижения планировочных отметок и т.п.);

– *постоянное изменение режима подземных вод* (изменение гидрогеологических условий на территории вокруг объекта, устройство преград на пути естественных потоков подземных вод, понижение уровня грунтовых вод за счет дренажных систем и т.п.);

– *постоянные технологические воздействия* (динамические нагрузки от работы оборудования, движения транспорта, температурные воздействия, загрязнение грунтов основания);

– *временные статические воздействия* (устройство выемок – котлованов, траншей; разборка подпорных стенок набережных при их ремонте; подвижка ограждения котлована; воздействие временных анкеров на массив грунта и т.п.);

– *временные технологические воздействия* (ударные и вибрационные нагрузки от погружения свай, шпунта; статические нагрузки вследствие погружения свай и шпунта вдавливанием; перебор грунта вследствие изготовления буровых свай, потеря устойчивости выработок, устроенных под защитой тиксотропных растворов; микротоннелирование и проходка тоннелей метро; дополнительные нагрузки на основание и фундаменты, связанные с инъецированием, замораживанием грунта и т.п.).» [248]

По предложенной классификации, автором были проанализированы данные имеющихся материалов по 64 строительным площадкам (таблица 1.1):

Таблица 1.1.

Факторы риска, возникающие при выполнении геотехнических работ

№ п/п	Фактор риска	Соотношение в %
1.	Постоянные статические воздействия	21,9
2.	Постоянное изменение режима подземных вод	4,7
3.	Постоянные технологические воздействия	3,1
4.	Временные статические воздействия	12,3
5.	Временные технологические воздействия	58,0

Прогнозирование механизма развития дополнительных осадков и деформаций зданий в зоне выполнения геотехнических работ от статического воздействия и изменения режима подземных вод возможно с применением численных методов расчета по известным моделям механики грунтов.

Группа исследователей под руководством д.т.н., профессора В.М.Улицкого и д.г.-м.н., профессора А.Г. Шашкина [275] считает, что технологические факторы могут быть сведены в одну группу с объединением разнотипных воздействий: как статических, динамических, физических (температурных, электрических и т.п.), так и химических и биологических.

В настоящее время проводятся разнообразные исследования, направленные на систематизацию и выявление действия механизма технологических воздействий на вблизи расположенные здания и сооружения при проведении геотехнических работ в условиях плотной городской застройки. Ряд таких исследований выполнен на кафедре

геотехники СПбГАСУ в рамках действия научной школы под научным руководством д.т.н., профессора Р.А. Мангушева: при устройстве конструкции «стена в грунте» (Мангушев Р.А., Веселов А.А., Конюшков В.В., Сапин Д.А. 2016) [134], при вдавливании шпунта (Мангушев Р.А., Гурский А.В., 2016) [136], при выполнении буронабивных свай вытеснения (Мангушев Р.А., Конюшков В.В., Дьяконов И.П., 2018)[141], при вибропогружении и виброизвлечении шпунтовых свай (Мангушев Р.А., Полунин В.М., 2020) [156]. Не смотря на некоторые установленные закономерности технологического влияния на здания окружающей застройки, более точную оценку можно получить при организации опытных работ на площадках строительства в натуральных условиях с измерением степени уплотнения или разуплотнения грунтового массива, изменения порового давления, деформаций поверхности грунта, проводя эти работы на безопасно расстоянии от существующей застройки.

Важным условием, позволяющим минимизировать строительное воздействие на существующие здания при подземном строительстве является повышение категории технического состояния здания, попадающего в зону влияния, за счет выполняемых ремонтных работ, а при необходимости, выведения здания или его конструкций из аварийного состояния, выполнения превентивных мероприятий по снижению влияния от строительства подземного сооружения на основе геотехнического обоснования.

К мероприятиям превентивного характера, снижающим риски негативного влияния устройства котлованов вблизи существующей застройки следует отнести различные способы усиления фундаментов, закрепления грунтов в основании фундаментов примыкающих к площадке строительства зданий, создания различного рода разделительных стенок, геотехнических барьеров и завес, а также конструктивные и технологические мероприятия, позволяющие минимизировать влияние на окружающую застройку.

#### **1.4. Особенности современных геотехнологий и оценка риска их использования в условиях слабых грунтов**

Важнейшим условием обеспечения безопасности подземного и геотехнического строительства в слабых грунтах является минимизация строительного технологического воздействия на грунтовой массив, фундаменты окружающих зданий и сооружений и использование для этой цели так называемых «щадящих» методов.

Грунтовый массив, окружающий подземную часть здания или подземного сооружения или находящийся в основании фундамента здания, составляет единую структуру со строящимся объектом, при котором на каждом этапе строительства обеспечивается различный по характеру и условиям уровень взаимодействия подземных строительных конструкций с грунтовой средой.

Грунты обладают чрезвычайно большой изменчивостью физико-механических свойств, в связи с этим оценка и управление геотехническими рисками необходимы на каждом этапе строительного процесса. Высокая вариантность конструкторских решений и технологических процессов связана с неопределенным поведением грунтов. Изменения грунтовых условий характеризуются как пространственной изменчивостью, так и обычным для дельтовых отложений, пестрым напластованием грунтов по всей глубине залегания четвертичных отложений в составе инженерно-геологического разреза. Следует особо отметить и присущую четвертичным отложениям анизотропность свойств как, в геологическом (физико-механические свойства), так и гидрогеологическом (коэффициенты фильтрации) спектре.

Итак, преобладающим аспектом геотехнического строительства на слабых грунтах является неопределенность, для которой могут быть установлены различные категории:

- пространственная изменчивость и геологические параметры и факторы;
- ошибки измерения, оценки физико-механических свойств грунтов, включая их статистическое распределение;
- неполный учет нагрузок, действующих на основание;
- неправильное составление расчетной схемы численного моделирования при решении объемной расчетной задачи влияния на здания окружающей застройки;
- упущения и ошибки, возникающие при проектировании;
- технологический брак, несоответствие проектным решениям, нарушение технологических регламентов при выполнении строительно-монтажных работ.

В соответствии с методологическим фундаментальным подходом к работе по управлению рисками [Кауфман Л.Л., Лысиков Б.А., 2009[108], описанным в литературе, он включает в себя следующие шаги:

- идентификацию риска;
- оценку вероятности возникновения риска и его потенциальных последствий: технологических и стоимостных;
- уменьшение риска или его предотвращение.

Система управления геотехническими рисками, по своей сути, должна пронизывать все стадии строительного процесса, начиная с составления программы на выполнение инженерно-геологических исследований. Через призму минимизации рисков должны проходить расчетное геотехническое обоснование и проектные работы.

На практической стадии реализации проекта все строительные процессы должны быть оценены с позиции возможного строительного риска. Важным условием снижения и своевременного выявления риска геотехнического строительства является организация и проведение научно-технического сопровождения объекта на всех его этапах, в том числе и стадии завершения работ строительного цикла и сдачи объекта в эксплуатацию.

На стадии технико-экономического обоснования (ТЭО) рекомендуются следующие действия:

- идентификация общих факторов, геологических рисков;
- классификация и установление приоритета геотехнического риска;
- анализ возможности оптимизации расположения объекта в плановом положении на местности;
- геотехническая оценка возможных вариантов устройства конструкций подземной части здания;
- выбор и геотехническая оценка исходя из условий безопасности основных строительных методов и технологий.

На стадии детальной проработки проекта (стадии Р) :

- на основе данных инженерных изысканий уточняется степень риска местоположения объекта подземного строительства при принятом объемно-планировочном решении и предполагаемых методах строительства и используемых технологий;
- оценивается вероятность возникновения рисков и потенциальных повреждений при проведении строительных работ;
- принимаются решения по минимизации технологических рисков;
- определяются критерии системы геотехнического мониторинга.

На строительной стадии реализации проекта управление системой предупреждения рисков основывается на наличии системы комплексной оценки информации, получаемой на строительной площадке со стороны авторского надзора и результатов проводимого геотехнического мониторинга.

Проведение научно-технического сопровождения проекта строительства подземной части здания или подземного сооружений в плотной городской застройке в сложных

грунтовых условиях при наличии слабых грунтов (сооружения геотехнической сложности 3) является обязательным (СП 22.13330.2016) [233] и в его состав включаются:

«- разработка рекомендаций по составлению технического задания и программе инженерных изысканий;

- оценка и материалов выполненных инженерных изысканий;

- оценка геологических рисков;

- прогноз состояния оснований и фундаментов проектируемого объекта с учетом всех возможных видов воздействий;

- геотехнический прогноз влияния строительства на окружающую застройку, геологическую среду и экологическую обстановку;

- разработка программы геотехнического и экологического мониторинга;

- выявление возможных сценариев аварийных ситуаций;

- разработка технологических регламентов на специальные виды работ;

- выполнение опытно-исследовательских работ;

- обобщение и анализ результатов всех видов геотехнического мониторинга, их сопоставление с результатами прогноза;

- оперативная разработка рекомендаций или корректировка проектных решений на основании данных геотехнического мониторинга при выявлении отклонений от результатов прогноза.»

Условием, повышающим безопасность подземного строительства на всех стадиях реализации проекта, СП 22.13330.2016 [233] определяет геотехническую экспертизу для ряда объектов, в число которых включаются: особо опасные и уникальные, повышенного уровня ответственности, геотехнической категории 3, с подземной частью глубиной заложения более 5 м, в зоне влияния которых расположены сооружения окружающей застройки, размещаемых на территориях с возможным развитием опасных инженерно-геологических процессов.

### **1.5. Выводы по главе 1 и постановка задач исследований:**

#### **Выводы по главе 1:**

1. В условиях слабых грунтов использование естественных откосов при разработке котлованов глубиной более 1,5 м в условиях плотной застройки является неприемлемым инженерным решением, часто приводящим к аварийным ситуациям.

2. Анализ использования конструкций ограждения котлованов при строительстве подземных сооружений на слабых грунтах показал, что в настоящее время, наиболее широко используемым решением является применение металлических шпунтовых ограждений различного типа, что обосновывается их оборачиваемостью, технологичностью и конструктивной вариативностью.

3. Значимую роль в минимизации и предотвращении возникновения внештатных ситуаций и аварийных условий, возникающих при подземном строительстве, играет своевременная оценка геотехнических рисков.

4. Анализ производственной и проектной практики показывает, что проведение усовершенствования проекта с целью его удешевления в ущерб надежности, исключения из рассмотрения определенных факторов риска (конструктивных, природных, технологических, техногенных) часто приводит к возникновению аварийных ситуаций в независимости от квалификации производителей работ.

5. При геотехническом обосновании необходимо определять и классифицировать вероятностные негативные последствия от различного рода природных и техногенных воздействий с определением значимости каждого из факторов, оказывающих влияние на устойчивость и деформативность системы ограждения котлована и образование дополнительных деформаций оснований зданий окружающей застройки.

#### **Постановка задач исследования**

1. Разработать критерии применимости конструктивных и технологических решений для минимизации технических рисков подземного и геотехнического строительства в слабых грунтах в застроенной части города.

2. Разработать методику и выполнить оценку степени влияния различных технологических факторов геотехнического воздействия на окружающий массив грунта и на развитие деформаций оснований возводимого сооружения и зданий окружающей застройки.

3. Проанализировать и уточнить особенности методики численного моделирования геотехнической ситуации при устройстве котлованов и фундаментов на слабых грунтах с учетом вариативности возникающих рисков негативного технологического воздействия на окружающую застройку.

4. Разработать и обосновать комплекс превентивных мероприятий по повышению безопасной работы зданий окружающей застройки при совместном рассмотрении системы «грунт основания-фундамент-надземные конструкции» из условия минимизации геотехнических рисков.

5. Обосновать принципы обеспечения безопасности подземного строительства на основе мониторинга напряженно-деформированного состояния (НДС) грунтового массива и деформаций конструкций зданий.

6. Разработать методику оценки строительных геотехнических рисков и сформулировать требования по обеспечению безопасного ведения подземных работ при инженерной реставрации и реконструкции памятников архитектуры и зданий исторической застройки с их приспособлением к современному использованию с освоением подземного пространства.

## **ГЛАВА 2. ОСОБЕННОСТИ ВЫБОРА КОНСТРУКТИВНЫХ И ТЕХНОЛОГИЧЕСКИХ РЕШЕНИЙ ПОДЗЕМНОГО СТРОИТЕЛЬСТВА В ПЛОТНОЙ ГОРОДСКОЙ ЗАСТРОЙКЕ НА СЛАБЫХ ГРУНТАХ**

### **2.1. Особенности инженерно-геологических условий центральной части Санкт-Петербурга**

Строительство на слабых водонасыщенных грунтах является сложной инженерной задачей ввиду возможных больших неравномерных осадок зданий, потери устойчивости их оснований при приложении больших нагрузок, что чревато аварийными ситуациями для сооружений. Инженерно-геологические условия центральной части Санкт-Петербурга, в данном случае, являются характерным примером таких грунтов. В связи с этим, к устройству на них фундаментов и подземных частей строящихся зданий предъявляются повышенные требования по сравнению с надземными конструкциями.

Инженерно-геологические условия центральной части Санкт-Петербурга характеризуются большой пестротой напластования различных по свойствам грунтовых слоёв, которые переслаиваются по глубине распространения песчаными и пылеватоглинистыми разностями. Эти особенности залегания грунтов формируют их анизотропность по физико-механическим характеристикам и водопроницаемости. История геологического развития территории Санкт-Петербурга в четвертичном периоде оказала влияние на ландшафт городских территорий, оказала влияние на имеющееся сегодня напластование грунтов постледниковых отложений и их физико-механические свойства. Палеография постледниковых отложений для территории Санкт-Петербурга в общем виде представлена в ТСН 50-302-2004 (Приложение Д) [263].

Исследования по изучению свойств и особенностей залегания грунтов четвертичных отложений на территории Санкт-Петербурга проводились специалистами -

геологами и геотехниками и они были опубликованы в работах: Е.Н. Богданова (1988), Р.Э.Дашко (1990, 2015), Л.Г. Заварзина (1994), М.С. Захарова (2014), А.А. Кагана (1971), М.А. Лавровой (1962), Е.А.Ломакина (2009), Р.А.Мангушева (2010,2014), К.К.Маркова (1935), С.Я. Нагорного (1996), Н.Н. Олейника (2019), Н.Н. Соколова (1960), М.А. Солодухина (1985), В.М. Фурсы (1975), А.Г. Шашкина (2011, 2014), С.А. Яковлева (1925,1935)и др.

На территории Санкт-Петербурга, по мнению Л.Г. Заварзина (1991, 1994), выделяются три характерных основных грунтовых комплекса (рисунок 2.1).

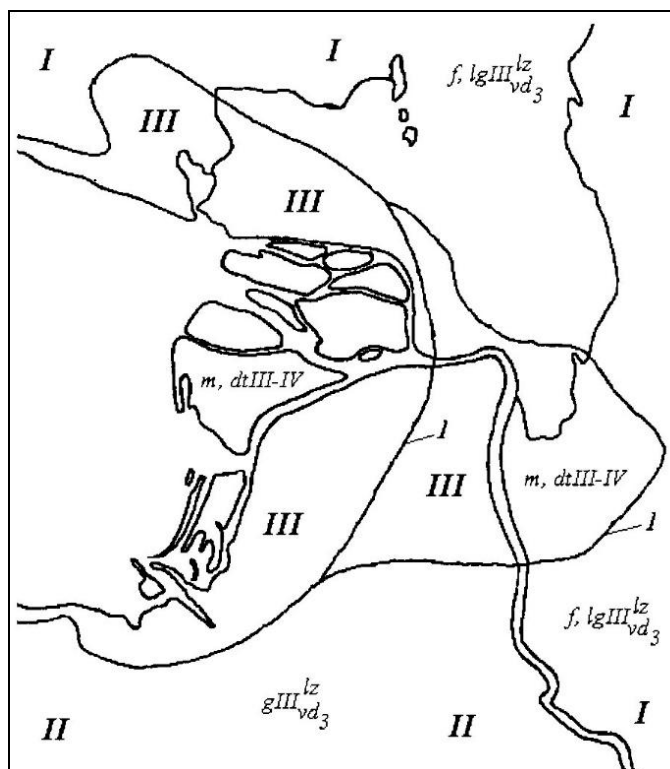


Рис. 2.1.Распределение грунтовых комплексов по территории города (по Л.Г. Заварзину, 1994) *I* – область проявления флювиогляциальных отложений, зандров, оз, камов и др.; *II* – область распространения лужской морены вблизи поверхности; *III* – область распространения слабых грунтов [147].

Первый комплекс характеризуется следующим напластованием: с поверхности на значительную глубину залегают песчаные супесчаные отложения, которые можно определить, как обладающие хорошими строительными свойствами. Данный комплекс получил распространение в инженерно-геологическом строении северных районов города

Второй грунтовый комплекс представляет собой напластование лужской морены, залегающей в верхней части геологического разреза с выходом на поверхность. Это залегание является характерным для южной части города. По строительным свойствам

такие грунтовые условия оцениваются благоприятными для нового строительства, устройства подземных сооружений в открытых котлованах и реконструкции зданий с устройством подземного пространства

Особенностью третьего грунтового комплекса, получившего распространение в центральной части Санкт-Петербурга, является связь его напластований с образованием р. Невы образованием дельтовых отложений в виде мелкозернистых и пылеватых песков с мощностью сформированного слоя от 2-х до 5-ти метров. Сверху они перекрыты техногенными грунтами и подстилаются большой толщиной слабых морских и озёрно-ледниковых отложений. Прочные моренные отложения в этой части города залегают на глубинах от 20...30 м и ниже. Такое напластование грунтов третьего комплекса формирует наиболее сложные со строительной точки зрения условия геотехнического строительства и выполнения работ по реконструкции зданий существующей исторической застройки.

На рисунке 2.2 показано схематично залегание четвертичных отложений на территории Санкт-Петербурга (Дашко Р.Э., 1992 [76]; Заварзин Л.Г., 1992[90]).

По данным исследований, суммарная мощность озерно-морских отложений, как правило, не превышает 5 м. По составу, эти отложения представлены пылеватыми песками, супесями и суглинками с возможным содержанием в их составе линз и прослоев торфа и заторфованных грунтов разной степени разложения. Очевидно, что озерно-морские отложения обладают сравнительно большой и неравномерной сжимаемостью.

При проектировании оснований зданий и сооружений необходимо обратить внимание на биогенные отложения, залегающие в виде поверхностных слоев торфа, слоев заторфованных грунтов и грунтов с примесью растительных остатков. В песчаных, супесчаных и суглинистых грунтах могут встречаться линзы мощностью 1-3 м, иногда и более. В ряде районов города с преобладанием старой застройки, имеются участки территории, основание которых сложено слоями и прослоями торфа, погребёнными под слоями намывных и насыпных грунтов различного состава.

Мощность слабых отложений в центральных районах Санкт-Петербурга может колебаться от 5-6м до 37 м и более и обуславливается залеганием четвертичных надморенных отложений.

В нижней части инженерно-геологического разреза залегают коренные отложения, которые представлены в основном протерозойскими, палеозойскими и ордовикскими отложениями.

При разработке проектов основания подземного пространства информация по инженерно-геологическому строению территории является основной для разработки вариантов устройства фундаментов, оценки возможностей создания подземных сооружений и анализа геологических и геотехнических рисков.

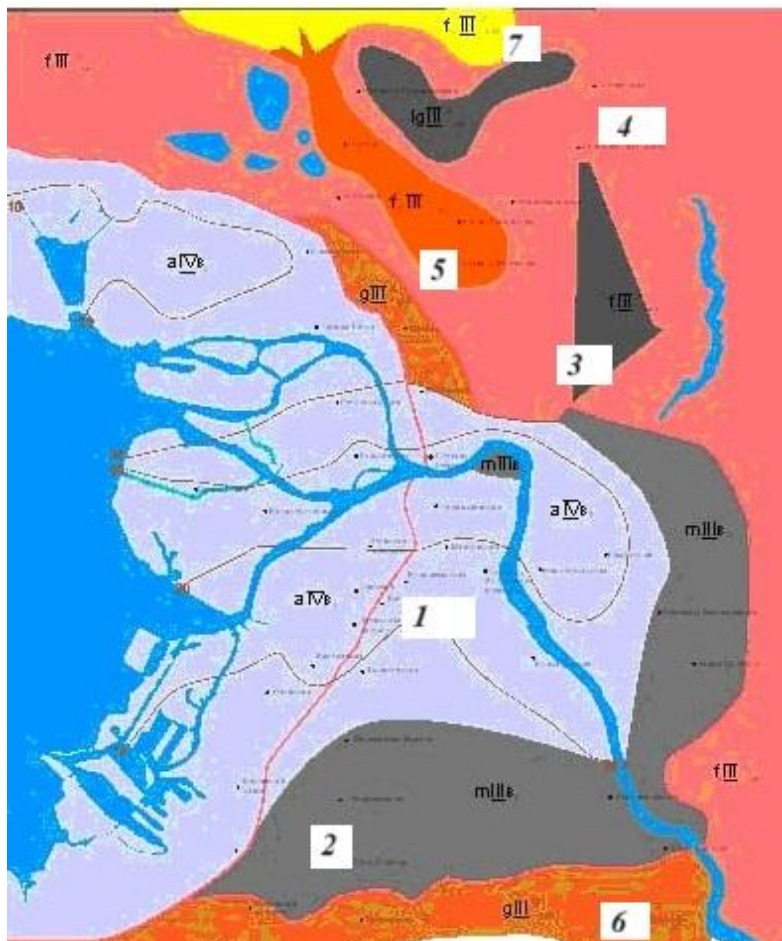


Рис. 2.2. Схема залегания четвертичных отложений на территории Санкт-Петербурга [147]  
1 – дельтовые отложения, сформированные р. Невой; 2 – морские лагунные отложения; 3 – озёрно-ледниковые отложения верхнего Валдая; 4 – зондовые отложения; 5 – озовые отложения; 6 – ледниковые отложения (основная морена); 7 – камовые отложения.

В формировании инженерно-геологического строения территории принимают участие с поверхности под толщей техногенных отложений залегают литориновые отложения в виде водонасыщенных песков, супесей и суглинков с органикой с ярко выраженными плавунными и тиксотропными свойствами мощностью от 2 до 5 м, с линзами, прослоями и слоями торфа (до 2-х м) и заторфованных грунтов разного состава. Для данных отложений характерна большая и неравномерная сжимаемость.

Ниже расположен слой озёрно-ледниковых отложений, представленный в глинах, суглинках и супесях слоистой или ленточной текстуры. Указанная текстура

определяет ряд их специфических свойств, таких как: высокая природная влажность и высокая пористость, анизотропность механических и фильтрационных свойств, большая сжимаемость, пучинистость и тиксотропность.

В нижней части разреза залегают моренные суглинки и супеси Лужской стадии оледенения, которые имеют неоднородный гранулометрический состав, обладают высокой плотностью, относительно невысокой влажностью, при этом, в [275] отмечается, что моренные отложения по глубине могут обладать значительной изменчивостью показателя консистенции.

Анализ глубины залегания моренных грунтов на территории Санкт-Петербурга показывает, что кровля лужской морены (по Л.Г. Заварзину, 1991) расположена на относительных отметках от поверхности от 12 м до 30-35 м.

Очевидно, что для целей проектирования и строительства зданий в Санкт-Петербурге необходимость составляют данные и полная информация по позднеледниковым и послеледниковым озерным и морским отложениям, входящим в состав надморенной толщи. Участие данных грунтов в качестве основания фундаментов мелкого заложения, массива, формирующего несущую способность свай трения при использовании свайных оснований.

Для грунтов четвертичных отложений надморенной толщи, при использовании их в качестве оснований, характерны следующие процессы (Далматов Б.И., Улицкий В.М., 1985) [70], формирующие геотехнические риски:

- а) большие, неравномерные, длительно незатухающие осадки зданий и сооружений и окружающей территории;
- б) потеря устойчивости несущих слоёв оснований зданий и сооружений, сложенных пылевато-глинистыми грунтами в состоянии незавершённой консолидации или подвергшихся промерзанию-оттаиванию;
- в) разрушение природной структуры грунтов при традиционных способах производства земляных работ;
- г) плавунные явления при открытом водоотливе из котлованов и траншей;
- д) изменение несущей способности свай вследствие развития сил отрицательного трения на участках, поднятых намытым или насыпным грунтом;
- е) развитие процессов гниения торфа, органических включений в грунте и деревянных элементов подземных конструкций при понижении уровня подземных вод.

К слабым глинистым грунтам относят водонасыщенные илы, глины, суглинки и некоторые другие виды глинистых грунтов с высокой пористостью, малой прочностью, высокой деформируемостью ( $E \approx 1 \dots 12$  МПа) и малой связностью частиц.

Согласно данным инженерно-геологических исследований, проводимых в центральных районах Санкт-Петербурга гидрогеологические условия рассматриваемой территории могут быть представлены несколькими горизонтами: верховодкой, грунтовыми водами и межпластовыми подземными водами.

Наличие верховодки - уровня грунтовых вод со свободной поверхностью, преимущественно наблюдается при изысканиях в толще техногенных грунтов. Отмечается [263], что в некоторых случаях эти воды агрессивны к бетону.

Уровень грунтовых вод, приуроченный к озерно-морским и озёрно-ледниковым отложениям, фиксируется на территории города обычно на глубинах не ниже 2 м от дневной поверхности. Сезонные колебания уровня грунтовых вод находятся в пределах 1-2 м, а в период весеннего снеготаяния и осенних дождевых сезонов этот уровень может достигать дневной поверхности грунта. Химический состав грунтовых вод зависит от сезона года, наличия промышленных стоков, свалок, техногенных отходов.

Ниже по глубине залегания отмечено наличие межпластовых подземных вод содержатся, которые расположены в слоях, прослоях, линзах песках и супесях в слоях озерно-ледниковых и ледниковых отложений. В песчаных линзах моренных отложений этот горизонт подземных вод может иметь местные напоры. В коренных породах вендских и кембрийских отложений межпластовые подземные воды приурочены к водоносному комплексу песчаников и трещиноватых известняков [263].

Отличительной особенностью инженерно-геологического строения центральных исторических районов города является наличие большой по мощности толщи слабых грунтов, которые представлены пылевато-глинистыми разностями с наличием прослоев торфов и органогенных включений и находятся в водонасыщенном состоянии. Этим грунтам присущи тиксотропные свойства, что приводит к резкому снижению их прочностных и деформационных свойств при различного рода динамических и механических воздействиях.

Следует отметить, что свойства грунтового основания зависят от многих факторов, которые не поддаются непосредственному учёту, и поэтому, обычно, носят случайный характер. Это обстоятельство объясняет, почему при моделировании инженерно-геологических и гидрогеологических оснований и грунтовых массивов оценка вероятностных показателей свойств грунтов представляет особую сложность. Безусловно,

также следует учитывать случайный характер информации как по физико-механическим свойствам, так и по геометрическим параметрам грунтовых толщ.

Пространственную изменчивость показателей свойств грунтов моделируют посредством выделения системы условных грунтовых элементов (слоёв грунта), при этом в пределах выделенного слоя грунт рассматривается как однородный, а показатели его свойств принимаются случайными величинами, распределёнными по тому или иному закону, либо детерминированными величинами.

При вероятностном моделировании показателей свойств грунтов по слоям геолого-литологического разреза во внимание принимается то обстоятельство, что результаты инженерно-геологических изысканий представляются с физико-механическими свойствами, определяемыми по результатам полевых и лабораторных исследований при достаточной репрезентативности выборки, что позволяет утверждать о соответствии полученных значений физико-механических свойств нормальному и логнормальному законам распределения. (Дмитриев В.В., 1989 [81]; Каган А.А., 1985[106], Комаров И.С., 1972 [113]; Shutze E., 1977).

Некоторые обобщённые оценки коэффициентов вариации  $C_v$  по показателям свойств грунтов оснований, характеризующие естественную изменчивость, приведены в таблице 2.1

Таблица 2.1.

**Коэффициент вариации  $C_v$  показателей свойств грунтов оснований**

(Беллендир Е.Н., Ивашинцов Д.А., Стефанишин Д.В., Финогенов О.М., Шульман С.Г., 2003)

№ п/п	Показатели свойств грунтов	$C_v$
1	Плотность скелета грунта	0,01-0,06
2	Плотность грунта	0,03-0,08
3	Пористость	0,08-0,35
4	Коэффициент пористости	0,20-0,35
5	Природная влажность	0,10-0,25
6	Влажность	0,15-0,35
7	Число пластичности	0,20-0,30
8	Модуль деформации	0,20-0,50
9	Динамический модуль упругости	>0,50
10	Коэффициент фильтрации	>0,20
11	Коэффициент водоотдачи	>0,20
12	Коэффициент внутреннего трения	0,10-0,20
13	Удельное сцепление	0,20-0,30
14	Градиент напора	>0,20
15	Временное сопротивление одноосному сжатию	0,40-0,50

Исходя из опыта вероятностных расчётов грунтовых оснований зданий и сооружений, гидротехнических сооружений показатели свойств грунтов природного сложения предлагается рассматривать (Беллендир Е.Н. и др., 2003) при коэффициенте вариации  $C_v < 0,1$  детерминированными величинами; при  $C_v = 0,1-0,3$  – распределёнными по нормальному закону; при  $C_v = 0,2-0,5$  – по логнормальному закону; при  $C_v \geq 0,5$  – использовать равномерное распределение. Моделирование показателей свойств грунтов в виде случайных величин, с учётом указанного распределения, обычно идет в запас риска.

По мнению ряда исследователей: Е.Н. Беллендира (2003), Л.В. Горелика, Е.А. Андриановой (1988), А.Р. Ржаницына (1978) использование более сложных вероятностных моделей грунтов, например, основанных на теории марковских процессов, корреляционных функций и т.п., значительно усложняет задачу и требует проведения весьма дорогостоящих изысканий, полевых и лабораторных исследований грунтов, и в современной геотехнической практике трудно реализуемо.

Таким образом, при проведении анализа инженерно-геологических условий исследуемых объектов геотехнического строительства, мы исходим из условия, что показатели свойств грунта, получаемые по результатам лабораторных и полевых исследований, в случае их достаточной репрезентативности, хорошо согласуются с нормальным или логнормальным законами распределения (Р.Э. Дашко, М.С. Захаров, Р.А. Мангушев, А.Г. Шашкин, К.Г. Шашкин, А.А. Каган, И.С. Комаров, В.В. Дмитриев)

## **2.2. Учёт инженерно-геологических условий при проектировании подземных сооружений и фундаментов зданий в плотной городской застройке**

При осуществлении подземного строительства в плотной городской застройке центральной части Санкт-Петербурга понимание особенностей инженерно-геологического строения является определяющим при выборе конструкции ограждения котлована, технологии его изготовления и устройства фундаментов. Так, учитывая, что моренные отложения залегают в центральных районах города на глубинах от 16 до 32 метров от поверхности, глубину погружения конструкций ограждения котлованов приходится назначать с учётом заделки в указанные устойчивые грунты. Практический опыт показывает, что в таких грунтовых условиях наиболее оправданным с позиции инженерной оценки по безопасности производства работ по отношению к окружающей застройке и надёжности является использование свайных фундаментов с применением

технологий вдавливания свай, устройства набивных свай вытеснения (уплотнения), буронабивных свай под защитой обсадной трубы.

Как известно, нормативные значения физико-механических характеристик определяются как среднестатистические, получаемые осреднением их частных значений, получаемые в данном полевых и лабораторных испытаний грунтов. Расчётное значение учитывает коэффициент надёжности по грунту  $\gamma_g$ , уменьшая нормативное значение характеристики грунта делением на указанный коэффициент. Коэффициент надёжности по грунту в соответствии с ГОСТ 20522-2012 устанавливаются с учётом изменчивости и числа определений характеристики (числа испытаний) при заданной доверительной вероятности, для чего используют логарифмически нормальный закон распределения вероятностей [54]. В действующем СП 22.13330.2016 для нормативных характеристик коэффициент надёжности принимают равным единице, т.е. не учитывается статистический разброс [233, 248]. По оценкам авторов «Справочника геотехника (2016)» указанное обстоятельство не отражает возможное неравномерное нагружение фундамента при расчёте крена. Для определения расчётных характеристик грунтов введены коэффициенты надёжности  $\gamma_g, \gamma_{g\phi}, \gamma_{gs}, \gamma_{g\gamma}$ , рассчитываемые по формуле, которая даёт два значения [248]:

$$\gamma_g = 1 / (1 \pm \rho_a) \quad (2.1)$$

На практике, как правило, применяют указанную формулу лишь с одним знаком «+», поскольку это связано с обеспечением надёжности основания зданий и сооружений.

При оценке несущей способности основания расчётные (характерные) величины  $s$  и  $\phi$  уменьшаются по сравнению с их нормативными значениями, т.е. коэффициент надёжности больше единицы, что в данном случае соответствует наиболее неблагоприятному сценарию [248].

Для возможности получения данных о свойствах грунтов в полевых условиях плотной городской застройки вблизи существующих зданий и снижения рисков при определении прочностных и деформационных свойств слабых грунтов были разработаны устройства для определения механических показателей свойств грунтов (а.с. SU 1715955) (рисунок 2.3) [7], прочностных и деформационных свойств грунтов (а.с. SU 1675485) (рисунок 2.4) [6].

Устройство для определения механических показателей свойств грунтов [7] позволяет расширить возможности определения механических показателей свойств грунтов, прочностных и деформационных характеристик грунтов в отличие от известных

устройств для проведения испытаний грунта на срез, которые требуют проведения трудоемких испытаний, необходимостью выполнения значительного объема буровых работ и спуско-подъемных операций и, при этом они не обладают возможностью непосредственного определения прочностных характеристик грунтов: угла внутреннего трения и удельного сцепления, а также параметров анизотропии грунта.

Устройство для определения механических показателей свойств грунта, включает крыльчатку, выполненную из плоских пластин, попарно соединенных между собой шарнирно, полую штангу привода крыльчатки и размещенный в ней соосно шток, соединенный с конусным наконечником. Полая штанга привода крыльчатки размещена внутри дополнительной полой штанги соосно с ней и возможностью осевых перемещений и вращения, шток снабжен винтовым механизмом, фиксатором взаимного положения штока и полой штанги привода крыльчатки и лимбом угла раскрытия плоских пластин крыльчатки[7].

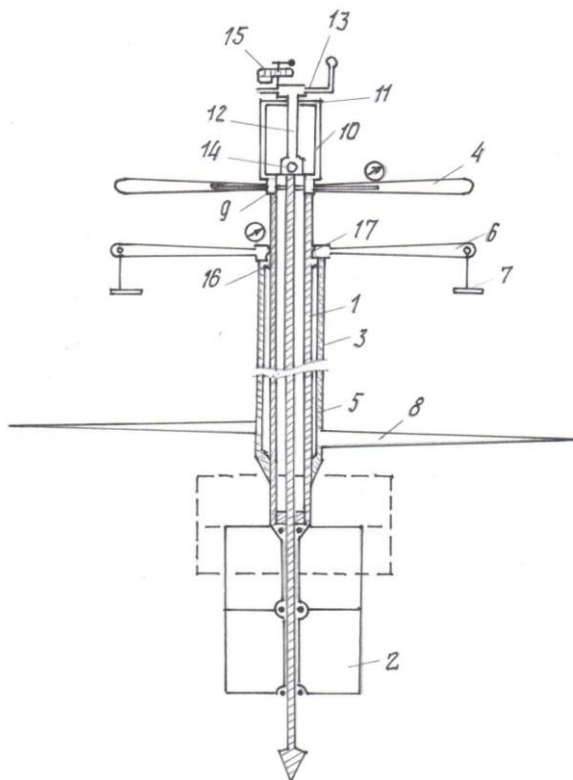


Рис. 2.3. Устройство для определения показателей механических свойств грунта. (А.с. SU 1715955 А1 Е02 D 1/00 в соавторстве с Брониным В.Н., Проневым Л.К.)[7]: 1- шток, 2- крыльчатка. 3 – наружная полая штанга, 4- рукоятка для вращения штанги 3 с измерительными приспособлениями, 5 – дополнительная полая штанга, 6 – рукоятка для погружения устройства в грунт, 7 – грузовое приспособление, 8 – винтовая лопасть, 9 - фиксатор взаимного расположения штанг устройства, 10- винтовой механизм поступательного перемещения штока, 11 – гайка, 12 – винт, 13 – рукоятка винта 12, 14 – шаровый подпятник, 15- лимб угла раскрытия плоских пластин крыльчатки, 16- упорный подшипник, 17 – упор-ограничитель.

Разработанное устройство работает следующим образом: перед погружением устройства в грунт плоские пластины крыльчатки 2 устанавливают с помощью винтового механизма 10 в положение, при котором выполняется срез в вертикальной плоскости. Устройство устанавливают наконечником на поверхность основания и производят вдавливание до глубины, позволяющей включить в работу винтовую лопасть 8. Затем вращением рукоятки 6 с приложением осевого усилия погружают устройство на заданную глубину. Необходимое расстояние между винтовой лопастью 8 и крыльчаткой 2 устанавливают с помощью рукоятки 4 путем поступательного перемещения внутренней полой штанги 3 и неподвижного относительно её штока 1. Плоские пластины крыльчатки устанавливают в необходимое положение винтовым механизмом 10.

Испытание грунта для определения параметров механических свойств начинают с приложения вертикального давления на грунт под винтовой лопастью путем установки грунтов на грузовые приспособления 7. На каждой ступени нагружения производят замеры осадок винтовой лопасти по перемещениям верха наружной полой штанги, строят зависимость «давление-перемещения» и определяют модуль деформации грунта. Для определения параметров прочности грунта производят вращательный срез грунта крыльчаткой 2 приложением усилия вращения на рукоятку 4. При этом измеряют крутящие моменты, углы поворота крыльчатки и определяют предельное сопротивление срезу при действующих от винтовой лопасти компонентах нормального давления.

Для проведения последующих испытаний устройство погружают в ненарушенный грунт путем вращения рукоятки 6 с приложением осевого усилия. Испытания можно проводить при других величинах нормального давления от винтовой лопасти на грунт, что позволяет определить непосредственное значение угла внутреннего трения и удельного сцепления грунта. При расположении плоских пластин крыльчатки под различными углами оценивается анизотропия грунта по прочностным показателям.

Для расширения диапазона измеряемых параметров грунта и снижения трудоемкости испытаний грунтов автором в соавторстве с В.Н. Брониным и С.В. Татариновым было разработано устройство для определения прочностных и деформационных характеристик грунта (а.с. SU 1675485) [6]. Данное устройство включает два соосно расположенных один над другим винтолопасных штампа, нижний из которых соединен с наружной полой штангой, имеющей продольные пазы в своей нижней части, а верхний посредством кронштейнов, пропущенных в продольных пазах наружной штанги, - с внутренней полой штангой.

Нагрузочное приспособление выполнено в виде силового винта переменного сечения с упорамми, взаимодействующего посредством резьбового соединения с фланцем наружной полой штанги и посредством упоров с фланцемвнутренней полой штанги. Измерительные приспособления в виде динамометрических шайб установлены на силовом винте между упорами и фланцем внутренней полой штанги. Наружная полая штанга снабжена обсадной трубой и грузовой платформой, установленной на ее верхней части.

Устройство для определения прочностных и деформационных характеристик грунта [6] работает следующим образом: перед погружением в исследуемый грунт с помощью силового винта 7 устанавливают необходимый зазор между винтолопастными штампами 1 и 4. Затем устройство погружается в грунт путем ввинчивания. На заданной отметке силовой винт 7 вращением против часовой стрелки выводят в верхнее положение до момента взаимодействия нижней динамометрической шайбы 13 с фланцем 11 внутренней штанги. Навешивают грузовую платформу 12 и по деформометру 14 снимают «нулевой» базовый отсчет.

Для определения штампового модуля деформации нагружают грузовую платформу 12 тарированным грузом. Усилие передается на штамп 1. На каждой ступени нагрузки с помощью деформометра 14 измеряется осадка грунта под штампом. По результатам измерений определяют модуль упругости  $E_{ш}$ .

Для определения предельного сопротивления грунта срезу, не снимая с грузовой платформы тарированного груза, вращением силового винта 7 по часовой стрелке производят нагружение верхнего штампа 4 до момента среза целика грунта по фиксированной вертикальной площадке между верхним штампом 4 и зазором над нижним штампом 1, образованным при определении штампового модуля деформации. Усилие среза фиксируется верхней динамометрической шайбой 13. По результатам измерений определяют предельное сопротивление грунта срезу  $\tau_c$ . После этого разгружают грузовую платформу 12 и путем ввинчивания перемещают штампы 1 и 4 в зону ненарушенного предыдущими испытаниями грунта (на 2-3 оборота ниже), после чего испытания повторяют.

Для определения компрессионного модуля деформации с ограниченным боковым расширением грунта производят закручивание силового винта 7 по часовой стрелке, при этом, винтолопастные штампы 1 и 4 взаимно сближаются, сжимая грунт между ними. Усилие сжатия фиксируется верхней динамометрической шайбой 13, а деформация грунта на ступени нагрузки – деформометром 14.

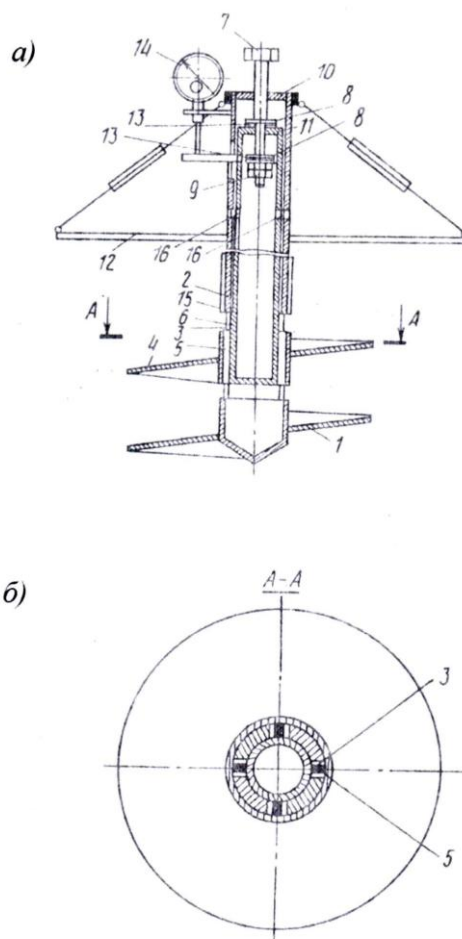


Рис. 2.4. Устройство для определения прочностных и деформационных характеристик грунтов. (а.с. SU 1675485 A1 E02 D 1/00 в соавторстве с Брониным В.Н., Татариновым С.В.) [6] а – изображение устройства в разрезе, б – разрез А-А; 1 - нижний штамп, 2- наружная полая штанга, 3 – продольные пазы, 4 – верхний штамп, 5 – кронштейны, 6 – внутренняя полая штанга, 7- силовой винт, 8- опорный шайбы силового винта, 9 – контргайки, 10 – фланец наружной штанги, 11 – фланец внутренней штанги, 12 – грузовая платформа, 13 – измерительные приспособления в виде динамометрических шайб, 14 – деформометр, 15 – обсадная труба, 16 – радиальные отверстия.

Представленные устройства позволяют уточнять характеристики грунта при проведении работ по строительству, реконструкции и инженерной реставрации в стесненных условиях с получением необходимых для расчета прочностных и деформационных характеристик, что позволяет уменьшить риск ошибок при проектировании подземных сооружений и фундаментов в условиях плотной городской застройки.

При проведении инженерно-геологических изысканий на площадке строительства следует руководствоваться программой изысканий, составленной на основании технического задания заказчика с учетом геотехнической категории сложности объекта, которая учитывает уровень ответственности сооружения (по ГОСТ 27751-2014) [54] и

сложность инженерно-геологических условий площадки строительства (по СП 47.13330.2016) [236].

При выполнении геотехнических и котлованных работ в слабых водонасыщенных грунтах следует иметь в виду, что основное давление от массива грунта передается на ограждающую конструкцию, что может приводить к возникновению больших деформаций и усилий в ограждающей конструкции котлована, в связи с чем, данные по физико-механическим характеристикам грунта, полученные в полевых условиях, позволяют более точно в последующих расчетах спрогнозировать работу ограждающей конструкции, и, в конечном, итоге оценить влияние на здания окружающей застройки.

### **2.3. Конструктивные особенности фундаментов старых зданий в историческом центре Санкт-Петербурга**

Данные, получаемые при техническом обследовании фундаментов исторических зданий Санкт-Петербурга позволяет утверждать, что в XVIII – XIX веках для устройства подземных конструкций зданий и сооружений в основном использовалась каменная кладка из известнякового бутового камня на известково-песчаном растворе. В ряде фундаментов зданий в Санкт-Петербурге встречаются валунные включения различной формы. Так, в составе бутовой кладки зданий, построенных в конце XVIII и в начале XIX веков в фундаментах зданий, расположенных вдоль р. Мойки, при проведении технического обследования отмечено наличие под подошвой бутового фундамента валунной гранитной наброски, выполненной «на сухую» - без раствора.

При строительстве в водонасыщенных грунтах до конца XIX в основании фундаментов укладывали деревянные бревна - лежни, которые служили для распределения нагрузки от каменной кладки на неустойчивые грунты основания. Нормативно этот прием строительства на слабых грунтах был закреплен в Строительном уложении Петра Великого (1710) и в Новом строительном уложении (1820). В качестве лежней рекомендовалось использовать стволы лиственницы, хвойных пород – ели и сосны.

В случаях, когда в верхней части геологического разреза в уровне основания сооружения обнаруживались слои торфа или илов, фундамент здания выполнялся на деревянных забивных сваях, длина которых была ограничена технологическими возможностями сваебойной техники и составляла, как правило, от 3,0 до 10,0 м. В случаях

со свайными фундаментами деревянный ростверк устраивался из продольных деревянных лежней.

Участие в проведении многочисленных технических экспертиз фундаментов старых зданий позволяет заключить, что при нахождении деревянных конструкций ниже уровня подземных вод, способствует сохранности древесины, при этом сохраняются деформативные и прочностные свойства деревянной конструкции.

Материалы исследований фундаментов зданий исторической застройки, архитектурных памятников в Санкт-Петербурге, проводимых кафедрой геотехники СПбГАСУ в течении позволяют выделить основные конструкции ленточных и плитных фундаментов гражданских и жилых зданий, построенных в период XVIII-XX веков (Далматов Б.И., Сотников С.Н., Мангушев Р.А., Улицкий В.М. и др., 2002). Формы, размеры и виды применяемых фундаментов зданий постройки периода XVIII- начала XX веков были разнообразными. Отмечаются следующие основные формы фундаментов зданий старой застройки: прямоугольные, пирамидальные, с уступами (рисунок 2.5).

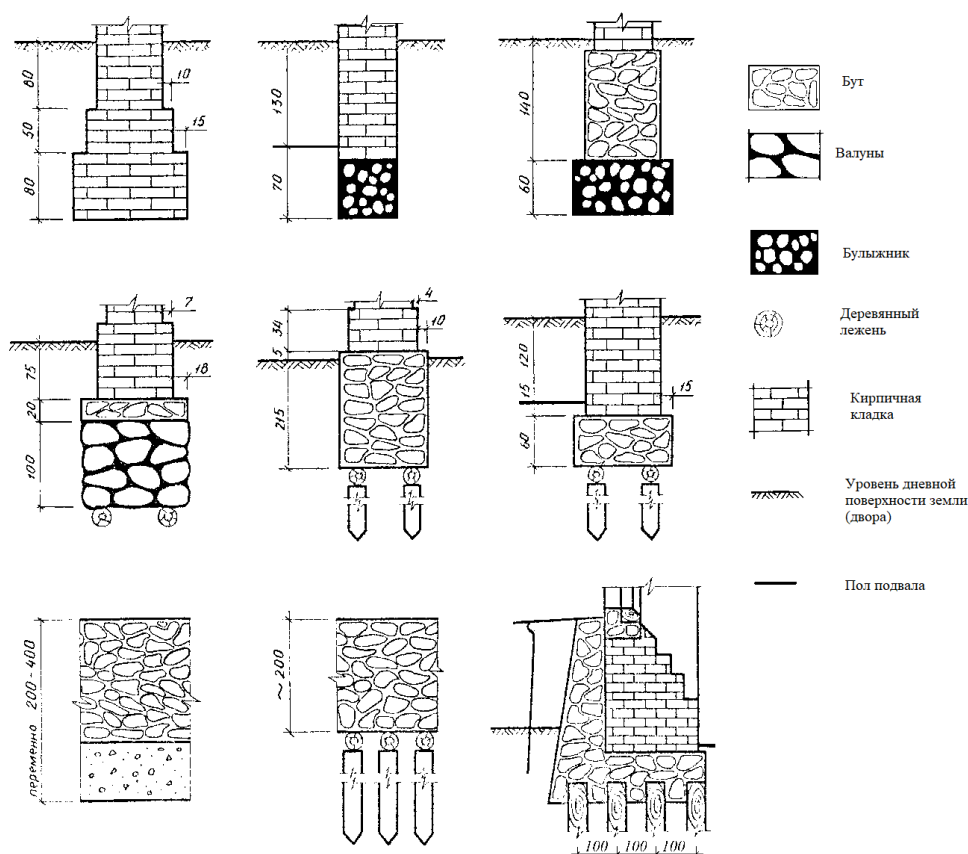


Рис. 2.5. Примеры некоторых типов фундаментов старинных зданий Санкт-Петербурга по результатам обследований (С.Н. Сотников, 1986)[228]

Типы фундаментов зданий исторической застройки (С.Н. Сотников) определялись периодом и районом строительства. Кладка фундаментов выполнялась из гранитных валунов, плит и известняка, красного глиняного кирпича, как на естественном основании, так и на деревянных лежнях, в части зданий - на деревянных сваях. Наиболее часто встречающаяся глубина заложения подошвы фундаментов в зависимости от вида грунтов основания составляет от 1,0 до 2,65 м (в частных случаях может быть от 0,3 до 4,5-5,0 м). Физический износ материала кладки фундаментов и деревянных конструкций в зависимости от условий эксплуатации составляет от 10-15% до 45-65%.

Приведенный в работе Р.А. Мангушева и Осокина А.И. (2010) анализ результатов обследования фундаментов 64 зданий построенных в центральной части Санкт-Петербурга в период XVIII – XX века показал некоторые характерные закономерности этих конструкций. Так, отмечается, что у 44% зданий основание фундаментов на естественном основании является пылевато-глинистый грунт, а у 56% - пески различной крупности литориновых отложений. Фундаменты 82% зданий выполнены из бута, гранитных или известняковых камней, а 18% - из обожженного кирпича [147].

В основании фундаментов 22 зданий, как отмечает проф. Р.А. Мангушев, находились деревянные лежни, а в 9 случаях – деревянные сваи. Основные параметры обследованных фундаментов в зависимости от этажности старых зданий представлены в виде сопоставления реального усредненного давления  $p$ , действующего по подошве фундамента с величиной расчетного сопротивления грунта  $R$ , определяемое в соответствии с нормативными требованиями ( рисунок 2.6) [147].

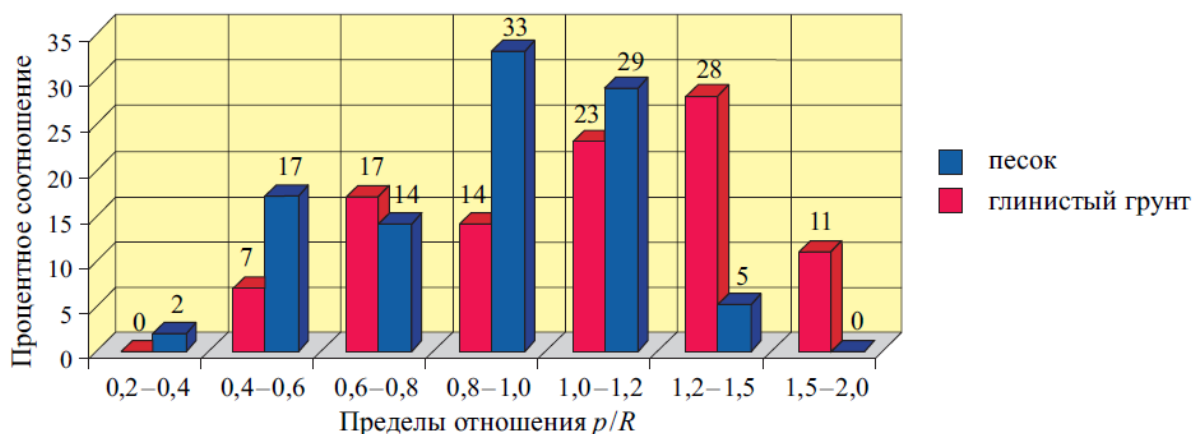


Рис.2.6. Распределение значений  $p/R$  ( в процентах) в зависимости от вида грунта (Р.А. Мангушев, А.И. Осокин, 2010) [147]

По результатам анализа материалов технического обследования фундаментов зданий исторической застройки в центральной части Санкт-Петербурга, построенных в период с XVIII века по начало XX века, большая часть зданий возведена на перегруженных в соответствии с современными нормами, грунтах основания [147]. Данный фактор, очевидно, и является основной причиной наличия трещин и деформаций в надземных конструкциях во многих зданиях старой застройки города.

Указанные обстоятельства следует учитывать при выполнении геотехнического обоснования, проектировании конструкций ограждения котлованов, подземной части здания и защитных мероприятий.

#### **2.4. Особенности проектирования и устройства фундаментов зданий и подземных сооружений в условиях плотной городской застройки на слабых грунтах**

Устройство фундаментов на естественном основании в условиях плотной городской застройки в прежние годы осуществлялось в основном с минимальным, заглублением подошвы фундаментов с учетом глубины промерзания. Как правило, это были ленточные фундаменты, ширина подошвы которых определялась в зависимости от расчетного сопротивления грунта. В середине 70-х годов XX века в практику строительства стали входить монолитные железобетонные конструкции, и как инновация – монолитные железобетонные плиты.

Значительный вклад в разработки расчетов, проектирования и строительства фундаментов на слабых грунтах внесли М.Ю.Абелев, В.Г. Березанцев, В.Н. Бронин, А.К. Бугров, А.В.Голли, Б.М. Гуменский, Б.И.Далматов, В.А. Ильичев, П.А. Коновалов, В.И.Крутов, В.Д. Карлов, Г.В.Левинтов, В.В. Лушников, Р.А. Мангушев Н.Н. Морарескул, Н.В.Ошурков, Перлей Е.М., Рукавцов А.М., С.Н.Сотников, В.Г.Симагин, А.А. Собянин, А.З. Тер-Мартirosян, В.М. Улицкий, А.Г. Шашкин, К.Г. Шашкин, О.А.Шулятьев, L.Vjerrum, G.L. England, Gibson R.E., K. Ishihara, D.C. Koutsoftas, C.C. Ladd, W.F.Van Impe и др.

Исследования ряда авторов указывают, что при строительстве на естественном основании были отмечены следующие технологические ошибки и воздействия, которые привели к повреждениям зданий, расположенным вблизи строительных котлованов (Сотников С.Н., Симагин В.Г., Вершинин В.П., 1986) [231]. Это: нарушение технологических режимов при ведении работ в зимнее время (отсутствие утепления дна котлована, промораживание грунта под существующими фундаментами, применение для

рыхления мерзлого грунта тяжелых ударных механизмов), наличие нерегулируемых динамических процессов на строительной площадке (использование при демонтаже старых фундаментов ударных механизмов – клин-молота, шар-молота, экскаватора с ковшом драглайн), отсутствие проекта производства работ при разработке грунта вблизи существующих фундаментов, в котором необходимо обеспечить наличие пригруза фундамента, исключение выпирания грунта из-под фундаментов в котлован в случае разработки его ниже проектной отметки. К значительным деформациям фундаментов зданий существующей застройки могут приводить нарушения требований проекта производства работ по разработке котлована, креплению его стенок и возведению фундаментов в части устройства неподвижного шпунта и сохранения естественной структуры грунтов оснований соседних зданий[231], а также недостаточное уплотнение грунта обратной засыпки между новым и старым фундаментами, в результате чего он в последующем обводняется и самоуплотняется;

В зависимости от соотношения осадки проектируемого здания и дополнительной осадки существующего зданий и предельно допустимых значений, предлагается следующая градация по возведению фундаментов вблизи существующих зданий:

- для случая, когда ожидаемая осадка проектируемого и существующего зданий меньше допустимой:  $s \leq s_u$  и  $s_{ad} \leq s_{ad,u}$ , мерами для обеспечения безопасного строительства достаточно применения осадочных швов;
- для ситуации, когда новое здание на слабых грунтах возмодится на естетственном основании, то есть ожидаемые дополнительные осадки примыкающих к строящемуся зданию могут быть больше предельно допустимых:  $s < s_u$  и  $s_{ad} > s_{ad,u}$ , по мнению С.Н. Сотникова [231], техническими решениями, позволяющими сминимизировать влияние на окружающую застройку могут быть: использование консольного примыкания к фундамента существующих зданий, применение разделительного шпунта [192] и других конструктивных и технологических мероприятий;
- в случае, когда расчетные осадки для вновь возводимого здания требуют применения свайных фундаментов из-за значительных нагрузок  $s > s_u$  и  $s_{ad} > s_{ad,u}$ , на участках примыканий необходимо провести усиление фундаментов существующих зданий с пересадкой существующих фундаментов на буроинъекционные сваи, либо обеспечить устройство геотехнического барьера или экрана для защиты существующих зданий от возможного влияния [244].

Положения данного подхода анализировались в течение определенного времени и были включены в состав региональных нормативных документов ВСН и ТСН, а в последнем вошли в состав ряда СП.

Как показали исследования прежних лет (Сотников С.Н., Кофф Г.Л., 1990) [229], возведение и реконструкция зданий в непосредственной близости к существующим требовало поиска решений конструктивного и технологического характера для предотвращения деформирования и разрушения вблизи расположенных зданий.

С учетом накопленного опыта по строительству на слабых грунтах обобщим основные направления инженерной деятельности по минимизации влияния геотехнических работ по устройству фундаментов и подземных сооружений на здания и сооружения соседней застройки в условиях залегания в основании слабых грунтов [248]:

- на основе анализа инженерно-геологических и гидрогеологических условий площадки строительства расчетно оценить размеры зоны влияния на окружающую застройку; важными составляющими оценки влияния будут конструктивное решение пристройки или встройки, наличие подземной части строящегося здания, техническое состояние строительных конструкций соседних зданий;

- на основе вариантного подхода произвести анализ возможного типа фундамента и ограждения котлована и на основании результата геотехнического обоснования выбрать оптимальное техническое решение, которое должно включать, как конструктивное решение по подземной части здания, так и способ защиты зданий, попадающих в зону влияния от проводимых геотехнических работ;

- исходя из расчетных значений дополнительных осадок зданий существующей застройки, определяется оптимальный (*с минимальным технологическим влиянием*) метод защиты фундаментов зданий соседней застройки, попадающих в зону влияния от проектируемых геотехнических работ;

- назначается последовательность выполнения превентивных мероприятий по обеспечению защиты грунтов основания и фундаментов зданий окружающей застройки, устройству фундаментов проектируемого здания, выполнения работ нулевого цикла, включающая выполнение ограждения и устройство котлована для устройства подземных конструкций здания.

Одним из критериев безопасности проводимой реконструкции в условиях плотной городской застройки является выполнение условия (2.2) [248], когда сумма дополнительных деформаций основания реконструируемого объекта и зданий соседней

застройки не должна превышать предельно допустимого значения для каждого из рассматриваемых сооружений [248].

При развитии дополнительной осадки  $s_{ad}$  у здания могут образовываться деформации выгиба, перекоса, при которых происходит формоизменение основных конструктивных элементов. Дополнительные напряжения и неравномерные деформации могут приводить к трещинообразованию в конструкциях здания, а в некоторых случаях и развитию более опасных для здания дефектов с его обрушением.

Многочисленные натурные наблюдения позволяют заключить, что вид деформации здания от дополнительной осадки существенно отличается от деформации, вызванной собственной осадкой (рисунок 2.7) [248].

Наибольшая неравномерность осадки отмечается непосредственно в месте примыкания, где и возникает дополнительный перекос старого здания равный [248]:

$$\Delta s_{ad}/L_{1-2} = (s_{ad,1} - s_{ad,2})/L_{1-2}, \quad (2.2)$$

где  $\Delta s_{ad}/L_{1-2}$  - дополнительный перекос нового здания на участке примыкания;  $s_{ad,1}$  и  $s_{ad,2}$  - разноудаленные точки старого здания от линии примыкания к строящемуся ( $s_{ad,1}$  - осадка по оси ближайшей стены существующего здания к линии примыкания к новому; как правило, именно в месте примыкания отмечается максимальная дополнительная осадка);  $L_{1-2}$  - расстояние между этими точками.

Для относительно коротких и жестких зданий и сооружений определяется дополнительный крен  $i_{ad}$  - отношение разности дополнительной осадки всего здания к его размеру (поперек линии примыкания).

В ряде случаев, для упрощения, рекомендуется обеспечить выполнение условия [248]:

$$(\Delta s_{ad, \max}/L_{1-2}) \leq (\Delta s_{ad, \max u}/L_{1-2}); \quad (2.3)$$

$$i_{ad} \leq i_{ad, u}, \quad (2.4)$$

где  $s_{ad, \max}$  - максимальная величина дополнительной осадки, которую получают те участки стен старых зданий, которые наиболее приближены к новому;  $s_{ad, \max u}$ ;  $\Delta s_{ad, \max u}/L$  и  $i_{ad, u}$  - величины допустимых значений перечисленных показателей.

Для отдельных случаев СП 361.1325800.2017 [244] и в работах А.Г. Шашкина [275,276] указывается, что величина предельно допустимых значений дополнительной осадки, относительной разности осадок, крена стеновых конструкций объекта

реконструкции и соседних зданий (сооружений)  $S_{ad,u}$  может определяться совместным расчетом здания и грунтового основания посредством численного моделирования геотехнической ситуации и с учетом результатов расчет фактического деформированного состояния здания, определяемого при техническом обследовании. Значения  $S_{ad,u}$  предполагают, что при таких дополнительных деформациях здания (сооружения), их реализация не приведет к дальнейшему повреждению несущих конструкций, в том числе к образованию и раскрытию трещин. В тоже время, для зданий, имеющих ценную в художественном отношении наружную или внутреннюю отделку, величины предельных значений дополнительных осадок  $S_{ad,u}$  надлежит определять из условия недопущения повреждения как отделки, так и декора.

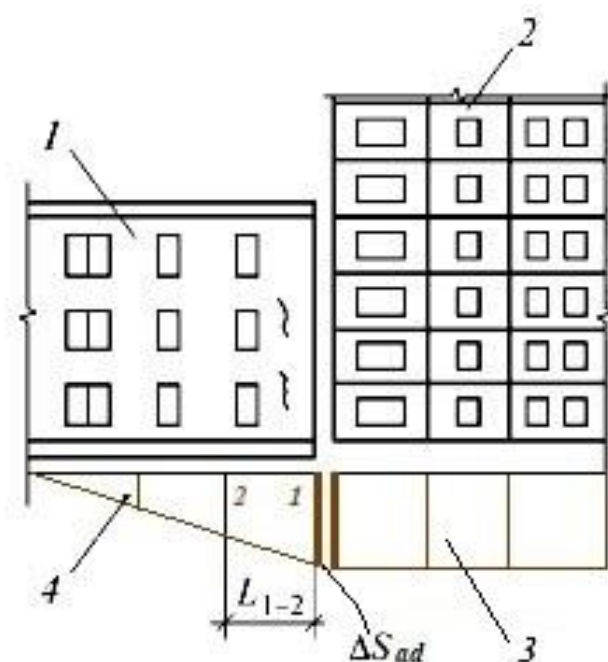


Рис. 2.7. Развитие эпюр осадок нового и соседнего существующего зданий  
 1 – существующее зданий; 2 – возводимое здание; 3 - эпюра осадки здания;  
 4 – эпюра дополнительной осадки [248]

Принимая во внимание вышесказанное, обращает на себя внимание то обстоятельство, что условия (2.2 - 2.4) являются существенно более жестким ограничением деформаций, чем условие по ограничению величины абсолютной осадки [248].

Для определения величины  $S_{ad,u}$  используются табличные значения СП22.13330.2016 [233], принимаемые в зависимости от категории технического состояния зданий. Для грунтовых условиях Санкт-Петербурга существует особенность в том, что при наличии в основании водонасыщенных глинистых грунтов малой степени литификации и рыхлых песков рекомендуется использовать таблицу 4.2 ТСН 50-302-2004

[263], отражающую опыт строительства и исследований Санкт-Петербургской (Ленинградской) геотехнической школы. Следует отметить, что с практической точки зрения значения  $S_{ad,u}$ , указанные в табл. 4.2. ТСН 50-302-2004 следует распространить на объекты культурного наследия.

Техническое состояние фундаментов здания попадающего в зону влияния исследуется до начала строительных работ с помощью контрольных шурфов, устраиваемых у фундамента на полную глубину его заложения. При выполнении шурфов уточняются размеры и конструктивные особенности фундамента, глубина заложения подошвы фундамента, проверяется наличие в основании деревянных конструкций лежней и свай, производится оценка состояния материала фундамента, его гидроизоляционных свойств, состояние деревянных конструкций лежней или свай, а также типа грунта несущего слоя и его степень уплотненности. Результаты инженерно-геологических изысканий при реконструкции должны включать прочностные и деформационные характеристики грунтов, полученные при испытании образцов, отобранных из-под подошвы фундаментов, что указано в [226,228,263] Для объективной оценки технического состояния существующих зданий важно, чтобы материалы их технического обследования включали описание технического состояния основных несущих конструкций, была выполнена фиксация признаков деформаций, повреждений и трещин, а в заключении материалов технического обследования приведены рекомендации по условиям сохранения нормального эксплуатационного состояния здания. В практической деятельности используются рекомендации по оценке степени износа обследуемых зданий различных категорий технического состояния в зависимости от количества и уровня повреждений конструкций (СП 22.13330.2016, ТСН 50-302-2004) [233,263] .

Для фундаментов исторических зданий, имеющих в основании деревянные конструкции в виде лежней или свай, проводится оценка степени их возможного повреждения. При техническом обследовании реконструируемого здания на свайном основании проводится оценка длины свай, их сплошности и несущей способности.

Уменьшить влияния строящегося здания на соседние могут различные технические решения, принимаемые в процессе проектирования и строительства: объемно-планировочные и архитектурные, конструктивные и технологические (табл.2.2)

Использование объемно-планировочных и архитектурных решений для минимизации влияния от устройства котлована на фундаменты зданий окружающей застройки дают возможность достичь результата за счет изменения местоположения котлована с удалением его, при возможности, на безопасное расстояние (10-20м) от

вблизи расположенных зданий, проектирование строящегося здания по высоте менее соседних, использование для наружных стен эффективных облегченных материалов или же создание в зоне примыкания проезда, что также снижает нагрузку на основание в зоне примыкания.

В качестве технологических мероприятий по уменьшению влияния котлованных работ на здания окружающей застройки [244] указывает применение при производстве щадящих методов ведения земляных работ, погружения свай, шпунта и т.п.

Конструктивные мероприятия принимаются в зависимости от типа фундамента, наличия подвального этажа или развитой подземной части здания, и разделяются на группы: новое здание строится на фундаментах мелкого заложения; новое здание возводится на свайных фундаментах; под новым зданием предусмотрено строительство глубокого подземного объема. В зависимости от выполнения условий (1.2, 2.2-2.4) состав мероприятий по минимизации воздействия от нового строительства на существующие здания и сооружения может определяться техническими решениями, направленными на обеспечение расчетных параметров безопасного строительства.

В существующих нормативных документах (СП 22.13330.2016) [233] приводится перечень мероприятий по уменьшению деформаций оснований и влияния их на сооружения. Для выполнения требований расчета оснований по предельным состояниям, кроме возможности изменения размеров фундамента в плане или по глубине их заложения, введения дополнительных связей, ограничивающих перемещение фундаментов, изменение типа фундамента, например – на свайный, изменения нагрузок на основание и т.д. следует рассмотреть необходимость применения:

- а) мероприятий по предохранению грунтов основания от ухудшения их свойств;
- б) мероприятий, направленных на преобразование строительных свойств грунтов;
- в) конструктивных мероприятий, уменьшающих чувствительность сооружений к деформациям основания;
- г) выравнивания сооружений или отдельных их частей: стационарным, а также временным специальным оборудованием; выбуриванием грунта из-под подошвы фундаментов; регулируемым замачиванием;
- д) фундаментов эффективных форм и конструкций (буробетонных, с промежуточной подготовкой, с анкерами, щелевых, в вытрамбованных котлованах, из забивных блоков и т.п.).

При проектировании следует также учитывать возможность регулирования усилий в конструкциях сооружения, возникающих при его взаимодействии с основанием, а также регулирования напряженно-деформированного состояния грунта основания.

Выбор одного или комплекса мероприятий следует проводить с учетом [233] (п.4.2. СП 22.13330.2016):

- а) результатов инженерных изысканий для строительства;
- б) инженерной цифровой модели местности (ИЦММ) с отображением подземных и надземных сооружений и коммуникаций;
- в) данных, характеризующих назначение, конструктивные и технологические особенности сооружения и условия его эксплуатации;
- г) нагрузок, действующих на фундамент;
- д) результатов технического обследования зданий и сооружений окружающей застройки и прогноза влияния на них вновь строящихся и реконструируемых сооружений;
- е) проектов строящихся зданий и сооружений в зоне влияния строительства;
- ж) экологических и санитарно-эпидемиологических требований;
- и) технических условий, выданных всеми уполномоченными заинтересованными организациями.

К мероприятиям, предохраняющим грунты основания от ухудшения их строительных свойств, относятся:

- а) водозащитные мероприятия на площадках, сложенных грунтами, чувствительными к изменению влажности (соответствующая компоновка генеральных планов, вертикальная планировка территории, обеспечивающая сток поверхностных вод, устройство дренажей, противофильтрационных завес и экранов, прокладка водопроводов в специальных каналах или размещение их на безопасных расстояниях от сооружений, контроль за возможными утечками воды и т.п.);
- б) защита грунтов основания от химически активных жидкостей, способных привести к просадкам, набуханию, активизации карстовых явлений, повышению агрессивности подземных вод и т.п.;
- в) ограничение источников внешних воздействий (например, вибраций);
- г) предохранительные мероприятия, осуществляемые в процессе строительства сооружений (сохранение природной структуры и влажности грунтов, соблюдение технологии устройства оснований, фундаментов, подземных и наземных конструкций, не допускающей изменения принятой в проекте схемы и скорости передачи нагрузки на

основание, особенно при наличии в основании медленно консолидирующихся грунтов и т.п.).

Одним из направлений повышения устойчивости здания или сооружения при воздействиях от строительных процессов, в том числе уменьшения деформаций при откопке котлована, является выполнения конструктивных мероприятий в виде преобразования строительных свойств грунтов оснований фундаментов, что может быть достигнуто закреплением грунтов. В качестве таких решений, например, можно применить инъекционное, электрохимическое и бурсмесительное закрепление грунтового массива.

Конструктивные мероприятия, уменьшающие чувствительность сооружения к деформациям основания, включают в себя [231]:

- а) рациональную компоновку сооружения в плане и по высоте;
- б) повышение прочности и пространственной жесткости сооружений, достигаемое усилением конструкций, особенно конструкций фундаментно-подвальной части, в соответствии с результатами расчета сооружения во взаимодействии с основанием (введением дополнительных связей в каркасных конструкциях, устройство железобетонных или армокаменных поясов, разрезка сооружений на отсеки и т.п.);
- в) увеличение податливости сооружений (если это позволяют технологические требования) за счет применения гибких или разрезных конструкций;
- г) устройство приспособлений для выравнивания конструкций сооружений и рихтовки технологического оборудования.

К мероприятиям, позволяющим уменьшить усилия в конструкциях сооружения при взаимодействии его с основанием, относятся [231]::

- размещение сооружения на площади застройки с учетом ее инженерно-геологического строения и возможных источников вредных влияний (линз слабых грунтов, старых горных выработок, карстовых полостей, внешних водоводов и т.п.);
- применение соответствующих конструкций фундаментов (фундаментов с малой боковой поверхностью на подрабатываемых территориях, при наличии в основании пучинистых грунтов и др.);
- засыпка пазух и устройство подушек под фундаментами из материалов, обладающих малым сцеплением и трением, применение специальных антифрикционных покрытий, отрывка временных компенсационных траншей для уменьшения усилий от горизонтальных деформаций оснований (например, в районах горных выработок);

- регулирование сроков замоноличивания стыков сборных и сборно-монолитных конструкций;

- обоснованная скорость и последовательность возведения отдельных частей сооружений;

- устройство разделительных стенок между существующими и возводимым сооружением.

В случаях, когда строительными мерами защиты и инженерной подготовки грунтов основания не исключаются деформации и крены сооружений, превышающие допустимые значения, основания следует проектировать с учетом мероприятий, снижающих осадки и крены, в том числе с применением технологий выравнивания сооружения.

Таблица 2.2.

**Мероприятий, направленных на предотвращение повреждений конструкций зданий, около которых осуществляется новое строительство с устройством котлованов (с учетом рекомендаций проф. С.Н.Сотникова[231])**

Сравнительная оценка расчетной осадки нового здания	СОСТАВ ТЕХНИЧЕСКИХ РЕШЕНИЙ			
	Объемно-планировочные и архитектурные	Конструктивные		Технологические
		Устройство фундаментов нового здания	Защитные мероприятия по зданиям окружающей застройки	
$S < S_u$	Новое здание должно быть не выше существующих (С.Н. Сотников) [231]. Расположение подземных объемов рекомендуется проектировать на расстоянии от существующего здания не менее 1,0 – 1,5 м.	Ленточные фундаменты должны быть перпендикулярны линии примыкания, глубина заложения проектируемых фундаментов не больше чем у существующих (С.Н. Сотников)[231]. Конструктивная схема строящегося здания предполагает использование в подвальных помещениях каркасной схемы.	Временное усиление стен существующих зданий в зоне примыкания (С.Н. Сотников)[231]. Выполнение превентивного усиления или создания геотехнических барьеров для минимизации влияния нового строительства на существующие здания.	Откопка котлована захватками, первоочередное возведение высоких блоков; сокращение сроков строительства (С.Н. Сотников)[231]. Устройство ограждений котлованов с использованием конструкции «стена в грунте», разделительных стенок, касательных свай с Джет –шпонкой, использование свайных оснований для нового строительства
	Нежелательны: сложные в плане примыкания, разноэтажные блоки зданий	Максимально возможное удаление проектируемых фундаментов от существующих	Консольные примыкания, осадочные швы достаточной ширины, усиление	Погружение шпунта вдавливанием, исключение строительства очередями(С.Н.

$s \approx s_u$	(С.Н. Сотников)[231].. Обеспечение отступа не менее 1,0 м от стен существующего здания.	зданий, <i>разрезка оснований конструктивным шпунтом, массивы закрепленного грунта (С.Н. Сотников)[231].</i> Устройство свайных фундаментов с глубиной погружения по расчету с минимальной осадкой здания	существующих зданий <i>металлическими стяжками, выправление конструкций зданий домкратами (С.Н. Сотников)[231].</i> Устройство геотехнических барьеров, превентивное усиление фундаментов существующих зданий	Сотников)[231]. Устройство конструкции «стена в грунте», ограждения котлована из касательных свай с Джет-шпонкой; Устройство геотехнических барьеров.
$s > s_u$	Не регламентируются.	Опоры глубокого заложения: а) сваи (буровые, вдавливаемые, винтовые); б) стена в грунте; в) опускные колодцы (С.Н. Сотников).[231]. Устройство конструкции «стена в грунте».	Превентивное усиление фундаментов существующего здания, усиление надземных конструкций существующих зданий в зоне примыкания (С.Н. Сотников).[231]. Устройство геотехнических барьеров.	Ограничение динамических воздействий (С.Н. Сотников). [231]. Строительство подземной части здания с использованием технологии «Top-Down». Закрепление грунтов в основании зданий с использованием манжетной технологии

Уплотнение грунтового массива и повышение его несущей способности может быть выполнено следующими способами:

- нагнетанием в ограниченный объем грунта твердеющего раствора (компенсационное нагнетание);
- путем устройства в грунте пневматических конструкций, способных расширяться в грунте;
- обжатием грунта атмосферным давлением (вакуумирование) и др.;
- обжатием грунтов домкратами при выравнивании сооружений.

В условиях слабых грунтов не все указанные мероприятия могут быть реализованы. По мнению автора, практически реализуемым решением является компенсационное уплотнение с использованием манжетной технологии.

На рис. 2.8 приведена схема влияния различных факторов на параметры устраиваемого котлована в условиях плотной городской застройки, что определяет собой

особенности устройства фундаментов встроек, пристроек и нового строительства вблизи существующей застройки.

### Конструктивные мероприятия

В случае если разность отметок заложения подошвы фундаментов нового и старого соседнего зданий  $d$  удовлетворяет условию 2.5, то специальные конструктивные мероприятия можно не предусматривать (рисунок 2.9) [144].

$$d \leq a (tg \varphi_I + c_I / p), \quad (2.5)$$

где  $a$  - расстояние между ближайшими сторонами фундаментов;  $\varphi_I, c_I$  - расчетные угол внутреннего трения и удельное сцепление грунта;  $p$  - среднее давление под подошвой выше расположенного фундамента.

Этот случай характерен для пристроек к существующим зданиям сооружений меньшей или той же этажности.



Рис. 2.8. Особенности устройства фундаментов встроек, пристроек и нового строительства вблизи существующей застройки

В тех случаях, когда фундаменты нового проектируемого здания закладываются на ту же отметку, что и фундаменты соседнего существующего, могут применяться конструктивные мероприятия в виде разъединительного шпунта (рисунок 2.10) или

устройства примыканий в виде консолей (рисунок 2.11 а,б). Иногда эти мероприятия используют совместно (рисунок 2.11 в) [144].

**Разъединительные конструкции в грунте** (геотехнические барьеры - по СП 361.1325800.2017) [361] призваны изменить напряженное состояние грунта так, чтобы напряжения в основании старого здания от влияния нового не получили опасного развития, а вызванная ими дополнительная осадка не имела опасных последствий или была бы минимальной<sup>2</sup>.

Такие конструкции могут быть выполнены с использованием:

- 1) металлического шпунтового ряда;
- 2) стенки из секущихся или соприкасающихся буронабивных свай;
- 3) грунтоцементного массива из закрепленного грунта с использованием технологии «Jet Grouting» или по манжетной технологии;
- 4) железобетонной конструкцией «стена в грунте».

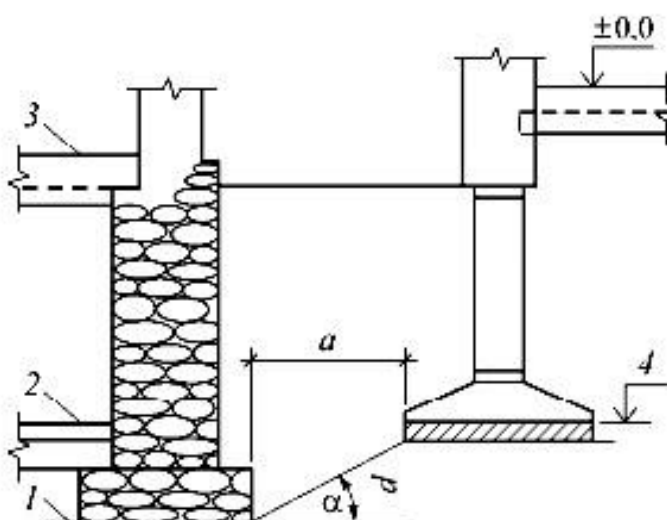


Рис. 2.9. Устройство нового фундамента на разных отметках с ранее существующим фундаментом соседнего здания: 1 – подошва существующего фундамента; 2 – пол подвала; 3 - перекрытие первого этажа; 4 – отметка заложения проектируемого фундамента [144]

Разъединительная стенка изменяет и напряженное состояние основания нового и старого зданий, уменьшая и обеспечивая более равномерное развитие их осадки. Она устраивается по линии примыкания к существующим фундаментам до откопки котлована

<sup>2</sup> Такие конструкции были разработаны в СПбГАСУ под руководством проф. Б.И. Далматова и С.Н. Сотникова и применялись в Санкт-Петербурге

под новое здание, а длина шпунта назначается в расчете на прорезку всей толщи слабых грунтов и доведения его до малосжимаемых слоев основания (рисунок 2.10).

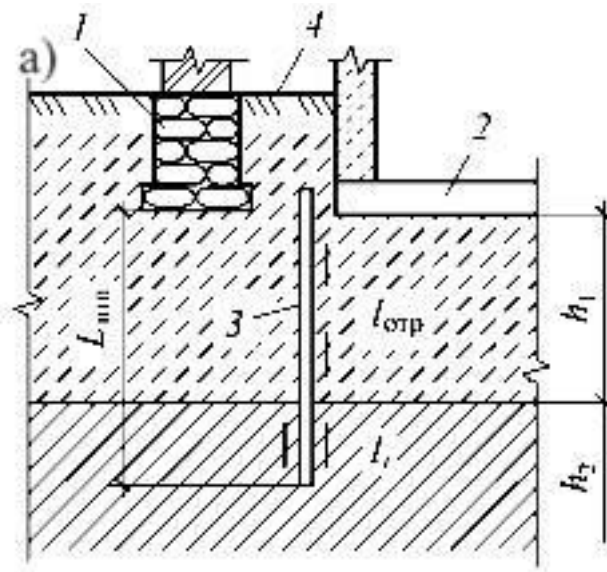


Рис. 2.10. Применение разделительного шпунта

а) расчетная схема применения разделительного шпунта: 1 – фундамент существующего здания; 2 – фундамент пристраиваемого здания; 3 – разделительный шпунт; 4 – осадочный шов; [144] б) разьединительная несущая стенка из буронабивных соприкасающихся свай (строительство бизнес-центра на пл. Островского, д. 2а)

При устройстве разделительных стенок в условиях плотной городской застройки предусматривается погружения шпунта методом вдавливания или замена шпунтовой сренки на стенку из буронабивных или буроинъекционных свай. Такие ограничения связаны с исключением негативного влияния вибрационных технологий на песчаные или супесчаные грунты, которые при таких воздействиях могут разжижаться, а суглинки –

проявлять свои тиксотропные свойства. Расструктуривание грунтов в основании фундаментов из-за указанных процессов, как правило, приводит к образованию неравномерных деформаций фундаментов вблизи расположенных зданий.

Поскольку разделительная стенка из буровых свай или железобетонной «стены в грунте» обладает значительно большей жесткостью и меньшей деформируемостью по сравнению со стенкой из металлического шпунта, это позволяет уменьшить зону влияния и величину осадки, в том числе, при разработке котлованов ниже подошвы существующих зданий. Конструкция разделительной стенки из буронабивных и буронабивных свай или «стены в грунте» могут выполнять несущую конструктивную функцию, совмещая задачи исключения деформаций соседней застройки и использования её в качестве несущей с передачей на нее нагрузки от нового здания.

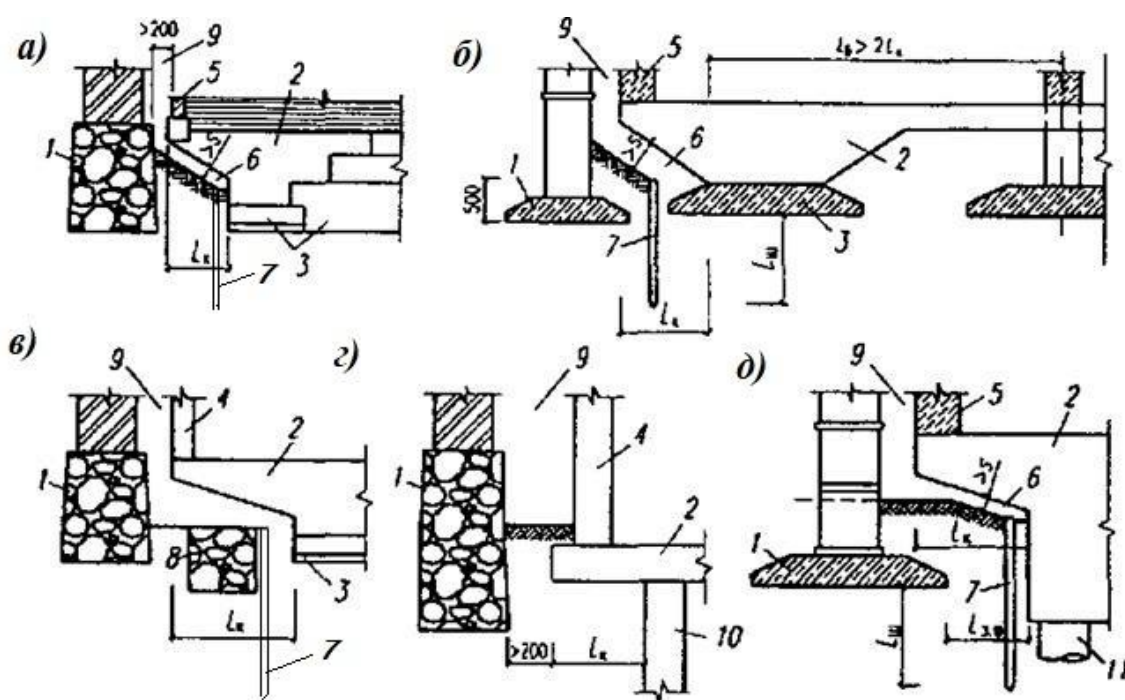


Рис. 2.11. Примеры конструктивных решений консольных примыканий новых зданий к соседним существующим: а) пристраиваемое здание с продольными несущими стенами; б) пристраиваемое здание с поперечными несущими стенами; в) решение примыкания в случае необходимости оставления фундаментов разобранного дома; г) фундамент строящегося здания выполнен на сваях вдавливания или набивных сваях с вытеснением грунта; д) фундамент строящегося здания устраивается на буронабивных сваях; 1 – фундамент существующего здания; 2- железобетонная конструкция с консолью; 3- фундамент нового здания; 4- колонна, опирающаяся на консольную конструкцию; 5- стена нового здания; 6 – зазор между балкой и грунтом; 7 - разъединительный шпунт; 8 – фундамент разобранного здания; 9- зазор между старым зданием и консолью; 10 – набивная свая с вытеснением грунта или свая вдавливания; 11- буронабивная свая [144].

Для решения задачи минимизации рисков устройства фундаментов в плотной городской застройке автором (в соавторстве) была разработана конструкция разделительной стенки, включающую буровые сваи, устроенные от подошвы фундаментов существующего здания в месте примыкания фундаментов возводимого здания и заделанные в несущий слой грунта, при этом сваи расположены с определенным шагом по расчету, а между сваями выполнены щели на глубину сжимаемой толщи основания возводимого здания, которые заполнены тиксотропным глинистым раствором. Щель устраивалась направленным действием высоконапорной инъекции – Jet Grouting с действием струи глинистого раствора, формируемой высоким давлением с созданием продольной узкой полости непосредственно сразу после выполнения буронабивных свай. В щель погружались тонкостенные металлические листы на полную глубину сжимаемой толщи и, соответственно, глубину устроенной щели. Металлические листы жестко сопрягались с обвязочной балкой, опирающейся на головы свай. (Бронин В.Н., Осокин А.И., Хурамшин Р.Я. Патент RU2050066 С2, 6 Е 02 D31/08, 5/20 – 10.12.1995 Бюл.№34) [192]. Описанное выше техническое решение было реализовано на ряде строительных площадок в Санкт-Петербурге, в том числе при строительстве жилых домов в Центральном (на 7-ой Советской улице) и в Адмиралтейском районах (на Клинском пр. и Серпуховской ул.) и т.п.

Опыт Санкт-Петербурга по устройству встроек и пристроек на естественном основании показал, что для здания этажностью от 6 до 12 этажей вылет консоли по линии примыкания к существующим зданиям обычно устраивается от 2 до 5 метров соответственно. Однако, в ряде случаев консольное решение не смогло исключить влияние на дополнительные осадки здания в примыкании. Считается [248], что снижение дополнительных осадок до значений 1,0-2,0 см может быть достигнуто при удалении нагрузки от существующего фундамента на расстояние, сопоставимое с глубиной сжимаемой толщи. Но по ряду факторов, данное техническое решение не находит практического применения, так как выполнить консоль с таким вылетом конструктивно сложно и при наличии консольного примыкания нагрузка на ближайший к зоне примыкания фундамент возрастает.

Нормативные документы [233,239,240,2] сегодня рекомендуют проводить оценку влияния нового строительства на эксплуатируемые здания и инженерные коммуникации с использованием как расчетного, так и экспертно-аналитического подхода. При этом, для валидации принятой расчетной модели требуется использовать сравнение результатов оценки влияния, полученных расчетным путем, с данными мониторинга и с учетом опыта

производства геотехнических работ в сходных грунтовых условиях. При этом, зона влияния с интенсивными перемещениями будет определяться по превышению осадки вблизи расположенных зданий, инженерных коммуникаций более 1,0 см и с учетом возможной неравномерности деформаций.

При использовании численных расчетов [244] указывается, что программные продукты, используемые для математического моделирования должны быть апробированными, и, в общем случае допускается выполнять расчеты в плоской постановке (плоская деформация). При наличии в зоне влияния нового строительства уникальных зданий и сооружений или объектов культурного наследия (памятников истории и архитектуры), расчеты рекомендуется выполнять в трехмерной постановке.

При формировании проектного решения для защиты окружающих зданий и сооружений от всех видов негативного воздействия нового строительства СП 361.1325800.2017 [244] в него должны включаться одно или одновременно несколько видов мероприятий, обеспечивающих снижение такого влияния. Прежде всего это конструктивные мероприятия, направленные на изменение проектного решения строящегося сооружения, но могут быть использованы усиление конструкций, фундаментов, горнотов основания защищаемых зданий и сооружений и возведение устройство геотехнических барьеров, завес, стенок, расположенных между объектом нового строительства и защищаемым зданием или сооружением. Данные инженерные мероприятия уже выполняются при проектировании строящихся объектов в г. Санкт-Петербурге вблизи существующих зданий на протяжении последних 25 лет, и нами проанализированы объекты с использованием защитных мероприятий (таблица 2.3).

По данным проводимого на объектах геотехнического мониторинга и при анализе причин возникновения дополнительных деформаций зданий в зоне примыкания к новому строительству, отмечено, что одним из значимых факторов возникновения деформаций является динамическое воздействие на грунты основания. Кроме того, отмечается влияние переувлажнения пылевато-глинистых грунтов на изменение физического состояния и значительное снижение физико-механических свойств грунтового основания.

Нами проанализированы данные геотехнического мониторинга по использованию различных защитных мероприятий при устройстве фундаментов и строительстве подземных сооружений в плотной городской застройке в центральных районах города. Всего было рассмотрено 190 реализованных объекта, из них отсутствовали деформации на зданиях соседней застройки – 45 объектов, наблюдались деформации на 86 объектах, 20 объектов получили аварийное развитие деформаций в ходе производства работ.

Однако, как показал практический опыт устройства глубоких котлованов в плотной городской застройке на слабых грунтах, значимым конструктивным мероприятием, сочетающим в себе комплексный подход к повышению жесткости удерживающей системы и устройства противодиффузионной завесы, является устройство грунтоцементной плиты в грунтовом массиве ниже днища котлована. Данное конструктивное решение обеспечивает при сочетании с технологическими мероприятиями по последовательности откопки котлована минимальное влияние от проводимых геотехнических работ на фундаменты окружающих зданий и сооружений.

Таблица 2.3

**Использование защитных мероприятий при строительстве подземных сооружений в плотной городской застройке**

№ п/п	Вид защитного мероприятия	Количество	Процентное отношение к общему числу рассматриваемых объектов
1	2	3	4
1	Отсутствие мероприятий	43	22,6
2	Инъекционное усиление фундаментов и закрепление грунтов основания	34	17,9
3	Компенсационное инъекционное закрепление грунтов (с использованием манжетной технологии)	14	7,4
4	Буроинъекционные сваи	18	9,5
5	Устройство геотехнических экранов	24	12,6
6	Устройство геобарьеров	8	4,2
7	Усиление надземных конструкций	21	11,1
8	Восстановительный ремонт конструкций и помещений здания	28	14,7
		190	100,0

При сложившемся мнении абсолютной эффективности усиления фундаментов с использованием буроинъекционных свай, следует заметить, что наличие в основании усиливаемого фундамента большой толщи слабых грунтов или водонасыщенных песков, которые характеризуются возможностью переходить в плавунное состояние достичь положительного результата не удастся. Так, при влиянии вибропогружения шпунта в непосредственной близости от усиленного сваями фундамента может привести к возникновению отрицательного трения и увеличению значений неравномерных осадок. В практике выполнения геотехнических работ в Санкт-Петербурге при возникновении

суффозионных протечек в котлован на больших глубинах (8 и более метров), также наблюдается негативное влияние на фундаменты, усиленные сваями с возрастанием неравномерных деформаций. В подобных грунтовых условиях, по нашему мнению, оптимальным решением будет закрепление грунтов основания с использованием манжетных колонн (компенсационное инъекционное закрепление), либо конструктивное решение с повышением жесткости здания с устройством в основании плиты, объединяющей существующие фундаменты с последующим инъекционным нагнетанием в ее основание цементного раствора для создания преднапряжения устраиваемой конструкции плиты и ее быстрого включения в работу.

При проектировании защитных мероприятий для существующих зданий, в основании которых залегают слабые грунты в условиях плотной городской застройки глубина устройства геотехнического барьера или экрана определяется на основе расчетных данных: размера активной толщи в основании строящегося здания, предполагаемой зоны технологического влияния на грунты основания под фундаментами существующих зданий от устройства конструкций ограждения котлована («стена в грунте», шпунтовое ограждение и т.п.) в зависимости от типа конструкции, габаритов по ширине и глубине.

## **2.5. Анализ причин возникновения дополнительных деформаций фундаментов и аварийных ситуаций в зданиях окружающей застройки, в строящихся зданиях на слабых грунтах в условиях плотной городской застройки**

Исследованию причин и последствий аварий в геотехническом строительстве, изучению дефектов и повреждений конструкций вследствие аварийных ситуаций посвящены работы ряда авторов: М.Ю.Абелева, А.Х. Байбурина и С.Г.Головнева, Е.Н.Беллендира, Р.И.Вейца, С.Н.Власова, Л.В. Маковского, В.Е. Меркина, В.Т.Гроздова, Б.И.Далматова, В.Д.Дмитриева, А.Н. Добромыслова, Д.А.Ивашинцова, В.А.Ильичёва, И.В. Колыбина, В.В.Леденева, И.Г.Лукмановой, Р.А. Мангушева, Э.И. Мулюкова, Н.С.Никифоровой, А.П. Новака, Д.Е. Развадовского, А.Г.Ройтмана, И.И. Сахарова, Б.В.Сендерова, А.В. Скорикова, С.Н. Сотникова, В.М. Улицкого, И.А.Физделя, Д.Ю. Чунюка, А.Г. Шашкина, К.Г. Шашакина, А.Н.Шкинева и зарубежные исследователей E.E.Alonso, H.Brandl(2007), A.Gens, J.Alcoverro(2007), J.Artola (2005), D.M.Cacoilo, P.M.Edinger, K.Kuntshe G.J.Tamaro(1997), A.R.Crumley (1998), R.V.Davies, P.Fok, A.Norrish,S.T.Poh(2006) и др.

Опыт строительства и эксплуатации зданий, возводимых на слабых грунтах показывает, что во многих случаях негативные явления и аварийные ситуации, как правило, связаны с неопределенностью и недостаточной изученностью инженерно-геологических условий площадки строительства или территории, на которой находится уже построенное здание. Отсутствие полной информации по инженерно-геологической ситуации площадки может быть причиной системных отказов и предопределяет ошибочный прогноз протекающих в грунтах геологических и геомеханических процессов. Из этого следует, что геотехническая предсказуемость геологических и гидрогеологических процессов в процессе строительства и последующей эксплуатации является важнейшим условием обеспечения механической безопасности проектных решений зданий и сооружений повышенного класса ответственности (384 ФЗ, 2009). Данное требование, с точки зрения нормирования, регулируется введением предельно-допустимых значений допускаемых дополнительных деформаций для каждой из категорий технического состояния зданий. Количественное прогнозирование осадок проектируемых зданий и попадающих в зону влияния строительства окружающей застройки в целом возможно только на основе полноценных и тщательно выполненных инженерно-геологических исследований с использованием современных методов теоретической и прикладной геомеханики. Так, эти требования нашли подтверждение в нормативных документах.

В процессе инженерных изысканий для слабых грунтов в соответствии с требованиями СП22.13330 [233] должны быть выявлены и изучены:

- фильтрационные свойства грунтов, необходимые для расчета ожидаемых водопритоков в котлованы и подземные выработки, величина напора в горизонтах подземных вод, наличие и толщина водоупоров и их устойчивость против прорыва напорных вод;

- наличие и распространение грунтов, обладающих плавунными, тиксотропными и суффозионными свойствами и виброползучестью;

- наличие и местоположение подземных сооружений, подвалов, тоннелей, инженерных коммуникаций, колодцев, подземных выработок, буровых скважин и пр.;

- динамические воздействия от существующих стационарных и временных источников и от транспорта.

Кроме того, для проектируемых зданий и сооружений в плотной городской застройке при глубине котлованов более 5 м, устраиваемых в инженерно-геологических условиях с наличием слабых грунтов, имеющих 2 и 3 геотехническую категорию

геотехнической сложности, нормативно (СП 22.13330.2016) [233] требуется дополнительно определять полевыми и лабораторными методами следующие физико-механические характеристики дисперсных грунтов:

- модуль деформации  $E$  для первичной ветви нагружения и ветви повторного нагружения  $E_e$ ;

- коэффициент поперечной деформации  $\nu$ ;

- прочностные характеристики: угол внутреннего трения  $\varphi$  и удельное сцепление  $c$ , определяемые для условий, соответствующих всем этапам строительства и эксплуатации подземного сооружения;

- удельные нормальные и касательные силы морозного пучения  $\sigma_{fh,h}$  и  $\tau_{fh}$ ;

- коэффициент фильтрации грунтов.

При соответствующем обосновании с участием специализированной организации, осуществляющей научно-техническое сопровождение проектирования и строительства на стадии изысканий могут определяться и другие физико-механические и классификационные характеристики грунтов и массивов, например:

- сопротивление грунта недренированному сдвигу  $c_u$ ;

- параметры ползучести глинистых грунтов;

- предел прочности на одноосное растяжение  $R_t$  для искусственно закрепленных грунтов;

- параметры релаксации напряжений в грунтах  $K_r, \sigma_r$ .

В наиболее сложных случаях геотехнической третьей категории инженерно-геологических условий площадки строительства при проектировании подземных частей сооружений в случае необходимости рекомендуется выполнять измерение напряжений в массивах грунтов, опытные полевые работы по водопонижению, закреплению или замораживанию грунтов, устройству противифльтрационных завес и «стен в грунте», а также геофизические и пр. исследования.

Одной из важнейших задач безопасного устройства фундаментов и строительства подземных сооружений в стесненных условиях городской застройки на слабых грунтах является всесторонний инженерный анализ возможных конструктивных решений по критерию минимизации влияния проектируемого строительства на фундаменты окружающих зданий.

Методологическую основу для оценки взаимного влияния городской застройки и строящихся подземных сооружений предложили авторы В.М. Улицкий, А.Г. Шашкин, К.Г. Шашкин в своей монографии «Геотехническое сопровождение реконструкции

городов» (2010). Авторами было сделано обобщение с разделением техногенных факторов влияния нового строительства на существующие подземные сооружения на две категории: постоянные и временные воздействия. Так, изменения статических условий работы подземного сооружения при откопке в непосредственной близости от него котлована оцениваются, как временное статическое воздействие, а увеличение статической нагрузки на основание - как постоянное статическое воздействие. При оценке же изменения гидрогеологических условий площадки при строительстве и после его окончания также предлагается учитывать временные и постоянные воздействия. Следует отметить, что все воздействия от применения различных геотехнологий, отнесены авторами работы к временным технологическим воздействиям.

Указанный подход может быть применим к оценке возможного влияния строительства в плотной городской застройке на фундаменты соседних зданий и сооружений.

К общим факторам риска при строительстве в плотной городской застройке следует отнести, прежде всего, технологическое воздействие на фундаменты соседних зданий и сооружений от выполнения строительно-монтажных работ по устройству фундаментов и откопке котлованов (при устройстве свай, ограждения котлована, при экскавации грунта и т.д.).

Как показывает анализ геодезических наблюдений при строительстве в плотной городской застройке, влияние на фундаменты соседних зданий при передаче на грунты основания нагрузки от построенного здания или сооружения на свайном основании отличается от расчетных значений и составляет величину от 25 до 80%. Развитие дополнительных осадок фундаментов соседних зданий, как правило, проявляется в период, когда дополнительная нагрузка на основание строящегося здания составляет более 75% и может продолжаться в течение года и более.

Проведенные исследования подтверждают, что при подземном строительстве в условиях плотной городской застройки дополнительные деформации зданий, расположенных в зоне влияния, были вызваны следующими воздействиями и изменениями в совместной работе грунтов основания и сооружения:

- прежде всего, это влияние инженерно-геологических и гидрогеологических условий площадки строительства, которые не были достаточно изучены или имеются неточности по характеристикам грунта с точки зрения возможных рисков подземного строительства, например, специфические свойства грунтов и влияние геологических процессов;

- это технологические факторы от выполнения геотехнических работ: свайных, устройство ограждения котлована, монтаж раскрепляющих конструкций, экскавация грунта из котлована. Все эти работы оказывают влияние на грунтовый массив и фундаменты соседних зданий;

- нагрузки от зданий, сооружений; техническое состояние зданий окружающей застройки.

При этом, при разработке проекта подземного строительства следует учитывать необходимость и техническую возможность выполнения превентивных мероприятий с использованием геотехнических барьеров и усиления фундаментов существующих зданий, попадающих в зону влияния для снижения влияния.

При устройстве глубоких ограждений котлована, происходит изменение гидрогеологического режима в массиве грунта вокруг устраиваемого подземного сооружения, что также может оказывать влияние на проявление дополнительных деформаций соседней застройки. Все эти условия определяют факторы риска влияния нового строительства на окружающую застройку.

Проведенные расчеты показывают, что влияние экскавации грунта из котлована на изменение статических условий работы основания зданий окружающей застройки относится к многокомпонентному фактору риска. Он определяется расстоянием между ограждением котлована и фундаментами окружающих его зданий, физико-механическими свойствами грунтов, жесткостью ограждающих и распорных конструкций, необходимостью применения водоотлива и водопонижения в котловане, климатическими факторами, длительностью периода выполнения работ и условиями проекта организации строительства.

Принимая во внимание значительное число факторов, влияющих на возникновение геотехнических рисков, применим для решения поставленной задачи многофакторный корреляционный анализ. Данный метод позволяет выполнить анализ факторов влияния, представляющих параметры системы и их совокупности, связь которых с результативным показателем в отличие от функциональной является неполной, вероятностной или корреляционной [254]. При функциональной (полной) зависимости с изменением аргумента всегда происходит соответствующее изменение функции. В случае корреляционной связи изменение аргумента может дать несколько значений прироста функции в зависимости от сочетания других факторов, определяющих данный показатель. Решение задачи многофакторного корреляционного анализа проводится в ПЭВМ по типовым программам. По алгоритму данного метода после построения матрицы

исходных данных рассчитываются матрицы парных и частных коэффициентов корреляции, уравнение множественной регрессии, а также показатели, с помощью которых оцениваются надежность коэффициентов корреляции и уравнения связи: критерий Стьюдента, критерий Фишера, средняя ошибка аппроксимации, множественные коэффициенты корреляции и детерминации. Изучая матрицы парных и частных коэффициентов корреляции, Строкова Л.А.[254] и Фи Х.Т. [284] делают вывод о наличии тесной связи между изучаемыми явлениями. Метод позволяет количественно оценить внос каждого фактора в величину деформации от влияния строительства в плотной городской застройке на слабых грунтах, представляя тем самым более надежные результаты прогноза.

Учет влияния геологических, конструктивных и технологических параметров, при моделировании процесса подземного строительства на слабых грунтах можно описать представленной функциональной зависимостью при помощи обобщенного показателя  $O_g$ , по выражению 2.6:

$$O_g = f(G, E, D, T, R, S), \quad (2.6)$$

где,  $G$  – компонента геологического влияния;  $E$  – компонента внешнего нагружения системы;  $D$  – геометрические характеристики системы фундамента;  $T$  – технологические параметры устройства фундамента;  $S$  – деформативные значения системы фундамента, включающие в т.ч. предельно допустимые значения деформаций.

При устройстве свайных фундаментов в плотной городской застройке данное выражение имеет следующий вид, по выражению 2.7:

$$O_{gp} = f[(\gamma, \varphi, c, E, w, I_L, WL)(N, din, a, K)(d, axb, l)(Ttn, t)(Fm, Fd)(S_i, Su, St)] \quad (2.7)$$

или для устройства котлованов – в выражениях 2.8 и 2.9:

$$O_{ge} = f(U_x, M_{bend}) = f(G, E, D, T, R, S) \quad (2.8)$$

$$O_{ge} = f(U_x, M_{bend}) = f[(\gamma, \varphi, c, E, w, I_L, WL)(N, D, a, K)(H, lxb)(T_{RW}, t)(EI, h)(T_{SS}, L, Bst)] \quad (2.9)$$

где

$G = (\gamma, \varphi, c, E, w, I_L, WL)$  –  $G$ - обобщенный геологический параметр, который включает физико-механические характеристики грунта:  $\gamma$  – удельный вес грунта;  $\varphi$  – угол внутреннего трения грунта;  $c$  – удельное сцепление грунта;  $E$  – модуль деформации грунта;  $W$  – влажность грунта;  $I_L$  – показатель текучести грунта;  $WL$  – уровень грунтовых вод;

$E = (N, D, a, K)$  – Параметр действия внешних сил. Он состоит из следующих факторов:  $N$  – вертикальные нагрузки;  $D$  – динамические воздействия;  $a$  – расстояние до нагрузки;  $K$  – климатические условия;

$D$  – характеризует геометрические размеры котлована: для свайного фундамента  $D_{gp}=0$ ; для котлованов  $D_{ge}=(H, lxb)$  включает геометрические характеристики котлована:  $H$  – глубина котлована;  $lxb$  – длина и ширина котлована в плане;

$T$  : для свайных фундаментов  $T_{gp}= (T_m, t)$ ; для котлованов и подземных сооружений  $T_{ge} = (T_{Rw}, t)$ ;

$R$ : для свайного фундамента  $R_{gp}= (F_m, F_d)$ ; для котлованов  $R_{ge} = (EI, h, T_{огр})$  – характеристики ограждающей конструкции (*parameters of the retaining wall*):  $EI$  – изгибная жесткость;  $h$  – глубина заделки;

$S$ : для свайного фундамента:  $S_{gp} = (S_b, S_w, S_t)$ ; для котлованов  $S_{ge}=(T_{ss}, L, St)$  – характеристики раскрепления (*characteristics of the shoring system*):  $T_{ss}$  – тип системы раскрепления;  $L$  – уровни раскрепления;  $Bst$  – шаг раскрепления.

Определение интегрированного показателя геотехнических факторов (целевая функция) основывается на анализе и синтезе геотехнических факторов, влияющих на деформации зданий окружающей застройки по данным наблюдений; моделировании связи между факторными и результативными показателями, то есть подборе соответствующего уравнения, которое наилучшим образом описывает изучаемые зависимости; оценке надежности показателей связи и правомерности его использования для практической цели [284]. В качестве целевой функции для прогноза влияния совокупности геотехнических факторов устройства фундамента или подземного сооружения в плотной городской застройке, принимая во внимания рассуждения Х.Т. Фи [284], может быть выбрана величина горизонтальной деформации ограждения котлована  $U_x$  и максимальное значение изгибающего момента, возникающего в ограждающей конструкции на основании расчета, кН\*м  $M_{bend}$  фундаментов соседних зданий, а также осадка зданий от геотехнического воздействия  $S_g$  или среднемесячная скорость деформаций фундаментов соседней застройки ( $V_s$ ). Целевая функция  $Y(U_x(M_{bend}), S_g(V_s))$  является функцией геотехнических параметров ( $X_i$ ) (формула 2.10):

$$Y(U_x(M_{bend}), S_g(V_s)) = f(X_1, X_2, \dots, X_n). \quad (2.10)$$

В качестве геотехнических факторов ( $X_i$ ) принимаются следующие параметры:

- инженерно-геологические условия площадки ;
- внешние воздействия на конструкцию ограждения котлована ;
- геометрические параметры котлована;
- характеристики ограждающей конструкции котлована;
- особенности системы раскрепления котлована;

Все эти факторы связаны с процессом деформирования ограждающих конструкций, возникающего изгибающего момента в конструкции ограждения котлована и осадки фундаментов соседних зданий и развития ее во времени.

По данным проводимого геотехнического мониторинга записывается уравнение множественной регрессии между указанными параметрами  $U_x (M_{bend})$  и  $S_g (V_s)$  с геотехническими факторами и затем определяется вес каждого  $wg_i$  каждого геотехнического фактора в целевой функции  $U_x (M_{bend})$  и  $S_g (V_s)$ . Таким образом, деформация фундаментов, попадающих в зону влияния определяется по формуле 2.11:

$$Y = \sum_{i=1}^n wg_i R_i^H \quad (2.11)$$

где  $Y$  – интегрированный показатель геотехнических факторов или целевая функция, может быть  $U_x$  или  $M_{bend}$  и  $S_g$  или  $V_s$ ;  $wg_i$  - вес геотехнического фактора  $i$ ;  $R_i^H$  – количественный параметр стандартизированного геотехнического фактора  $i$ .

Определение веса геотехнических факторов  $wg_i$  производится следующим образом:

- сбор и статистическая оценка фактических данных мониторинга, связанных с геотехническими факторами и целевой функцией;
  - моделирование связи между факторными и результативными показателями, т.е. подбор соответствующего уравнения, которое наилучшим образом описывает изучаемые зависимости;
  - вычисление парного коэффициента корреляции ( $r_{iy}$ ,  $r_{ij}$ ) между геотехническим фактором и целевой функцией и между геотехническими факторами;
  - вычисление стандартных коэффициентов ( $\beta_1, \beta_2, \dots, \beta_n$ );
- Указанные коэффициенты являются корнями системы уравнений 2.12:

$$\left\{ \begin{array}{l} r_{1y} = \beta_1 + \beta_2 r_{21} + \dots + \beta_n r_{n1} \\ \dots\dots\dots \\ \dots\dots\dots 9 \\ r_{ny} = \beta_1 r_{1n} + \beta_2 r_{2n} + \dots + \beta_n \end{array} \right. \quad (2.12)$$

- вычисление многомерного коэффициента корреляции  $R$  производят по формуле 2.13.:

$$R^2 = \sum_{i=1}^n \beta_i r_{iy} \quad (2.13)$$

Многомерный коэффициент корреляции  $R$  позволяет оценить, являются ли значимыми геотехнические факторы в целевой функции. Если  $R \geq 0,75$ , то выбранные геотехнические факторы являются значимыми и адекватными. Если  $R < 0,75$ , то отсутствуют некоторые важные геотехнические факторы и необходимо пересмотреть геотехнические факторы в целевой функции.

- вычисление веса геотехнических факторов  $wg_i$ .

Вес геотехнических факторов  $g_i$  в целевой функции определяется по формуле 2.14:

$$wg_i = \frac{|\beta_i r_{iy}|}{\sum_{i=1}^n |\beta_i r_{iy}|} \quad (2.14)$$

В том числе  $\sum_{i=1}^n wg_i = 1$ , то есть общий вес геотехнических факторов равен 1.

Применение указанного метода к моделированию деформаций шпунтового ограждения и осадки зданий от влияния геотехнических работ требует следующей последовательности операций [284]:

- анализ инженерно-геологических условий площадки с обязательным рассмотрением возможных рисков и геологических процессов, гидрогеологических условий и особенностей поведения грунтов при геотехническом строительстве;

- осуществление выбора геотехнических факторов в целевых функциях;

- установление связи между факторными и результативными показателями в виде подбора соответствующего уравнения, которые бы наилучшим образом описывало изучаемые зависимости;

- вычисление парных коэффициентов корреляции между геотехническим фактором и целевыми функциями и между геотехническими факторами;

- вычисление стандартизированных коэффициентов;

- вычисление многомерного коэффициента корреляции;

- вычисление веса геотехнических факторов;

- определение целевых функций  $U_x (M_{bend}), S_g (V_s)$ ;

- проверка модели деформирования ограждения котлована и зоны влияния от геотехнических работ;

- прогноз развития деформаций ограждения котлована и осадок зданий, попадающих в зону влияния геотехнических работ.

В качестве примера определения искомой целевой функции прогноза влияния совокупности параметров (выбрано три факторные переменные) при устройстве подземного сооружения на дополнительные деформации прилегающей территории и зданий/сооружений окружающей застройки в границах характерного участка, расположенного в условиях плотной застройки и слабых грунтов центральных районов Санкт-Петербурга.

Для многофакторного анализа использовались данные геотехнического мониторинга по объектам, в строительстве которых принимала кафедра геотехники СПбГАСУ и лично автор работы: ТРЦ «Галерея» на Лиговском пр., II очередь строительства гостиницы «Коринтия - Невский Палас» на Невском пр., бизнес-центр на Невском пр., д. 68; кинотеатр «Великан» в Александровском парке на Петроградской стороне; бизнес-центр на пл. Островского, д. 2; бизнес-центр «Правда-Ренессанс» на Херсонской ул.; гостиница на наб. Введенского канала. Результаты полученной регрессионной зависимости (на примере 3-х факторов влияния) сравнивались с данными геотехнического мониторинга при строительстве жилого комплекса по Лесному пр. в г. Санкт-Петербурге, при этом отмечается высокая сходимость полученных расчетов значений с данными мониторинга.

В условиях строительства в плотной городской застройке одним из основных условий обеспечения безопасности выполнения геотехнических работ является результат геотехнического прогноза (обоснования) с оценкой зоны влияния на здания окружающей застройки. Такие расчеты выполняются с использованием программных комплексов на основе метода конечных элементов (МКЭ), что позволяет оценить взаимодействие грунтового массива и объекта строительства.

При строительстве на слабых грунтах С.Н. Сотников (1986) обобщил и проанализировал результаты многочисленных экспертиз случаев аварий и повреждений конструкций зданий различного назначения на территории с распространением слабых грунтов. Им было отмечено, что большая часть причин (73,8 % рассмотренных ситуаций) появления трещин, разрушений, нарушения работы инженерных систем связаны с развитием деформаций основания. При строительстве на слабых грунтах данная причина является преобладающей. Мы проанализировали данные по строительным площадкам, где возникли аварийные ситуации при выполнении работ нулевого цикла. К основным причинам аварийных деформаций зданий и сооружений соседней застройки при выполнении строительных работ, по нашему мнению, можно отнести следующие:

- 1) влияние технологических воздействий от устройства ограждения котлована – 37%

- 2) технологические воздействия от погружения свай – 28%
- 3) влияние климатических факторов (промораживание, переувлажнение грунта дна котлована) – 9%
- 4) отсутствие герметичности ограждающей конструкции, что приводит к выпуску грунта в котлован – 5%
- 5) наличие фильтрационных выпоров на дне котлована – 3%
- 6) выпор грунта из-под фундамента при обнижении подвалов или их устройстве – 2%
- 7) суффозионные процессы при строительном водопонижении с расструктурированием грунтов основания – 6%
- 8) некачественное выполнение работ по устройству фундамента - 6%
- 9) низкая категория технического состояния существующего здания (наличие собственных деформаций, например, из-за деструкции деревянных лежней в основании или протечек инженерных сетей) - 4%

Источниками ошибок при анализе аварийных ситуаций можно с уверенностью назвать :

- несоответствие фактических инженерно-геологических условий площадки представленным в отчете (исходной документации) – 17%;
- недоучет особенностей инженерно-геологических и гидрогеологических условий площадки – 7,5%
- ошибки геотехнического обоснования – 5,5%
- ошибки конструкторских решений – 11%
- отклонения от проектных решений и нарушения правил производства работ при выполнении строительного-монтажных работ – 46%
- отсутствие геотехнического мониторинга и научно- технического сопровождения – 13%

Анализ возникающих аварийных ситуаций при устройстве котлованов в плотной городской застройке необходим для исключения возможных причин аварийных инцидентов и совершенствования практики проектирования и строительства подземных сооружений и устройства фундаментов в стесненных условиях. Так, в литературе (Колыбин И.В., 2008) [112] рассмотрены технические причины возникновения аварийных ситуаций в условиях устройства котлованов. К их числу можно отнести: природно-климатические факторы; использование в расчетах неполных или недостоверных результатов инженерно-геологических изысканий; принципиальные ошибки при проектировании (при составлении расчетных схем, выборе моделей грунта и граничных

условий); низкое качество строительно-монтажных работ и плохая организация строительного процесса или наличие серьезных отступлений от проекта (рисунок 2.12).

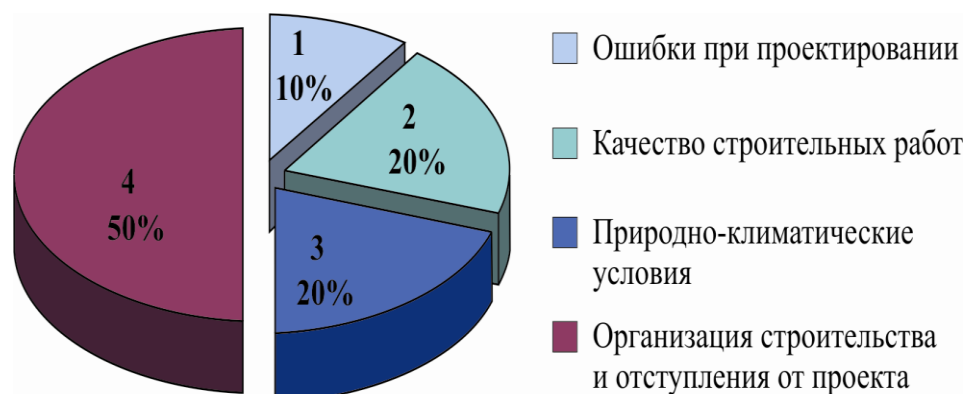


Рис. 2.12. Причины возникновения аварийных ситуаций при устройстве котлованов (И.В. Колыбин, 2008).

В монографии [Улицкий В.М., Шашкин А.Г., Шашкин К.Г., 2010] приведён анализ деформаций зданий с учётом классификации причин деформаций зданий, предложенной Э.И. Мулюковым (1995). Так, авторы отмечают четыре группы факторов, влияющих на появление и развитие деформаций. Среди них: недостатки инженерно-геологических изысканий, ошибки проектирования, ошибки при производстве работ, недостатки при эксплуатации зданий и сооружений. Авторы отмечают, что в Санкт-Петербурге за последние десятилетия изменилась структура причин разрушения соседних зданий при строительстве новых.

Данные анализа официальных данных Госархстройнадзора России (Байбурин А.Х., Головнев С.Г., 2006) [8] показывают, что 44% аварий происходят по причине критических дефектов СМР, а 15% – из-за низкого качества применяемых материалов. Около четверти аварий связаны с нарушением правил технической эксплуатации зданий и сооружений. Применение ошибочных проектных решений и превышение нагрузок и воздействий являются причиной соответственно 5 и 4% аварий. Оставшиеся 8% аварий произошли по другим причинам.

Таким образом, основные причины аварий связаны с производством работ, и значительно снизить аварийность в строительстве возможно, в первую очередь, обеспечивая качество СМР. Однако безаварийность работ – необходимое, но недостаточное условие безопасного строительства.

А.Х. Байбурин в своих исследованиях ссылается, на то, что причинами аварий зданий и сооружений являются критические дефекты в комбинации с человеческими ошибками

при проектировании, изготовлении, монтаже и эксплуатации конструкций. Им оценены вероятности ошибок участников строительства (таблица 2.4).

Таблица 2.4

**Вероятности ошибок участников строительства  
по А.Х. Байбурину (2006)**

Событие	Вероятность события	
	Западная Европа	Россия
Ошибка архитектора	0,10	Не исследовано
Ошибка проектировщика	0,40	0,20
Ошибка производителя работ	0,50	0,50...0,60
Ошибка контролирующего лица	0,10	Не исследовано
Ошибка при эксплуатации	0,02	0,10...0,15
Перегрузка конструкций	0,02	Около 0,05
Слабый материал	0,02	Около 0,20

Как видно из представленного сравнения, в Западной Европе возникающие при строительстве ошибки и аварии чаще относят к просчетам проектировщиков и строителей, в России ошибки и аварии связывают с поставщиками материалов, деятельностью строителей, а также служб эксплуатации зданий.

Определенной гарантией безошибочного строительства является эффективные системы обеспечения качества его участников, охватывающие все необходимые для реализации проекта ресурсы (организационные, материально-технические, методологические и др.). Современные требования к системам обеспечения (менеджмента) качества содержатся в международных стандартах ИСО серии 9000 и их российских аналогах.

В России в системе Госархстройнадзора используется классификатор основных видов дефектов в строительстве с ранжированием дефектов на критические и значительные. Критические дефекты, влияющие на безопасность, подлежат безусловному устранению до начала последующих работ или с приостановкой начатых СМР. По данным инспекции ГАСН г. Москвы [Лукманова И.Г., 2001] количество критических дефектов, обнаруженных на стройках в 1998–2000 гг. составляет 23–40%, значительных – 40–53%.

Распределение дефектов в строительстве может быть представлено по следующим статистическим данным [Ройтман А.Г., 1987]. По причинам происхождения: ошибки проектирования – 4%; низкое качество материалов и изделий – 17%; низкое качество монтажа – 42%; неудовлетворительная эксплуатация – 18%; совокупность

причин – 19%. По времени проявления: в период строительства – 48%; построено, но не сдано в эксплуатацию – 20%; в период эксплуатации – 29% (в том числе до 1 года – 12%; до 15 лет – 7%; свыше 15 лет – 10%); после ремонта – 3%. По видам конструкций: основания – 3%; стальные – 6%; деревянные – 7%; железобетонные – 17%; кирпичные – 18%; сочетания различных конструкций – 49% [8].

На основе анализа аварий, отказов и дефектов в строительстве можно сделать вывод, что основной объем аварий происходит в период выполнения строительно-монтажных работ – СМР или связаны с результатами этих работ (причем около половины дефектов локализуются в узлах, швах и связях). Полученные результаты позволили исследователям Байбурину А.Х и Головневу С.Г. [8] сделать заключение, что для обеспечения качества и безопасности строительной продукции необходимы: выбор квалифицированных исполнителей; внедрение систем качества в организациях участниках инвестиционно-строительного проекта; усиление всех видов строительного контроля и надзора; использование эффективных методов контроля и оценки качества с учётом критериев безопасности.

Отдельного внимания заслуживают исследования причин отказов оснований и фундаментов зданий в грунтовых условиях Санкт-Петербурга, проведенные профессором В.М. Улицким (2010) [275]. В своей монографии он приводит диаграммы с анализом причин отказов строящихся зданий в Санкт-Петербурге и разрушений соседних зданий при строительстве новых в различные периоды с 1980 по 2000 годы (рисунок 2.13.).

Как видно из представленного материала - одной из основных причин возникновения аварийных ситуаций, по оценке экспертов, является низкое качество строительно-монтажных работ и плохая организация процессов геотехнической направленности, серьезные отступления от проектного решения – так называемая «оптимизация» проектного решения по затратам за счет снижения надежности. К сожалению, такой подход - это не усовершенствование проектного решения, а создание поля рисков, часть из которых проявляется уже в начальный период откопки котлована, а часть является отложенными, которые выявляются при дополнительном внешнем воздействии на конечных стадиях экскавации глубоких котлованов. Как правило, возникновение аварийной ситуации есть следствие совокупного воздействия ряда факторов, влияющих на их надежность. Среди них, кроме технологических и организационных, отмечаются: природно-климатические, расчетные ошибки из-за неполных и недостоверных данных инженерно-геологических изысканий, принципиальные ошибки при проектировании. Согласно экспертной оценке, более 70 %

аварийных ситуаций при устройстве котлованов возникает из-за серьезных отступлений от проекта в совокупности с неквалифицированным исполнением работ.

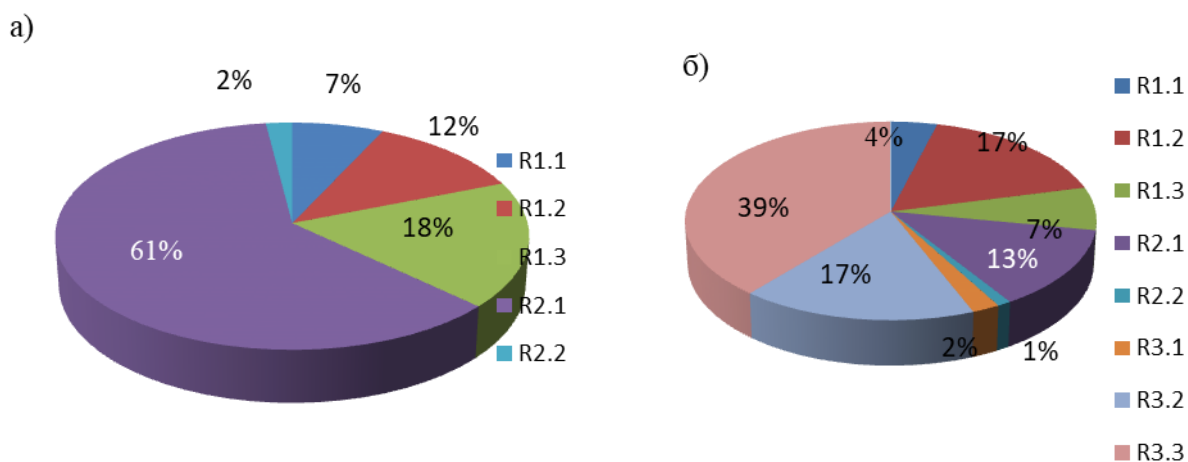


Рис. 2.13. Структура причин деформаций и отказов строящихся зданий в Санкт-Петербурге (Улицкий В.М., Шашкин А.Г., Шашкин К.Г., 2010) [275]: а) причины отказов строящихся зданий в Санкт-Петербурге (24 здания); б) причины разрушения соседних зданий при строительстве новых в Санкт-Петербурге (1995-2000 гг.; 50 зданий);

- R 1.1- причины, вызвавшие отказ из-за упущений на стадии изысканий;
- R 1.2-тоже, на стадии проектирования;
- R 1.3- тоже, на стадии производства работ;
- R 2.1- тоже, на стадии эксплуатации;
- R 2.2- тоже, на стадии эксплуатации территории;
- R 3.1 – недостатки изысканий для объектов соседнего строительства;
- R 3.2 – недостатки проектирования объекта соседнего строительства;
- R 3.3 – недостатки при производстве работ на соседнем объекте.

Выявление причин возникновения аварий, приводящих к повреждениям или разрушению, как конструкций ограждения котлованов, так и самих строительных конструкций подземного сооружения, из-за воздействия грунтового массива, позволяет выделить ряд основных факторов: наличие разницы между реальными инженерно-геологическими условиями площадки и указанными в Отчете при выполнении изысканий, деформации ограждающей конструкции, возникновение суффозионных процессов из-под оснований зданий окружающей застройки при водопроницаемости ограждающей конструкции или при поступлении плавунного грунта в котлован, технологические воздействия и пр.

На основе проведенного анализа причин возникновения деформаций зданий, находящимся в зоне влияния при устройстве котлованов, как основные выделены следующие (рис. 2.14.):

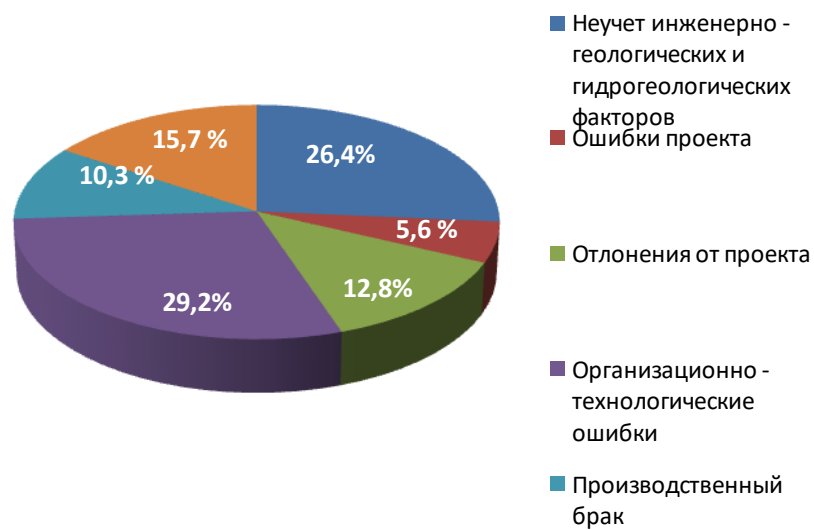


Рисунок 2.14. Диаграмма основных причин возникновения аварийных ситуаций при выполнении геотехнических работ и при строительстве подземных сооружений.

Учитывая, что приведенная классификация является однофакторной, она позволяет определить зависимости возможной аварийности конструкций ограждения котлованов от типа ограждения, системы раскрепления стенок котлована, глубины экскавации, характера технологических процессов экскавации, срока производства работ, места аварийной ситуации, влияния окружающей застройки. В то же время, более полного ответа по данной проблеме до настоящего времени не удалось получить ни одним из известных методов расчета, который мог бы быть применим для комплексного анализа характеристик процессов развития аварийных ситуаций: ни детерминированным, ни вероятностным, ни статистическим, ни даже экспертным. В качестве причин этого можно назвать:

- отсутствие полной исходной информации (об экстремальных, случайных нагрузках и воздействиях, недостатках строительно-монтажных работ, недоработках проекта и т.п.);
- невозможность математического моделирования процессов развития аварийных ситуаций при подземном строительстве из-за недостатка знаний о закономерностях развития таких процессов.

Для решения поставленной задачи Н.В. Арефьевым, Добрыниным С.Н., Ивашинцовым Д.А., Тихоновой Т.С.(2000) была предложена методика, которая на базе анализа аварийных ситуаций позволяет получать эмпирическим путем функцию  $P(x_{jl}^I)$ ,

$x^2_{j2}, x^3_{j3}$ ), определяющую классы сценариев возможных аварийных ситуаций и частоту их реализации.

Предложенная функция дискретных переменных  $x^i_{ji}$  представляется выражением 2.15:

$$P(x^1_{j1}, x^2_{j2}, \dots, x^i_{ji}, \dots, x^n_{jn}) = \lim_{N_0 \rightarrow \infty} (N(x^1_{j1}, \dots, x^n_{jn}) / N_0), \quad (2.15)$$

которое определяет вероятность реализации рассматриваемых процессов, входящих в класс сценариев аварийных ситуаций, характеризуемых этими координатами:  $x^i_{ji}$  – признаки аварийных ситуаций;  $N_0$  – общее число аварийных ситуаций;  $N(x^1_{j1}, \dots, x^n_{jn})$  – число аварийных ситуаций со значениями признаков  $x^1_{j1}, \dots, x^n_{jn}$ .

Поскольку в настоящее время не существует однозначных теоретических рекомендаций и методов получения функции  $P$ , единственным достоверным источником получения информации о характере этой функции является статистика аварийных ситуаций в рассматриваемой системе однотипных геотехнических объектов.

Анализ опубликованных литературных источников показывает, что описание аварийных ситуаций, возникающих при подземном строительстве, является ограниченным. В тоже время, представляется возможным на основе проведенных исследований источников по аварийным ситуациям при подземном строительстве выделить основные признаки аварийных ситуаций, которые присутствуют во всех описаниях:  $x^1$  – причина аварийной ситуации;  $x^2$  – место аварийной ситуации;  $x^3$  – характер аварийной ситуации. Указанные признаки относятся к качественным величинам. Шкалы значений, которые они принимают, выбираются из данных описания аварийных ситуаций.

Рассмотрим опубликованные в литературе и периодических средствах массовой информации примеры аварийных ситуаций при устройстве котлованов при строительстве подземных частей зданий и подземных сооружений.

В Курске на площадке строительства 2-ой очереди торгового центра «Европа» на ул. Карла Маркса 26.11.2014 при ведении работ по устройству фундаментов в котловане глубиной 15 м произошло обрушения стенки котлована. Погибли двое рабочих. Согласно решениям проектировщиков необходимо было выполнить ограждающую конструкцию «стена в грунте», которую решили заменить ради экономии средств на этапе создания рабочей документации на устройство откосов. Обрушение стенки котлована произошло из-за отсутствия откоса (стенка практически была вертикальной), а также из-за

вибрационного воздействия от движения машин по рамповому съезду в котлован (рисунок 2.15).

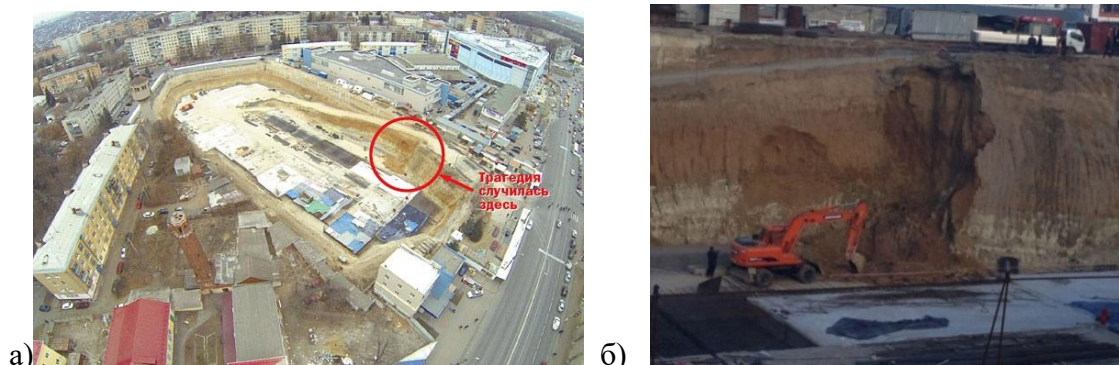


Рис.2.15.а) Вид котлована глубиной 15,0 м и места, где произошло обрушение; б) вид обрушения стенки котлована

В Москве в ЮЗАО на ул. Профсоюзная в районе д.91 при строительстве административного здания общей площадью 7,9 тыс.м<sup>2</sup>. 13.05.2014г. произошло обрушение части шпунтового ограждения котлована (рисунок 2.16). В месте обрушения глубина котлована составила 12 м. Установлено, что причиной разрушения шпунтового ограждения явилось нарушение субподрядной организацией требований проекта производства работ.



Рис.2.16. Вид разрушений шпунтовых стен котлована на площадке строительства административного здания на ул. Профсоюзов, вблизи д. 91 в Москве

В Омске, в самом центре исторической части города, 31.03.2008 года возникла сложная геотехническая ситуация. Из-за отсутствия утверждённого проекта, а также нарушения правил строительных работ при устройстве 15-метрового котлована пошли деформации поверхности (рис.2.17). При этом, в опасной зоне оказалась детская школа

искусств №18, которую пришлось закрыть в целях безопасности. Ещё один дом дореволюционной постройки, по словам очевидцев, разваливался буквально на глазах (корпункт «ИТАР-ТАСС»). Опасную стену котлована укрепили специальными стальными подкосами из труб диаметром 800 мм. По решению суда работы были приостановлены на период ликвидации аварийной ситуации.



Рис. 2.17. Вид котлована с подкосами для исключения аварийного обрушения стенки

Одной из опасных категорий аварий, связанных с чрезвычайно тяжелыми аварийными последствиями является фильтрация грунтовых вод в котлован. Поступление грунтовых вод через ограждающую стенку приводит к механической суффозии. В случае образовавшейся течи при значительной водоотдаче грунтов и высоких градиентах напора фильтрационные силы увеличивают величину давления на ограждающую конструкцию, разрушая стенку, увеличивая площадь протечки. Подобная ситуация произошла на площадке строительства здания «Инфинити-Тауэр» в Дубае ОАЭ (Kuntsche, 2007) (рис.2.18.) Генеральным подрядчиком по строительству объекта была компания Арабтек. При анализе сложившейся ситуации на объекте использованы материалы начальника Управления по научно-технической и нормативной политике НИИОСП им. Н.М.Герсееванова И.В.Колыбина (2008).

При устройстве котлована глубиной 20 м для строительства 73-этажного здания Инфинити Тауэр в Дубае в апреле 2007 года произошла авария, когда разработка котлована близилась к завершению. В ограждающей котлован конструкции, примыкающей к экспланеде, образовалась протечка на высоте около 3 м от дна котлована.

Строителями были замечены деформации стены в грунте и резкое образование в ней трещин. Немедленно была дана команда эвакуировать персонал из котлована. Через 2 минуты после начала эвакуации произошло обрушение участка стены и вода из гавани мощным потоком хлынула в котлован. Котлован был полностью затоплен еще через 4 минуты. И.В.Колыбин, при анализе ситуации отмечает, что крепление стены в грунте на прямолинейных участках котлована со стороны суши было выполнено при помощи

распорок, а по радиальной части стены со стороны экспланады предусматривалось анкерное крепление. В данном случае, попытка заменить распорки на грунтовые анкера привела к перераспределению и концентрации напряжений в конструкции стены в грунте в местах их расположения и по сути явилась причиной фильтрации воды в котлован.

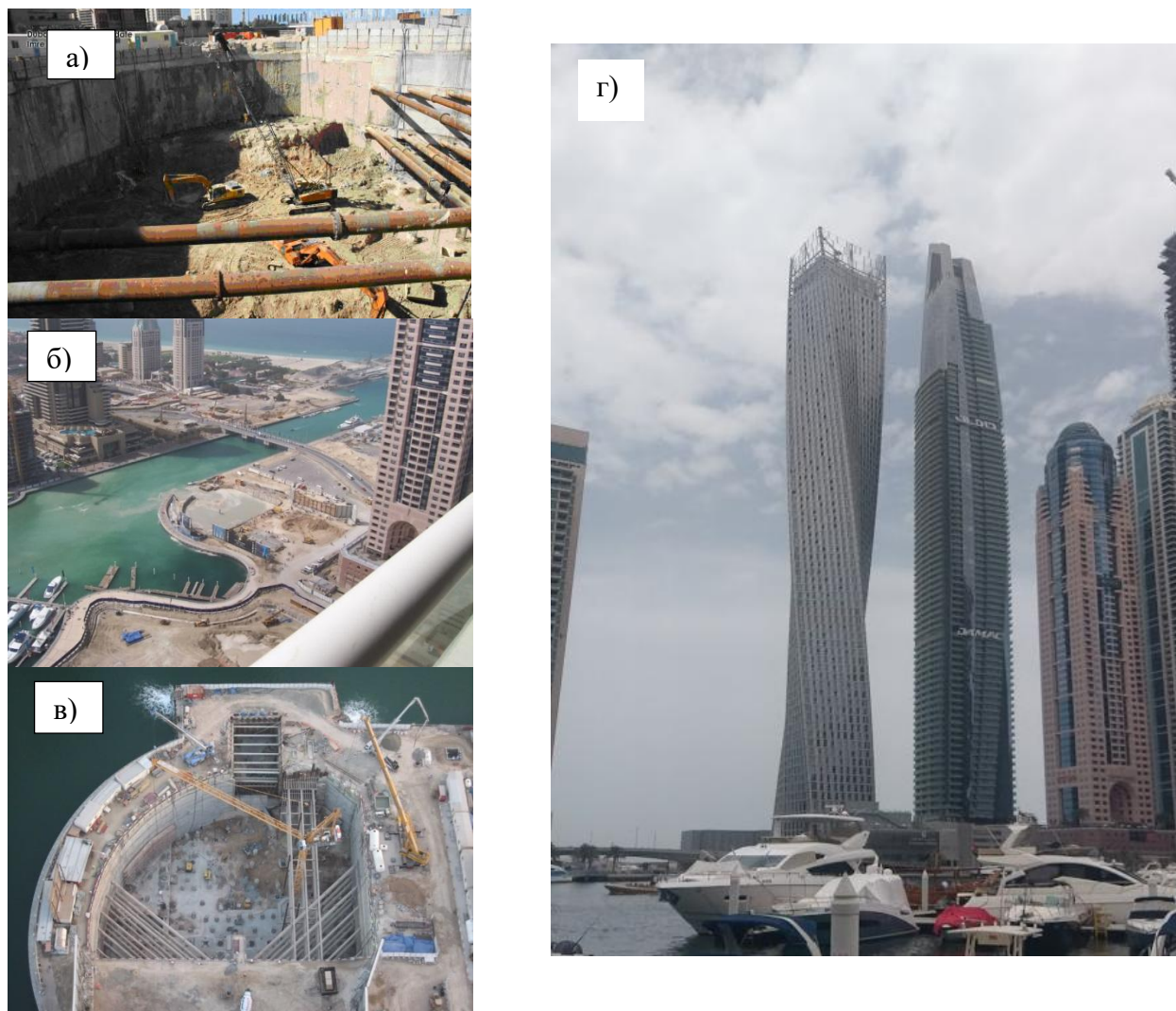


Рис.2.18. Развитие, возникновение разрушения ограждающей стенки котлована и мероприятия по ликвидации аварийной ситуации при строительстве подземной части Инфинити Тауэр в Дубае (Kuntsche, 2007)

Опыт производства работ при устройстве открытых котлованов в инженерно-геологических условиях Санкт-Петербурга показывает, что фактическое напряженно-деформированное состояние гибких ограждений в условиях тиксотропных грунтов оказывается значительно сложнее, чем получаемое при численном моделировании. Следствием недоучета реального напряженно-деформированного состояния ограждений

являются деформации, значительно превышающие предельно допустимые и развитие дополнительных осадок зданий окружающей застройки [144].

Решение описанной выше задачи минимизации влияния на окружающую застройку обеспечивается применением защитных мероприятий в виде геотехнического барьера или геотехнического экрана в соответствии с СП 361.1325800.2017.

К примерам ошибок проектирования можно отнести устройство анкерных креплений попадающих в призму обрушения грунта. В Санкт-Петербурге на ул. Решетникова в соответствии с расчетами было выполнено шпунтовое ограждение котлована глубиной 5 м с анкерным креплением (Мангушев Р.А., Никифорова Н.С., 2017) [143]. При этом, были использованы анкера длиной 5,0 м, которые попадали в призму обрушения грунта и фактически не работали, так как призма обрушения являлась активной зоной, а находящиеся в ней анкерные крепления, следуя за шпунтовым ограждением, перемещались вместе с призмой.

На рисунке 2.19 (а) и (б) приведены пример потери устойчивости распорных креплений котлована и изгиб шпунтового ограждения на величину до 0,5 м.

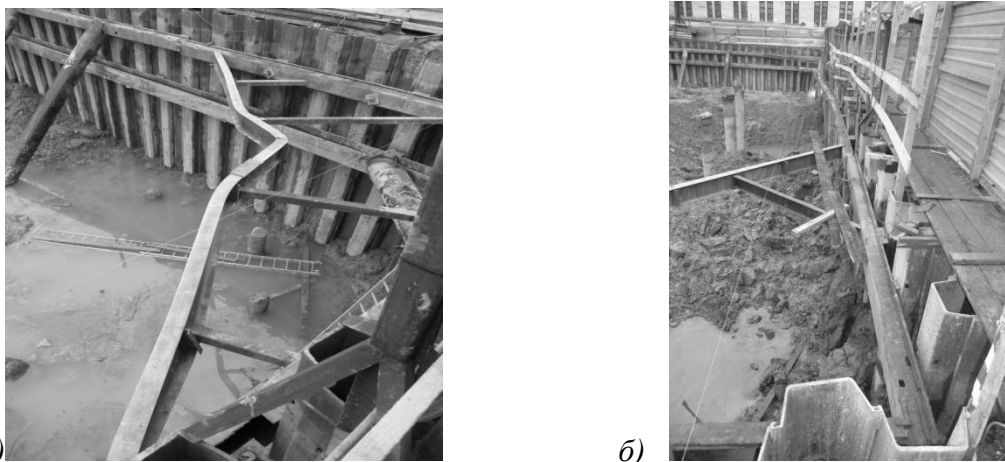


Рис. 2.19. а) потеря устойчивости угловой распорки; б) выгиб шпунтового ограждения до 0,5 м

В апреле 2013 года на площадке строительства второй очереди завода «Ниссан» в Санкт-Петербурге при устройстве технологического котлована глубиной 8 м произошла деформация шпунта в результате фильтрационного выпора, возникшего из-за влияния напорных вод со дна котлована. Ограждение котлована выполнено из шпунта VL 606 U-образного профиля длиной 18,0 м. Ограждение котлована крепилось 3 рядами распорок, которые на момент возникшей аварии были выполнены. Смещение шпунта по верху

котлована составило 900 мм и сопровождалось смятием металлических конструкций обвязочных балок распорной системы.

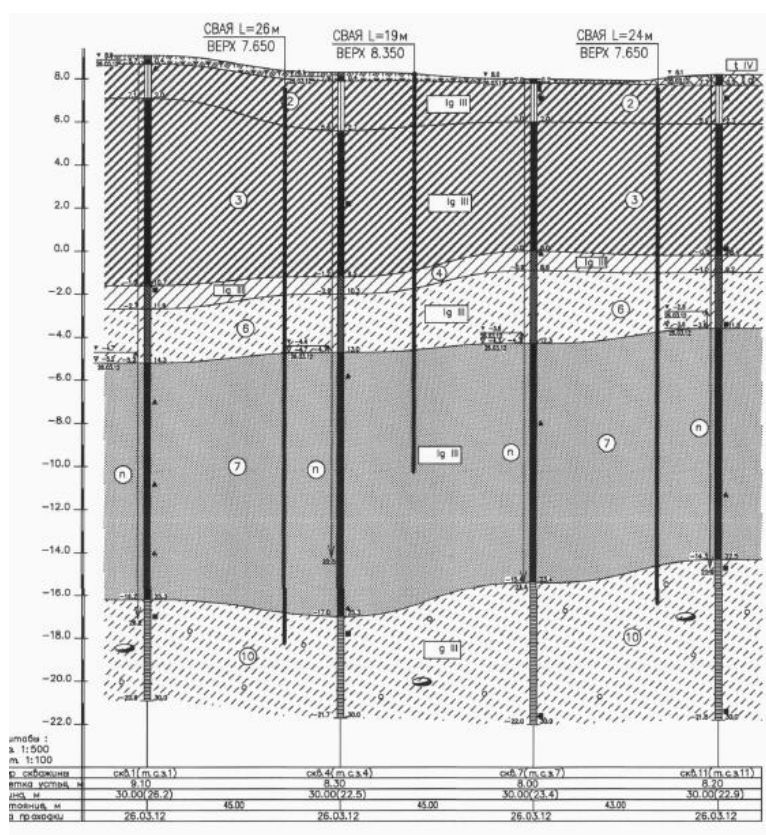


Рис.2.20. Инженерно-геологические условия площадки строительства котлована на автомобильном заводе «Ниссан»

Нижняя часть шпунта смещена к центру котлована, что привело к повороту шпунта вокруг нижних распорных уровней и жесткого диска плиты бетонной подготовки. Смещение шпунтового ограждения привело к образованию мульды оседания дневной поверхности грунта с образованием трещин закола и к горизонтальному смещению расположенных поблизости свай и колонн строящегося здания. Причинами возникновения аварийной ситуации являются сокращение длины шпунтового ограждения относительно проекта, отсутствие совершенной завесы выработки от грунтовых вод и их прорыв с ниже расположенного напорного горизонта через дно в котлован. Инженерно-геологические условия представлены на рисунке 2.20.

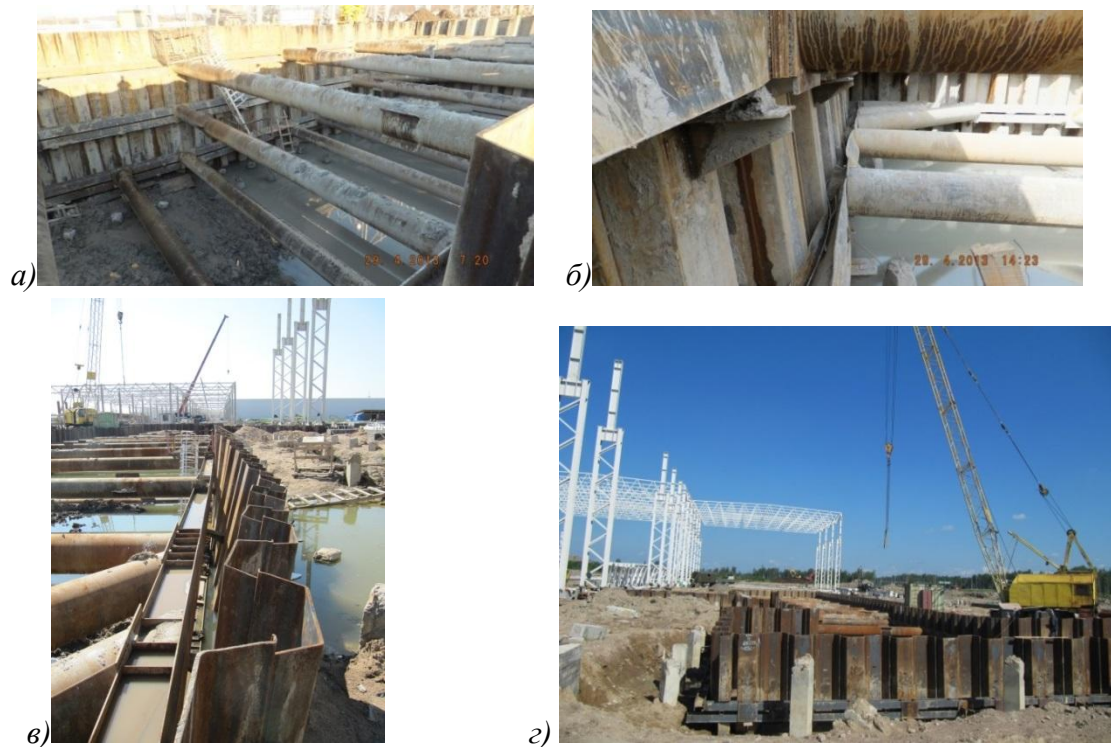


Рис. 2.21. Вид котлована с тремя рядами распорных уровней в момент деформаций шпунтовой стенки (а), деформации опорных узлов (б), горизонтальное отклонение шпунта по верху котлована составило от оси более 900 мм (в), вид котлована, расположенных рядом свай и конструкций строящегося цеха в момент аварии(г).

При устройстве котлована под резервуар ливневых стоков на Новоорловской ул. в Приморском районе Санкт-Петербурга в 2016 году произошло разрушение восточного участка шпунтового ограждения. Сооружение представляет собой железобетонную коробчатую конструкцию в плане 20,8 м x 28,8 м с высотой 4,48 м, заглубленную на 8,74 м от дневной поверхности с последующей засыпкой грунтом на 4,26 м (Рисунок 2.22).

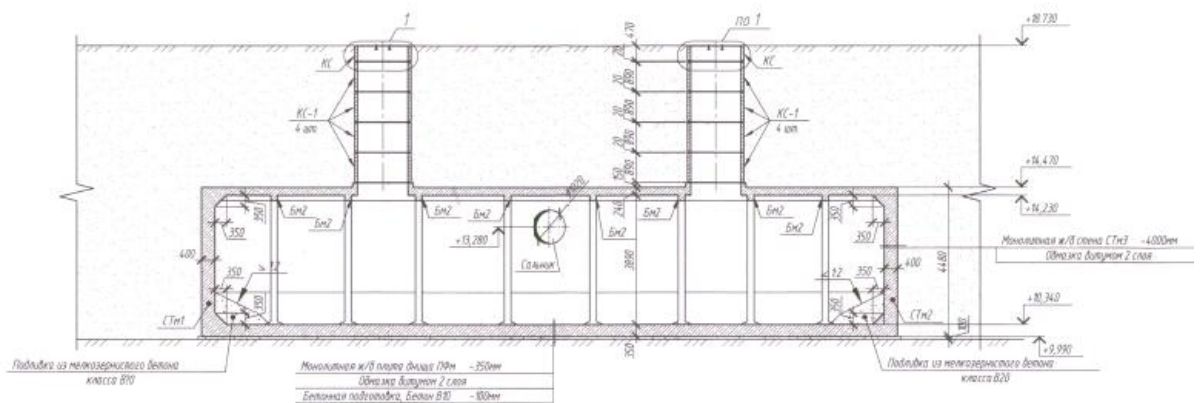


Рис. 2.22. Поперечный конструктивный разрез резервуара ливневых стоков.

Размеры котлована 36,46 м на 24,07 м. На момент аварии котлован был откопан на глубину 3,9 -5,98 м, при проектной его глубине 8,74 м. Для ограждения котлована был

использован металлический шпунт Ларсен V с глубиной погружения 16 м. По представленному техническому решению ограждение имеет два уровня распорных конструкций - на относительных отметках 0,8 м и 4,50 м от дневной поверхности.

а)



б)



Рис. 2.23. Вид котлована на момент проведения технического обследования (март 2017 г.) (а) и деформации шпунтового ограждения (б).

Инженерно-геологические условия площадки на глубину до 23,0 м представляют собой напластования песчаных и супесчаных грунтов, водонасыщенных. Глубина шпунтового ограждения, согласно данным исполнительной схемы, соответствовала представленному проектному решению. Причиной аварийного деформирования конструкции шпунтового ограждения явилась совокупность факторов: нарушение технологического процесса раскрепления котлована. Так, в торцевой части котлована не были своевременно выполнены распорные конструкции. Значимым фактором явилась отсутствие данных о гидрогеологическом режиме площадке и не были учтено то обстоятельство, что на данном участке находилось погребенное русло ручья.

В Варшаве в 1998 году произошла авария ограждения котлована глубиной 15 м., выполненного способом «стена в грунте» толщиной 0,8 м (Brandl, 2007) [144].

Изменения в проектном решении (первоначальная схема крепления «стены в грунте» предполагала устройство распорного фрагмента перекрытия по сохраняемой берме (рисунок 2.24 а) предусматривали установку металлических подкосов между стеной и средней частью здания, с устройством грунтовых берм (рисунок 2.24. б).

Инженерно-геологические условия приведены на рис. 2.24 б).

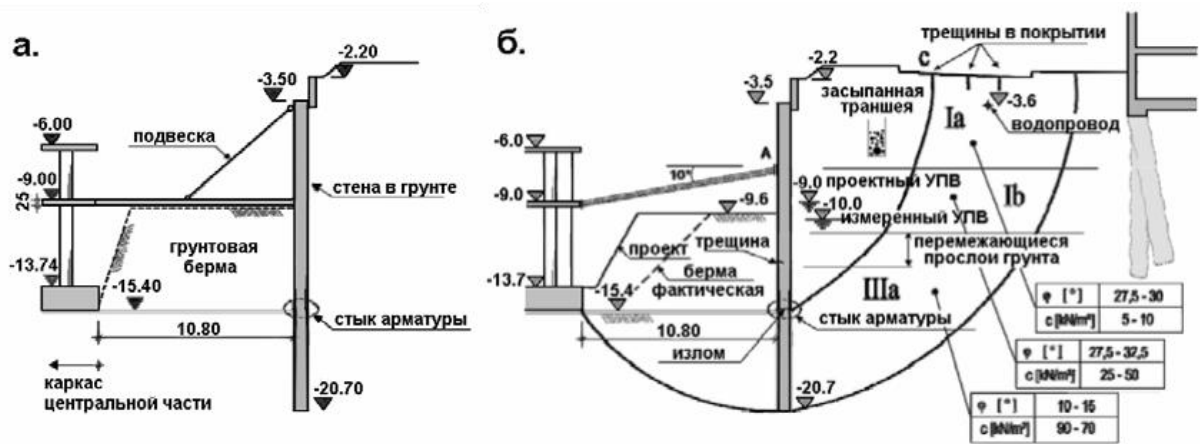


Рис. 2.24. Первоначальный и измененный проект крепления котлована в Варшаве (Brandl, 2007)

Устройство «стены в грунте» было выполнено в 1997 г. после чего стала производиться разработка котлована. Первоначально при разработке котлована перемещения верхней части стены соответствовали расчетным величинам. Однако, в дальнейшем неожиданно произошли значительные смещения «стены в грунте» - были зафиксированы просадки расположенного вблизи с котлованом дорожного полотна. В процессе разработки бермы возникли протечки воды из подземной конструкции, которые были вызваны разрушением водопроводной сети, расположенной в 12 м от котлована. Вода появилась также на проезжей части дороги. В «стене в грунте» были отмечены горизонтальные трещины раскрытием до 5 мм. При монтаже дополнительных распорок разрушение стены продолжилось и вскоре произошло обрушение участка ограждения котлована длиной 45 м (рисунок 2.25).



Рис.2.25. Вид с угла обрушившейся стены котлована в Варшаве (Brandl, 2007)

Анализ причин обрушения стены в грунте (Brandl, 2007) позволил восстановить сценарий произошедшей аварии (рис. 2.26). Разрушение стены началось с формирования пластического шарнира в нижней части стены.

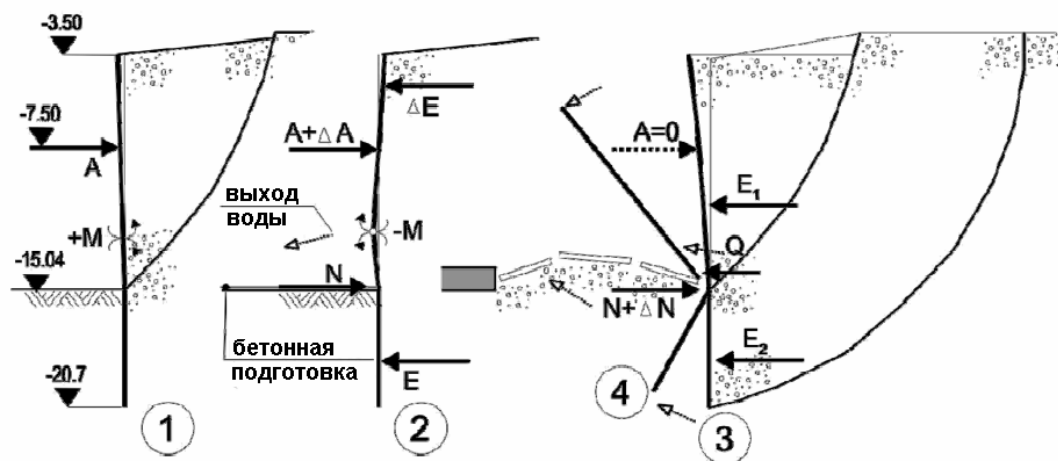


Рис. 2.26. Стадии развития механизма обрушения ограждения котлована в Варшаве (Brandl, 2007)

Его формированию способствовало то, что фактические габариты грунтовой бермы оказались меньше проектных размеров. Разрыв водопровода вызвал избыточное водонасыщение грунта и увеличение активного давления на ограждение котлована. Поворот верхней части стены привел к перераспределению давлений и увеличению реакций в распорках. Разрушение распорок привело к окончательному обрушению стены.

Таким образом, причинами аварии послужили следующие факторы: в грунте не соответствовала расчетной жесткости ограждения; фактические размеры грунтовой бермы оказались намного меньше расчетных; разрушение водопроводной сети водопровода значительно увеличило активное давление на «стену в грунте».

Авария ограждающей шпунтовой стенки с многоярусным анкерным креплением при строительстве станции метро в бразильском городе Сан-Паулу, так же была вызвана протечками из инженерных сетей (Maffei, 1996). Авария произошла при разработанной глубине котлована 12 м. Два верхних яруса анкерного крепления были уже выполнены, третий ярус был установлен не полностью. Обрушение ограждения произошло по близкой по форме к полусферической поверхности скольжения радиусом до 5 м (рисунок 2.27). Обрушение сопровождалось выдергиванием анкеров (рисунок 2.28).[144]

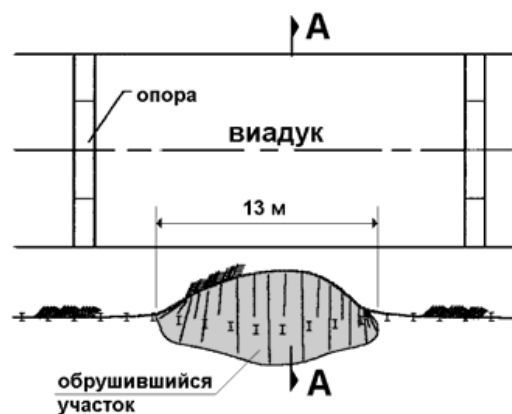


Рис.2.27. План аварийного участка подпорной стены в Сан-Паулу (Maffei, 1996)  
A-A

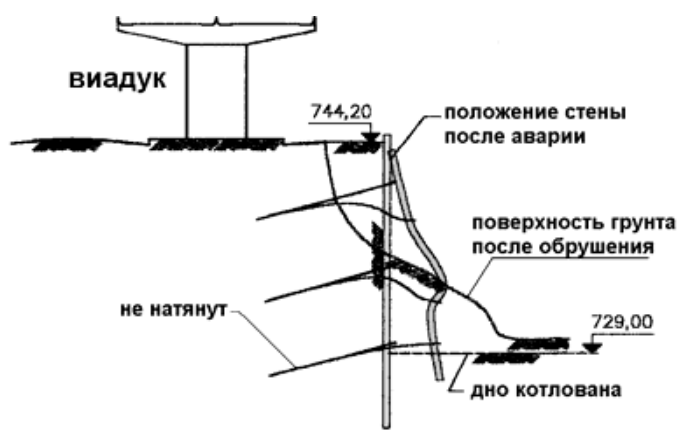


Рис. 2.28.Схема обрушения подпорной стены в Сан-Паулу (Maffei, 1996)

Основной причиной потери устойчивости шпунтового ограждения было признано протечки из водопровода, расположенного в 30 м от границы котлована. Фильтрация техногенных вод в котлован значительно увеличила активное давление на ограждение котлована.

Таким образом, при проектировании ограждений котлованов вблизи подземных водопропускных коммуникаций должно выполняться дополнительное моделирование, учитывающее случаи избыточного водонасыщения грунта.

В июне 2009 года в Китае произошло обрушение 13-этажного дома, который упал в прямом смысле этого слова (рис. 2.29). Как дерево... Катастрофа произошла из-за сооружения подземной стоянки. Ради экономии средств застройщик отказался от ограждения котлована, поскольку откосы котлована из маловлажных плотных суглинков сохраняли вертикальность, и не было сомнений, что возможно их обрушение. Перед аварией длительное время шли дожди, которые и привели к образованию оползня, повлиявшего на устойчивость рядом находившегося здания.



Рис. 2.29 . Дом, рухнувшего в котлован – видны трубчатые забивные сваи, которые разрушены при падении (а) и видны конструкции плиты в котловане (б).

На основании вышеизложенного можно сделать следующие выводы:

1. Важную роль в предупреждении возникновения внештатных ситуаций и аварийных сценариев играет многофакторный анализ всех составляющих возможного риска проекта при устройстве подземной части здания. Соответствующий анализ должен включать комплексное рассмотрение всех составляющих проекта – от технической до технологической и организационной на основе возможных конструктивных решений и методов производства работ, обеспечивающих минимальные расчётные геотехнические риски. Такой анализ выполняется группой экспертов – геотехников в составе научно-технического сопровождения объекта.
2. Следует обращать внимание застройщиков на то, что проведение «оптимизации» проекта с целью его удешевления в ущерб надёжности, исключения из рассмотрения определённых факторов риска (конструктивных, природных, технологических, техногенных) с большой степенью вероятности приводит к возникновению аварийной ситуации независимо от квалификации подрядчика. «Работа по плохому проекту- плохая работа!».
3. Учитывая, что, геотехническим авариям при устройстве глубоких котлованов способствует комплекс взаимосвязанных причин, прогностический анализ, численное моделирование и разработка проектных решений по устройству и креплению стенок котлована должны выполняться с учётом всей совокупности возможных вероятностных негативных воздействий независимо от природы происхождения указанных воздействий.

## 2.6. Выводы по главе 2.

1. Отмечено, что отличительной особенностью инженерно-геологического строения центральных районов города Санкт-Петербурга является наличие большой по мощности

толщи слабых грунтов, которые представлены пылевато-глинистыми разностями с наличие прослоев торфов и органогенных включений в водонасыщенном состоянии. Таким грунтам присущи тиксотропные свойства, которые при динамических и механических воздействиях проявляются в том, что прочностные и деформационные свойства этих грунтов резко снижаются. Учёт особенностей инженерно-геологических условий реализован в экспертно-аналитическом подходе к оценке надежности конструкций ограждения котлованов, устройства свайных фундаментов, выбора защитных мероприятий для зданий окружающей застройки при их проектировании с позиции минимизации технических рисков.

2. Использование предложенных устройств для определения для определения механических показателей свойств грунтов (а.с. SU 1715955) и прочностных и деформационных свойств грунтов (а.с. SU 1675485) позволили расширить возможности определения механических показателей свойств грунтов, прочностных и деформационных характеристик грунтов при проведении работ в стесненных условиях строительной площадки. Так, использование устройств позволило произвести непосредственное определение прочностных характеристик грунтов: угла внутреннего трения и удельного сцепления, а также определить параметры анизотропии грунта, что явилось обоснованием достоверного расчета по оценке несущей способности основания, корректного назначения мероприятий по превентивному усилению фундаментов, попадающих в зону влияния геотехнических работ.

3. Проведенный анализ показал, что в условиях слабых грунтов практически все используемые конструктивные решения и применяемые технологии предполагают развитие деформаций окружающей застройки. Степень возможных деформаций оценивается расчётным образом на основании геотехнического прогноза, но в реальных условиях значения дополнительных деформаций зданий окружающей застройки могут существенно отличаться от прогнозируемых, что необходимо учитывать при геотехническом прогнозе в рамках ГТО. Это обстоятельство требует систематизации и создания банка данных по результатам наблюдений за деформациями в период строительства подземного сооружения.

4. Рассмотрены и проанализированы основные причины возникновения аварийных ситуаций и отмечается, что основной их причиной являются, отступления от проекта, низкое качество строительства, а также ошибки на стадии изысканий и проектирования. Необоснованное «усовершенствование» проектов с целью их удешевления зачастую приводит к возникновению аварийной ситуации.

### **ГЛАВА 3. ОЦЕНКА ВЛИЯНИЯ ТЕХНОЛОГИЧЕСКИХ ФАКТОРОВ РИСКА НА ДОПОЛНИТЕЛЬНЫЕ ДЕФОРМАЦИИ ОКРУЖАЮЩИХ ЗДАНИЙ ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ ПОДЗЕМНЫХ СООРУЖЕНИЙ НА СЛАБЫХ ГРУНТАХ В ПЛОТНОЙ ГОРОДСКОЙ ЗАСТРОЙКЕ**

#### **3.1. Выбор способа ограждения котлована внутри плотной городской застройки из условия минимизации влияния на окружающую застройку при устройстве фундаментов и подземных сооружений на слабых грунтах**

При устройстве котлованов в плотной городской застройке используются различные конструктивные и технологические решения по устройству конструкции ограждения котлована из условия обеспечения устойчивости, прочности и деформативности. Выбор конструктивного решения зависит от инженерно-геологических условий площадки, глубины котлована, его размеров, технического состояния окружающей застройки и типа и глубины заложения фундаментов существующих зданий. Сегодня кроме традиционных методов ограждения котлована из шпунтовых профилей, раскрепляемых распорными конструкциями, активно применяются сравнительно новые методы: конструкция «стена в грунте», в том числе в сочетании с методом раскрепления перекрытиями (Top-Down), ограждения из касательных свай с Jet- шпонкой, устройство ограждения методом перемешивания грунта высоконапорной инъекцией (Jet Grouting) с формированием грунто-цементного массива (ГЦМ), глубинное перемешивание грунтов (Deep Soil Mixing - DSM) и др (рисунок 3.1)

Анализируя современную практику устройства распорных конструкций при устройстве котлованов в плотной городской застройке в слабых грунтах отмечаем, что основными критериями выбора того или иного метода раскрепления ограждающих конструкций котлованов являются обеспечение устойчивости в сочетании с оптимальной ценой. Обоснование раскрепления конструкций ограждения котлована принимается на основе выполняемых численных или аналитических расчетов и проводимого технико-экономического сравнения вариантов.

Тип конструкции ограждения котлована определяется её функциональным назначением: временное ограждение котлована предполагает использованием извлекаемого шпунтового ограждения из металлического шпунта, в случае оставляемого шпунтового ограждение его использование рассматривается в качестве противодиффузионной завесы, или же, в сочетании функций противодиффузионной завесы и несущей конструкции ограждения подземного объема здания. В последнем случае наиболее подходящим типом ограждения котлована, очевидно, будет конструкция

«стена в грунте». Важным условием проектного выбора типа конструкции ограждения котлована является его изгибная жесткость (рис.3.3).

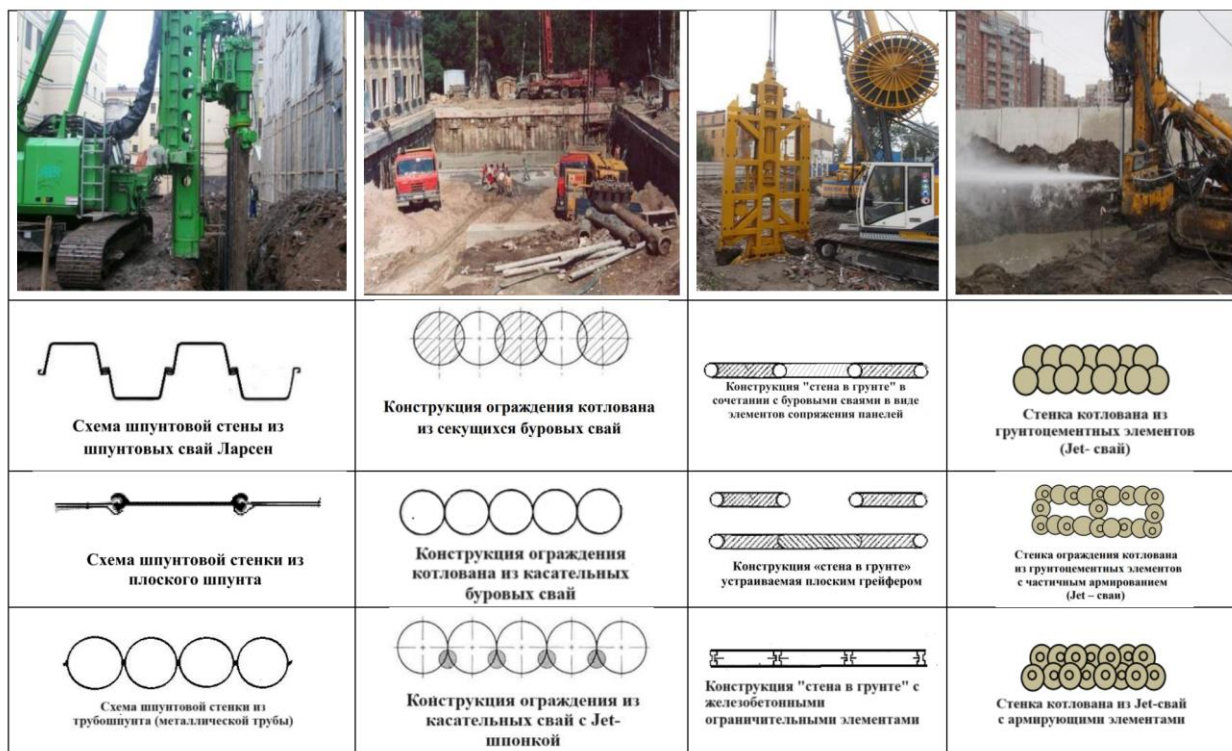


Рис.3.1. Сравнение типов ограждающих конструкций котлованов в плотной городской застройке по рискам

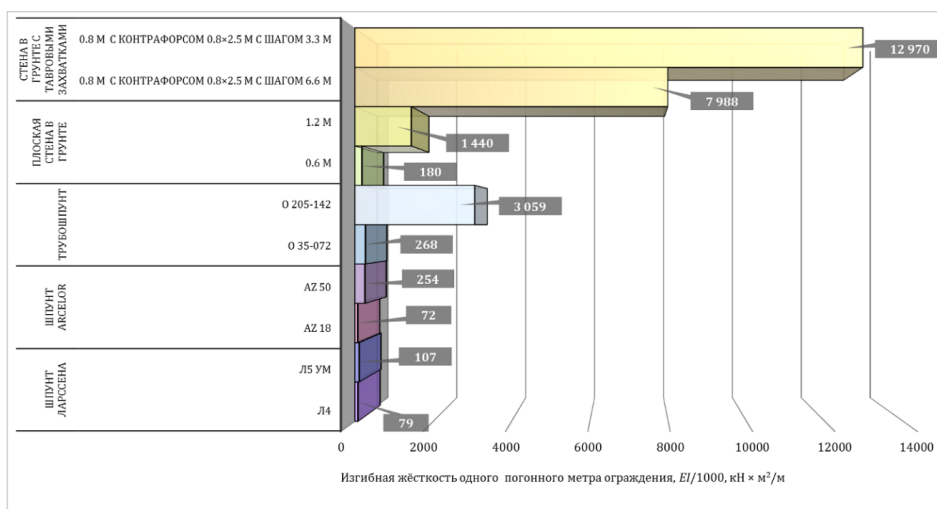


Рис. 3.2. Сравнение изгибной жесткости различных типов ограждения котлованов (Р. Мангушев, Д. Сапин, 2015 )

В строительстве подземных сооружений применяются сегодня следующие системы раскрепления ограждения котлованов (рис.2.12, 2.13):

- устройство земляных берм и/или разгрузочных траншей со стороны бровки котлована;
- распорные конструкции;
- подкосы;
- анкера грунтовые;
- угловые распорные конструкции (расстрелы)
- технология «Top-Down»
- технология «Semi-Top-Down».
- комбинированные методы, сочетающие различные конструктивные решения.

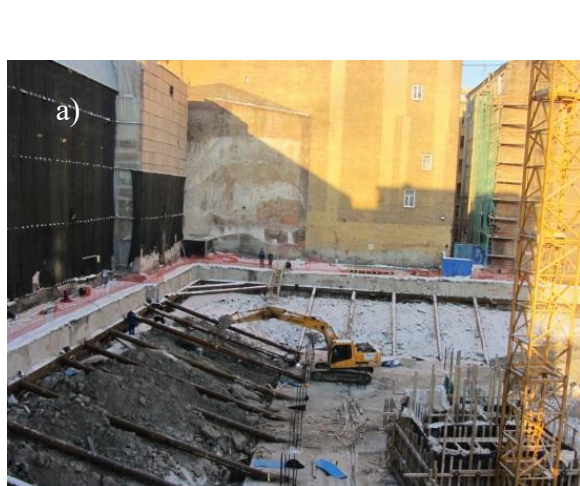


Рис. 3.3. Использование для раскрепления котлована грунтовых берм (а) с последующим устройством подкосов; применение для обеспечения устойчивости ограждения котлована разгрузочной траншеи со стороны бровки котлована (б)

Наиболее экономичным решением удержания конструкции ограждения котлована является решение с грунтовыми бермами или с устройством разгрузочной траншеи со стороны бровки котлована. Грунтовая берма представляет собой специально оставленную неразработанную часть грунта для создания пассивного давления отпора грунта с внутренней стороны котлована (рисунок 3.4а). Решение с бермами является самым простым способом повышения устойчивости и снижения деформативности ограждения котлована, но при этом, следует обращать внимание на отсутствие расчетного метода, позволяющего моделировать работу грунтовой бермы в котловане. Следует учитывать при проектировании грунтовых берм на её низкую надежность и возможность ее сползания в котлован при определенных погодных условиях или повышении уровня подземных вод в котловане с замачиванием основания грунтовой бермы.

Интересным решением является устройство разгрузочных траншей с наружной стороны котлована (рисунок 3.4 б). Размеры разгрузочной траншеи определяются расчетом и требуют определенного обслуживания для исключения при дополнительном замачивании грунтов. Наличие разгрузочной траншеи, как правило, создает ограничения технологического характера по обслуживанию котлована. Эти ограничения могут быть скомпенсированы использованием легких насыпей, заполняющих траншею на участках технологических подходов и подъездов

В таблице 3.1 приведено сравнение по конструктивно-технологическим критериям различных конструкций ограждения котлована в условиях плотной городской застройки с указанием возможных рисков для каждого из технических решений.

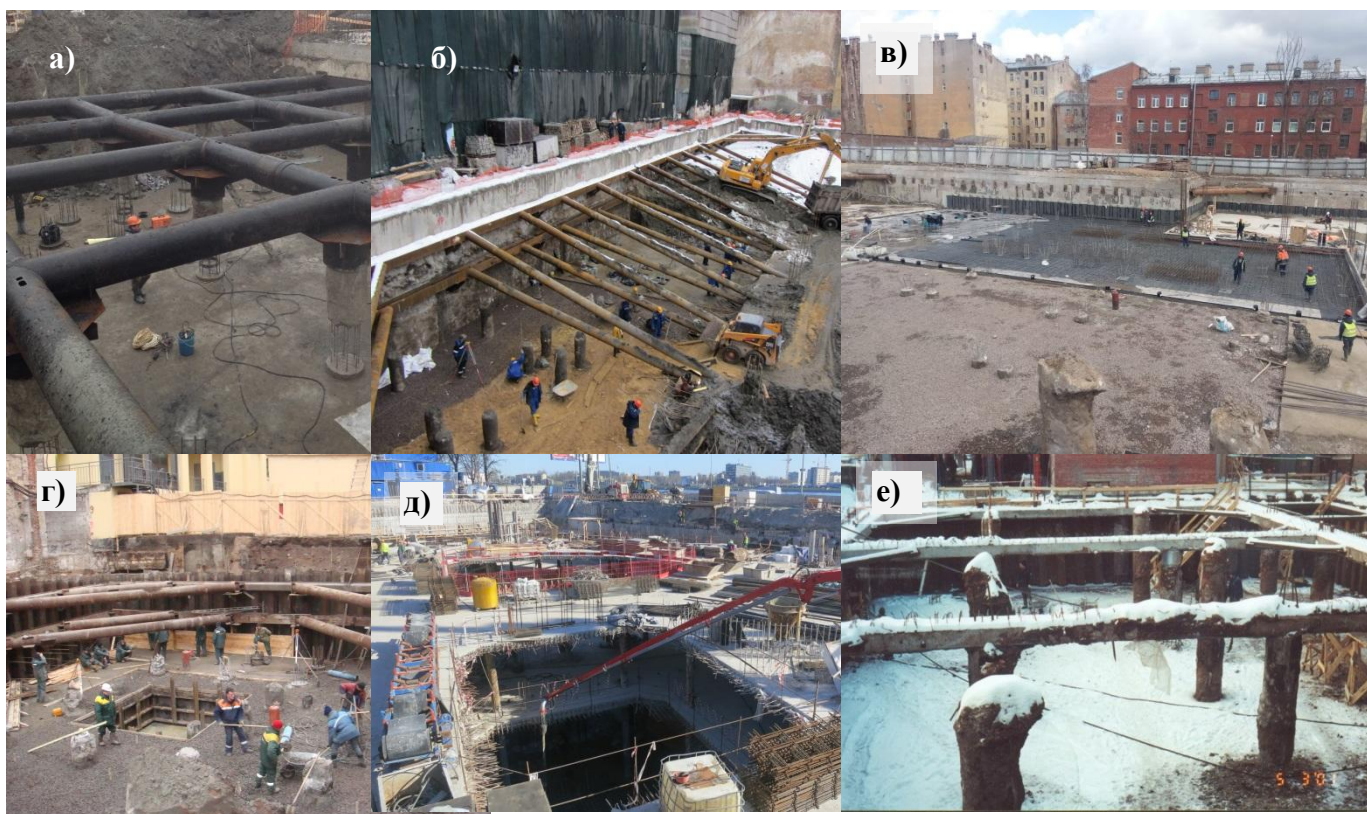


Рис. 3.4. Типы раскрепления котлованов на строительных площадках Санкт-Петербурга: распорные конструкции(а)-В.О. Средний пр.,д.93;подкосы (б)- Херсонская ул.,д.10-12; грунтовые анкера (в)-В.О. 20 линия ,д. 5-7; угловые распорные конструкции – расстрелы (г) – Невский пр., д.55; перекрытия системы «Тор-Down» (д) – ул. Смольного,д.6; система с распорными монолитными железобетонными конструкциями - части устраиваемого перекрытия, система «Semi-Top-Down» (е) – Суворовский пр.,д. 2.

На рисунке 3.5 на основе анализа выборки из практически реализованных проектов на 190 строительных площадках, расположенных в центральных районах Санкт-Петербурга в условиях плотной городской застройки в сложных инженерно-

геологических условиях с наличием большой толщи слабых грунтов, приведена диаграмма наиболее широко используемых в геотехнической практике технических решений по раскреплению ограждающих конструкций. Как видно из диаграммы, наиболее популярны технические решения с устройством распорных конструкций и подкосов ( 59,4%).

Следует отметить, что несмотря на низкие показатели несущей способности грунтовых анкеров и наличия ограничений использования из-за наличия инженерных сетей в зоне производства работ, имеются примеры успешного использования таких технических решений.

Для систематизации имеющихся в геотехнической практике конструкций и способов раскрепления котлованов представим их в составе таблицы 3.2, где приводятся конструктивные особенности, преимущества и дагн анализ возможных рисков для каждого из типа системы раскрепления.

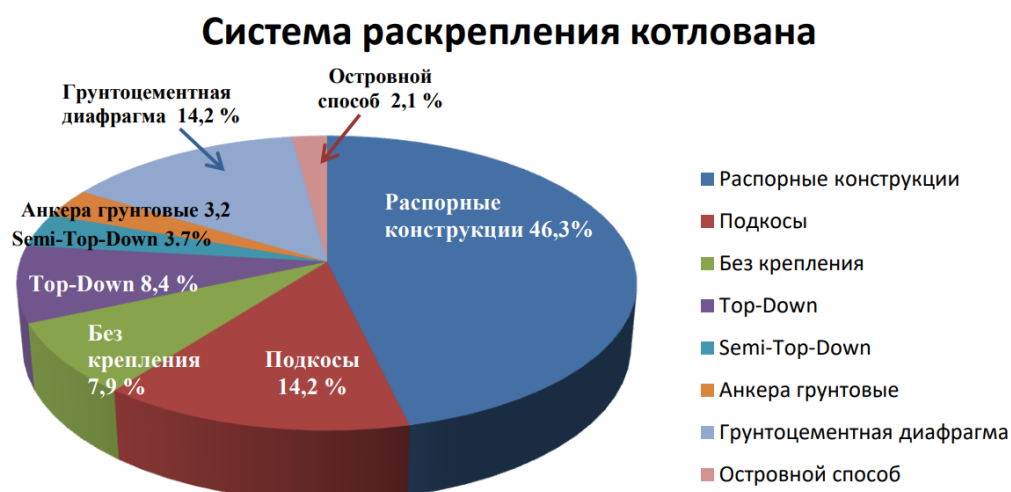


Рис. 3.5. Анализ применяемых систем раскрепления котлованов в плотной городской застройке

Для проведения качественного анализа конструктивных и технологических решений удерживающей системы ограждения котлованов при строительстве подземных частей зданий и подземных сооружений в плотной городской застройке используем метод простого аддитивного взвешивания ( SAW – Simple Additive Weighting), как наиболее известный и широко используемый для многоатрибутивного принятия решений.

Таблица 3.1

### Основные типы ограждающей конструкции котлована

Характеристики ограждающей конструкции	Тип ограждающей конструкции котлована			
	Шпунтовое ограждение	Траншейная «стена в грунте»	Касательные и секущиеся сваи	Инъекционное закрепление грунтов, глубинное перемешивание или струйная цементация
Глубина котлована с раскреплением ограждения Н, м	От 3,0 м до 20м	От 5 м до 30...50м	От 3 м до 40 м	От 2,5 м до 30 м
Материал ограждения	- металлический шпунт - трубошпунт - композитный шпунт	- железобетон;	- бетон - железобетон - грунтоцемент	- грунтоцемент
Технология устройства ограждения	-вибропогружение - статическое вдавливание	- траншейная «стена в грунте» - глубинное перемешивание грунта с вяжущими (CSM)	- буровые сваи - Jet Grouting струйная цементация - грунтоцементные Deep Mixing	- инъекция закрепляющих растворов в грунт; - Jet Grouting струйная цементация - глубинное перемешивание грунтов с вяжущими (CSM)
Геотехнические риски	- вибрационное воздействие оказывает негативное влияние на грунты оснований и фундаменты существующих зданий; - при статическом	- при наличии прослоев слабых грунтов в виде текучих глинистых грунтов, илов и плавунных грунтах возможно возникновение вывалов и разрывов; - при наличии подземных вод с	- низкая водонепроницаемость сопряжений свай - необходимость герметизирующих цементных шпонок - при больших диаметрах нарушается сплошность	- возможно влияние на окружающую застройку при создании стенки и грунто-цементного массива ГЦМ при больших захватках; - характеристики ограждения зависят от свойств закрепленного грунта

	<p>вдавливании отмечено влияние на фундаменты зданий окружающей застройки;</p> <p>- высокая гибкость в продольном направлении способствует деформациям зданий окружающей застройки;</p> <p>- проблемы с погружением в прочные грунты, например: гравелистые пески или плотные и прочные глинистые грунты с включениями гравия, гальки, валунов;</p> <p>- возможность разрушения замков шпунтовых свай при наличии валунов и технологическом браке;</p>	<p>большими скоростями фильтрации возникают риски размыва конструкции и ее водопроницаемости;</p> <p>- возможны протечки через швы между панелями;</p> <p>- в водонасыщенных песках существуют риски запесочивания бентонитового раствора, что приводит к низкому качеству изготовления конструкции, происходит формирование защитного слоя бетона с низкими прочностными свойствами;</p> <p>- при наличии валунов возможны отклонения конструкции от проектного положения;</p> <p>- возможны вывалы бетона в смежное пространство панели, что приводит к необходимости его разбуривания.</p>	<p>окружающего скважину грунта, возможно поступление пльвунных грунтов в скважину - необходимо формировать грунтовую пробку;</p> <p>- существует опасность применения свайных стенок в тиксотропных водонасыщенных грунтах в районах с плотной застройкой – требуется бурение с бентонитовым пригрузом;</p> <p>- при бурении по бетонным сваям возможно значительное динамическое воздействие – требуется подбор бурового инструмента.</p>	<p>(CSM) - требуется дополнительная верификация свойств ГЦМ;</p> <p>- большой расход цемента из-за отсутствия видимости его;</p> <p>- при наличии слабых прослоев возможно сверх нормативное распространение раствора в горизонте нагнетания (гидроразрыв);</p> <p>- для глубоких котлованов требуется дополнительное жесткое армирование;</p> <p>- возможно поднятие или просадка существующих фундаментов от воздействия струйной цементации;</p>
--	--	---	--	---

Таблица 3.2

## Основные типы раскрепления ограждающих конструкций котлована

Характеристика раскрепления котлована	Тип системы раскрепления		
	Распорное и подкосное крепление	Анкерное крепление	Метод «Top-Down» и его разновидности
<b>Материал конструкции раскрепления</b>	-деревянные конструкции -металл (стальные трубы, прокатные профили) - железобетон	-трубчатая конструкция типа «Титан» - стержневая арматура - канатная арматура	- железобетонные перекрытия
<b>Особенности устройства системы</b>	-устройство конструкций по мере выемки грунта выше уровня откопки котлована -устройство постоянных перекрытий ниже уровня раскреплений для дальнейшего демонтажа конструкций	-предварительное устройство металлических или железобетонных распределительных поясов в уровне раскрепления -устройство конструкций по мере выемки грунта выше уровня откопки котлована - устройство корня анкера в прочных грунтах (за пределами призмы обрушения), либо в предварительно закрепленном массиве слабых грунтов	- предварительное устройство временных (постоянных) опор-свай с уровня земли (при необходимости) -устройство монолитных плит перекрытий по мере выемки грунта на уровне откопки котлована - устройство технологических отверстий в перекрытии для работы ниже уровня перекрытия
<b>Преимущества</b>	- возможно многократное применение элементов раскрепления - простота устройства	- свободное пространство внутри котлована для производства работ - экономичность для котлованов большой площадью	- жесткая конструкция (минимальные деформации ограждающей конструкции и минимальное влияние на окружающую застройку) - сокращение сроков строительства при параллельном возведении подземной и надземной части
<b>Геотехнические риски</b>	- Требуется своевременное включение конструкции в работу; - Провисание распорных конструкций при больших перекрываемых пролетах требуется установка дополнительных опоры-стойки - Смятие конструкции в местах опирания или сопряжения; - Выход конструкции из плоскости; - Создает условия стесненности, что затягивает время работы на «0» -цикле	- Неопределенность с инженерно-геологическими условиями вне строительной площадки-необходимо выполнение доп. исследований; - При расположении оголовка анкера ниже УПВ возможны протечки в котлован - В слабых глинистых грунтах имеют низкую несущую способность; - При устройстве около близлежащей застройки возможно негативное влияние на фундаменты зданий и инженерные коммуникации	- Недостаточный набор прочности распорного перекрытия – возможны деформации ограждающей конструкции; - Высокая стесненность ведения экскавационных работ , высокая трудоемкость работ ; - При аварийных ситуациях время на ее ликвидацию возрастает из-за ограниченности пространства ; - Невозможность исправить конструкция в случае расчетно-проектной ошибки;

Составим рейтинг возможного решения по фундаментам, исходя из конструктивного решения и технологии устройства котлованов в плотной городской застройке на слабых грунтах. Указанный рейтинг позволяет принять решение о выборе конструктивного и технологического решения, удовлетворяющего установленным критериям и их весам. Наиболее значимый вес был назначен экспертами показателю «степень влияния на окружающую застройку», что соответствует требованиям обеспечения безопасности при устройстве котлована. Следует отметить, что выбранные критерии и весовые показатели носят субъективный, и, даже в какой-то степени, неоднозначный характер и используются в работе с учетом их неформализованного характера и могут быть изменены при рассмотрении конкретной инженерной ситуации. Так, при изменении критериев оценки предпочтения к конструктивному и технологическому решению могут корректироваться.

Используемый метод анализа имеет следующий алгоритм расчета:

1. Пусть  $СП = \{сп_1, сп_2, \dots, сп_m\}$  – множество оцениваемых критериев, а  $K = \{\Phi_1, \Phi_2, \dots, \Phi_n\}$  – множество рассматриваемых конструктивных и технологических решений устройства фундаментов.

Строится матрица  $X$ , где  $x_{ij}$  – значения критерия  $п_i$  для конструктивно-технологического решения  $\Phi_j$ .

$$X = \begin{pmatrix} x_{11} & x_{12} & \dots & x_{1n} \\ x_{21} & x_{22} & \dots & x_{2n} \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ x_{m1} & x_{m2} & \dots & x_{mn} \end{pmatrix} \quad (3.1)$$

2. Нахождение нормированных значений матрицы оценок критериев. Для нормирования матрицы оценок критериев находятся наилучшие значения  $x_{ij}$  исходной матрицы значений критериев  $X = \{x_{ij}\}$ , где – значение критерия  $п_i$  множества  $СП = \{сп_i\}$  для конструктивно-технологического решения  $\Phi_j$  множества  $\Phi = \{\Phi_j\}$ , по следующим формулам:

$$p_{ij} = \frac{x_{ij} - x_j^{\min}}{x_j^{\max} - x_j^{\min}}, \text{ если критерии максимизируемы; } \quad (3.2)$$

$$p_{ij} = \frac{x_j^{\max} - x_{ij}}{x_j^{\max} - x_j^{\min}}, \text{ если критерии минимизируемы. } \quad (3.3)$$

Матрица нормированных значений критериев принимает вид:

$$P = \begin{pmatrix} P_{11} & P_{12} & \dots & P_{1n} \\ P_{21} & P_{22} & \dots & P_{2n} \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ P_{m1} & P_{m2} & \dots & P_{mn} \end{pmatrix}, \quad i = \overline{1, m}; j = \overline{1, n} \quad (3.4)$$

3. Для повышения объективности результата вводятся коэффициенты веса  $w \in [0, 143]$  каждому критерию. Данные коэффициенты позволяют провести оценку с учетом приоритетности и весомости критериев. Сумма коэффициентов удельного веса всех критериев равна 1:

$$\sum_{i=1}^m w_i = 1 \quad (3.5)$$

В итоге получаем матрицу  $P' = (p'_{ij})$ , элементы которой находятся по формуле:

$$p' = w_i * p_{ij}. \quad (3.6)$$

Таким образом, расчет сравнительных показателей (рейтинга) конструкторско-технологических решений в общем виде можно представить выражением:

$$r(\phi_j) = 1/m \sum_{i=1}^m p'_{ij}, \quad i = \overline{1, m}, j = \overline{1, n}, \quad (3.7)$$

где  $x_{ij}$  – нормированная оценка критерия;

$w_{ij}$  – нормированная оценка критерия;

$i$  – номер критерия;

$j$  – номер рассматриваемого конструкторско-технологического решения;

Вектор функций оценочных показателей (рейтинга) конструкторско-технологического решения  $\phi_j$  принимает вид:

$$R = \{ r(\phi_1), r(\phi_2), \dots, r(\phi_n) \} \quad (3.8)$$

Оптимальный вариант решения устанавливается по наибольшему значению рейтинга конструкторско-технологического решения:

$$r^* = \max_{\phi_j \in \Phi} r(\phi_j) \quad (3.9)$$

При нахождении нормированных критериев определяем максимальные и минимальные оценки критериев. Вектор максимальных значений критериев будет иметь вид  $X_{\max} = (9;9;9;8;9;9;9)$ , вектор минимальных значений  $X_{\min} = (3;6;6;3;6;5;7)$ . В рассматриваемом случае критерии максимизируемы, поэтому для нормирования оценок используется формула 3.2.

В целом процесс определения наилучшего технического решения разделяется на этапы:

- анализ конструктивных и технологических решений удерживающих систем ограждения котлована по критериям – характеристиками технологической системы (П1-П10), при проведении анализа их было выбрано 10 (таблица 3.3);
- нормирование критериев (таблица 3.4);
- определение весов критериев (таблица 3.5);
- определение рейтинга конструктивных и технологических решений удерживающих систем ограждения котлована путем умножения значений критериев на веса (таблица 3.6).

На основании полученного рейтинга может быть принято решение о выборе конструктивного и технологического решения, удовлетворяющего установленным критериям и их весам. Наиболее значимыми весами были назначены показатели для «степени влияния на окружающую застройку» и «пространственная жесткость», что соответствует требованиям безопасности и надежности.

Используемый метод анализа имеет следующий алгоритм расчета :

1.Принимаем  $\Pi = \{p_1, p_2, \dots, p_m\}$  – множество оцениваемых критериев, а  $K = \{k_1, k_2, \dots, k_n\}$  – множество рассматриваемых конструктивных и технологических решений удерживающей системы ограждения котлована.

Строится матрица  $X$ , где  $x_{ij}$  – значения критерия  $p_i$  для конструктивно-технологического решения  $k_j$  (3.1)

2. Производим нахождение нормированных значений матрицы оценок критериев, при этом, для нормирования матрицы оценок критериев находятся наилучшие значения  $x_{ij}$  исходной матрицы значений критериев  $X = \{x_{ij}\}$ , где – значение критерия  $p_i$  множества  $\Pi = \{p_i\}$  для конструктивно-технологического решения  $k_j$  множества  $K = \{k_j\}$ , по формулам (3.6 и 3.7). В последующих вычислениях используется матрица нормированных значений критериев, которая имеет вид по формуле (3.6)

3. Как и в предыдущем случае, для повышения объективности результата нами вводились коэффициенты веса  $w \in [0,1]$  каждому критерию. Как было указано, данные коэффициенты позволяют провести оценку с учетом приоритетности и весомости критериев. Сумма коэффициентов удельного веса всех критериев равна 1 (формула 3.7).

В итоге получаем матрицу  $P' = (p'_{ij})$ , элементы которой находятся по формуле (3.6). По итогу, расчет сравнительных показателей (рейтинга) конструкторско-технологических решений в общем виде можно представить по аналогии с выражением (3.8)

Вектор функций оценочных показателей (рейтинга) конструкторско-технологического решения  $k_j$  принимает вид, аналогичный формуле (3.9):

Оптимальный вариант решения устанавливается по наибольшему значению рейтинга конструкторско-технологического решения – уравнения 3.10:

$$r^* = \max_{k_j \in K} r(k_j) \quad (3.10)$$

При нахождении нормированных критериев определяем максимальные и минимальные оценки критериев. Вектор максимальных значений критериев будет иметь вид  $X_{\max} = (8;8;7;8;8;8;8;9;7;8)$ , вектор минимальных значений  $X_{\min} = (3;4;3;1;3;3;1;1;1;1)$ . В рассматриваемом случае критерии максимизируемы, поэтому для нормирования оценок используется формула 3.2.

Таблица 3.3

**Качественный анализ конструктивных и технологических решений удерживающей системы ограждения котлована (нормированные оценки критериев)**

№ п/п	Удерживающая система котлована: конструкция ограждения + распорная конструкция	Характеристики технологической системы									
		Пространственная жесткость - П1	Водопроницаемость П2	Степень влияния на окружающую застройку – П3	Ограничение по глубине откопки захватки - П4	Технологичность (время возведения) – П5	Возможность использовать в качестве несущей конструкции – П6	Условия для разработки грунта – П7	Оборачиваемость – П8	Наличие производственного опыта – П9	Стоимость – П10
1.	<b>К1:</b> Шпунтовое металлическое ограждение Ларсен Вум + металлические распорки/подкосы	8	8	5	3	7	3	5	6	8	8
2.	<b>К2:</b> Шпунтовое металлическое ограждение AZ + металлические распорки/подкосы	8	8	6	6	7	4	5	6	8	6
3.	<b>К3:</b> Шпунтовое металлическое ограждение Ларсен Вум или AZ + грунтовые анкера	6	5	3	3	6	3	7	6	4	5
4.	<b>К4:</b> Шпунтовое металлическое ограждение Ларсен Вум или AZ + железобетонные перекрытия	8	8	7	5	3	5	5	1	3	3

	( Top-Down)										
5.	<b>K5:</b> Трубчатый шпунт или шпунт HZ + распорные конструкции/ подкосы	8	8	6	6	6	6	6	3	4	3
6.	<b>K6:</b> Трубчатый шпунт или шпунт HZ + грунтовые анкера	6	8	6	5	6	6	7	3	3	3
7.	<b>K7:</b> Ограждение котлована конструкцией ЦГМ (Jet Grouting) + опорные элементы+ распорные конструкции	6	5	8	5	4	6	6	1	6	6
8.	<b>K8:</b> Стена в грунте + распорные конструкции/подкосы	9	8	8	7	8	8	6	1	7	8
9.	<b>K9:</b> Стена в грунте + грунтовые анкера	7	7	7	7	7	8	7	1	7	7
10.	<b>K10:</b> Стена в грунте + перекрытия (Top- Down)	8	8	8	5	6	8	5	1	7	7

Каждому критерию присваивается коэффициент веса в зависимости от значимости критерия (таблица 3.4).

Таблица 3.4

#### Веса критериев

№ п/п	Критерии Характеристика технологической системы	Вес
1	Пространственная жесткость	0,20
2	Водонепроницаемость	0,10
3	Степень влияния на окружающую застройку	0,28
4	Ограничение по глубине откопки захватки	0,05
5	Технологичность (время возведения)	0,10
6	Возможность использования в качестве несущей конструкции	0,05
7	Условия для разработки грунта	0,05
8	Оборачиваемость	0,02
9	Наличие производственного опыта	0,07
10	Стоимость	0,08

Затем производим вычисления рейтинговых показателей, для чего нормированные значения критериев умножаем на коэффициенты веса.

Таблица 3.5

**Сравнение конструктивных и технологических решений удерживающей системы  
ограждения котлована**

№ п/п геотехн. решения огражд. котлована	П1	П2	П3	П4	П5	П6	П7	П8	П9	П10	Рейтинг	Приоритет
<b>К1</b>	1,6	0,8	1,4	0,15	0,7	0,15	0,25	0,12	0,56	0,64	6,37	<b>V</b>
<b>К2</b>	1,6	0,8	1,68	0,3	0,7	0,2	0,25	0,12	0,56	0,48	6,69	<b>IV</b>
<b>К3</b>	1,2	0,5	0,84	0,15	0,6	0,15	0,35	0,12	0,28	0,4	4,49	<b>X</b>
<b>К4</b>	1,6	0,8	1,98	0,25	0,3	0,25	0,25	0,02	0,21	0,24	5,90	<b>VIII</b>
<b>К5</b>	1,6	0,8	1,68	0,3	0,6	0,3	0,3	0,06	0,28	0,24	6,16	<b>VI</b>
<b>К6</b>	1,2	0,8	1,68	0,25	0,6	0,3	0,35	0,06	0,21	0,24	5,69	<b>IX</b>
<b>К7</b>	1,2	0,5	2,24	0,25	0,4	0,3	0,3	0,02	0,42	0,48	6,11	<b>VII</b>
<b>К8</b>	1,8	0,8	2,24	0,35	0,8	0,4	0,3	0,02	0,49	0,64	7,84	<b>I</b>
<b>К9</b>	1,4	0,7	1,96	0,35	0,7	0,4	0,35	0,02	0,49	0,56	6,93	<b>III</b>
<b>К10</b>	1,6	0,8	2,24	0,25	0,6	0,4	0,25	0,02	0,49	0,56	7,21	<b>II</b>

Оптимальное решение по устройству котлована можно определить из таблица 3.5. Полученные результаты позволили распределить следующие рейтинговые оценки по различным технологическим системам ограждения котлована в сочетании с удерживающими системами: наиболее низкую оценку получила удерживающая система, состоящая из металлического шпунта и грунтовых анкеров (X место). Невысокую оценку получил и конструкция ограждения котлована из трубчатого шпунта с грунтовыми анкерами (IX место). На VIII месте рейтинга расположена удерживающая система, включающая шпунтовое металлическое ограждение Ларсен Vум или AZ в сочетании с раскреплением ограждающих конструкций при помощи железобетонных перекрытий (Top-Down). Система устройства котлована посредством использования в качестве ограждения грунто-цементного массива (ГЦМ), устраиваемого при помощи высоконапорной инъекции Jet-Grouting в сочетании с опорными элементами и распорными конструкциями занимает VII место. Следующую позицию (VI) в рейтинговом списке занимает удерживающая система, состоящая из трубчатого шпунта или шпунта HZ в сочетании с распорные конструкции или подкосами. Две последующие позиции рейтинга (соответственно V и IV) занимают удерживающие системы из металлического шпунта Ларсен Vум и AZ с распорными конструкциями или подкосами. Высокие рейтинговые оценки получили удерживающие системы, в основе конструктивного решения ограждения которых приняты конструкция «стена в грунте», при этом III место занимает конструкторско-технологическое решение, сочетающее конструкцию «стена в грунте» и грунтовые анкера, II место – конструкция «стена в грунте» в сочетании с системой «Top-Down». Наивысший приоритет по конструкторско-технологическим

показателям рейтинговых оценок получила удерживающая система сочетающая конструкцию «стена в грунте» с распорной металлической конструкцией.

### **3.2. Особенности выбора безопасных технологий производства работ при устройстве фундаментов и строительстве подземных сооружений в плотной городской застройке на слабых грунтах**

Устройство фундаментов, выполнение работ «нулевого» цикла, строительство подземной части здания или подземного сооружения в плотной городской застройке оказывают влияние на фундаменты зданий соседней застройки, при этом, это влияние носит как прогнозируемый, расчётный характер и может быть оценено аналитическим расчётом или по результатам численного моделирования, так и случайный, возникающий в процессе геотехнической деятельности и определяющийся технологическими строительным воздействием, которое пока сложно поддается расчету.

Вопросам анализа влияния различных геотехнологий на окружающую застройку, а также особенностям выбора технологий производства работ при строительстве подземных сооружений и в целом при выполнении работ нулевого цикла на слабых грунтах посвящены работы В.Н.Бронина, В.В. Верстова, А.Н. Гайдо, Ю.А. Готмана, А.В. Гурского, И.П. Дьяконова, М.Г. Зерцалова, В.А. Ильичёва, Б.И. Далматова, П.А. Коновалова, В.В. Конюшкова, Г.В.Левинтова, Р.А. Мангушева, В.Е. Меркина, И.Т. Мирсаяпова, Н.С. Никифоровой, Е.М. Перлея, В.П. Петрухина, А.И. Полищука, Д.Е. Развадовского, А.М. Рукавцова, С.А. Рытова, Д.А. Сапина, А.Б. Серебряковой, С.Н. Сотникова, С.В. Татарина, В.М. Улицкого, Д.Ю. Чунюка, А.Г. Шашкина, Шишкина В.Я., О.А. Шулятьева, Н.Brandl , D.C.Koutsoftas, A.W. Maung, Ch. Moormann, R.V.Peck, B.Schmidt, W.Тепаракса, N.Thasnanipan, и др.

Рассмотрим сложившиеся подходы к оценке влияния различных факторов технологического воздействия на деформации, возникающие в основании зданий соседней застройки при устройстве котлованов. Ключевым критерием выбора технологии производства работ является безопасность зданий соседней застройки, попадающих в зону влияния. Это условие требует жесткого лимитирования возможной дополнительной осадки. В общемировой практике проектирования и устройства котлованов в слабых грунтах (Moormann Ch., Moormann H.R., 2002,2003,R.V. Peck,1969) принято соотношение влияния геотехнических работ с устройством открытого котлована, состоящее в том, что осадка земной поверхности за ограждением котлована  $S_{ad}$  имеет линейную взаимозависимость с

горизонтальным перемещением конструкции ограждения котлована  $u_{gor}$  и определяется выражением 3.11:

$$S_{ad} = (0,5 \dots 1) u_{gor} \quad (3.11)$$

Отмечается также, что в случаях нарушения структуры слабых водонасыщенных тиксотропных грунтов при проведении работ по разработке котлована, дополнительная осадка дневной поверхности за ограждением котлована может достигать двукратного значения горизонтальной деформации ограждения котлована.

Проведённые исследования оценки влияния технологий производства геотехнических работ в слабых грунтах нашли обобщение в работе (Мангушев Р.А., Никифорова Н.С., 2017). Активно применяемые сегодня для устройства подземных сооружений технологии ограждения котлованов в виде шпунтовых профилей, металлических труб, раскрепляемых распорными элементами, конструкций ограждения котлована «стена в грунте», выполняемая траншейным способом, в виде буронабивных секущихся или касательных свай, ограждение котлована при помощи создания по периметру выработки массива закреплённого грунта с использованием струйной технологии (Jet Grouting), глубинного перемешивания грунтов (DSM) не могут исключить появление дополнительных осадок зданий соседней застройки.

В качестве мероприятия, исключающего влияние на существующую вблизи расположенную от объекта геотехнического строительства застройку была разработана конструкция разделительной стенки, которая сочетает устраиваемые под бентонитовым раствором буровые сваи между фундаментами существующего и строящегося здания с шагом от подошвы фундамента с глубиной погружения, позволяющей прорезать толщу слабых грунтов. Между сваями на глубину сжимаемой толщи основания устраиваются продольные щели, устраиваемые с применением технологии Jet Grouting, в которые погружаются тонкостенные металлические листы на полную глубину и длину устраиваемой щели. Для обеспечения совместной работы по головам буровых свай монтируется металлическая балка, которая жестко соединена посредством сварного соединения с металлическими листами (А.с. RU 0094007986 E02D 5/30, Бронин В.Н., Осокин А.И., Хурамшин Р.Я., 1995). Данное изобретение относится к пассивным защитным мероприятиям, при проектировании которых используются исходные характеристики грунтового массива, проектные нагрузки и воздействия, при этом НДС массива грунта не изменяется (рисунок 3.20).

Н.С. Никифоровой (2017) [143] предложен метод расчёта осадки ближайшего к котловану фундамента исходя из формулы (3.12) для зданий на ленточных фундаментах в зоне влияния глубоких фундаментов:

$$S(x) = k_r [\delta \varphi(x) + q/k], \quad (3.12)$$

где,  $k$  – коэффициент постели основания;  $q$  – давление по подошве ленточного фундамента здания;  $k_r$  – коэффициент, учитывающий влияние типа распорных конструкций в котловане;

$$\delta = \frac{A1f1Hk^5}{\alpha + A1Hk^4}; \quad (3.13)$$

$$A1 = \frac{k}{EJ} \quad (3.14)$$

$$\varphi(x) = \left[ \psi \left( \frac{b}{\lambda} - 1 \right) \eta II(\xi) + \eta IV(\xi) + e^{-b(x+L)} \right] \quad (3.15)$$

$$b = \frac{\alpha}{Hk}; \quad (3.16)$$

$$\psi = \frac{b^2 e^{-bL}}{2\lambda^2}; \quad (3.17)$$

$$\eta II(\xi) = e^{-\xi} \cos \xi; \quad (3.18)$$

$$\eta IV(\xi) = e^{-\xi} \sin \xi; \quad (3.19)$$

$$\xi = \lambda x; \quad \lambda = \sqrt[4]{\frac{k}{4EJ}} \quad (3.20)$$

где,  $H_k$  – глубина котлована;  $x$  – координата точки по длине здания ( $x=0$  на ближайшем к котловану конце здания);  $\alpha=0,7552$ ;  $f_1$  – эмпирический коэффициент, характеризующий максимальную осадку поверхности, отнесённую к глубине котлована;  $L$  – расстояние от здания до котлована;  $EJ$  – жёсткость здания.

Исследованиями установлено, что величина осадки и характер её развития для фундаментов зданий окружающей застройки при устройстве котлована зависят от целого ряда факторов, которые по материалам института «Фундаментпроект» и ВНИИГС могут быть представлены в виде следующей функции (формула 3.21), определяющей возможность появления трещин при возникновении неравномерных деформаций (Мангушев Р.А., Гурский А.В.[136], Сапин Д.А.[218], 2016):

$$P = f(B; \Xi; Z; M; C; r; \Phi; \Gamma; H; O; K), \quad (3.21)$$

где  $P$  – вероятность появления трещин на существующем здании;  $B$  – возраст здания;  $\Xi$  – этажность;  $Z$  – конструктивная схема здания;  $M$  – материал стен;  $C$  – состояние здания до производства работ;  $r$  – расстояние от погружаемого шпунта до здания;  $\Phi$  – тип фундамента;  $\Gamma$  – тип несущего слоя грунта;  $H$  – наличие котлована на уровне подошвы или ниже подошвы фундамента существующего здания;  $O$  – осадки здания;  $K$  – колебания грунта.

Исследования показали, что дополнительные осадки фундаментов зданий окружающей застройки от погружения свай и шпунта, как правило, неравномерны и быстро уменьшаются с удалением от погружаемой сваи, следовательно, расстояние и устойчивость ограждающих стен являются существенными факторами при оценке дополнительной осадки зданий.



Рис. 3.20. Вид разделительной стенки (А.с. RU 0094007986 Бронин В.Н., Осокин А.И., Хурамшин Р.Я., 1995) на объекте в Адмиралтейском районе Санкт-Петербурга

Нормативные источники (СП 361.1325800.2017) [244] рекомендует учитывать технологическую осадку от бурения скважины по грунту для буроинъекционных свай в зависимости от метода бурения: шарошкой с промывкой бентонтовым раствором, полым шнеком, с применением разрядно-импульсной технологии (РИТ) или технологии буроинъекционно-компенсационной сваи (БКС).

Таким образом, фактически, снижение дополнительных осадок существующей застройки достигается посредством снижения горизонтальных перемещений ограждения, поэтому основной целью при проектировании ограждения является подбор его изгибной жёсткости и необходимой глубины заделки ниже дна котлована.

Вопросам оценки возникающих осадок фундаментов вблизи расположенных зданий на естественном основании вследствие технологического влияния от погружения металлического шпунта, как при его вибропогружении безрезонансным вибратором, так и при погружении его статическим вдавливанием при устройстве ограждения котлована в слабых грунтах, посвящены работы Р.А. Мангушева, А.В. Гурского, В.М. Полунина (2016).

В данном случае задача о распределении напряжений при погружении шпунта решалась в плоской постановке с помощью интегрирования решения Милана с исправлениями М.И.Горбунова-Посадова по распределению напряжений от силы, приложенной внутри линейно-деформируемого упругого полупространства [143]. Это позволило в последующем, при сопоставлении расчётных и экспериментальных данных вывести поправочный коэффициент для оценки напряжений в зоне влияния погружения шпунта по формуле 3.22:

$$k = 1,8 \left( 1 - \sqrt[3]{\frac{x}{L}} \right) \quad (3.22)$$

где,  $k$  - поправочный коэффициент;  $x$  - расстояние от шпунта до центра фундамента здания;  $L$  – длина шпунта.

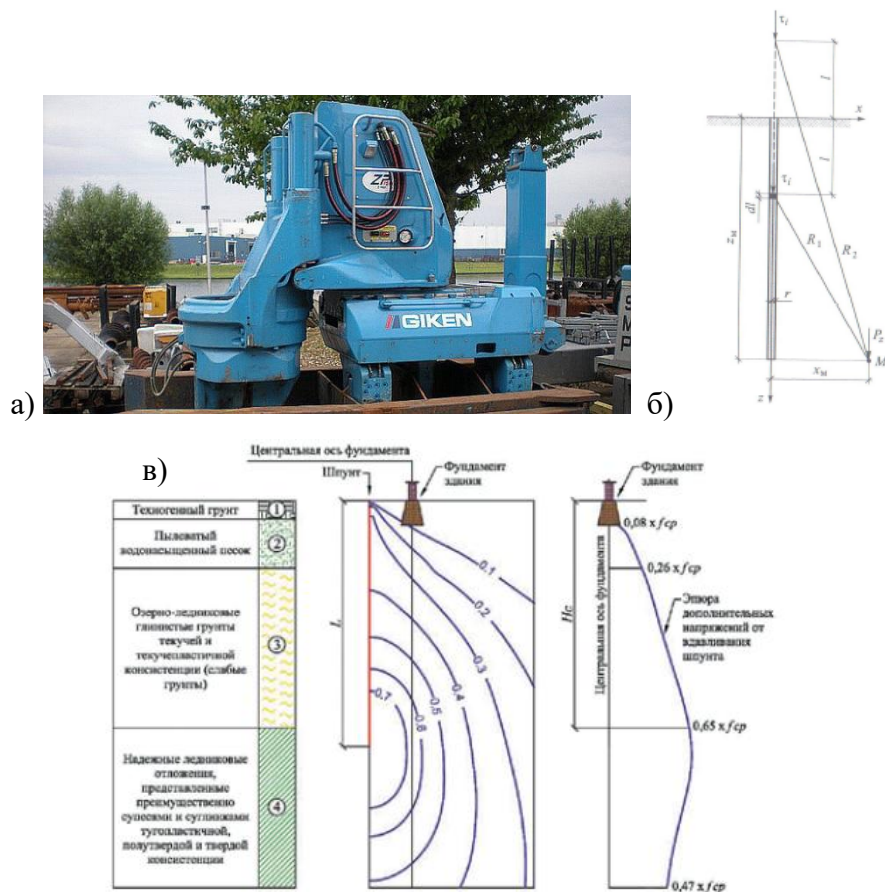


Рис.3.21 Установка для погружения шпунта Giken (а), расчетная схема для определения напряжений при погружении шпунта (б), изополя и эпюра дополнительных напряжений, возникающих при вдавливании шпунта (в) [Гурский А.В., 2016; Мангушев Р.А., Гурский А.В., Полунин В.М., 2020]

Предложенная Р.А. Мангушевым и А.В. Гурским методика с введением поправочного коэффициента  $k$  позволяет рассчитать методом послойного суммирования по формуле 3.16 дополнительную осадку соседнего здания от вдавливания шпунта:

$$Sad = \beta \cdot k \cdot \sum \frac{\sigma_{дон.i} h}{E_i} \quad (3.23)$$

где  $\beta$  - коэффициент, зависящий от коэффициента Пуассона, принимаемый 0,8;  $\sigma_{дон.i}$  - среднее дополнительное напряжение в рассматриваемом слое грунта ( $\sigma_{стр.i}$  или  $\sigma_{лоб.i}$ );  $h_i$  – мощность рассматриваемого слоя грунта;  $E_i$  - модуль деформации рассматриваемого слоя;  $k$  – поправочный коэффициент, рассчитываемый по формуле (3.22).

Проведённые исследования показали, что дополнительная осадка зданий в непосредственной близости от вдавливаемого шпунта может достигать 2-3 см и зависит от инженерно-геологических условий площадки.

В работе Р.А. Мангушева и Н.С. Никифоровой (2017) [143] отмечено, что при технологическом влиянии от устройства котлована в условиях плотной городской застройки осадка зданий соседней застройки может достигать до 70% от общей дополнительной осадки при строительстве нулевого цикла нового сооружения. Это связано с рядом факторов, которые оказывают влияние на развитие дополнительной осадки зданий соседней застройки: изменение напряжённо-деформированного состояния грунтового массива при технологическом воздействии, откопке котлована, а также технологических воздействий при выполнении защитных мероприятий по сохранению зданий окружающей застройки.

Факторами возникновения и развития дополнительных технологических осадок из-за расструктурирования грунтов под существующими зданиями и сооружениями могут быть влияние погружения шпунта (статическим или вибродинамическим способом) на грунты; изменение НДС массива грунта вблизи существующей застройки при изготовлении конструкции «стена в грунте»; технологические воздействия на грунты при усилении фундаментов существующих зданий буроинъекционными сваями, закреплении грунтов в основании фундаментов существующих зданий с использованием высоконапорной инъекции (Jet Grouting); технологических воздействиях при изготовлении скважин для манжетной технологии, при нагнетании в грунт закрепляющих растворов с замедленным сроком схватывания; работа строительных механизмов и транспорта вблизи зданий и т.п.

В публикациях Д.Е. Разводовского и А.А.Чепурновой (2016) отмечается, что часть общей осадки, связанной с производственным технологическим влиянием работ на площадке, содержит обязательно и вероятностную часть. Вероятность осадки, отмечают исследователи, связана с нарушением технологического регламента при устройстве работ «нулевого» цикла, с особенностями инженерно-геологических условий площадки или наличием техногенных условий, например, каналов, куда бесконтрольно может уходить цементный раствор.

Следует обратить внимание, что технологические воздействия при подземном строительстве происходят на всех стадиях геотехнических работ, в том числе и при извлечении оборачиваемого металлического шпунта.

В условиях стесненной застройки при наличии большой мощности слабых озёрно-ледниковых отложений, обладающих ярко выраженными тиксотропными свойствами, отмечено, что виброизвлечение шпунта может быть критическим фактором, приводящим к значительным дополнительным осадкам существующих фундаментов. Это происходит из-за использования технологических режимов, превышающих предельно допустимые значения

вибрационного воздействия, необходимые для преодоления сопротивления сил трения в замках шпунтовых свай при извлечении шпунтовой сваи, а также из-за влияния линейной деформации шпунтовых свай (искривления), что создает дополнительное сопротивление при извлечении.

Исследования, проведенные с нашим участием Р.А. Мангушевым, В.М. Полуниным (2020) при погружении/извлечении шпунта при помощи безрезонансного вибратора (рис.3.22) показывают влияние на здания окружающей застройки и при его извлечении до 27,9 мм. Моделирование процесса виброизвлечения выполнялось с использованием упрочняющейся модели грунта (Hardening Soil Model) на основе характеристик, полученных по данным инженерно-геологических изысканий на основе расчетного программного комплекса PLAXIS 3D.

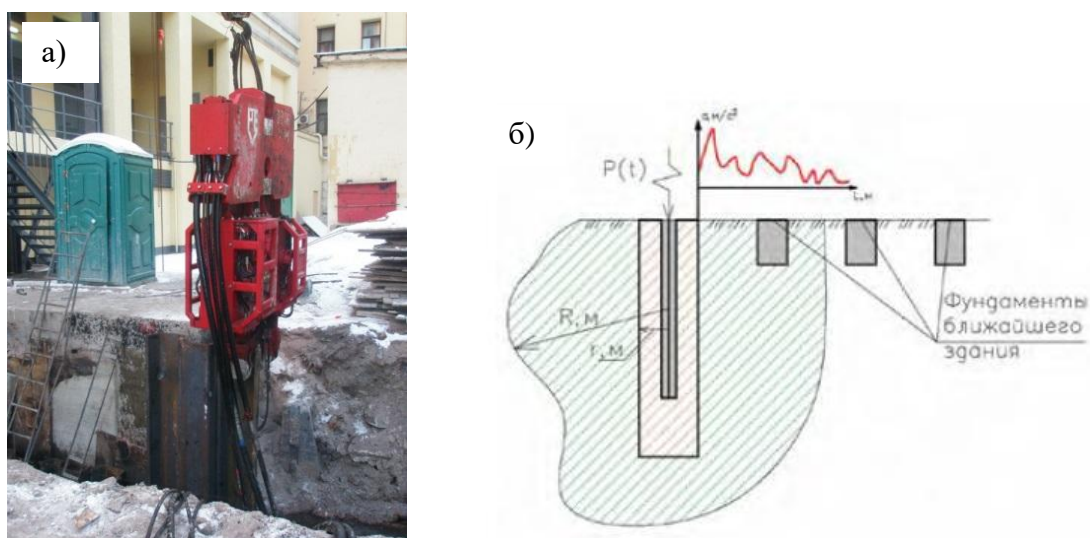


Рис.3.22. Использование безрезонансного вибратора PVE 2316 VM для погружения и извлечения шпунта Ларсен V (а), расчетная схема изменения НДС грунтового массива вокруг извлекаемого шпунтового элемента при его виброизвлечении [Мангушев Р.А., Полунин В.М., 2020]

Использование технологии устройства ограждения котлована «стена в грунте» длительное время не получало должного внимания и не применялась из-за отсутствия современного оборудования. Использование механических грейферов при копании траншеи приводило к расструктуриванию грунтового массива из-за динамического воздействия со значительными проявлениями деформаций зданий соседней застройки и служило причиной чрезмерного поглощения бетона укладываемого в конструкцию «стена в грунте».

Ситуация изменилась в лучшую сторону при использовании гидравлических грейферов, позволяющих минимизировать и исключить динамическое воздействие на массив грунта при экскавации грунта.

Согласно исследованиям, проведенным Д.А. Сапиным [218], наибольшее влияние на значение технологической осадки при устройстве конструкции «стена в грунте» имеет расстояние от устраиваемой конструкции до существующего фундамента, при этом отмечается, что минимальное влияние имеет величина ширины траншеи, а влияние плотности бентонитового раствора и длины захватки имеют равное значение.

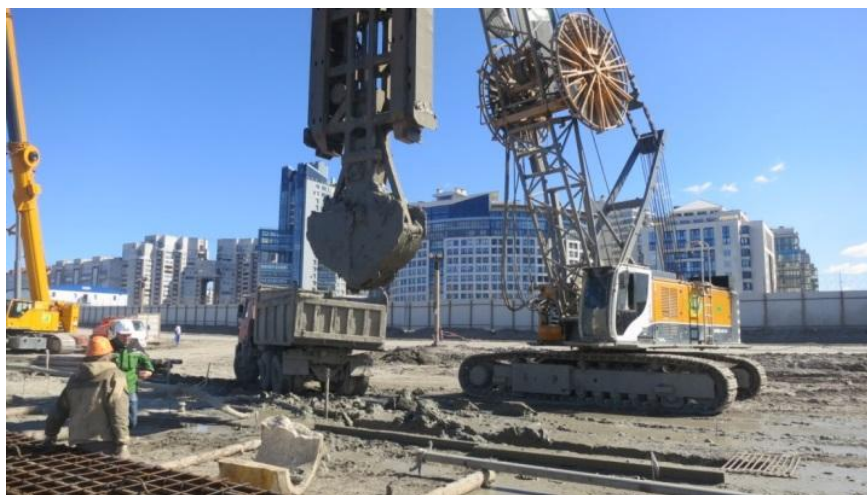


Рис. 3.23. Вид гидравлического грейфера при строительстве транспортного тоннеля на участке ЗСД на Васильевском острове

Оценка величины технологической составляющей дополнительной осадки при использовании конструкции «стена в грунте» траншейного типа на предварительных стадиях проектирования может быть произведена по п.8.16 СМП НОСТРОЙ 3.27.3- 2014 и предложениям Д.С. Конюхова и А.В. Свиридова (2011) по формуле 3.24:

$$\frac{L}{H_k} = 0,789 \text{ sad. } t^{-0,73} \dots\dots\dots(3.24)$$

где,  $L$  – расстояние от внешней грани фундамент а здания до ограждения котлована;  
 $H_k$  - глубина котлована.

Указанная формула дает значительные расхождения с фактически наблюдаемыми значениями при прогнозировании деформаций зданий, находящихся в непосредственной близости от изготавливаемой конструкции «стена в грунте» при строительстве на слабых грунтах.

В последующем, в 2016 году, Д.А. Сапиным [218] была разработана методика численного моделирования процесса устройства траншейной стены в грунте, позволяющая рассчитать технологические осадки соседних зданий, находящихся в зоне влияния при строительстве на слабых грунтах. Данная методика основана на использовании в численном

геотехническом моделировании процесса устройства конструкции «стена в грунте» в виде объемных элементов, а не традиционно применяемых в программе «PLAXIS» пластинчатых.

При расчёте по предложенной Д.А. Сапиным методике максимальные дополнительные осадки наблюдаются у ближнего к котловану фундаменту, что объясняется влиянием технологического процесса на дополнительную осадку.

На основе проведённых расчётов Д.А.Сапин предложил для инженерной оценки дополнительных осадок фундаментов зданий, вызванных устройством конструкции «стена в грунте» траншейного типа, эмпирическое выражение (3.25):

$$S = \alpha A e^{-BL}, \quad (3.25)$$

где,  $S$  – осадка фундамента соседнего с котлованом здания, мм;  $A$  и  $B$  – коэффициенты, зависящие от геометрических параметров захватки «стена в грунте», плотности глинистого раствора и грунтовых условий;  $E$  – постоянная Эйлера ( $e = 2,71$ );  $L$  – расстояние от грани конструкции «стена в грунте» до здания, м  $\alpha$  – поправочный коэффициент, принимаемый равным 1,3.

Данный метод основан на использовании положений теории упругости

Преимуществами рассматриваемого типа ограждения котлована можно назвать: большую жёсткость и прочность ограждающей конструкции; возможность восприятия вертикальных нагрузок, что позволяет использовать ограждающую конструкцию в виде несущей; малое влияние на окружающую среду.

Одним из вариантов такого ограждения может служить конструкция ограждения котлованов из секущихся буронабивных свай. Нами были проанализированы основные факторы, которые приводят к появлению дополнительных осадок зданий, находящихся в непосредственной близости от зоны производства работ и было предложено изменить технологию ее устройства. Дополнительно к этому был и усовершенствован буровой инструмент из условия минимизации технологического влияния при устройстве буронабивных свай. Была предложена, обоснована и реализована на практике конструкция ограждений из буронабивных касательных свай.

Примером успешной реализации указанной технологии можно назвать ограждение котлована вблизи существующего здания для устройства подземного этажа паркинга на ул. Пархоменко, д.14 в Выборгском районе Санкт-Петербурга (рисунок 3.26). Инженерно-геологические условия площадки строительства характеризуются залеганием с уровня дневной поверхности до глубины 0,9 м насыпных грунтов, и с глубины 0,9 м - толщи водонасыщенных песчаных грунтов различной крупности. Уровень подземных вод был

зафиксирован на глубине 1,20 м. В таких грунтовых условиях усложняющими условиями отрывки глубокого котлована рядом с аварийным зданием выступили значительный водоприток в котлован и значительное давление грунта на подпорную стенку, особенно со стороны существующего здания (рисунок 3.24).

Фундаменты существующего реконструируемого здания, находящегося в аварийном состоянии, до начала строительных работ были усилены наклонными буронабвными сваями длиной 12,50 м.

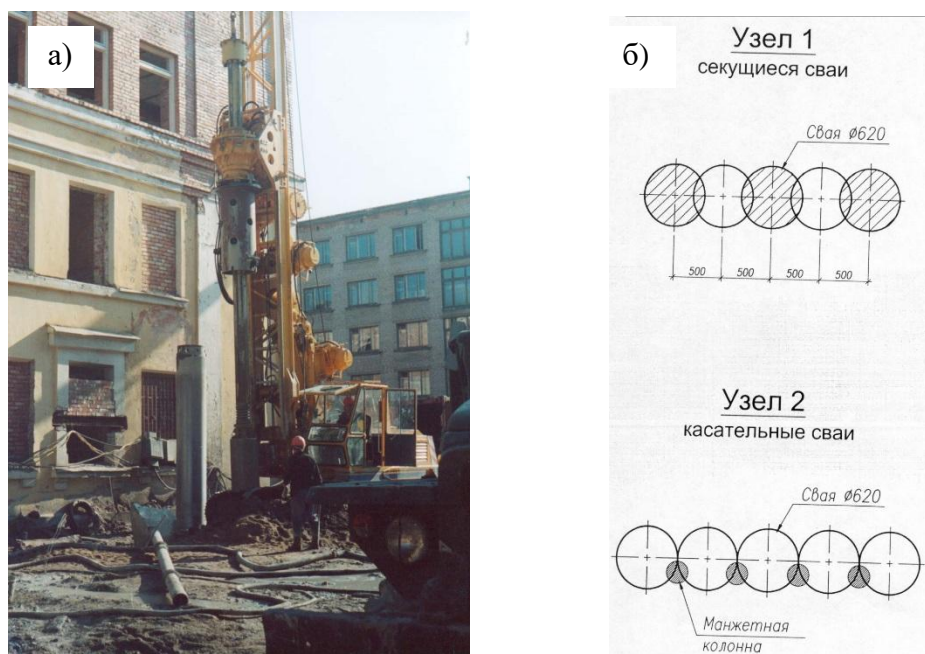


Рис. 3.24. Процесс устройства буронабвных касательных свай (а) с использованием буровой машины Bauer BG-7 (1995), конструктивные решения ограждающей стенки из буронабвных свай(б): узел 1 – секущиеся буронабвные сваи, 2 – касательные с инъекционной шпонкой

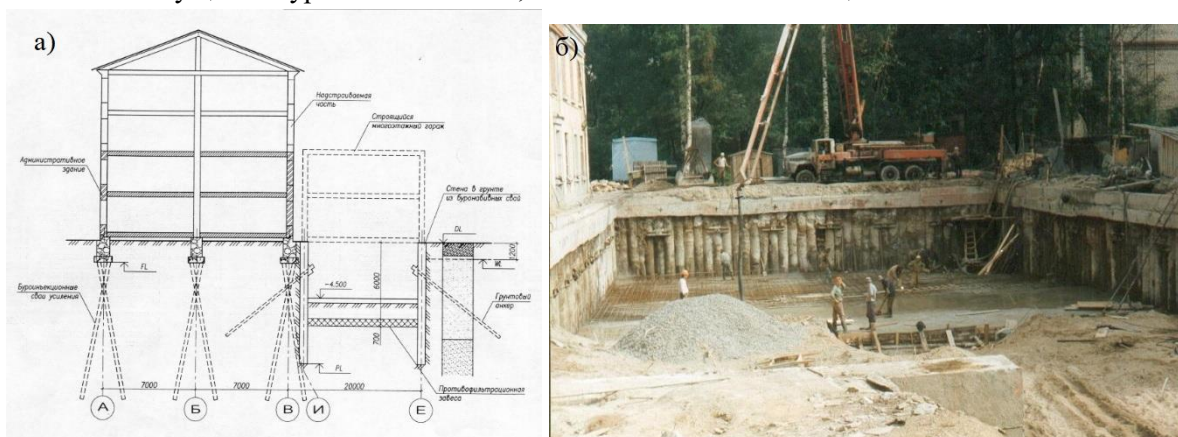


Рис.3.25. Поперечный разрез строящегося здания и примыкающего корпуса (а), вид котлована в процессе откопки (б).

Ограждение котлована было выполнено из «секущихся» буронабвных свай диаметром 620 мм и глубиной 9,0 м с использованием бурового станки BG-7 производства фирмы «Бауер». Устройство свай производилось при обеспечении устойчивости стенок скважины под

сваю с использованием инвентарных обсадных труб. Для свай применялся бетон класса В25. Армирование свай осуществлялось через одну. Последовательность производства работ по устройству свай вблизи существующего здания была принята из условия, что набор прочности первичных (неармированных) свай должен был составлять не более 45-50%. Также была разработана специальная конструкция буровых коронок с твердосплавными элементами собственного изготовления (рисунок 3.26). Сочетание разбежки изготовления свай, разбуривание бетона при неполном наборе прочности и конструкция бурового инструмента позволили уменьшить вибрационные воздействия на грунты в основании примыкающего здания и совокупные технологические и общие осадки составили 18 -23 мм.

Предложенная и апробированная на данном объекте технология позволила избежать чрезмерного растрескивания грунтов оснований и не допустить возникновения аварийных ситуаций описанных в данной главе п. 3.4 (Объект «Невский пр. д. 57»)

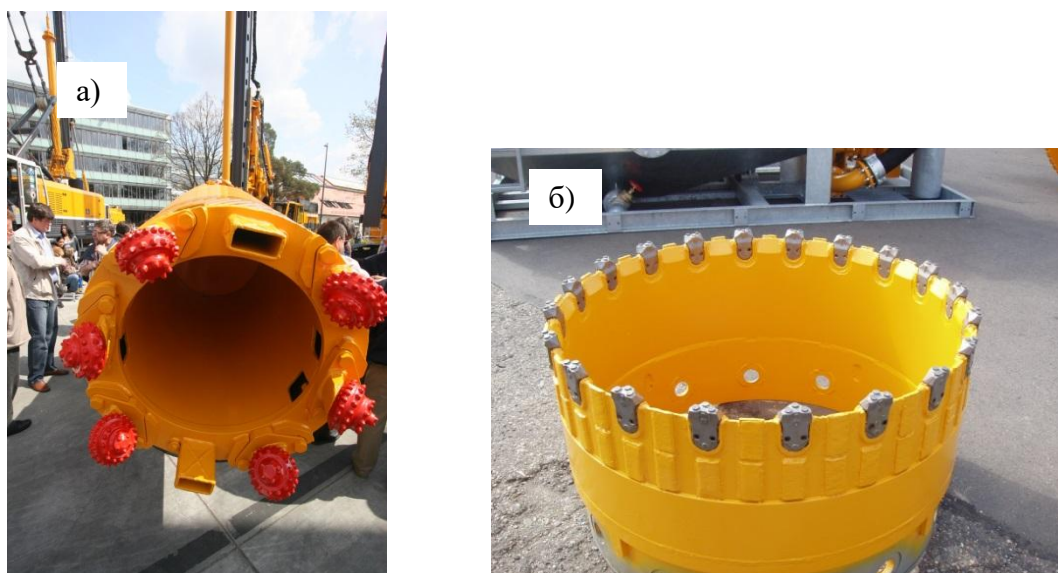


Рис. 3.26. Вид коронок для разбуривания твердых включений: а) обычно применяемых; б) используемых для разбуривания первичных свай.

Применение коронок с алмазными или твёрдосплавными зубьями является определяющим для исключения технологического воздействия на тиксотропные грунты в процессе бурения скважины для устройства буронабивной сваи под защитой обсадной трубы.

На основе анализа нашего опыта строительства и примеров, приведенных в технической литературе, возможными щадящими для окружающей застройки конструктивными решениями ограждения котлованов в стесненных условиях могут быть названы следующие технические решения:

- устройство ограждения котлована или разделительных стен из металлических шпунтовых конструкций, погружаемых вибрационным методом с использованием безрезонансного вибратора;

- устройство металлических шпунтов (трубошпунтов), погружаемых методом вдавливания;
- устройство касательных буровых свай;
- устройство ограждения котлована из секущихся буронабивных свай;
- использованием для ограждения котлована конструкции «стена в грунте», устраиваемой грейферным способом.

Для исключения вибрационно-динамического влияния на грунты основания при наличии слабых грунтов нами был разработан способ возведения в грунте несущего-ограждающих противофильтрационных конструкций и устройство для их осуществления (RU 2378 453 С1 МПК Е 5/20). Способ состоит из последовательного изготовления двух рядов свай,- первого, выполняющего функцию несущей конструкции ограждения котлована из буронабивных или буроинъекционных свай, установленных с зазором, без сопряжения друг с другом во избежание вибрационно-динамического воздействия на грунтовый массив, и второго – параллельного в зоне замыкания свай первого ряда, при этом в скважинах второго ряда последовательно размещают монитор с соплами, через которые проводят герметизацию зазоров между сваями первого ряда направленным воздействием струи закрепляющего раствора.

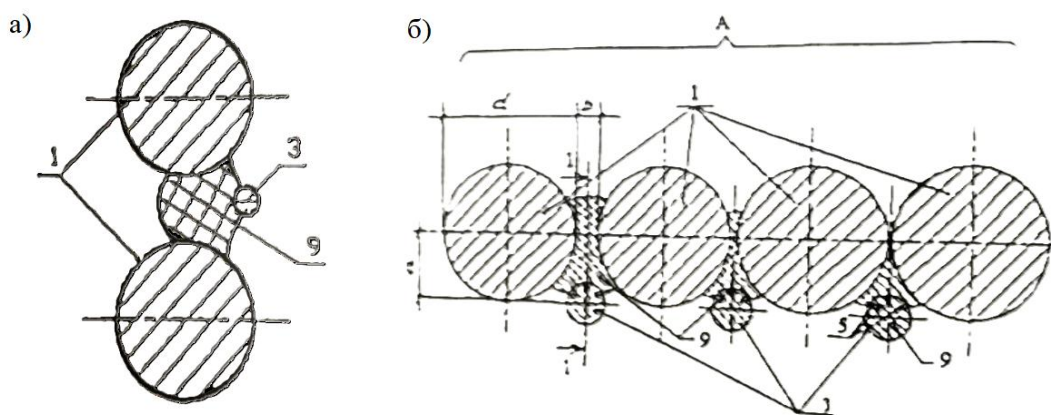


Рис.3.27. Конструкция несущего-ограждающих противофильтрационных конструкций и устройство для их осуществления (RU 2378 453 С1 МПК Е 5/20 ).

Сваи первого ряда выполняют с зазором( $b$ ), равным  $0,1-0,6$  их диаметра( $d$ ), и расстоянием от оси свай первого ряда до оси свай второго ряда  $0,5-1,0$  диаметра свай первого ряда (рисунок 3.29). Сопла монитора выполнены под углом  $0^{\circ}-90^{\circ}$  к вертикальной оси монитора и под углом  $0^{\circ}-180^{\circ}$  в горизонтальной плоскости.

Техническим результатом является изготовление конструкции ограждения котлована с минимальным технологическим влиянием на грунты основания посредством исключения процессов, вызывающих вибрационно-динамические воздействия и расструктурирование

грунтов при выполнении буровых процессов, а также сокращение технологического цикла, повышение надежности и качества при создании герметичной противофильтрационной конструкции путем создания цементогрунтового элемента (ЦГЭ) нецилиндрической формы.

Устройство для осуществления способа возведения в грунте несуще-ограждающей противофильтрационной конструкций включает буровую установку, монитор с боковыми соплами, подводящие трубы, регулировочные клапаны, при этом, сопла монитора выполнены под углом  $0^{\circ} - 180^{\circ}$  в горизонтальной плоскости (рисунок 3.28).

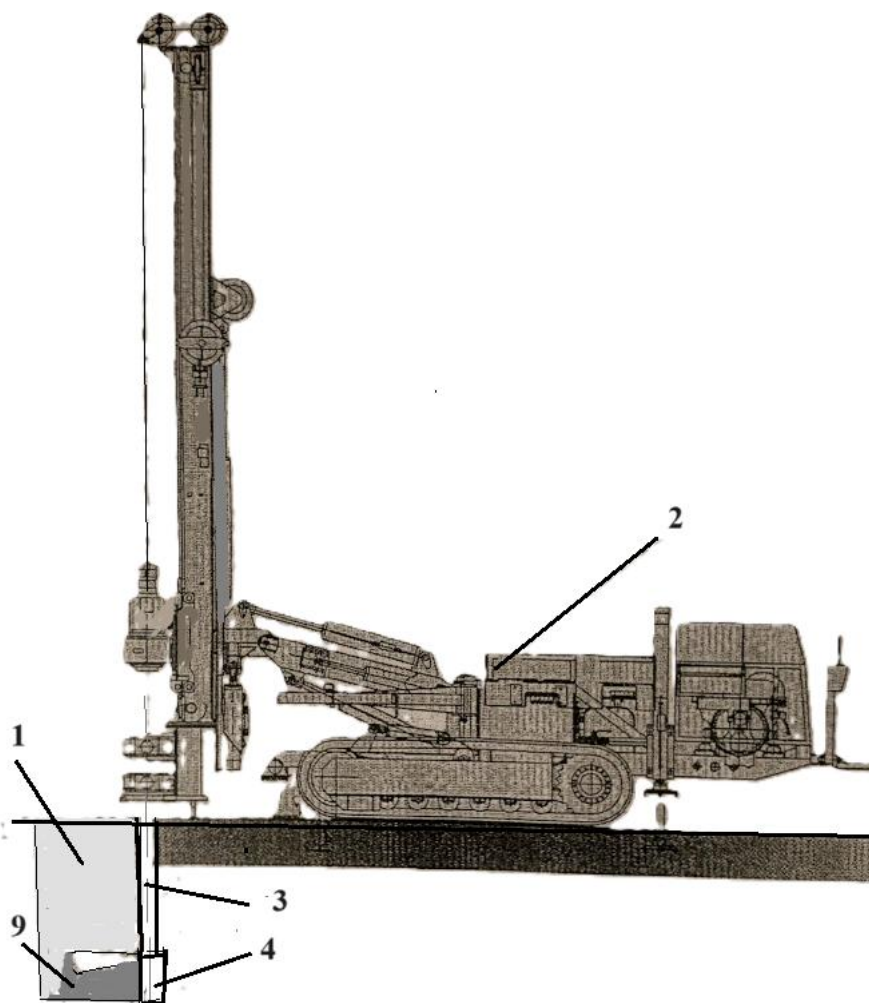


Рис. 3.28.Способ возведения несуще-ограждающих противофильтрационных конструкций; 1- сваи стены ограждения котлована; 2 - общий вид устройства; 3- лидерная скважина; 4- гидромонитор с подающим закрепляющий раствор соплом; 9 – грунто-цементная шпонка.

Способ возведения в грунте несуще-ограждающих противофильтрационных конструкций состоит в следующем: по известным технологиям устраивают несуще-ограждающие сваи 1 диаметром  $d$ , затем в контактной зоне соседних свай, при условии, что  $b=0,1-0,6 d$  (установлено экспериментально), на расстоянии  $a$  буровой установкой 2 устраивают лидерную скважину 3 в направлении перпендикулярно-продольной оси несущих свай, при этом расположение продольной оси определяется соотношением  $a=0,5-1,0 d$ . При достижении

соплами 5 гидромонитора 4 проектной глубины по трубам 6 через сальник-вертлюг 7 подают рабочую жидкость, при этом клапан 8 закрывается и вся жидкость изливается только из сопел. Вращение бурового снаряда останавливают, ориентируют монитор 4 таким образом, чтобы ось центрального сопла была перпендикулярна оси ряда несущих свай, и начинают подъем гидромонитора 4, осуществляя размыв грунта в контактной зоне, образуют герметизирующий элемент 9 – грунтоцементную шпонку. Последовательно переходя от одной контактной зоны к другой, формируется несуще-ограждающая конструкция, обладающая противofильтрационными свойствами.

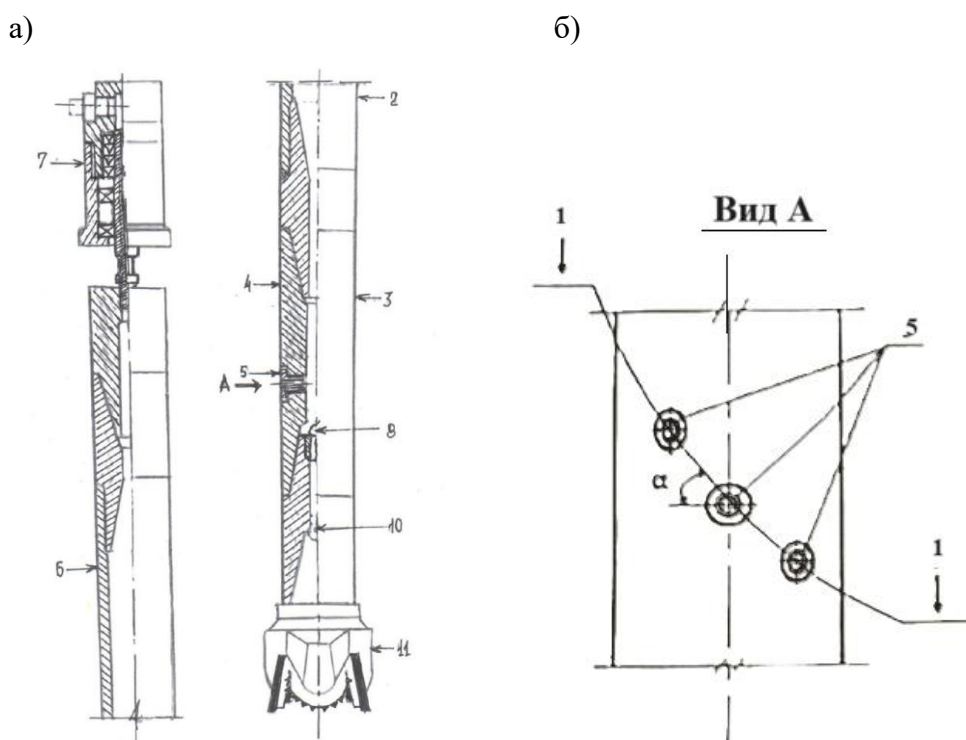


Рис.3.29. а) продольный разрез гидравлического монитора с соплами 2 -буровая установка; 3-лидерная скважина; 4- гидромонитор; 5 –сопла; 6 – трубы; 7 –сальник-вертлюг; 8- клапан; 9 – грунтоцементная шпонка; 10- обратный клапан; 11 – породоразрушающий инструмент; б) – вид А

Устройство для возведения в грунте несуще-ограждающих противofильтрационных конструкций (рис.3.29) включает: сальник-вертлюг 7, трубы 6, гидромонитор 4, сопла 5, прямой клапан 8, обратный клапан 10, породоразрушающий элемент 11. Сопла 5 гидромонитора 4 устроены по линии расположения под углом  $\alpha = 0^0 \dots 90^0$  к вертикальной оси монитора и под углом  $\alpha = 0^0 \dots 180^0$  в горизонтальной плоскости. Количество сопел  $n \geq 3$ .

Предлагаемый способ и устройство обладают следующими преимуществами перед известными решениями аналогичного назначения:

- возможность использования в любых типах грунтов;

- повышение производительности из-за отсутствия лидерных скважин);
- сокращение расхода закрепляющих материалов;
- герметизирующий элемент может быть устроен с любой стороны несуще-ограждающих свай.

### **3.3. Прогноз деформаций зданий окружающей застройки в зависимости от конструктивного решения и технологии устройства фундаментов и подземных сооружений.**

Практически любые виды строительных работ в плотной городской застройке, связанные с демонтажом зданий, устройством ограждения котлована, изготовлением свай, экскавацией грунта из котлована и устройством нулевого цикла приводят к изменению напряженно-деформированного состояния грунтов, затрагивая и основания существующих вблизи расположенных зданий. От жесткости конструкции котлована зависит её деформативность в процессе экскавации грунта. В виде конструктивного решения, повышающего жесткость и обеспечивающего совместность работы частей и рабочих элементов ограждения котлована применяется обвязочная балка, монтируемая сверху конструкции.

Для сравнения различных моделей (максимальные горизонтальные перемещения, максимальные моменты, возникающие в ограждающих конструкциях) использован вариантный подход к определению оптимального технического решения по выбору ограждения котлована на стадии разработки проекта. В качестве примера, на основе которого выполняется анализ, принята площадка устройства котлована строительства жилого дома в Московском районе Санкт-Петербурга на ул. Костюшко, д. 19а (рис.3.30).

Инженерно–геологические представлены следующим напластованием грунтов (рис.3.30): в геологическом строении участка в пределах глубины бурения 42,0 м принимают участие техногенные отложения (t IV), верхнечетвертичные озерно-ледниковые отложения (lg III) и ледниковые отложения (g III), подстилаемые нижнекембрийскими отложениями (Є1). Проведенный анализ конструкций ограждения котлована по изгибной жесткости ( $EI$ ) в зависимости от типа ограждающей конструкции и типа системы раскрепления ( $T_{SS}$ ) с учетом последовательности устройства на разных стадиях разработки котлована представлены в таблице 3.2.

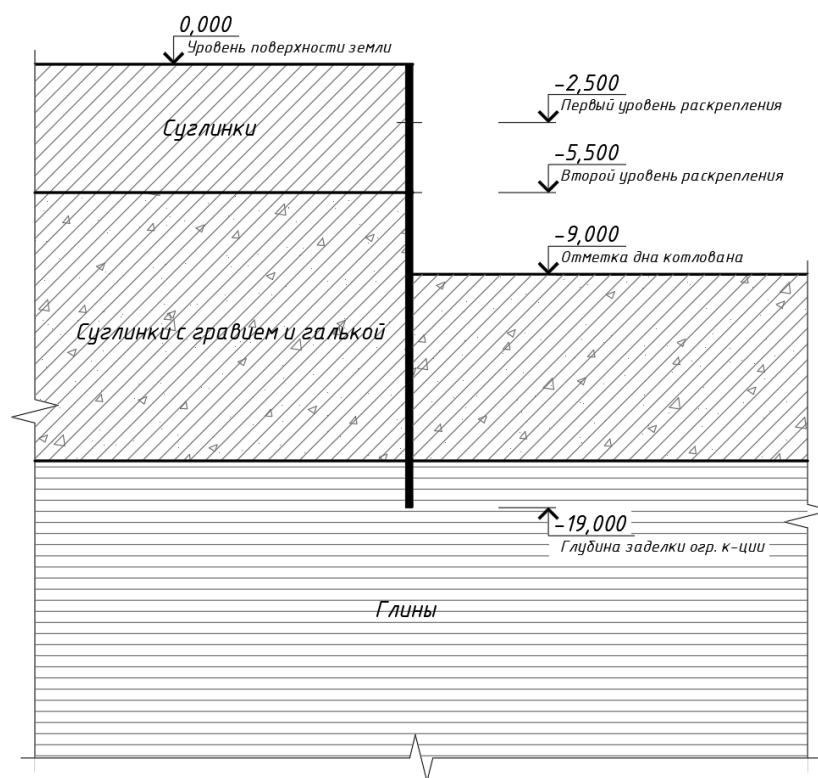


Рис. 3.30. Схема устраиваемого ограждения котлована

Конструкция ограждения котлована выполнялась из «стены в грунте» толщиной 800 мм с раскреплением трубами в двух уровнях на отметках минус -2.500 и минус-5.500 м. выполняемые инклинометрические исследования в рамках геотехнического мониторинга позволяют выполнить сравнение с результатами выполненных расчетов, приведенных в таблице 3.6.

На рис. 3.31 показаны результаты сравнения горизонтальных смещений ограждающей конструкции, соответствующей выполненной в реальных условиях конструкции «стены в грунте» толщиной 800 мм, в сочетании с системой раскрепления ограждения котлована в виде металлических распорок из труб 400x8 мм и результатов инклинометрических исследований.

Максимальная расчётная горизонтальная деформация в расчетах составила 65 мм, а по результатам инклинометрических измерений - 75 мм. Расхождение в значениях составляет 15,3 %. Деформация «стены в грунте» по верху расчётно составила 37 мм, по данным измерений 31 мм, (расхождение расчётных значений и натуральных измерений составило 16,2 %). В нижней части конструкции ограждения котлована «стена в грунте» горизонтальная деформация составила по расчёту 43 мм, по данным инклинометрических измерений – 40 мм (расхождение полученных расчётом и измеренных значений составило 7 %).

Таблица 3.6.

Задаваемые параметры и результаты расчета	Варианты моделей ограждающих конструкций и систем раскрепления							
	Шпунт Л5 + распорки	Шпунт Л5 + анкера	Трубошпунт О 70-082 + распорки	Трубошпунт О 70-082 + анкера	Стена в грунте (800мм) + распорки	Стена в грунте + анкера	Top Down	Top Down + домкраты
<i>EI</i> ограждающей конструкции, кН·м <sup>2</sup> /м	0,102·10 <sup>6</sup>	0,102·10 <sup>6</sup>	0,576·10 <sup>6</sup>	0,576·10 <sup>6</sup>	1,290·10 <sup>6</sup>	1,290·10 <sup>6</sup>	1,290·10 <sup>6</sup>	1,290·10 <sup>6</sup>
<i>EА</i> ограждающей конструкции, кН	0,607·10 <sup>7</sup>	0,607·10 <sup>7</sup>	0,798·10 <sup>7</sup>	0,798·10 <sup>7</sup>	2,400·10 <sup>7</sup>	2,400·10 <sup>7</sup>	2,400·10 <sup>7</sup>	2,400·10 <sup>7</sup>
<i>EА</i> системы раскрепления, кН/м	2,0·10 <sup>5</sup>	0,4·10 <sup>5</sup> - тяга 1,0·10 <sup>5</sup> - кор.	2,0·10 <sup>5</sup>	0,4·10 <sup>5</sup> - тяга 1,0·10 <sup>5</sup> - кор.	2,0·10 <sup>5</sup>	0,4·10 <sup>5</sup> - тяга 1,0·10 <sup>5</sup> - кор.	90,0·10 <sup>5</sup>	90,0·10 <sup>5</sup>
<i>max M</i> <sub>изг</sub> , кН·м	315,21	278,53	739,41	778,60	1020,00	1070,00	954,74	936,31
<i>max U</i> <sub>x</sub> для всей стенки, см	8,48	8,00	6,92	6,84	6,48	6,50	4,75	4,68
<i>max U</i> <sub>x</sub> выше дна котл., см	8,48	7,95	6,86	6,74	6,45	6,46	4,04	3,93

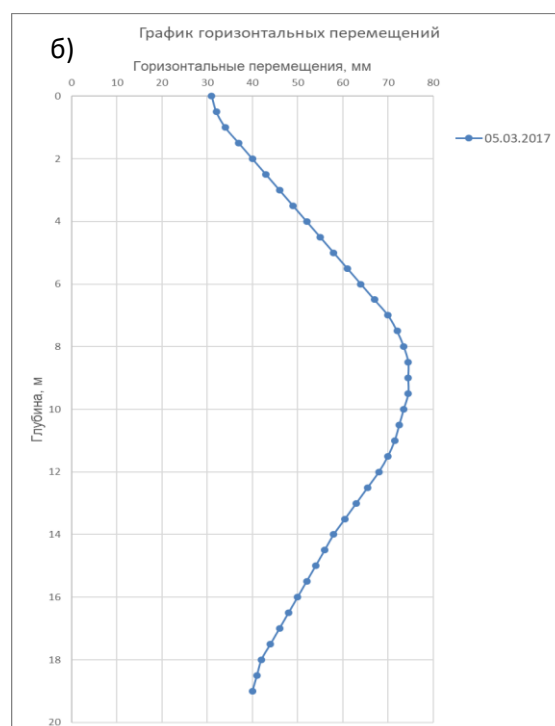
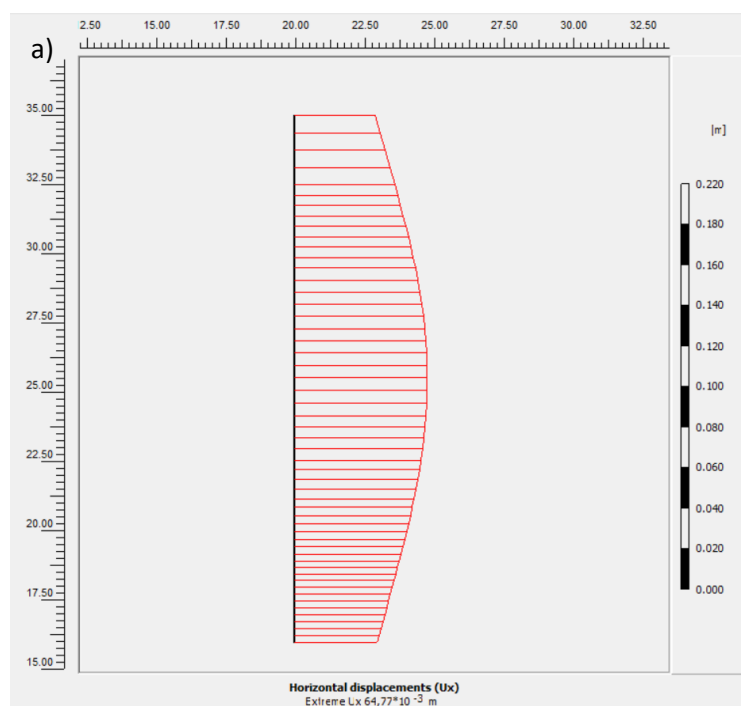


Рис. 3.31. Горизонтальные смещения стены в грунте по результатам расчета (а) и по результатам инклинометрических исследований (б).

Из таблицы 3.6 видно, что наибольшие расчётные горизонтальные деформации наблюдаются у шпунтового ограждения Ларсен Л V – 85 мм, наименьшие - у конструкции «стена в грунте» толщиной 800 мм при устройстве котлована по технологии Top Down – 47 мм. Такой результат является следствием большей пространственной жесткости всей

системы: ограждения котлована при использовании конструкции «стена в грунте» толщиной 800мм и выполнения раскрепления с помощью железобетонных дисков перекрытий.



Рис.3.32. Вид котлована строительства ЖК «Огни Москвы» на ул. Костюшко, д.19а на участке с устройством ограждения с использованием конструкции «стена в грунте»(а) и секущихся свай (б)

При равных расчётных условиях с системой раскрепления ограждающих конструкций с распорками из металлических труб 400x8 мм, горизонтальные перемещения для металлического шпунтового ограждения Ларсен Л V составили наибольшую величину - 85 мм, а наименьшее значение отклонения по результатам расчетов оказалось у конструкции «стена в грунте» – 65 мм. Различие в расчётных деформациях обусловлено большей изгибной жёсткостью конструкции «стены в грунте».

Как видно из анализа деформативности конструкций ограждения котлована в слабых грунтах значения меньшую деформацию получает конструкция «стена в грунте» с распорными конструкциями в виде плит перекрытий (технология Top Down).

Анализ полученных расчётных графиков со значениями максимальных деформаций ограждающих конструкций, показал, что они могут возникать посередине ограждающей конструкции по её общей длине. В некоторых случаях максимальные деформации совпадают с уровнем дна котлована и могут быть до 4-х метров ниже. Для уменьшения деформаций на рассматриваемом уровне в последние годы активно используется изготовление раскрепляющей конструкции из грунтоцемента в виде сплошной плиты, балок или отдельных раскрепляющих элементов. Альтернативой современного решения является традиционное удлинение изготавливаемой конструкции ограждения котлована с заглублением её в более прочные грунты.

#### **3.4. Анализ результатов геотехнического мониторинга и научно-технического сопровождения для корректировки и оптимизации технологических и конструктивных решений (применение наблюдательного метода)**

Согласно требованиям СП 22.13330.2016 [23], «при проведении геотехнического мониторинга решаются следующие задачи:

- систематическая фиксация изменений контролируемых параметров конструкций сооружений и геологической среды;
- своевременное выявление отклонений контролируемых параметров (в том числе их изменений, нарушающих ожидаемые тенденции) конструкций строящегося (реконструируемого) объекта и его основания от заданных проектных значений, параметров грунтового массива и окружающей застройки – от значений, полученных в результате геотехнического прогноза;
- анализ степени опасности выявленных отклонений контролируемых параметров и установление причин их возникновения;
- разработка мероприятий, предупреждающих и устраняющих негативные процессы или причины, которыми они обусловлены».

К основным методам геотехнического мониторинга СП 22.13330.2016 [233], относит:

«а) визуально-инструментальные (наблюдения за уровнем подземных вод, состоянием конструкций, в том числе повреждённых, с фиксацией дефектов маяками или аналогичными устройствами, фотофиксация и др.);

б) геодезические (фиксация перемещения марок и др.) с применением геодезической техники и навигационных спутниковых систем (on-line – мониторинг, интерактивные системы мониторинга);

в) параметрические (фиксация напряжений в основании под подошвой фундамента, под пятой сваи, в несущих конструкциях и др.) с применением комплекса датчиков напряжений и

деформаций (в том числе струнных, тензометрических, оптико-волоконных, инклинометрических и пр.)

г) виброметрические (измерение кинематических параметров колебаний: виброперемещений, виброскоростей, виброускорений);

д) геофизические (электромагнитные, сейсмические и т.п.)»

Кроме того, для слабых водонасыщенных грунтов важным параметром измерения при геотехническом мониторинге является пьезометрический уровень подземных вод по периметру котлована и на территории зданий и сооружений соседней застройки.

Наш опыт показал, что в условиях большой толщи слабых водонасыщенных грунтов в состав геотехнического мониторинга следует обязательно организовать и вести контроль за выполнением работ нулевого цикла на следующих этапах:

- откопки котлована и крепления его стенок, системы водопонижения, и, при необходимости, выполнение регламентов устройства искусственного основания и осуществления обратной засыпки и т.п..

- устройство свайного основания как из призматических свай заводского изготовления, так и буровых, буронабивных, набивных и буроинъекционных свай, формирование ствола которых во многом определяется технологическими параметрами, указанными в технологических регламентах.

- выполнение монолитных бетонных и железобетонных конструкций подземных частей строящихся сооружений, как составной части конструктивного обеспечения безопасности строительства в слабых водонасыщенных грунтах.

Существенным условием надежности строящегося сооружения является обеспечение достаточного уровня гидроизоляции подземного сооружения. Имеется практика научно-технического консультирования, при которой в составе геотехнического мониторинга рассматриваются вопросы определения слабых мест и локализации возможных поступлений подземных вод за счет применения комплексной системы защиты от подземных вод.

Подтверждением необходимости проведения геотехнического мониторинга при подземном строительстве, устройстве фундаментов и реконструкции зданий является пример выполнения реконструкции I и II очередей гостиницы «Невский Палас» (Невский пр., 57)

В 1990 -1992 гг. во время реконструкции гостиницы «Балтийская» с устройством подземной парковки под основной частью здания (рисунок 3.33) при изготовлении ограждающей конструкции из секущихся буронабивных свай с глубиной погружения 20 м диаметром 880мм, произошло катастрофическое деформирование фундаментов зданий окружающей застройки с необходимостью их экстренного расселения. Работы по проектированию и реконструкции отеля вели зарубежные фирмы. Усиление сохраняемой

части гостиницы, вблизи расположенных зданий проектом не было предусмотрено. Фундаменты зданий окружающей застройки – бутовые, сложены из постелистого известняка, на известково-песчаном растворе и имеют глубину заложения подошвы около 2,65 – 2,95 м по разным участкам зданий. Под частью фундаментов под их подошвой обнаружены деревянные лежни.

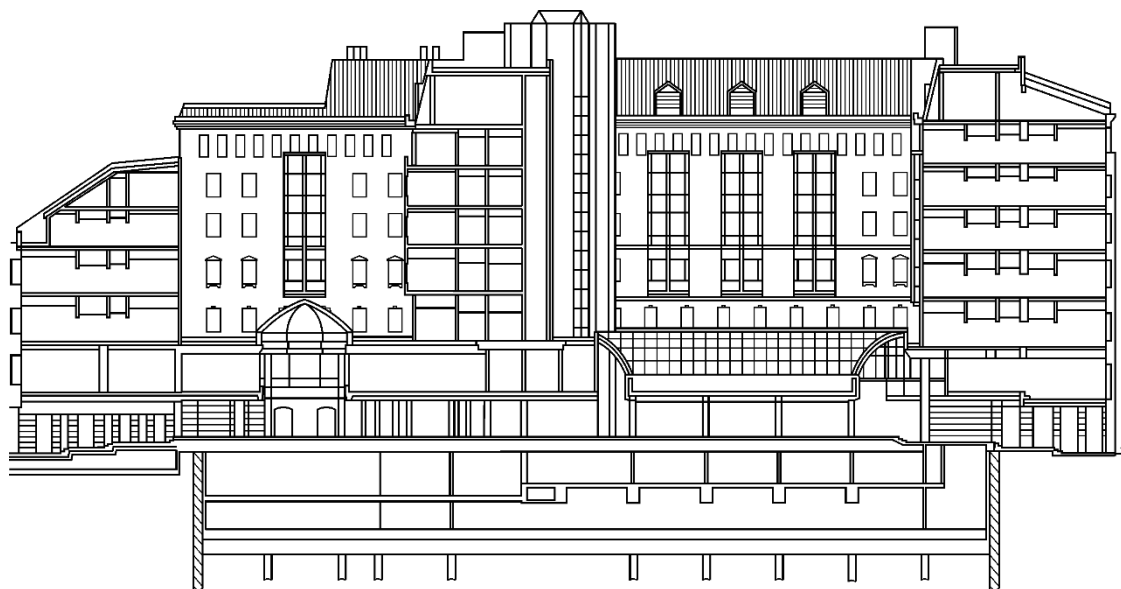


Рис. 3.33. Конструктивный разрез здания с устройством подземной парковки под гостиницей «Невский Палас»

Под центральной частью гостиницы был запроектирован и в последующем откопан котлован глубиной 8 м (рис.3.34).

Разрушения соседних зданий происходили в процессе устройства «вторичных» свай при бурении по бетонной конструкции свай, которые были изготовлены первыми («первичные» свай). Разрушающее вибрационное воздействие возникало при бурении по бетону свай с использованием специального бурового инструмента – буровой коронки, оборудованной трёхшарошечными долотами по периметру. Динамические воздействия привели к тексотропным изменениям окружающего массива грунта со значительным снижением его прочностных и деформационных характеристик., способствовали переходу грунта в пльвинное состояние и в условиях бурения беспрепятственного заполнения пространства обсадной трубы в призабойной зоне. Данное обстоятельство привело к извлечению из скважин при буровых работах значительного объема лишнего грунта с подработкой массива и образованием значительной по размерам мульды осадки поверхности грунта и фундаментов соседних зданий. По данным измерений, выполняемых в период строительства, осадки соседних зданий по Невскому проспекту составили 17 и 13 см.

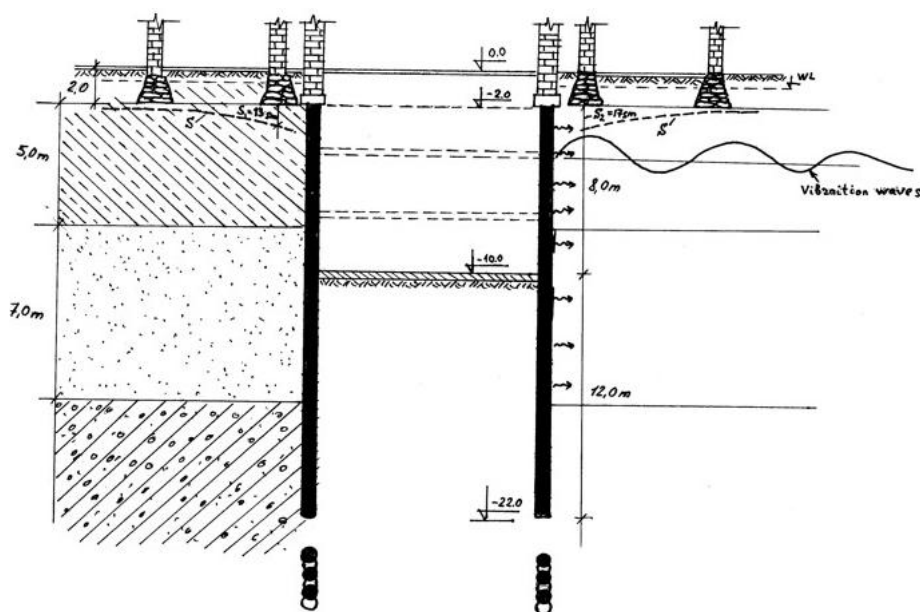


Рис. 3.34. Схематичный разрез конструкций ограждения котлована для строительства подземного паркинга в основании здания гостиницы

Полученные в процессе строительства подземного паркинга деформации соседних зданий с разрушением несущих конструкций стен и перекрытий сделали эксплуатацию зданий не возможными и в последующем здания были законсервированы, а перед началом строительства второй очереди гостиницы «Невский Палас» - демонтированы. Всего было демонтировано пять зданий по Невскому просп. и Стремянной ул. (рис. 3.35). Этот пример наглядно показывает к каким негативным последствием может привести отсутствие геотехнического мониторинга и научно-технического сопровождения подземного строительства, и отсутствие геотехнического обоснования с учетом конкретных инженерно-геологических условий площадки строительства.



Рис. 3.35. Общий вид аварийных повреждений в соседнем с гостиницей здании – д.55 по Невскому пр.

Рассмотренный случай подтверждает, что применение даже самых современных технологий без приспособления их к использованию к конкретным геотехническим условиям может приводить к негативным и разрушительным последствиям для существующих зданий окружающей застройки. Так, например, в данном случае мы видим использование породоразрушающего инструмента для изготовления секущихся буронабивных свай без соответствующего грунтовым условиям специального режущего рабочего органа, позволяющего минимизировать динамические воздействия на слабые грунты.

В дальнейшем при проведении работ по расширению гостиницы на этапе II очереди реконструкции гостиницы, при устройстве ограждения котлованов из буронабивных свай нами было предложено использовать систему из соприкасающихся свай с инъекцией между ними цементного раствора и вдавливание шпунта (см. п. 3.2)

В первоначальном проекте расширения гостиницы предполагалось устройство свайного основания из буронабивных свай диаметром 1200 мм с глубиной погружения 45,0 м с расчетной нагрузкой на сваю 6500 кН, при этом рассматривался единственный вариант воссоздания д.55 и 59 по Невскому пр. без подвала [147].

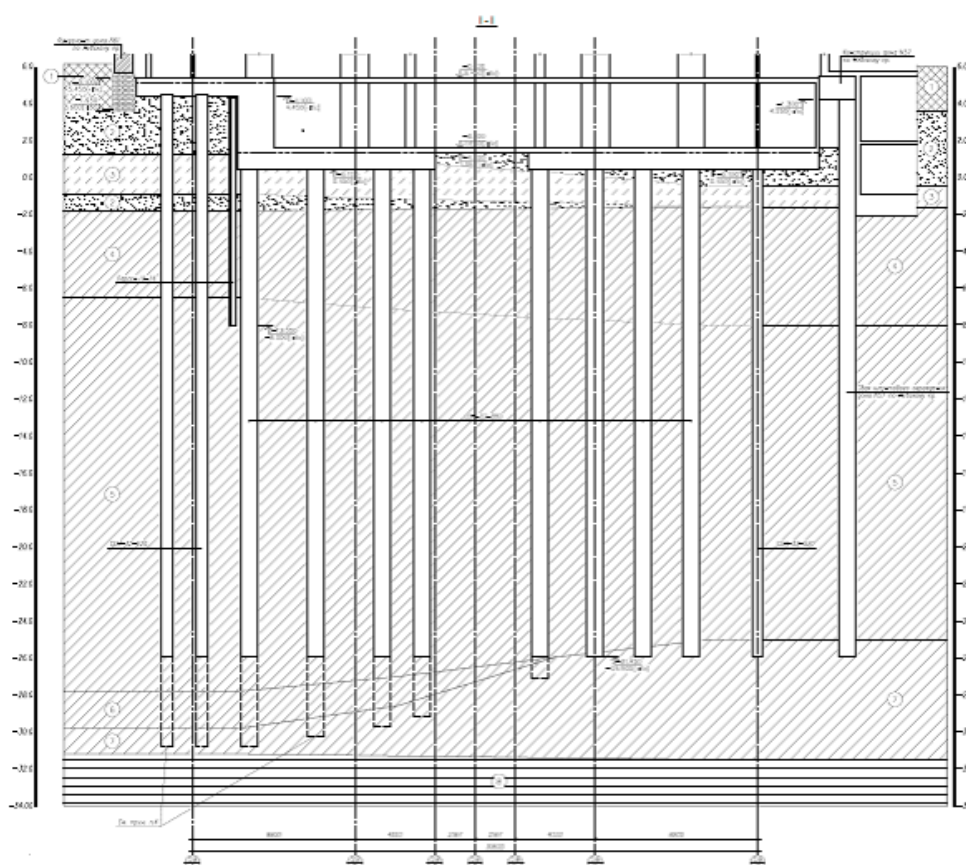


Рис. 3.36. Инженерно-геологический разрез и свайное основание здания гостиницы д.55 по Невскому пр. (с подвалом).

Выполненное геотехническое обоснование на стадии получения технического задания на проведение геотехнического мониторинга и геотехнического сопровождения показало, что технологическое воздействие от бурения свай указанного в проекте диаметра 1200 мм приведет к не менее драматическим последствиям, чем предшествующий уже реализованный проект. Создалась угроза цепной реакции негативного влияния на здания окружающей застройки. Для исключения подобных последствий был выполнен пересчет здания с уточнением зон нагружения, было предложено перейти на сваи меньшего диаметра и длины, для чего было предложено провести испытание буронабивных свай диаметром 880 мм и 620 мм глубиной 32 м (рис.3.36). Для подтверждения несущей способности свай были проведены испытания буронабивных свай статической нагрузкой. Испытание свай выполнялось с использованием балочной системы и анкерных свай. На рис. 3.38 показаны вид конструкции для испытания свай статической нагрузкой и результаты испытания в виде графиков зависимости «нагрузка-осадка». Испытания подтвердили работоспособность предложенного технического решения.

При выполнении опытных работ и при всех дальнейших геотехнических работах был организован геотехнический мониторинг, включающий комплекс исследований: геодезический мониторинг за деформациями зданий окружающей застройки (ЗАО «ПКТИ»); вибродинамические измерения воздействий технологических строительных процессов на конструкции зданий (СПбГАСУ); геодезические измерения горизонтальных деформаций ограждения котлована д. 55 по Невскому пр. в Санкт-Петербурге при откопке котлована и работах по устройству конструкций нулевого цикла, пьезометрические измерения уровня подземных вод за границами ограждения котлована при выполнении строительного водопонижения при экскавации грунта из котлована (СПбГАСУ, ЗАО «Геострой») (рис.3.37).

При вскрытии лидерных траншей для устройства ограждения котлована из шпунта Алселор AZ , выполнено техническое освидетельствование конструкций фундаментов существующих зданий. Было установлено, что здания близлежащих построек имеют различные по конструкции фундаменты, что связано, скорее всего, с различными периодами их строительства, выполняемой реконструкции, перестройками. Выявлено, что ряд фундаментов в нижней части имеет кладку из гранитных валунов, выполненных насухо, т.е. без связывающего камня раствора. Взаимодействие между камнями кладки осуществлялось за счёт трения (рис. 3.39а).

Для повышения несущей способности фундаментов, обеспечения их сплошности и устойчивости при проведении работ по устройству котлована в непосредственной близости от рассматриваемых зданий было предусмотрено инъекционное закрепление тела фундамента и грунтов основания в контактной зоне «фундамент-грунт основания» (рис.3.39б)

Невский пр., д№53  
Стремянная ул., д№4

### Схема расположения деформационных марок

Эпюры осадок построены за период наблюдения с 03.08.2005г по 15.01.2008г (мм)

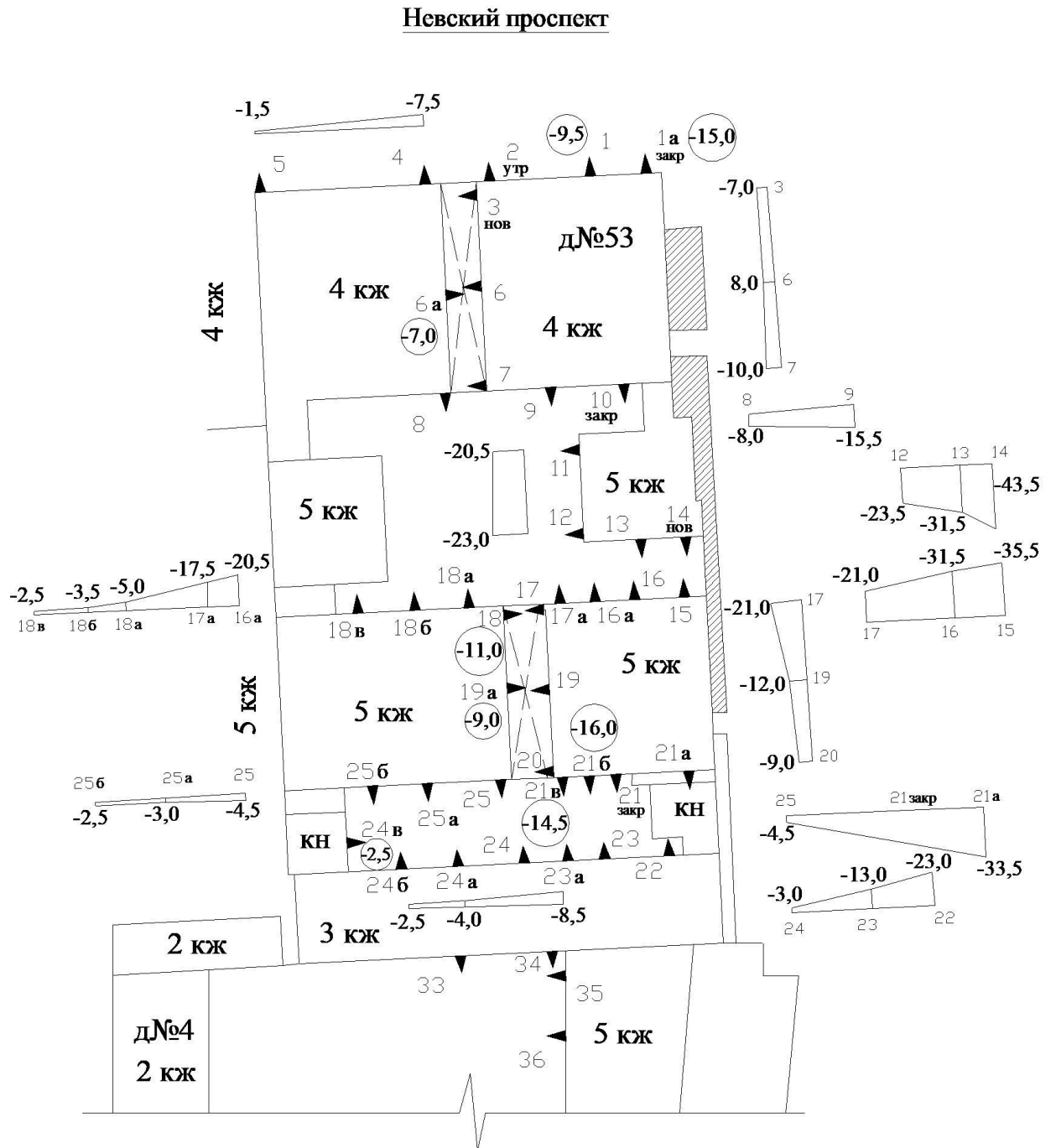


Рис. 3.37. Результаты наблюдения за осадками д. 53 по Невскому пр. в период строительства

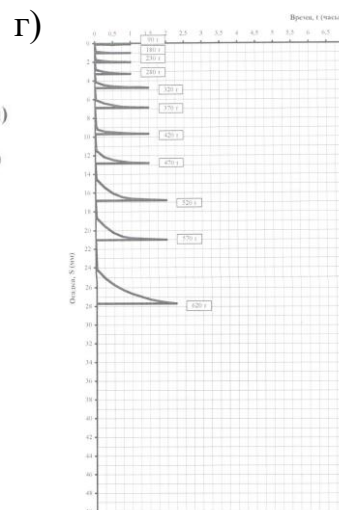
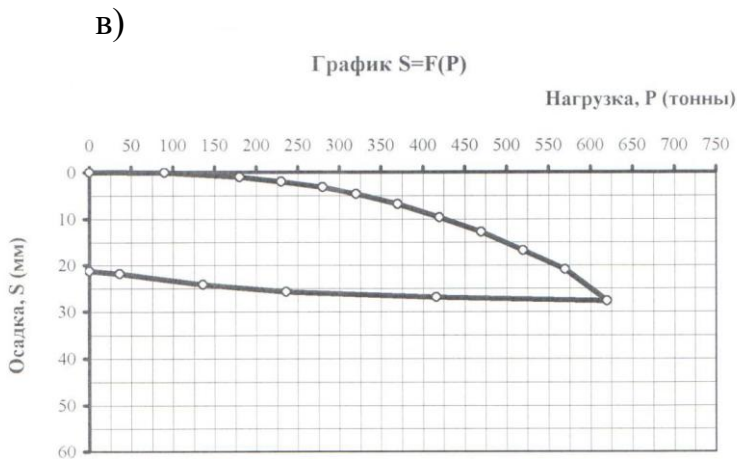
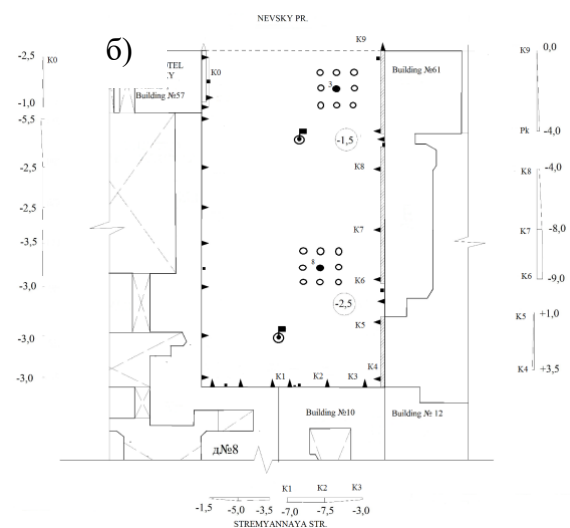


Рис.3.38. Испытание буронабивной сваи диаметром 880 мм с глубиной погружения 32,0 м статической нагрузкой (а), схема расположения испытуемых свай на площадке д.59 по Невскому пр. и деформационных марок для осуществления геотехнического мониторинга (б); результаты испытания грунтов буронабивной сваей статической нагрузкой(в,г)

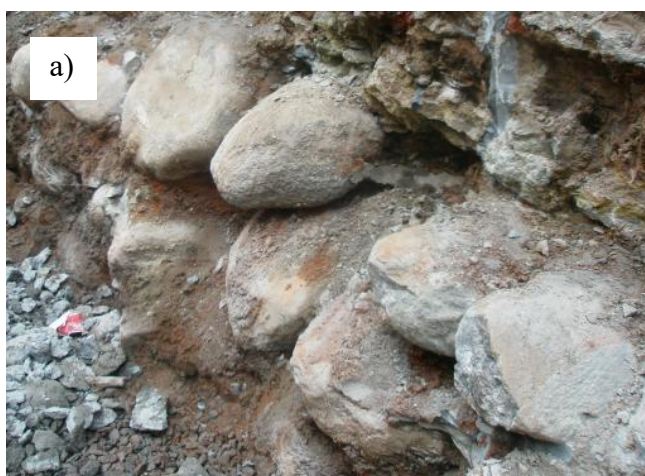


Рис. 3.39. Вид кладки фундамента из гранитных валунов (а), вскрытый для технического обследования участок бутового фундамента после закрепления инъекцией(б).

Деформации усиливаемых зданий при проведении инъекционного укрепления фундамента и инъекционного закрепления грунтов основания деформации усиливаемых зданий составили от 1,0 до 3,5 мм, данные вибродинамических измерений при устройстве скважин в теле фундамента показали отсутствие превышения динамических воздействий на конструкции. Устройство скважин для инъекционных работ осуществлялось колонковым бурением с использованием бурового оборудования Hilti (рисунок 3.40).



Рис.3.40. Устройство буровых скважин для инъекционного укрепления фундамента и грунтов основания в контактной зоне

При осуществлении геотехнического мониторинга и научно-технического сопровождения была рассмотрена по предложению подрядчика возможность устройства подвального этажа в доме 55 по Невскому просп. С целью организации подвального этажа возникла необходимость устройства котлована глубиной от 4,50 и до 5,7 м. В подвальном помещении предполагалось разместить ёмкость для воды пожаротушения, технические помещения. Ограждение котлована было выполнено в комбинированном варианте – из шпунта, погружаемого вдавливанием, и со стороны здания гостиницы с применением касательных буровых свай с инъекционной шпонкой, устраиваемой по технологии Jet-Grouting (рисунок 3.41).

Учитывая аварийное и ограниченно-работоспособное состояние зданий окружающей застройки до начала буровых работ были выполнены усиление конструкций стен с устройством разгрузочных балок и демонтаж аварийных стен, примыкающих к существующим зданиям. Эти демонтажные работы производились без динамических воздействий вручную. При выполнении буровых работ осуществлялся регулярный вибродинамический мониторинг, который позволил обосновать допустимое количество

бурильных агрегатов на площадке строительства в целях минимизации влияния на здания окружающей застройки. Так было предложено, вместо трех буровых станков, предполагаемых в проект производства работ, использовать только один и при этом, изготовление свай выполнять методом разбежки (рисунок 3.42).



Рис.3.41. Вдавливание шпунта Алселор AZ установкой Банут 655 (а), устройство ограждающей конструкции котлована из буровых свай вдоль здания гостиницы (б)



Рис. 3.42. Измерение вибродинамического уровня при устройстве буронабивных свай



Рис.3.43. Вид котлована для устройства подвального этажа д. 55 по Невскому пр.

Представленная система мероприятий геотехнического мониторинга и научно-технического сопровождения позволила успешно выполнить работы по строительству подземной части здания гостиницы в установленные сроки и без последствий для зданий окружающей застройки (рис.3.42).

### 3.5. Выводы по главе 3

1. Факторами риска при устройстве котлованов в плотной застройке являются технологические воздействия, возникающие непосредственно при выполнении работ по устройству ограждения котлована, а также и при его откопке и строительстве подземного сооружения. Оценку факторов влияния на окружающую застройку при откопке котлована следует выполнять с использованием методов численного моделирования с использованием программных комплексов PLAXIS ( или аналогичных программ), дающих как правило достаточно высокую сходимость с фактическими значениями деформаций с учетом рекомендаций, разработанных автором под научным руководством д.т.н., профессора Р.А. Мангушева и исследователей А.В. Гурского, Д.А. Сапина, И.П. Дьяконова, В.М. Полунина. Они позволяют выполнить предварительную оценку возможного влияния технологии устройства ограждения котлована на состояние грунтов в основании существующих фундаментов, а также рассчитать величину возможных деформаций при выбранном методе производства работ.

2. Для качественной оценки конструкторско-технологических решений при устройстве ограждений котлована с удерживающей системой в условиях плотной городской застройки в сложных инженерно-геологических условиях с наличием большой толщи слабых водонасыщенных грунтов был использован показатель метода простого аддитивного взвешивания (SAW). Наиболее значимыми весами были назначены для «степени влияния на окружающую застройку» и «пространственная жесткость», что соответствует требованиям безопасности и надежности.

В таблице 3.7 приведены результаты качественного анализа конструкции ограждения и его раскрепления в плотной городской застройке в условиях слабых грунтов.

Таблица 3.7

**Рейтинг систем конструкции ограждения котлована и его раскрепления в плотной городской застройке в условиях слабых грунтов**

<b>№ п/п рейтинга</b>	<b>Наименование системы конструкции и раскрепления котлована</b>
1	Конструкция «стена в грунте» в сочетании с металлической распорной системой или подкосами
2	Конструкция «стена в грунте» в сочетании с методом откопки котлована «Top-Down»
3	Конструкция «стена в грунте» в сочетании грунтовыми анкерами
4	Металлический шпунт Ларсен Вум в сочетании с распорными конструкциями или подкосами
5	Металлический шпунт Алселлор AZ в сочетании с распорными конструкциями или подкосами
6	Металлический трубчатый шпунт или шпунт Алселлор HZ в сочетании с распорными металлическими конструкциями или подкосами
7	Устройство ограждения созданием ГЦМ (грунто-цементного массива с использованием технологии Jet –Grouting с опорными закладными элементами и распорными конструкциями
8	Металлический шпунт Ларсен Вум или Алселлор AZ с раскреплением монолитными железобетонными перекрытиями при откопке котлована методом Top-Down
9	Металлический трубчатый шпунт в сочетании с грунтовыми анкерами
10	Металлический шпунт Ларсен Вум или Алселлор AZ в сочетании с грунтовыми анкерами.

3. Проанализированы проектный и производственный опыт устройства ограждений из буресекущихся свай в условиях слабых грунтов и на его основе предложен и практически внедрен новый конструктивный и технологический метод устройства вторичных свай, устраиваемых по уже выполненным бетонным с использованием буровых коронок, оборудованных режущими зубьями, снижающих уровень вибрационных воздействий на грунты (условие сохранение природной структуры грунта).

4. Для устройства ограждений котлованов в плотной городской застройке предложен способ возведения в грунте несуще-ограждающих противофильтрационных конструкций и устройство для его осуществления (Патент на изобретение № 2378453, 2010) [194], позволяющий минимизировать воздействия технологического характера на здания окружающей застройки.

5. На основе анализа как положительного, так и отрицательного опыта устройства глубоких котлованов в условиях большой толщи слабых водонасыщенных грунтов вблизи существующих зданий предложены мероприятия по совершенствованию геотехнического мониторинга и научно-технического сопровождения подземных работ .

#### **Глава 4. АНАЛИЗ ПРИМЕНИМОСТИ КОНСТРУКЦИЙ И ТЕХНОЛОГИЙ УСТРОЙСТВА СВАЙ И СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ В СТЕСНЕННЫХ ГОРОДСКИХ УСЛОВИЯХ И ПРИ РЕКОНСТРУКЦИИ НА СЛАБЫХ ГРУНТАХ**

##### **4.1. Особенности изготовления и работы свай в слабых грунтах в зависимости от технологии изготовления и оценка влияния их устройства на окружающую застройку**

Исследования работы свай и их несущей способности в слабых грунтах в прежние годы проводились в основном на изучении работы забивных свай. Вопросам оценки несущей способности свай, возможного влияния выполняемых свайных на здания соседней застройки были посвящены А.А. Бартоломея, Б.В. Баходина, В.Н. Бронина, В.А.Веселова, А.Л. Готмана, Б.И.Далматова, В.А. Ильичева, В.В.Знаменского, П.А. Коновалова, Р.А. Мангушева, Н.С. Никифоровой, Р.М.Нарбута, Г.Ф.Новожилова, В.Н. Парамонова, А.Б. Пономарева, З.Г. Тер-Мартиросян, К.С. Силин, М.И. Смородинов, С.Н. Сотникова, Ю.Г. Трофименков, Н.А.Цытовича, , В.М. Улицкого, А.Г. Шашкина, К.Г. Шашкина и др.

Известно, что при забивке свай, происходит вытеснение грунта вниз - в стороны, вверх из объема, занимаемого погруженной сваей с формированием зон уплотнения. В публикациях исследователи выделяют 4 зоны различной степени уплотнения.

В первой зоне толщиной 2-20 мм и примыкающей непосредственно к боковой поверхности сваи, грунт деформируется так сильно, что срыв происходит по границе со второй зоной.

Вторая зона имеет толщину 0,7-3,0d, в ней грунт уплотняется, при этом на контакте с первой зоной структура полностью нарушается и на границе с третьей зоной переходит к структуре, близкой к природной. В данной зоне наблюдается понижение поверхности грунта в виде воронок оседания (непосредственно около сваи), а затем небольшой подъем

поверхности земли. Степень уплотнения грунта в пределах указанных зон имеет практическое значение.

В третьей зоне (5- 6d) структура и свойства грунта в основном имеют сходство с характеристиками грунта в естественном залегании в природе, но для отдельных видов грунта отмечается снижение плотности, что можно объяснить тем, что в водонасыщенных грунтах, при погружении сваи возникает нейтральное давление, которое совместно со сдвигающими усилиями разрыхляет грунт.

В четвертой зоне (8 - 12d) наблюдается также изменение первоначальных свойств грунта. По мере удаления от сваи грунт постепенно приобретает свойства естественного состояния, претерпевает лишь упругие деформации. Некоторые исследователи считают, что радиус распространения этой зоны увеличивается с глубиной погружения сваи в грунт (Н.А.Цытович, Г.Ф.Новожилов, R.W.Cooke, C.Price).

В работах А.А.Бартоломея (1982) отмечается, что при забивке свай в суглинки ( $S_r = 0,75 - 0,82$ ), область деформации достигает 6-7d для одиночных свай, 10-11d вокруг свай в ленточных свайных фундаментах. Под острием уплотнение свай обнаружено до глубины 3-5 м от уровня расположения острия сваи.

На рисунке 4.1 приведен эволюционный ряд трансформации гипотезы о формировании напряженно-деформированного состояния в основании забивной сваи, при этом наблюдается переход от плоской задачи к пространственному представлению взаимодействия острия сваи с грунтовым основанием (Vesic, 1977).

При устройстве свай вдавливания картина формирования несущей способности сваи и взаимодействия с грунтом имеет отличия прежде всего по характеру взаимодействия сваи с грунтовым околосвайным массивом. В ситуации с забивными сваями мы имеем разрушенный и переходящий в тиксотропное состояние грунт, который во времени восстанавливает свою структуру и изменяем физико-механические характеристики. Д. В. Щерба (2005) отмечает, что при вдавливании свай песках средней крупности и крупных уплотнение происходит на 1-2d вокруг сваи, в мелких и пылеватых – 3-5d, где  $d$  – диаметр сваи. Данным исследователем отмечено, что в глинистых грунтах при вдавливании сваи происходит расструктуривание грунта при  $I_L < 0,5$  в зоне радиусом (10-12)d, при  $I_L > 0,5$  - в зоне радиусом (15-25)d. При расчете несущей способности сваи, погружаемой вдавливанием, исследователи В.В. Верстов, А.Н. Гайдо, Я.В. Иванов (2011) предлагают определять из условия учета эффекта засасывания сваи. Расчет выполняется с использованием значений усилия вдавливания сваи и коэффициента «засасывания», учитывающего влияние процесса стабилизации сопротивления сваи в конце периода интенсивного упрочнения ( $K_T$  зависит от числа пластичности и показателя текучести грунта, а в мелких и пылеватых песках – от коэффициента фильтрации).

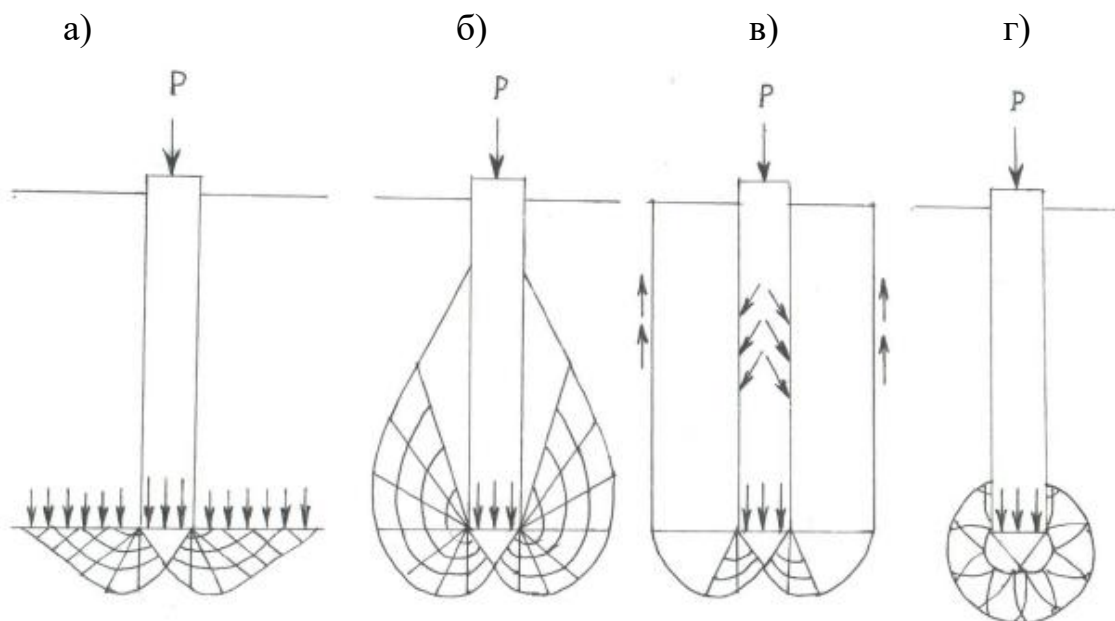


Рис. 4.1. Различные подходы к формированию зон уплотнения в основании свай: а) Prandtl (1921), Caquot (1934); б) De Beer (1945), Meyerhof (1953); в) Березанцев В.Г. (1961); г) Vesic et al. (1945); Skempton et al. (1953), Vesic (1964, 1977)

Сваи вдавливания иначе влияют на грунты основания – происходит выдавливание грунта из-под острия сваи в стороны-вверх, при этом зона грунта, расструктуренного при таком воздействии значительно меньше, чем при забивных сваях. Кроме того, воздействие, которое испытывает грунт при вдавливании свай носит статический характер, а при погружении свай забивкой - динамический.

Перемятие грунта при вдавливании свай происходит под острием сваи, что и определяет основной механизм технологического влияния производственного процесса на здания окружающей застройки.

При устройстве буровых и буронабивных свай первой технологической операцией является бурение скважины. Скважины в зависимости от технологии могут быть с полной выемкой грунта буровыми снарядами (трехшарошечное долото, шнеки, ковшебуры, непрерывный полый шнек (НПШ)), при набивных сваях устройство скважины выполняется методом вытеснения (уплотнения). Для таких буровых формирование несущей способности происходит за счет взаимодействия бетонной поверхности сваи после заполнения выполненной скважины бетоном с окружающим околосвайным грунтом.

Рассмотрим каждый вид свай с позиции формирования ее несущей способности и работы сваи в грунте.

Несущая способность буровых свай, устраиваемые под глинистым раствором определяется размерами устраиваемой скважины и условиями заполнения скважины бетонной смесью. Процесс бурения скважины состоит из двух основных фаз: разрушения грунта на забое скважины и транспортирования его на поверхность. Под действием усилия подачи бур внедряется в грунт, а под действием окружного усилия частицы грунта отделяются от забоя. При вращении долота шарошки перекатываются по забою, опираясь, каждая из них на грунт то одним, то двумя зубьями. Одновременно в контакте с грунтом забоя находится несколько зубьев шарошки (рисунок 4.2).

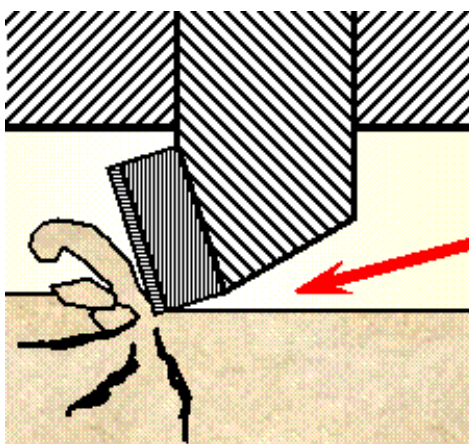


Рис. 4.2.Схема резания грунта на забое скважины породоразрушающего инструмента (трехшарошечного долота)

Работа такой сваи определяется условиями нагружения в составе свайного фундамента, при этом формирующими несущую способность факторами являются трение по боковой поверхности и сопротивление грунта по острию сваи. Сама технология не подразумевает какого –либо специального уплотняющего воздействия на околосвайный грунтовый массив, что определяет невысокие показатели расчетных значений несущей способности сваи.

Исходя из рассмотрения процесса формирования скважины для устройства буровой сваи, несущая способность сваи определяется работой боковой поверхности сваи и сопротивлением острия. СП 24.13330.2021 определяет использование коэффициента условий работы сваи по боковой поверхности  $\gamma_{cf}$ , который зависит от способа устройства сваи, а конкретно, от условий бетонирования ее под водой или под глинистым раствором, что позволяет принимать для всех разновидностей грунтов этот коэффициент равным  $\gamma_{cf}= 0,6$ . Данный коэффициент отражает технологические риски изготовления сваи в слабых грунтах и неопределенность контакта бетонной конструкции и грунтового массива.

На практике, несущая способность буронабивной сваи, устраиваемой под защитой глинистого раствора, определяется длиной заделки в прочные грунты основания (как

правило, это- моренные суглинки тугопластичной, полутвердой или твердой консистенции), что при испытании статической нагрузкой показывает расчетную недооцененность значения несущей способности свай от 30 до 180%. Это указывает на несовершенство аналитического метода расчета.

В практике буровых технологий в строительном производстве с середины 90-х годов прошлого века активно стало использоваться бурение скважин для устройства свай с помощью коротких полых (проходных) шнеков. Этому послужили возможности применяемого для данных целей инженерно-геологического оборудования (машин ПБУ-50, ЛБУ-50, УРБ 2А2, СБУ-100). Шнековое бурение – разновидность вращательного бурения. Особенность данного метода бурения заключается в том, что процесс углубления скважины и удаления разрыхлённого грунта шнеком в нем совмещены. При одновременном и непрерывном приложении к буру этих усилий грунт разрушается и отделяется от забоя в виде спиральных стружек. Забурник, врезаясь в грунт, образует в нем направляющее отверстие и обеспечивает первоначальное центрирование всего бура. Затем вступают в работу резцы, расположенные на траверсах шнекового бура, и срезают грунт каждый по своему следу пути вращения (рис. 4.3). Срезанные частицы грунта увлекаются во вращение силами трения о поверхность шнекового бура и попадают на нижние витки (лопасти) шнека.

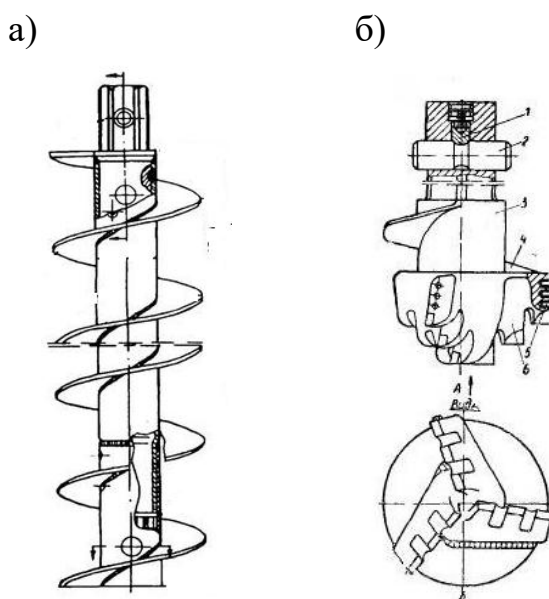


Рис. 4.3. Вид шнековой колонны (а) и схема бурового лопастного долота шнека (б)

Движущиеся по поверхности шнека частицы грунта при длине шнека, равной или большей глубины скважины, достигают ее устья, разбрасываются под действием центробежной силы на небольшое расстояние и образуют вокруг устья валик. При длине шнека, меньшей глубины скважины, частицы грунта скапливаются на лопастях шнека, затем, при его заполнении, бур извлекается на поверхность, ему сообщают ускоренное вращение и за

счет центробежной силы грунт сбрасывается с бура. Механизм транспортировки грунта на поверхность при бурении в слабых грунтах имеет особенность, при которой в зависимости от скорости вращения шнековой колонны, усилия подачи бурового инструмента, вида разбуриваемого грунта объем извлекаемого разрыхленного грунта может значительно превышать физический объем устраиваемой скважины. Такое явление наблюдается в водонасыщенных грунтах, обладающих плавунными свойствами и имеющими низкие прочностные показатели. В связи с указанным, применение шнекового бурения в слабых грунтах не рекомендуется.

Устройство свай под защитой обсадной трубы формирует скважину за счет внедрения в грунт инвентарной обсадной трубы, имеющей в нижней части буровую коронку с режущие кромками, что обеспечивает минимальное воздействие на слабые грунты. После погружения трубы на определенную глубину, как правило, это несколько метров, производят экскавацию грунта из скважины. Для этого используются короткие шнеки или ковшебуры. После достижения проектной отметки, выполняется бетонирование скважины с использованием бетонолитных труб с заполнением бетонной смесью с забоя скважины к устью (снизу – вверх), после чего инвентарные обсадные трубы последовательно извлекаются.

Как мы видим, воздействие на грунтовый массив при устройстве свай под защитой обсадной трубы является минимальным, то есть щадящим. Это определяет безопасность указанного метода при выполнении свай в непосредственной близости от зданий и влияет на несущую способность устраиваемой свай.

Автором проведены исследования, показывающие, что изменение несущей способности буровых свай происходит во времени за счет эффекта «засасывания». На площадке строительства ТРЦ галерея были выполнены буровые сваи под защитой обсадной трубы длиной 25,0 м и диаметром 620 мм, на которые сначала предполагалась расчетная нагрузка 150 тн. При приостановке работ и изменении проекта потребовалось увеличение нагрузки на уже выполненные сваи. Сваи были испытаны через 7 лет. Испытания показали, что несущая способность увеличилась в два раза.

Значительным эффектом уплотнения околосвайного пространства при устройстве набивных свай обладают технологии устройства свай без выемки грунта методом вытеснения. В предыдущих разделах показан механизм проводимых исследований с определением зоны влияния и зоны уплотнения вокруг таких свай. Уплотнение грунтового массива позволяет повысить значение несущей способности как расчетное, так и фактическое.

Несущая способность свай вытеснения определяется значениями сопротивления грунта под острием и по боковой поверхности. При этом значение сопротивления под острием возрастает по отношению к обычной буровой свае в несколько раз, трение по боковой

поверхности также выше за счет механизма воздействия на грунтовый массив при формировании скважины с использованием наконечника или раскатчика. Для проектирования свай DDS разработано СТО, которое определяет условия проектирования, изготовления и контроля данных свай.

Проведенный анализ сопоставления удельных несущих способностей свай, выполненных в грунте по различным технологиям ( $N_{св}/V_{св}$ ) показал значительное их значительное превышение над теми же значениями вычисленными по существующим нормативным документам ( $N_{св}/V_{св}$ )<sub>СП</sub>, в частности, СП 24.13330.2021 (таблица 4.1).

Таблица 4.1.

**Сопоставление удельной несущей способности свай, выполненных в грунте**

№ п/п	Вид технологии изготовления свай	Кол-во рассмотренных свай	Удельная несущая способность ( $N_{св}/V_{св}$ )	Рассчитанная Удельная несущая способность ( $N_{св}/V_{св}$ ) <sub>СП</sub>	% отношения ( $N_{св}/V_{св}$ )/( $N_{св}/V_{св}$ ) <sub>СП</sub>
1.	Устройство свай под защитой глинистого раствора	816	17,69	16,55	1,069
2.	Устройство буронабивных свай под защитной трубой	380	15,09	12,89	1,171
3.	Устройство свай по технологии DDS	1050	20,19	16,38	1,232
4.	Устройство свай по технологии Double Rotary	275	18,32	15,18	1,207
5	Устройство свай по технологии Fundex	718	16,31	13,41	1,216
6	Устройство свай по технологии SFA (НПШ)	3620	18,43	15,83	1,164

Для оценки деформирования зданий окружающей застройки от влияния строительства в непосредственной близости от них встроек или пристроек на сваях используются расчетные геотехнические программы, позволяющие выполнить численное моделирование изменения напряженно-деформированного состояния массива грунта и деформации зданий в зоне влияния строительных работ.

В качестве примера оценки влияния строящегося здания на сваях на здания окружающей застройки рассмотрим устройство свайного основания на объекте ТРК в г. Санкт-Петербурге.

В инженерно-геологическое строение площадки строительства представлено характерным для центральной части города напластованием грунтов: с поверхности залегают насыпные грунты, которые ниже подстилаются озерно-морскими отложениями ( $m_{i,IV}$ ),

представленными песками пылеватыми, супесями пластичными и суглинком текучепластичным, затем по глубине залегают озерно-ледниковые отложения ( $lg_{III,b}$ ), под которыми залегают моренные отложения ( $g_{III,LZ}$ ). Моренные отложения подстилаются коренными верхнепротерозойскими породами. Гидрогеологические условия площадки характеризуются наличием двух водоносных горизонтов подземных вод.

Значения нормативных характеристик приведены в таблице (см. Приложение).

Для определения степени влияния на соседнюю застройку выполнено геотехническое обоснование строительства многофункционального торгово-развлекательного центра методом численного анализа с использованием специализированной программы «PLAXIS».

В зону влияния реконструируемого здания многофункционального торгово-развлекательного комплекса попадают два существующих 4-х и 5-и этажных здания, примыкающие к площадке строительства. Здания по состоянию обследованных конструкций относятся к III категории технического состояния (по ТСН 50-302-2004). Для данной категории зданий предельное ограничение дополнительной осадки – 20 мм, дополнительного перекося – 0,0007, дополнительного крена – 0,002.

С целью оценки геотехнической ситуации рассмотрим основные факторы, которые могут привести к развитию деформаций строящегося здания и здания, находящихся в зоне влияния от строительства (рисунок 4.4). К этим ним, прежде всего, относится наличие в основании строящегося здания значительной по мощности толщи слабых грунтов. В основании строящегося здания залегают слабые глинистые грунты: пылеватые супеси ИГЭ-3 ( $E=4,0$  МПа), ИГЭ-6 ( $E=9,4$  МПа) и суглинок ИГЭ-4 ( $E=7,9$  МПа) и ИГЭ-5 ( $E=5,5$  МПа). Мощность слабых грунтов в основании здания составляет 15-18 м. Эти грунты обладают значительной сжимаемостью, малой водопроницаемостью. Большие неравномерные осадки основания за счет дополнительного нагружения могут продолжаться длительное время-десятилетия и даже столетия. Слабые грунты обладают повышенной чувствительностью к нарушению природной структуры, что оказывает влияние на увеличение их деформируемости и снижению прочностных характеристик.

В основании существующих зданий залегают пылеватые пески ИГЭ-2 ( $E=14,5$  МПа,  $e=0,728$ ), которые по значению коэффициента пористости можно классифицировать, как средней плотности. Указанные грунты при динамическом воздействии способны переходить в плавунное состояние и доуплотняться.

Для построения конечно-элементной модели массива грунта использованы результаты инженерно-геологических изысканий на площадке. Расчетная глубина массива принята 46,0 м. Отметка верха расчетной области рассматриваемого массива принята на отметке дневной поверхности земли. Площадь опирания ростверка на грунт на уровне низа подвала – 1936 м<sup>2</sup>,

Общий вес здания без учета веса свай – 39 000 тонн, толщина плиты ростверка – 0,5 м. Количество свай в свайном фундаменте – 219 свай (рисунок 4.5). Расчетная нагрузка, передаваемая на сваю - 235,0 тн.

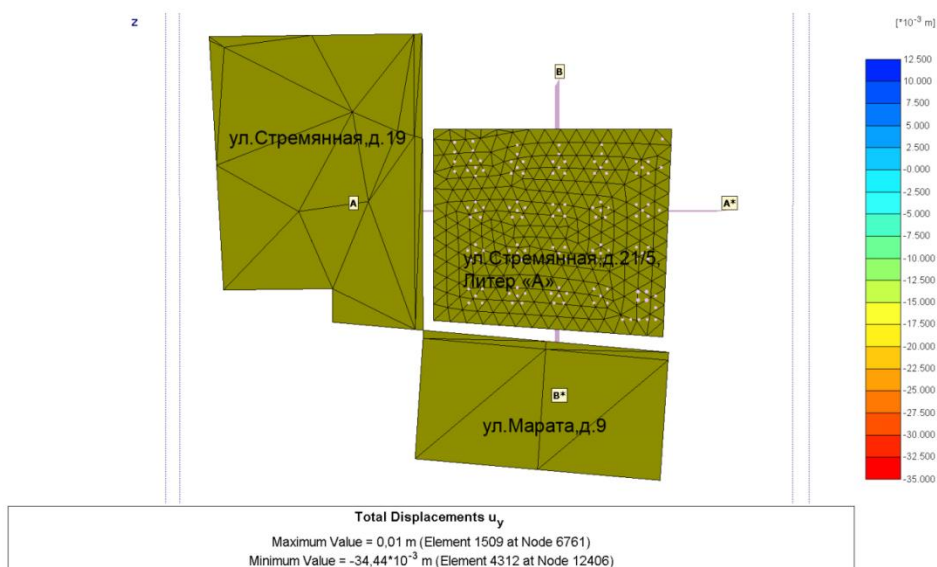


Рис.4.4. Схема расположения строящегося и соседних зданий

По результатам полевых испытания грунтов сваями, при опирании сваи на суглинок легкий пылеватый с гравием и галькой, полутвердый – ИГЭ-7 ( $E=20,7$  МПа), несущая способность сваи диаметром 550 мм, расчетная нагрузка 235 тн была подтверждена.

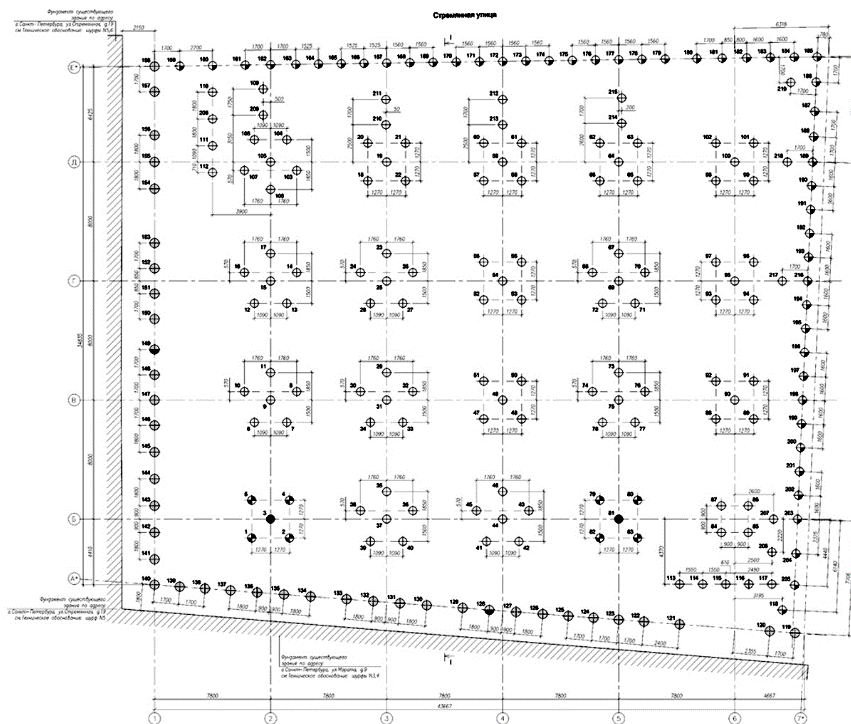


Рис.4.5. Свайное поле

Результаты расчета показали, что основная часть осадки накапливается за счет деформирования пылеватого суглинка с гравием и галькой – ИГЭ-7( $E=20,17$  МПа), на который опирается свайный фундамент (рисунки 4.6 и 4.7). При этом преобладает сдвиговой механизм развития осадки. В связи с этим важным параметром грунтов основания свайного фундамента является модуль сдвига. Максимальное вертикальное перемещение в активной зоне (осадка) свайного фундамента составила 3,45 см (рисунок 4.6)

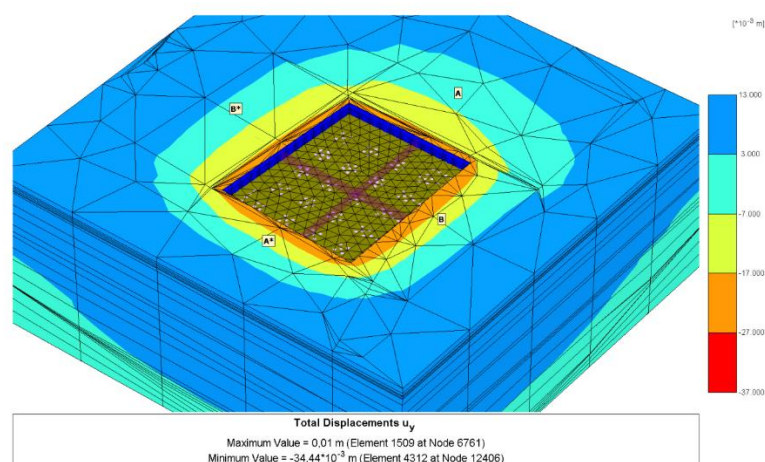


Рис. 4.6. Изолинии вертикальных перемещений расчетной области

Моделирование свайного фундамента строящегося здания с использованием программного комплекса 3D Foundation показано на рисунок 4.7.

Анализ результатов расчета напряженно-деформированного состояния системы «основание-фундамент» показал, что:

- максимальные вертикальные перемещения (осадка) на уровне низа ростверка строящегося здания многофункционального торгово-развлекательного комплекса составила 3,45 см;

- общая картина вертикальных перемещений (осадки) расчетной области приведена на рис. 4.7 и 4.8. В местах непосредственного примыкания существующих зданий к площадке строительства расчетная осадка оказалась 1,7 см. Данное обстоятельство требует при выполнении геотехнических работ по устройству свай минимизировать или исключить их технологическое влияние на существующую застройку, что должно найти отражение в проекте производства работ по последовательности и обеспечению мероприятий по исключению технологического влияния.

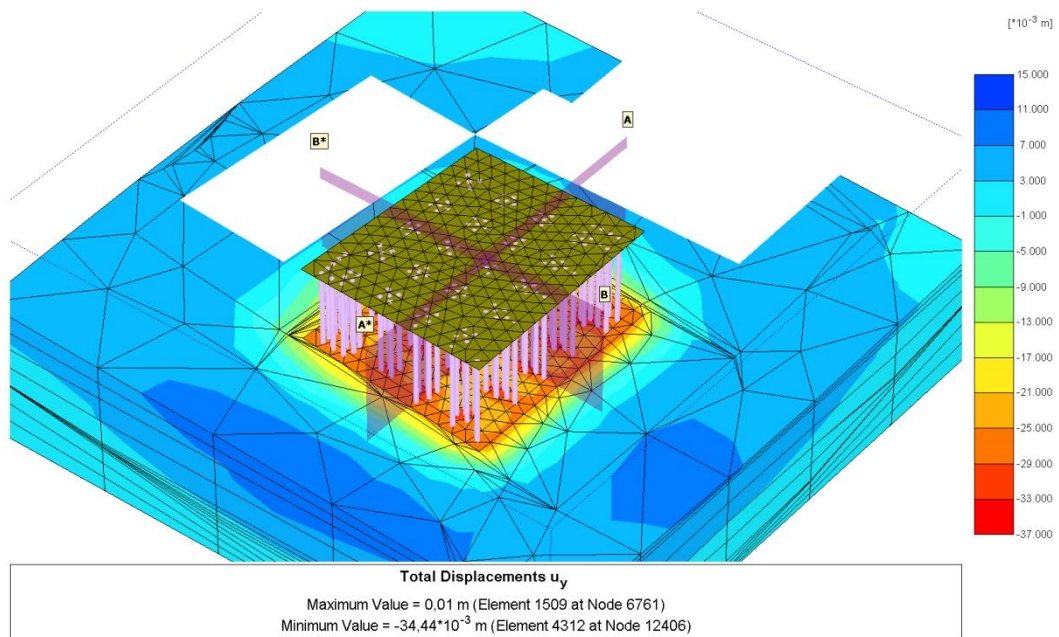


Рис. 4.7. Моделирование свайно-плитного фундамента с использованием PLAXIS 3D

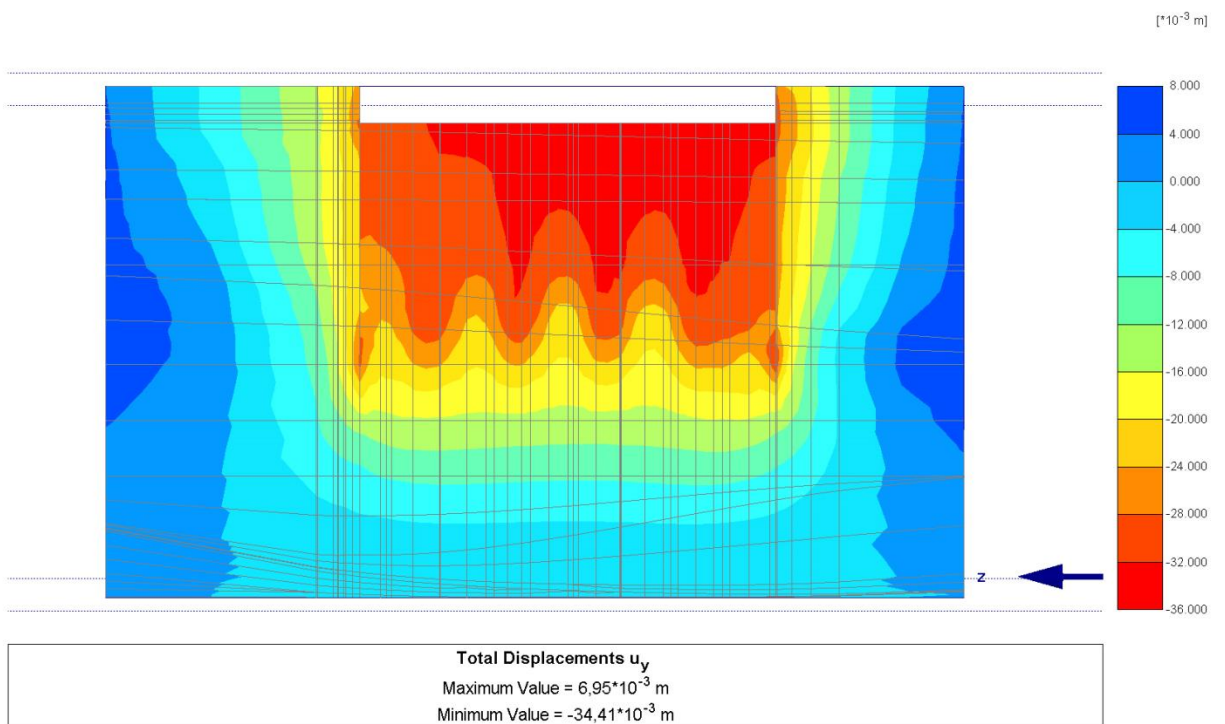


Рис.4.8.Изолинии вертикальных перемещений. Разрез В-В

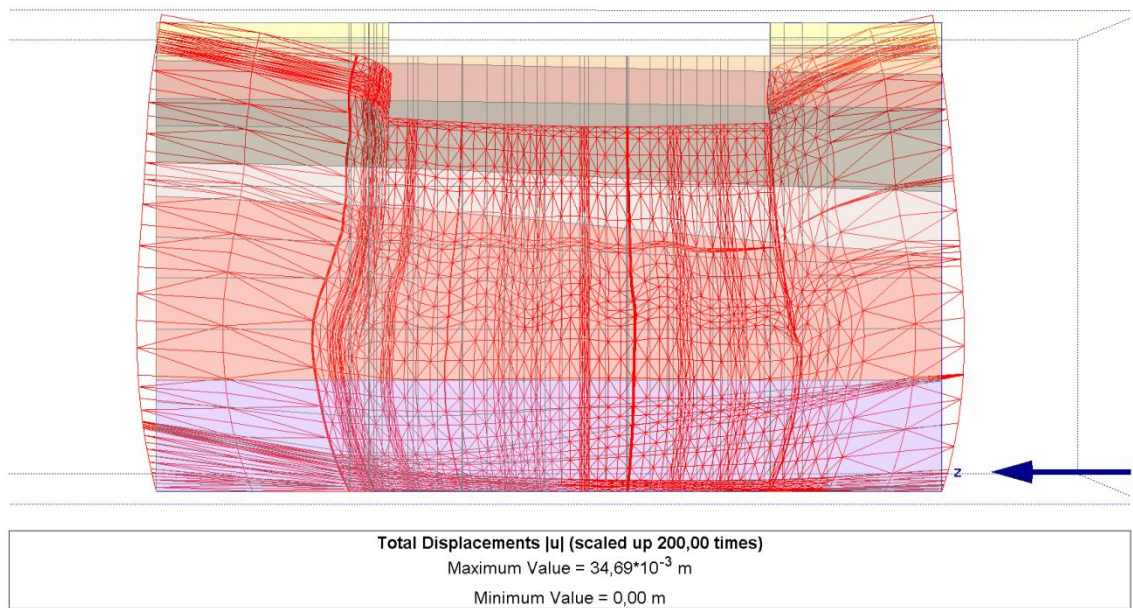


Рис.4.9. Поперечный разрез расчетной области. Схема деформирования. Разрез В-В

- максимальные вертикальные перемещения (осадка) оснований существующих зданий, примыкающих к площадке строительства составили 1,70 см (рисунок 4.10)

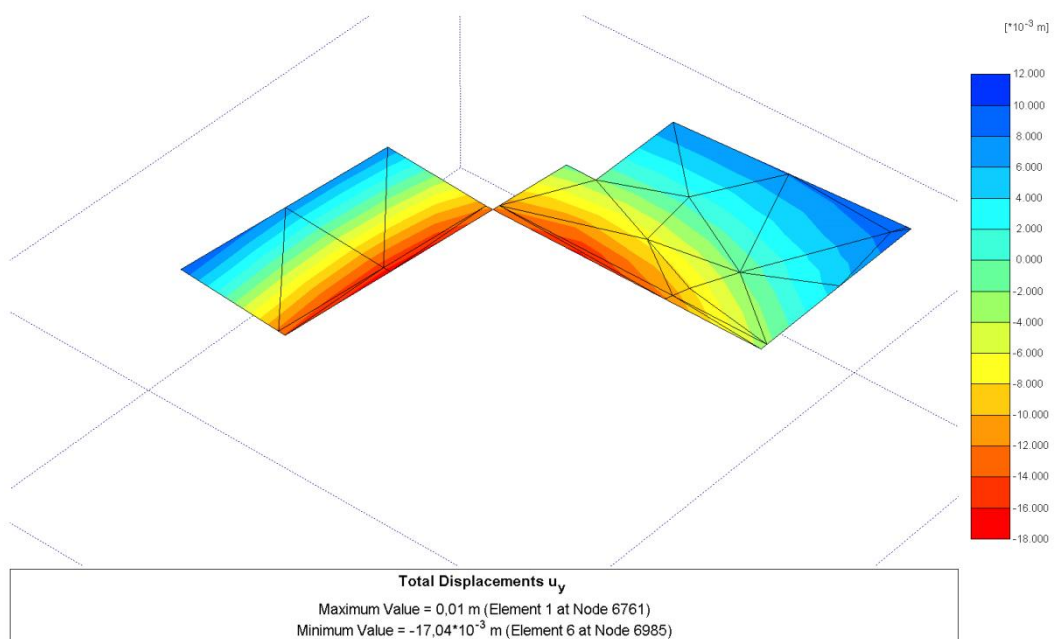


Рис. 4.10. Изолинии вертикальных перемещений (осадка) существующих зданий

Зона влияния (схема деформирования) строящегося здания на существующие здания приведена на рисунок 4.11.

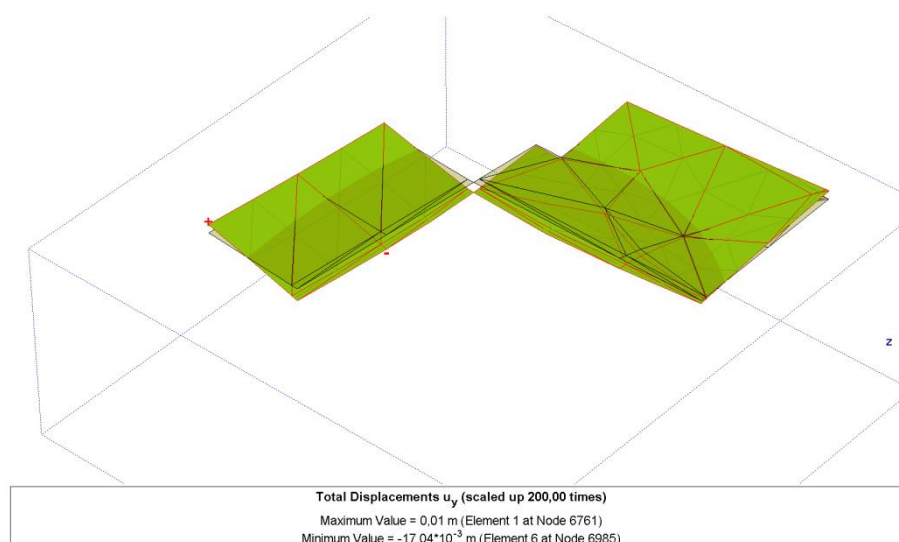


Рис.4.11. Схема деформаций фундаментов существующих зданий из-за влияния нового строительства

Приведенный пример подтверждает, что для определения возможного влияния на окружающую застройку от строящегося здания на свайных фундаментах в практике геотехнического проектирования может обоснованно использоваться численный подход на основе программного комплекса PLAXIS 3D Foundation.

В таблице 4.2, предложенной автором, приведена классификация причин возникновения неравномерных осадок свайных фундаментов при новом строительстве и при реконструкции. Рассмотрены три группы причин: влияние инженерно-геологических условий, ошибки проектирования, нарушения и отклонения при выполнении строительно-монтажных работ. В таблице не рассматриваются причины возможного возникновения неравномерных осадок свайных фундаментов в эксплуатационный период здания.

Таблица 4.2

**Основные причины возникновения неравномерных осадок зданий на свайных фундаментах при новом строительстве и при реконструкции**

№ группы	Группа причин	Обусловленность причин	Внешние проявления
1	2	3	4
1.	<b>Влияние инженерно-геологических условий</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- недостаточная изученность геологического строения площадки;</li> <li>- отсутствие достоверных характеристик грунтов, назначенных без проведения полевых и лабораторных исследований;</li> <li>- недоучет влияния слоев слабого грунта на несущую</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- образование крена, искривление несущих конструкций;</li> <li>- появление трещин в несущих конструкциях;</li> <li>- незатухающие прогрессирующие осадки отдельных участков сооружения;</li> <li>- появление незатухающих</li> </ul>

		<p>способность сваи (возникновение отрицательного трения);</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- недоучет влияния прослоев и слоев грунта с высокими прочностными характеристиками (которые создают трудности при погружении свай), подстилаемых слабыми грунтами;</li> <li>- изменение гидрогеологического режима (понижение, повышение УПВ), изменение физико-механических характеристик;</li> <li>- недоучет степени воздействия на несущие конструкции агрессивных подземных вод или промышленных стоков.</li> </ul>	<p>осадочных деформаций (просадки) колонн в складских и промышленных зданиях при размещении вокруг них складываемой продукции (проявление отрицательного трения);</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- локальное появление трещин в местах наиболее интенсивного развития процессов разрушения материала свай или ростерков (деревянных или железобетонных);</li> <li>- прочие.</li> </ul>
2.	<b>Ошибки проектирования</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- неправильная оценка материалов изысканий;</li> <li>- неправильное назначение прочностных характеристик несущего слоя при неполном инженерно-геологическом обследовании площадки строительства или реконструкции;</li> <li>- не предусмотренные проектом случаи повышения нагрузок (особенно динамических) на свайные фундаменты;</li> <li>- несоблюдение безопасных условий производства работ вблизи существующих зданий на сваях (устройство глубоких котлованов без ограждения, отсутствие разделительного шпунта, динамическое воздействие от погружения шпунта и свай);</li> <li>- отсутствие конструктивных и защитных мероприятий железобетонных конструкций свайных фундаментов от воздействия агрессивных подземных вод.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- наличие кренов;</li> <li>- возникновение сплошных трещин в несущих конструкциях, появление отклонений конструкций от вертикали (и з плоскости);</li> <li>- локальное трещинообразование в несущих конструкциях в локальных местах участков перегруженных свайных фундаментов;</li> <li>- появление трещин в перемычках, в межколонных простенках, отслоение штукатурки; образование трещин в стыках панелей;</li> <li>- отслоение бетона, снижение плотности и прочности бетона, наличие мест коррозии.</li> </ul>
3.	<b>Нарушения технологических требований и отклонения от проектных решений при выполнении СМР</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- недопогружение свай до проектной отметки;</li> <li>- несущая способность не соответствует проектному значению;</li> <li>- сверхнормативные отклонения от проекта местоположения свай в плане;</li> <li>- наличие сверхнормативного наклона свай;</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- появление крены;</li> <li>- неравномерные деформации построенного здания;</li> <li>- наличие трещин в несущих конструкциях;</li> </ul>

		<ul style="list-style-type: none"> <li>- наличие «шеек», наличие каверн и участков непробетонирования по длине сваи;</li> <li>- несоблюдение защитного слоя арматурного каркаса;</li> <li>- наличие трещин в голове сваи;</li> </ul>	
--	--	--	--

#### **4.2. Особенности применения свай и свайных фундаментов в условиях плотной городской застройки на слабых грунтах**

Значение свайных фундаментов на слабых грунтах невозможно переоценить. Это сегодня практически самый распространенный способ фундирования в условиях плотной городской застройки с точки зрения минимизации влияния на здания окружающей застройки. В силу технологичности и высокой степени надежности, они получили широкое распространение как в отечественной, так и зарубежной практике фундаментостроения. Во многих строительных ситуациях, свайные фундаменты представляют собой единственный способ устройства фундаментов в сложных строительных и инженерно-геологических условиях.

Действенным конструктивным техническим решением устройства фундаментов, позволяющим минимизировать воздействия на окружающую застройку от постоянного статического воздействия на грунты основания от нагружения массива весом нового или реконструируемого здания, являются свайные фундаменты. Свайные фундаменты позволяют передавать нагрузку от здания и сооружения на грунты опорного слоя, назначение которого при проектировании определяется в основном расчетным способом. Практика наблюдения за осадками зданий при строительстве в застроенной части города подтверждает, что при использовании свайного фундамента под новое здание, строящегося рядом с существующими, являются наиболее эффективной мерой по снижению дополнительной осадки соседних сооружений. При этом решении важным является выбор технологии выполнения свай.

Опыт строительства и реконструкции последних 20 лет в условиях плотной городской застройки в городах Москве и Санкт-Петербурге свидетельствует, что при работах нулевого цикла здания соседней застройки получают зачастую бóльшие деформации, чем при статическом нагружении фундаментов новых зданий или догрузении реконструируемых.

Для исключения такого влияния, строящиеся объекты все чаще проектируют на свайных фундаментах, а фундаменты зданий соседней застройки усиливают буроинъекционными сваями, либо выполняют комплекс защитных мероприятий в виде разделительных стен, геотехнических барьеров, применения компенсационного инъекционного инъецирования. Так, по опыту работы, в центральной части Санкт-

Петербурга, чтобы прорезать грунты надморенной толщи и передать нагрузку на малосжимаемые подстилающие грунты, необходимо устраивать сваи длиной от 20 до 35 м.

До начала 1990-х гг. основным типом свайных фундаментов являлись фундаменты из призматических железобетонных свай заводского изготовления, погружаемых забивкой. Их применение при строительстве новых сооружений в непосредственной близости от существующей застройки приводило к серьезному разрушительному влиянию на все здания, оказывающиеся на расстоянии до 30 м. Многочисленные аварии и повреждения соседних зданий старой застройки при забивке вблизи них свай вынуждали проектировщиков и строителей искать и внедрить более щадящие технологии.

В результате, это привело к полному отказу от использования метода забивки в условиях плотной городской застройки. Уже с середины 60-х годов стала разрабатываться и в середине 80-х годов получила широкое использование технология вдавливания свай (А.Гайдо В.Верстов). С конца 80-х годов в строительную практику стали широко внедряться новые технологии изготовления свай в грунте, что изложено в (Мангушев Р.А., Ершов А.В., Осокин А.И., 2010)

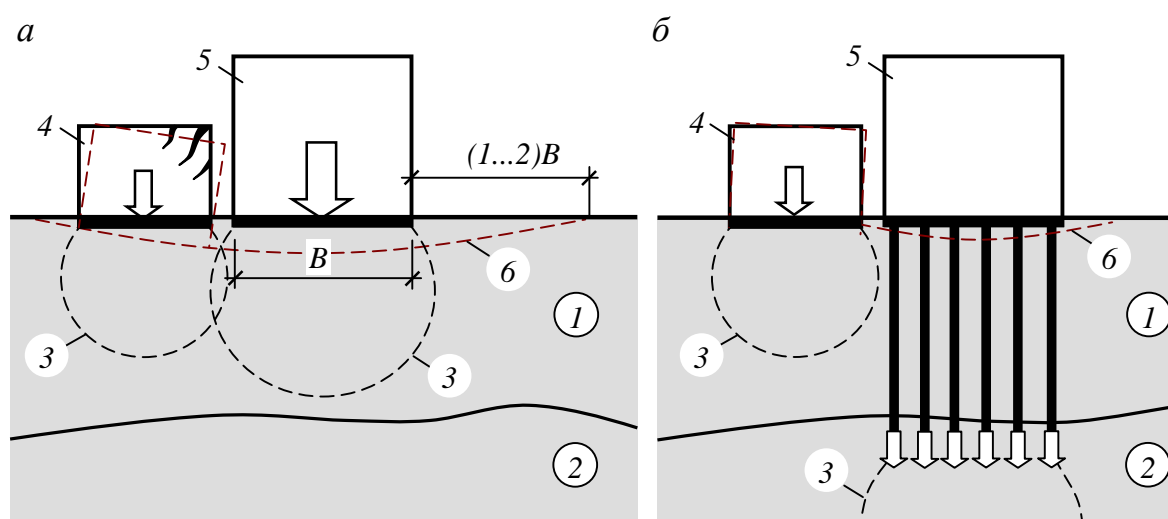


Рис. 4.12. Схемы влияния на существующее здание нового здания на плитном фундаменте (а) и свайном фундаменте (б): 1 – среднесжимаемый грунт; 2 – малосжимаемый грунт; 3 – зона развития напряжений; 4 – существующее здание; 5 – возводимое здание; б – воронка оседания поверхности, вызванная нагружением фундамента нового здания (Мангушев Р.А., Ершов А.В., Осокин А.И., 2010).

Так, при наличии прослоев плотного грунта или при необходимости погружения в моренные отложения предварительно используют лидерное бурение. Оно выполняется, как правило, шнековым бурением, а в определенных случаях - вращательным бурением под глинистым раствором или водой (при этом в качестве рабочего органа используется трехшарошечное долото).

Все свайные технологии, используемые в плотной городской застройке, можно разделить на три группы: заглубление свай с извлечением грунта, без извлечения грунта и с частичным извлечением грунта.

Широкое распространение при строительстве зданий в плотной городской застройке получили технологии буровых и набивных свай. При небольших нагрузках на сваи строящегося здания и для усиления фундаментов зданий при реконструкции и в качестве превентивного усиления используются буроинъекционные сваи. (рисунок 4.13).

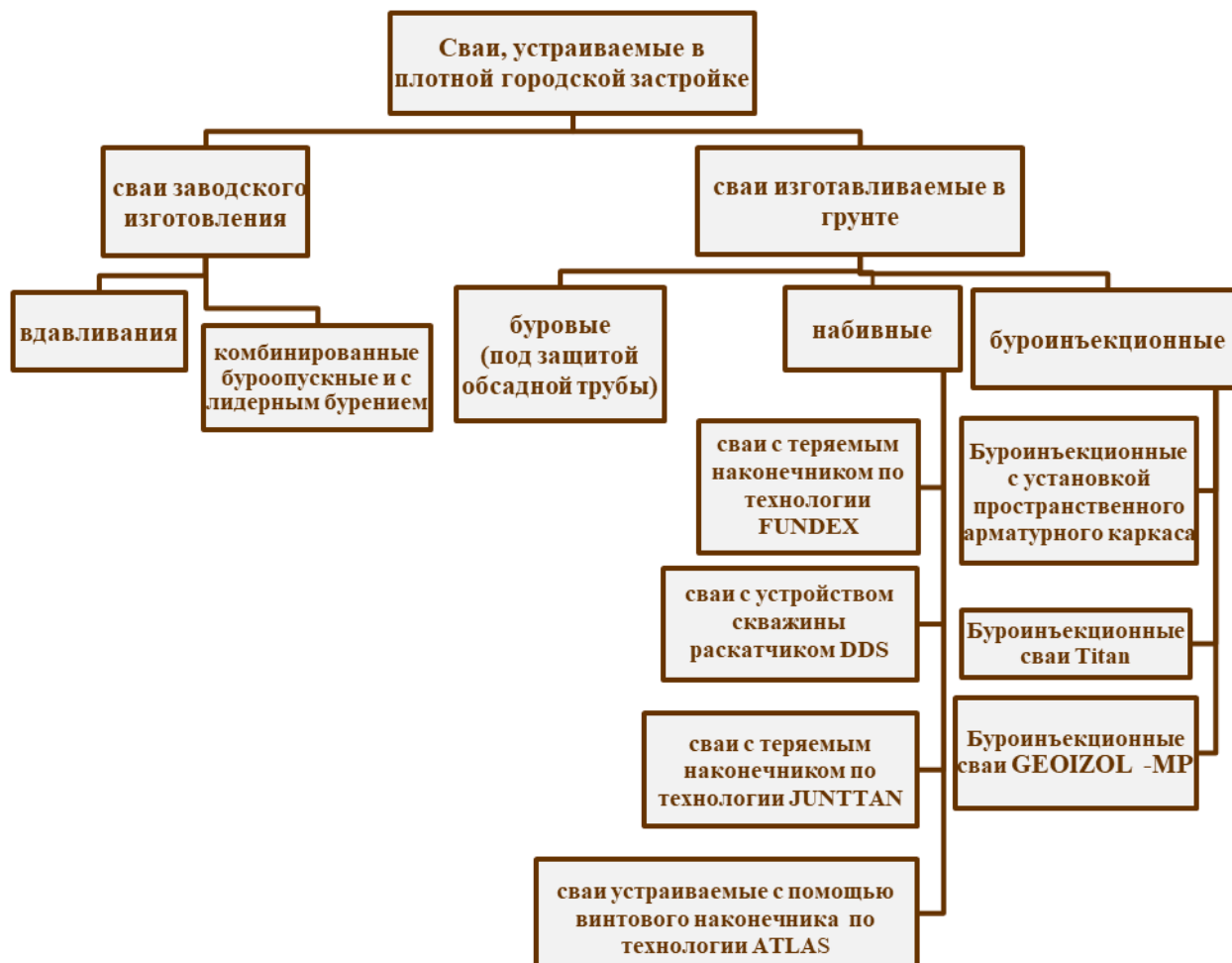


Рис.4.13. Технологии устройства свай, применяемые в условиях плотной городской застройки

В современных условиях городского строительства используются следующие технологии изготовления и устройства свай (данные получены в результате Нами проведен анализ опыта геотехнического строительства на 64 объектах, позволивший выявить приоритетов применения различных технологий устройства свай в Санкт-Петербурга, на площадках, характеризующихся большой толщиной слабых грунтов (Рисунок 4.14)

Наиболее распространенными типами свай при проектировании и строительстве фундаментов пристраиваемых зданий являются:

а) Предварительно изготовленные железобетонные сваи, погружаемые вдавливанием (рисунок 4.14). В слабых грунтах погружение предварительно-изготовленных железобетонных свай с использованием вибрационных технологий при помощи высокочастотных вибраторов не применимо в связи с высокими рисками влияния на существующую застройку. Погружение свай забивкой в застроенной части города Санкт-Петербурга запрещено на административном уровне.

б) Сваи, выполняемые в грунте, имеют многочисленные модификации в зависимости от способа бурения скважин, крепления ствола, геометрических размеров, состава применяемого бетона и т.д. (рисунок 4.14) занимают значительную долю рынка (82,8%), при этом анализ показывает, что в силу технологических достоинств и экономической привлекательности 67,2% занимают набивные сваи, устраиваемые с вытеснением грунта.

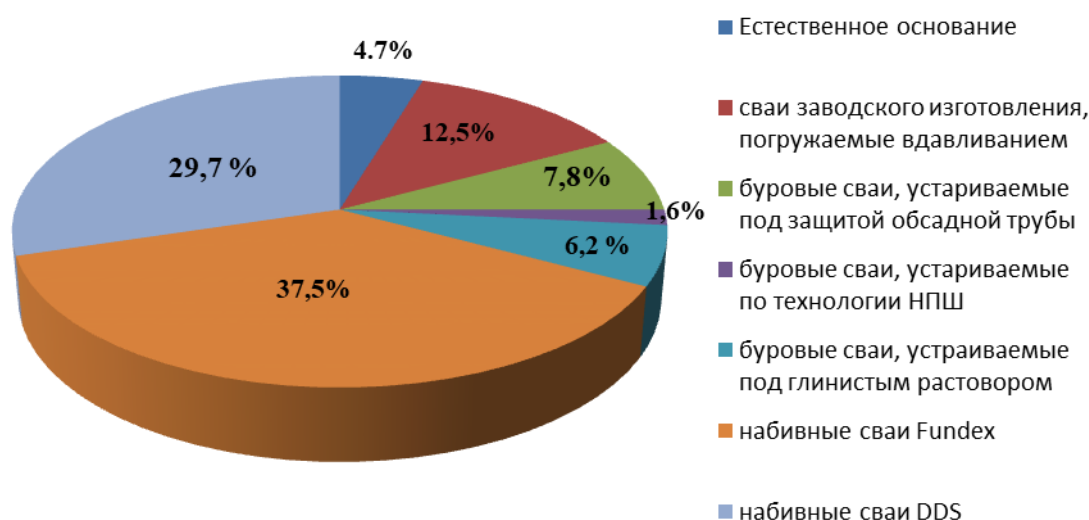


Рис. 4.14. Использование различных типов фундаментов для нового строительства в условиях плотной городской застройки на слабых грунтах (Санкт-Петербург, 64 строительные площадки)

#### **Сваи, погружаемые вдавливанием.**

С середины 1980-х гг. в Главленинградстрое («Трест № 28») стали использовать самоходную сваевдавливающую установку УСВ-80 (120,160) на базе гусеничного экскаватора ЭО-6122, разработанную ВНИИГС, НИИОСП им. Герсеванова совместно с ОАО «Пролетарский завод» и другими организациями (рисунок 4.15).

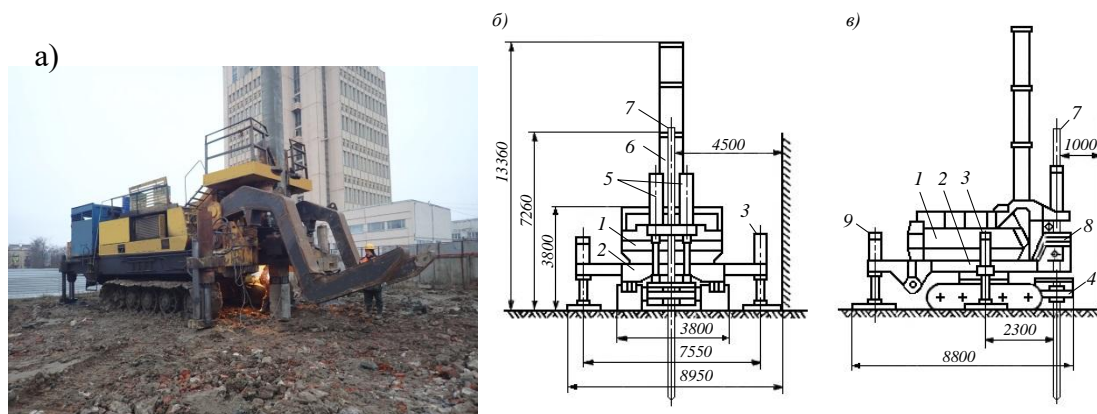


Рис. 4.15. Сваевдавливающая установка УСВ-120 (160): а – общий вид; б – вид спереди; в – вид сбоку; 1 – ходовая тележка экскаватора ЭО-6122; 2 – рама; 3 – аутригер боковой; 4 – механизм зажима; 5 – гидравлический цилиндр вдавливания свай; 6 – мачта; 7 – свая; 8 – пригруз; 9 – аутригер задний

С 2008 г. на строительных площадках вдавливание свай осуществляется с использованием гидрофицированных сваевдавливающих установок шагающего типа производства КНР «Starke» и «Sunward» (рисунок 4.16), предназначенных для вдавливания призматических свай, металлических профилей, труб и шпунта. Модификации сваевдавливающих установок, представленных на рынке Санкт-Петербурга имеют максимальное вдавливающее усилие 3600 кН с использованием пригруза. Передача вдавливающего усилия на сваяю производится по боковой поверхности

Возможности использования указанных установок для устройства свайных оснований в условиях плотной городской застройки определяются их габаритами. В так называемых «мертвых зонах» (Верстов В.В., Гайдо А.Н. и др., 2018) [34], где исключена возможность устройство свай вдавливанием, предполагается устройство буронабивных свай под защитой глинистого раствора. Для беспрепятственного перемещения установки необходимо выполнять вертикальную планировку площадки и строго соблюдать технологическую последовательность погружения свай. В противном случае могут возникнуть сложности с передвижением установки к пропущенным сваям.

При выборе установки для статического вдавливания учитывают конструкцию свай, требуемое вдавливающее усилие и стесненность строительной площадки по площади и по высоте.

Для погружения свай вдавливающее усилие должно превышать несущую способность грунтового основания свай  $F_d$ , определяемую расчетным методом по СП 24.13330.2011, в 1,4 раза для глинистых грунтов и в 1,9 раза – для песчаных грунтов.

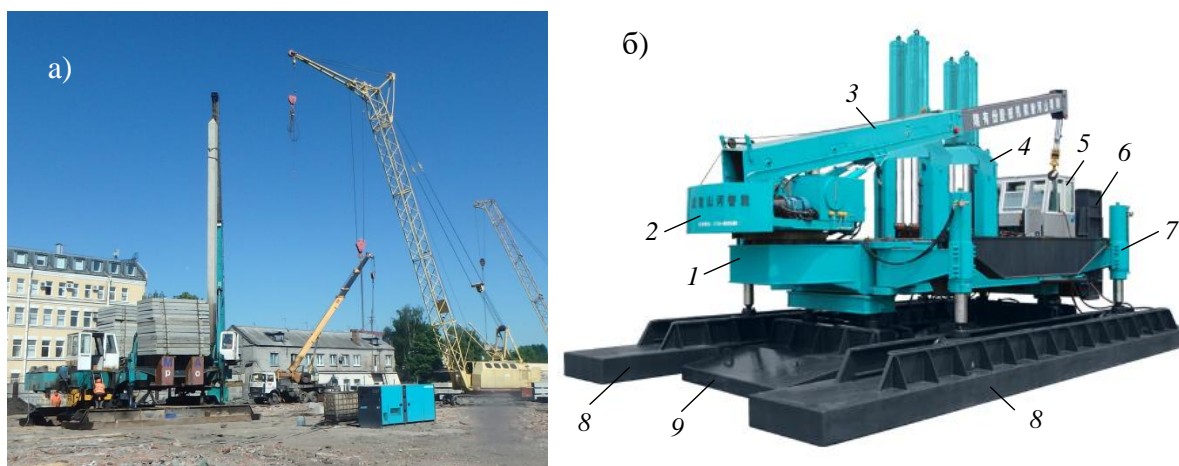


Рис. 4.16. Вдавливающая установка «Sunward» (КНР): а) общий вид в работе с пригрузом; б) 1 – платформа установки; 2 – поворотная площадка со стрелой и кабиной крановщика; 3 – телескопическая стрела; 4 – центральный вдавливающий механизм; 5 – кабина оператора; 6 – торцевой вдавливающий механизм; 7 – боковой аутригер; 8 – опорная балка с продольной рельсовой направляющей; 9 – опорная плита с поперечной рельсовой направляющей

Во время погружения свай контролируются усилие зажима и вдавливания, вертикальность и глубина погружения сваи.

Современные сваевдавливающие установки оборудуются бортовыми компьютерами или принтерами, которые позволяют вести непрерывный контроль усилия вдавливания и глубины погружения сваи.

**Достоинствами** технологии погружения свай вдавливанием являются:

- высокие качество ствола сваи и точность погружения, что обусловлено применением свай заводской готовности;
- незначительные (по сравнению с забивными сваями) динамические нагрузки как на сваю, так и на окружающие здания и сооружения;
- низкий уровень шума за счет использования установок с электрогидравлическим приводом;
- возможность непрерывного контроля усилия вдавливания, а следовательно, и оценки несущей способности погружаемой сваи.

**К недостаткам** метода вдавливания свай заводского изготовления с организационно-технологической точки зрения можно отнести:

- сложность создания большого по величине вдавливающего усилия;
- необходимость устройства временных дорог из железобетонных плит для перемещения по площадке сваевдавливающей установки, обладающей огромным весом;

- ограничение применимости метода при определенных грунтовых условиях, в частности, в слоях грунта, содержащих крупные твердые включения, в песках плотных и средней плотности, а также в глинистых грунтах твердой и полутвердой консистенции;

- необходимость обеспечения стройплощадки источником электроэнергии значительной мощности (до 200 кВт), что в построечных условиях требует использования автономного источника электроэнергии (дизельгенератора);

- возможные динамические воздействия на окружающий массив при прохождении свай через плотные грунты;

Для данной технологии можно указать следующие возможные **геотехнические риски по качеству изготовления свай:**

- недопогружение свай до проектной отметки;

- возможное отклонение или смещение от проектного местоположения как в плане уже вдавленных свай, так и по высоте из-за выпора свай за счет последующего воздействия при массовом вдавливании свай или откопке котлована;

- несоблюдение вертикальности;

- разрушение стыка свай при погружении

- в грунтах с ленточной текстурой погружение свай может привести к дополнительным деформациям основания и фундаментов зданий, расположенных на расстоянии до 3 м и выпор грунта с поднятием ранее выполненных свай.

Для уменьшения сопротивления грунта вдавливанию свай используется способ погружения с подмывом, метод предварительного рыхления грунта или бурения лидерных скважин диаметром меньше размера погружаемых свай. В частности, один из таких методов был использован на объекте по ул. Шпалерной, д. 50 (Мангушев Р.А., 2007) при погружении 28-метровых свай с поперечным сечением 35х35 см вблизи существующих зданий, имеющих трещины в ограждающих конструкциях. Грунтовые условия площадки характеризовались как неблагоприятные из-за сильной сжимаемости и тиксотропности грунтов. В пылеватых супесях и суглинках встречались прослойки гравелистых песков с валунами и полутвердых супесей.

При погружении свай с помощью несамоходной установки Главленинградстроя ускорение колебаний грунта достигало  $0,16 \text{ м/с}^2$ , что больше предельно допустимой величины –  $0,15 \text{ м/с}^2$  по ВСН 490-87 (мониторинг был выполнен ЗАО «НПО «Геореконструкция-Фундаментпроект»). Динамические воздействия на грунт появлялись в момент перехвата свай зажимным устройством из-за возрастания реактивного сопротивления грунта до 1400 кН и выше, когда установка всей массой ударялась о грунт (Глозман Л.М., 2003).

Было принято техническое решение и дальнейшее погружение свай осуществляли установкой УСВ-120М с рыхлением грунта шнеком диаметром 300 мм на глубину 24 м, что

позволило уменьшить максимальные ускорения колебаний стены соседнего здания до  $0,055 \text{ м/с}^2$ . В последующем, за счет применения дополнительного пригруза в виде железобетонных плит, смонтированных на кронштейнах рамы установки, удалось еще более существенно снизить уровень ускорения колебаний – до значения  $0,015 \text{ м/с}^2$ .

При назначении способа уменьшения сопротивления грунта вдавливанию свай (бурение лидерных скважин, предварительное рыхление шнеком, подмыв) учитывается возможное снижение несущей способности свай за счет использования при расчетах понижающих коэффициентов.

Сложнее обстоит ситуация с оценкой негативного влияния этих мероприятий на состояние фундаментов существующих зданий и сооружений. Прямого метода расчета нет, и единственный способ прогноза такого влияния – это численное моделирование геотехнической ситуации и оценки вероятности такого влияния.

Так, например, при предварительном рыхлении плотных слоев грунта, особенно гравелистых прослоек с валунами, величина динамических нагрузок оказывается сопоставимой с нагрузками от погружения свай. Даже частичное извлечение грунта из скважин или нарушение естественной структуры грунта вокруг скважины при бурении может привести к подвижкам грунта на горизонте проходки, что, по результатам наблюдений, приводит к осадкам соседних зданий.

Для цели совершенствования способа погружения свай вдавливанием автором в соавторстве с Р.А. Мангушевым и А.Ф. Питулько (А.с. SU 1604932 А1) было предложено устройство для погружения свай (рисунок 4.17), на которое было получено авторское свидетельство на изобретение.

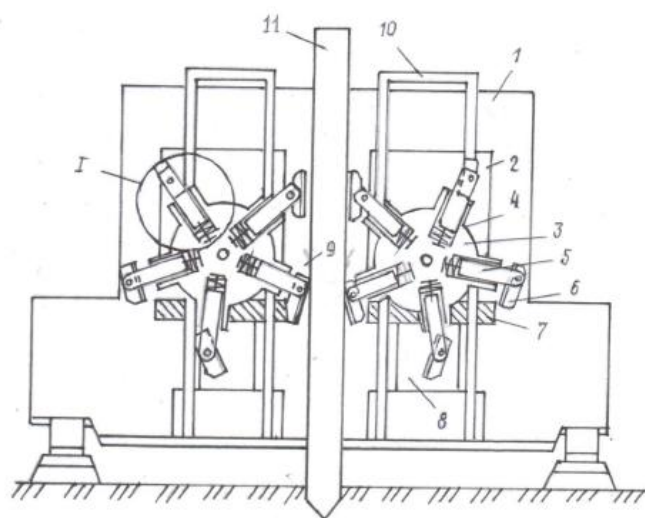


Рис. 4.17. Устройство для вдавливания свай (А.с. SU 1604932 А1)

## **Сваи изготавливаемые в грунте**

Буровые сваи известны с конца 19 века, но их активное применение в отечественной практике началось с 50-х годов 20 века.

Способ бурения скважин под защитой глинистого раствора для изготовления буровых свай был разработан в СССР по предложению С. А. Тер-Галустова в НИИ оснований и подземных сооружений в 1953 г. [Тер-Галустов С.А., 1961].

Для изготовления свай под защитой глинистого раствора используются станки вращательного бурения. Процесс разрушения грунтов при бурении происходит вследствие механического или физико-механического воздействия на него при помощи бурового инструмента. При этом происходит формирование поля механических напряжений, достаточных для нарушения сплошности в определенном объеме массива грунта, преобразования его в раствор за счет подачи промывочной жидкости в скважину, и последующим удалением разрыхленного грунта на поверхность. Технология изготовления буровых свай под защитой глинистого раствора схематично представлена в Приложении.

В неустойчивых и водонасыщенных грунтах для удержания стенок от обрушения в скважинах создают внутреннее избыточное давление, превышающее наружное. Для этого в скважину заполняют промывочным буровым раствором в виде технической воды, воды с добавками поверхностно-активных веществ (ПАВ), полимерным или глинистым раствором. Следует отметить, чтобы создать избыточное давление на стенки скважины уровень бурового раствора должен был на несколько метров выше уровня подземных вод.

Буровой раствор в современной строительной практике обычно готовят из специальных тонкодисперсных бентонитовых глин. Плотность раствора должна быть от 1,05 до 1,25 г/см<sup>3</sup>. В условиях бурения скважин частицы глинистого раствора также кольматируются на стенках скважины, закрепляя их, образуя небольшую, но устойчивую корку.

**К достоинству** технологии изготовления буровых свай под защитой глинистого раствора относится ее безопасность по отношению к зданиям соседней застройки, что позволяет активно использовать их при реконструкции зданий, в том числе в условиях их эксплуатации.

В конструктивном и технологическом плане следует отметить следующие **риски, влияющие на качество** изготавливаемых в грунте свай под защитой глинистого раствора:

- точность местоположения сваи в плане;
- отклонение сваи от вертикали при бурении (особенно при наличии твердых или плотных включений);
- обеспечение устойчивости стенок скважины при бурении в слабых водонасыщенных грунтах (возможны вывалы, запыливание скважины);

- участки со сниженными прочностными характеристиками из-за нарушения режима (скорости и давления) подачи бетонной смеси в скважину с созданием зон турбулентного течения бетона и перемешивания с глинистым раствором;
- залипание глинистого раствора на арматурном каркасе и создание участков с наличием глинистых включений в теле бетона;
- возможность образования «шеек», каверн, участков с перемешанным глинистым раствором и бетоном (пониженная несущая способность по материалу) - требуется дополнительный контроль по соблюдению сплошности и прочностным свойствам бетона в теле свай;
- возможность образования полостей и каверн при наличии подземных водотоков,
- невозможность вертикального погружения арматурного каркаса в случае искривления оси свай при устройстве скважины, нарушение защитного слоя арматуры металлического каркаса свай приводящее к снижению долговечности конструкции;

При устройстве геотехнических барьеров и ограждений котлована при использовании технологии бурения под защитой глинистого раствора дополнительно регламентируются последовательность изготовления свай и их шаг по захваткам, а также срок выстойки при последующем изготовлении свай.

#### **Сваи под защитой обсадных труб.**

При изготовлении свай в водонасыщенных слабых грунтах наиболее надежной защитой от обрушения стенок скважины является применение обсадных труб. В мировой геотехнической практике с середины прошлого столетия используются буронабивные сваи в скважинах, пробуренных методом Келли под защитой обсадной инвентарной извлекаемой трубы [Мангушев Р.А., Ершов А.В., Осокин А.И. 2007, 2010]. Метод Келли предполагает разработку грунта буровым инструментом (коротким шнеком, ковшовым или колонковым буром), закрепленным на конце телескопической штанги (штанги Келли).

Обсадную трубу погружают с помощью вращения через закрепленный на верхней трубе буровой колонны дрейтеллер посредством вращателя, расположенного на мачте. При большом сопротивлении грунтов вкручиванию трубы или при больших глубинах погружения обсадной трубы используется трубовкручивающий стол (асциллятор), использующий сочетание усилий вращения и качения в сочетании с возможностью вертикального усилия. По мере погружения трубы из нее извлекают грунт и наращивают следующую секцию. Грунт разрабатывают коротким шнеком, закрепленным на конце телескопической штанги

Бетонную смесь подают в бетонолитную трубу из лотка автобетоносмесителя. Для предотвращения попадания воды в скважину стыки секций герметизируют картоном,

пропитанным битумом. Толщина стенки трубы обычно составляет 4,0 мм. Скорость проходки скважины в значительной степени зависит от вида бурового инструмента.

Технология устройства свай под защитой обсадной трубы с использованием келли – системы имеет ряд **достоинств**:

- отсутствие динамических и вибрационных воздействий на грунт позволяет выполнять сваи вблизи существующих зданий и сооружений;
- современное оборудование буровой установки позволяет контролировать процесс бурения, разбуривать и извлекать валуны;
- заполнение скважины через бетонолитную трубу исключает образование шеек;
- в процессе бурения осуществляется прямой контроль за соответствием фактических характеристик грунта заложенным в проекте;
- возможность устройства уширения обеспечивает наиболее полное использование несущей способности грунтового основания сваи.

**Недостатком** технологии является низкая производительность, поэтому проектные решения должны обеспечивать полное использование несущей способности свай по грунту. Кроме того, при прохождении водонасыщенных грунтов во избежание их выпора в скважину необходимо создавать грунтовую пробку большой высоты (по расчету) или избыточное давление в скважине с помощью воды или глинистого раствора.

#### **Свайные технологии с частичным извлечением грунта.**

В геотехническом строительстве известна технологи, которую называют «Дабл Ротари» (рисунок 4.18) (от англ. double rotary – двойное вращение), FOW-систем (от англ. front-of-wall system) или VDW–систем (от нем. vor-der-wand system), при которой изготовление свай по указанной технологии производят бурением скважины под защитой инвентарной обсадной трубы при одновременном правом вращении непрерывного проходного шнека, расположенного внутри обсадной трубы и левом вращении трубы.

Перечислим **преимущества технологии**:

- технология применима для всех видов дисперсных грунтов (несвязных плотных грунтов, илов, твердых глин);
- отсутствие шума и значимых вибрационных воздействий (это позволяет устраивать сваи вблизи существующих зданий);
- высокая производительность за счет извлечения грунта непрерывным шнеком;
- высокое качество заполнения скважины бетоном, обусловленное подачей бетонной смеси под давлением;
- возможность контроля параметров бурения бортовым компьютером.

Управление бурением, регулирование скорости вращения бурового органа, подача бетона и его давление на забое осуществляется при помощи компьютера, установленного в кабине оператора.

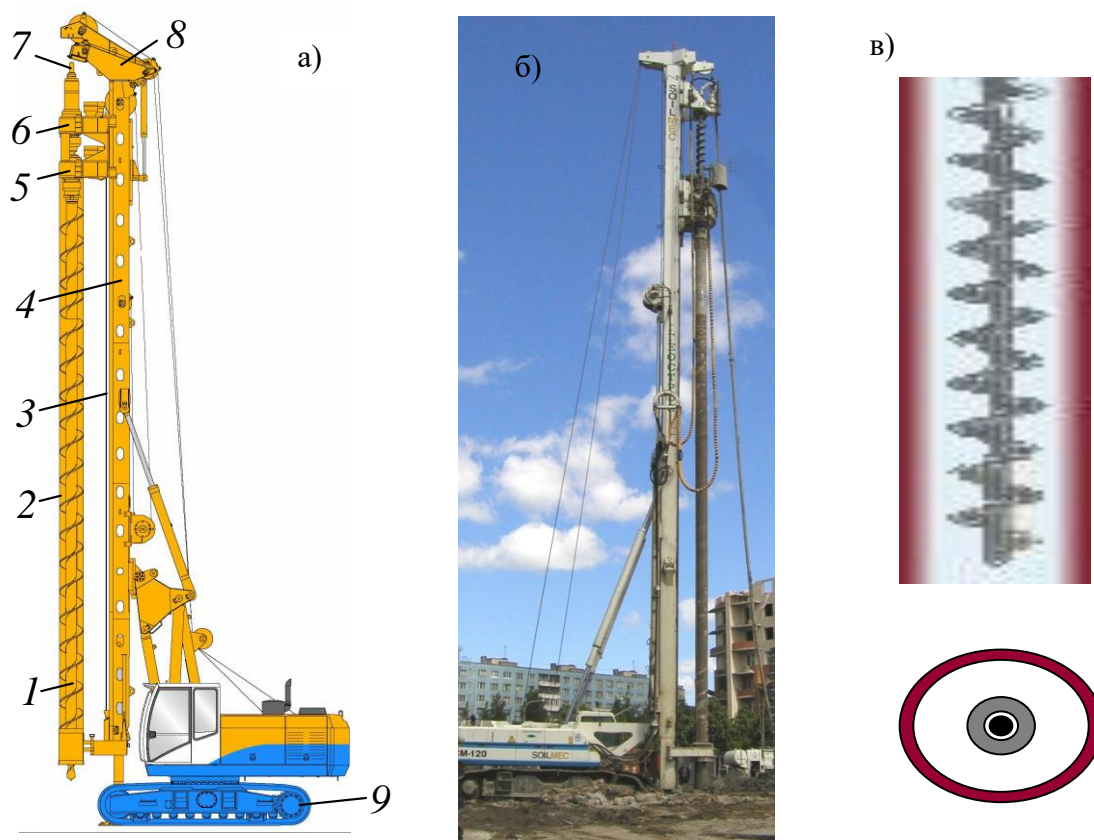


Рис. 4.18. Установка с оборудованием для бурения скважин проходным шнеком под защитой обсадной трубы (а) (технология двойного вращателя «Double Rotary»): 1 – непрерывный проходной шнек; 2 – обсадная труба; 3 – лебедка, обеспечивающая подачу бурового инструмента вниз; 4 – стандартная мачта буровой установки; 5 – вращатель шнека; 6 – вращатель обсадной трубы; 7 – патрубок для подачи бетонной смеси в сердечник шнека; 8 – гусек; 9 – шасси; работа буровой установки с двойным вращателем на площадке в Невском районе Санкт-Петербурга (б); схема рабочего органа для выполнения бурения (в).

Преимуществами технологии являются высокая производительность и качество заполнения скважины бетонной смесью за счет ее подачи под давлением.

История появления свай, устраиваемых методом непрерывного полого (проходного) шнека с использованием современного оборудования в Санкт-Петербурге была драматичной. Сокращенно такие сваи называют НППШ (CFA, SOB): CFA -от англ. continuous flight auger piles) или SOB-сваями (от нем. schnecken-ortbeton-pfahl).

Скважины для устройства буронабивной сваи выполняют с помощью рабочего органа – непрерывного полого (проходного) шнека. Грунт извлекается из скважины и доставляется на поверхность посредством винтовой лопасти, наваренной по всей длине сердечника шнека (рисунок 4.19).



Рис. 4.19. Буровая установка для изготовления свай с использованием непрерывного проходного шнека (а) и непрерывный проходной шнек (б)

Впервые данная технология была применена для устройства буронабивных свай в 1995 году. Секционные проходные шнеки использовались для бурения в сочетании с геологическим оборудованием – ЛБУ, ПБУ, УРБ-2А2. В 1998 году при строительстве транспортно-коммерческого комплекса французская компания «Soletanche Bachy» для устройства буровых свай диаметром 600 мм глубиной 25 м применили технологию НПШ (SFA). При выполнении разделительной стенки из свай по технологии непрерывного полого шнека вдоль домов по Лиговскому пр. из-за технологического влияния на грунты основания с расструктурированием последних произошли катастрофические деформации с образованием трещин с раскрытием до 50 мм. Здания пришли в аварийное состояние. Это потребовало их демонтажа. При выполнении свай по технологии непрерывного полого шнека на площадке строительства, сложенной слабыми грунтами, было отмечено, что при последовательном изготовлении данных свай объем поглощения бетона на скважину возрастает в несколько раз.

В стесненных условиях и при усилении фундаментов для изготовления свай используют малогабаритные буровые установки и короткие проходные шнеки, которые при соединении образуют непрерывный шнек (рисунок 4.19). Малогабаритные установки оказывают незначительные вибрационные воздействия на грунты основания, что позволяет изготавливать сваи вблизи существующих зданий.

В зависимости от конструкции проходного шнека при его внедрении возможно частичное уплотнение грунта или некоторое разупрочнение контактной зоны «свая–грунт» из-за нарушения естественной структуры грунта при бурении. Так, например, чем больше отношение между диаметром сердечника и диаметром лопасти шнека, тем больше вероятность разуплотнения грунта.

Технология хорошо зарекомендовала себя в грунтах, слои которых существенно различаются по прочности. Технологическая схема изготовления свай с применением непрерывного проходного шнека приведена на рисунке 4.20. Особенно эффективна она при прохождении большой толщи песков, полутвердых и тугопластичных суглинков, когда невозможно применять забивные, вдавливаемые и набивные сваи.

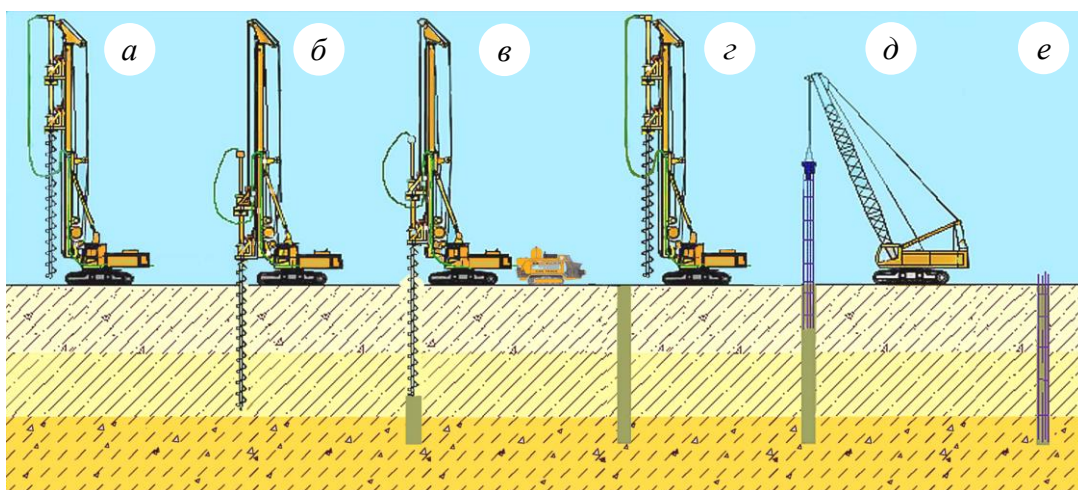


Рис. 4.20. Технологическая схема изготовления свай с применением непрерывного проходного шнека

Недоучет тиксотропного разуплотнения водонасыщенных глинистых грунтов в околосвайном массиве грунта при использовании данной технологии с непрерывным изготовлением свайного поля приводит к существенному перерасходу бетонной смеси (в два раза и более). Повышенный расход бетонной смеси, как правило, имеет место при наличии в основании площадки значительных по толщине слоев текучих, текучепластичных суглинков и супесей с низкими прочностными и деформационными характеристиками (Далматов Б.И., 1999) [63].

Обозначим основные **геотехнические риски** при изготовлении таких свай, устраиваемых по технологии НПШ (CFA, SOB):

1. Активное механическое воздействие на грунты;
2. При наличии плотных прослоев грунта за счет изменения скорости проходки скважины возможен вынос излишнего объема грунта;
3. Возможно негативное влияние на грунты основания фундаментов соседних зданий;
4. Перерасход бетона относительно физического объема скважины (до 40%).

**Набивные сваи (вытеснения и уплотнения).**

Значительную часть от общего объема свайных фундаментов в условиях городской застройки составляют набивные сваи (вытеснения и уплотнения). Набивные сваи бетонируют в скважинах, образованных в результате принудительного вытеснения грунта. Скважины могут быть выполнены пробивкой, раскатыванием, статическим или вибрационным продавливанием грунта.

Таблица 4.3

**Способы образования скважин для набивных свай  
в зависимости от грунтовых условий**

Способ образования скважины	Грунтовые условия	
	Глинистые грунты с показателем текучести $I_L$	Пески
Статическое продавливание	$I_L > 0,3$	–
Раскатывание	$I_L > 0,20$	пылеватые рыхлые и средней плотности сложения водонасыщенные
Раскатывание (с рыхлителем)	$I_L > 0,10$	пылеватые средней плотности сложения водонасыщенные и плотные
Вибрационное продавливание	$I_L > 0,6$	пылеватые и мелкие средней плотности сложения водонасыщенные
Пробивка	$I_L > 0,3$	Мелкие и средней крупности средней плотности сложения и плотные

При строительстве в плотной городской застройке в условиях слабых грунтов рассматриваются в качестве приемлемых к использованию по условиям безопасности к зданиям соседней застройки методы статического и вращательного воздействия на грунты с исключением вибрационных и динамических нагрузок.

Раскатывание (винтовое продавливание) скважины выполняют путем ввинчивания в грунт спиралевидного снаряда или трубы, нижний конец которой закрыт оставляемым в грунте винтовым наконечником.

Возможность применения того или иного способа образования скважины для набивных свай должна быть установлена на стадии инженерно-геологических изысканий. В таблице 4.3 указана область рекомендуемого применения различных способов образования скважин для набивных свай, выполненных по разным технологиям в зависимости от грунтовых условий.

При предполагаемом использовании набивных свай возникают дополнительные требования к инженерно-геологическим изысканиям, которые должны выявить наличие или отсутствие в геологическом строении грунтов, способных к перемещению при раскатывании и статическом продавливании или же к возникающему при технологическом воздействии

расструктуриванию массива грунта. Перемятие и расструктуривание сопровождаются резким снижением механических свойств – снижением прочности и повышением сжимаемости грунтов.



Рис. 4. 21. Сваи с уширением ствола, образовавшемся в слое слабого грунта при подаче бетонной смеси под давлением

В период 1995-2010 года на рынок была выведена и стала применяться технология изготовления свай с частичной выемкой грунта - «Атлас». Данная технология была разработана в Бельгии.

При изготовлении свай «Атлас» скважины выполняют без извлечения грунта, за счет его уплотнения ввинчиваемой инвентарной стальной трубой с режущим наконечником, нижний конец которого закрыт оставляемым в грунте башмаком.

Внутренний диаметр режущего наконечника равен диаметру трубы.

Для изготовления этих свай используют специальные установки «Атлас» (Приложение №7) с гидравлическим механизмом, обеспечивающим одновременное вращение и вертикальное перемещение (ввинчивание и вывинчивание) обсадной трубы с режущим винтовым наконечником. Производительность современных буровых установок «Атлас» (ВТ-42, ВТ-60), управляемых двумя операторами, позволяет выполнять 200 пог. м за 8-часовую смену.

В качестве достоинств технологии «Атлас» можно назвать:

- возможность ведения работ вблизи существующих зданий благодаря отсутствию вибрации и низкому уровню шума;
- увеличение несущей способности свай за счет уплотнения грунта наконечником;

- широкий выбор наконечников, что позволяет работать почти со всеми видами дисперсных грунтов;
- высокая производительность.

Вместе с тем, такая технология обладает серьёзными недостатками в условиях слабых грунтов и вместо спиралевидной получается ее размытая боковая поверхности (рисунок 4.22).



Рис. 4.22. Вид откопанных свай «Атлас» в слабых грунтах

Технология устройства набивных свай с теряемым наконечником (башмаком) «Фундекс» была разработана в Нидерландах получила распространение в мире с 1970-х гг., в России впервые использована в Санкт-Петербурге в 2001 г.

Скважины под сваи выполняются без извлечения грунта посредством вытеснения грунта ввинчиваемой инвентарной стальной трубой с наконечником, установленном на нижнем конце. Наконечник является буровым рабочим органом, обеспечивающим процесс создания скважины и, одновременно, герметичность сопряжения обсадной трубы и наконечника через уплотнительную прокладку. При достижении проектной отметки, винтовой наконечник отделяется от обсадной трубы и оставляется в грунте (теряемый наконечник). Сваи «Фундекс» изготавливаются многофункциональными установками «Фундекс» (F12S, ..., F3500). Выпускают наконечники диаметрами 450, 560 и 660 мм для изготовления свай диаметрами 380, 460 и 540 мм соответственно. Длина свай может достигать 40 м.

Пятой будущей сваи служит «теряемый» чугунный винтовой наконечник, конструкции которых могут быть различными (рисунок 4.23).

Наконечник выставляется на заданную точку поверхности грунтового основания. К наконечнику штыковым соединением через гидроизолирующую мягкую прокладку крепится нижний конец инвентарной буровой толстостенной трубы; верхний ее конец зажат в силовом рабочем органе бурового стола, перемещающегося по направляющей мачте установки.

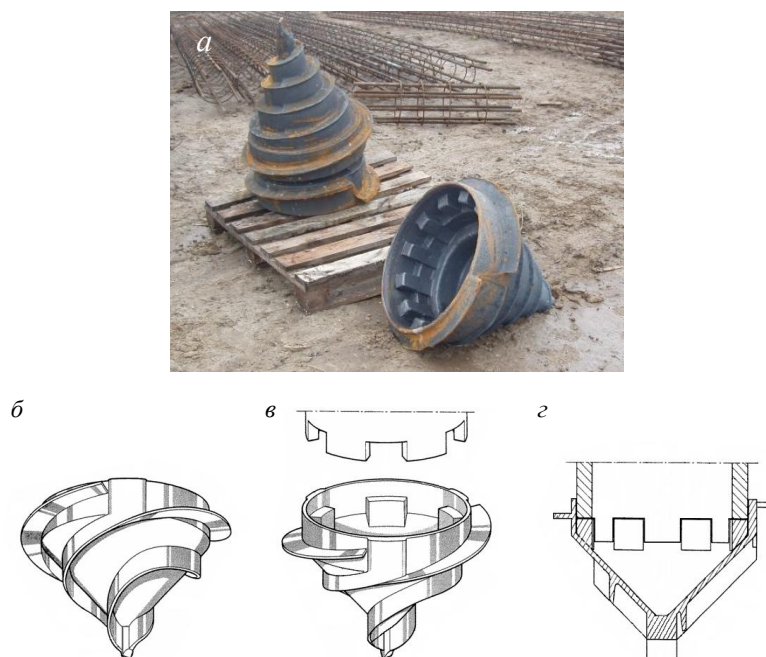


Рис. 4.23. Теряемый наконечник свай «Фундекс»: *а* – теряемые наконечники в условиях строительной площадки; *б* общий вид; *в* – узел соединения наконечника с коннектором трубы; *г* – поперечный разрез соединения

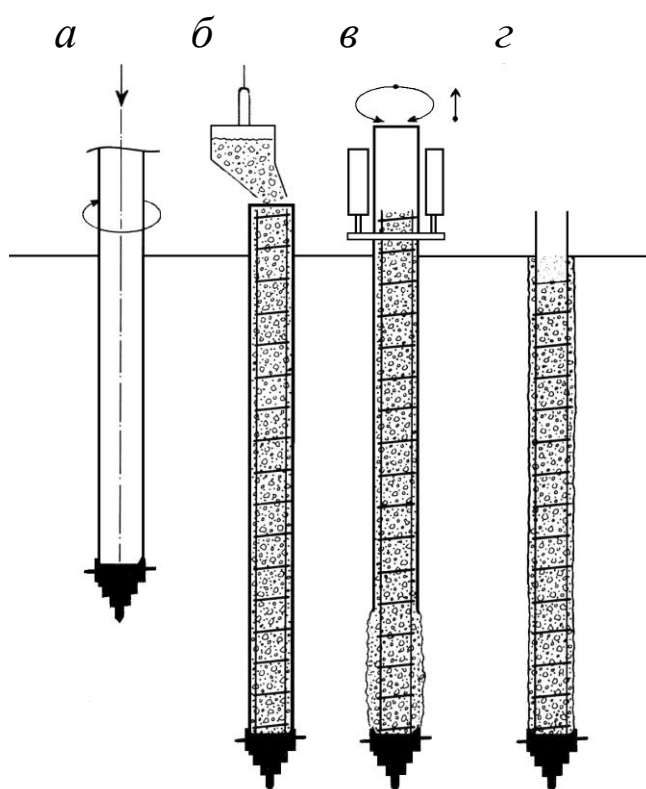


Рис. 4.24. Технологическая схема изготовления свай «Фундекс»

Скважина для будущей сваи выполняется путем вращательно-вдавливающего погружения до заданной отметки буровой трубы с теряемым наконечником (рисунок 4.24). В

процессе внедрения бурового инструмента в основание грунт раздвигается в радиальном направлении от оси скважины и одновременно уплотняется.

Набивные сваи вытеснения DDS (FDP), изготавливаемые с использованием спиралевидных снарядов (drilled displacement piles или full displacement piles). Скважины для таких свай выполняют без извлечения грунта, за счет его вытеснения в стороны-вверх снарядом (рисунок 4.25), который представляет собой конус или цилиндр переменного сечения с винтовой лопастью. Снаряд (soil displacement auger (SDA) – от англ. шнек, вытесняющий грунт) закрепляют на конце буровой трубы, диаметр которой меньше максимального диаметра снаряда.

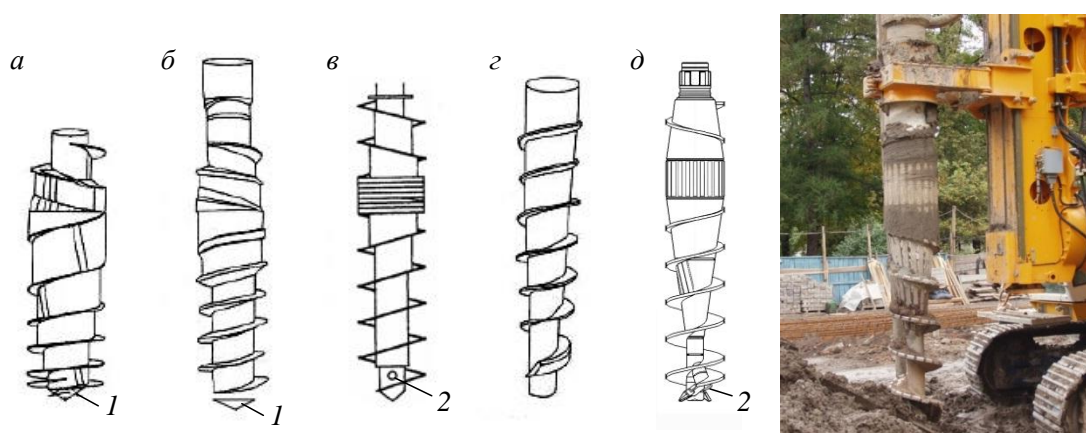


Рис. 4.25. Спиралевидные снаряды для раскатывания скважин под набивные сваи: а – «Омега»; б – «Де Вааль»; в – «Беркель»; г – «Скрысол»; д – «Бауэр»; 1 – теряемый башмак; 2 – отверстие для подачи мелкозернистой бетонной смеси

При погружении снаряда грунт вытесняется в стороны и вверх, вокруг скважины образуется уплотненная зона, размер которой зависит от свойств грунта, скорости погружения и конструкции снаряда.

Когда буровая труба со снарядом достигает проектной отметки, начинают бетонирование сваи. Для этого в трубу подают литую бетонную смесь, которая при извлечении снаряда из раскатанной скважины, под давлением выходит через отверстия в снаряде и заполняет скважину снизу-вверх. Скважина для изготовления сваи формируется за два прохода бурового снаряда: вниз и вверх. При проходе вниз буровой наконечник раскатывает скважину до проектного диаметра, при проходе вверх наконечник раздвигает стенки оплывшей скважины непосредственно перед заполнением ее бетоном.

Способ образования скважин с помощью спиралевидных снарядов был предложен в Советском Союзе В. И. Феклиным (Patent US 4458765, Patent US 4484640, Patent US 4496011, Patent US 4504173).

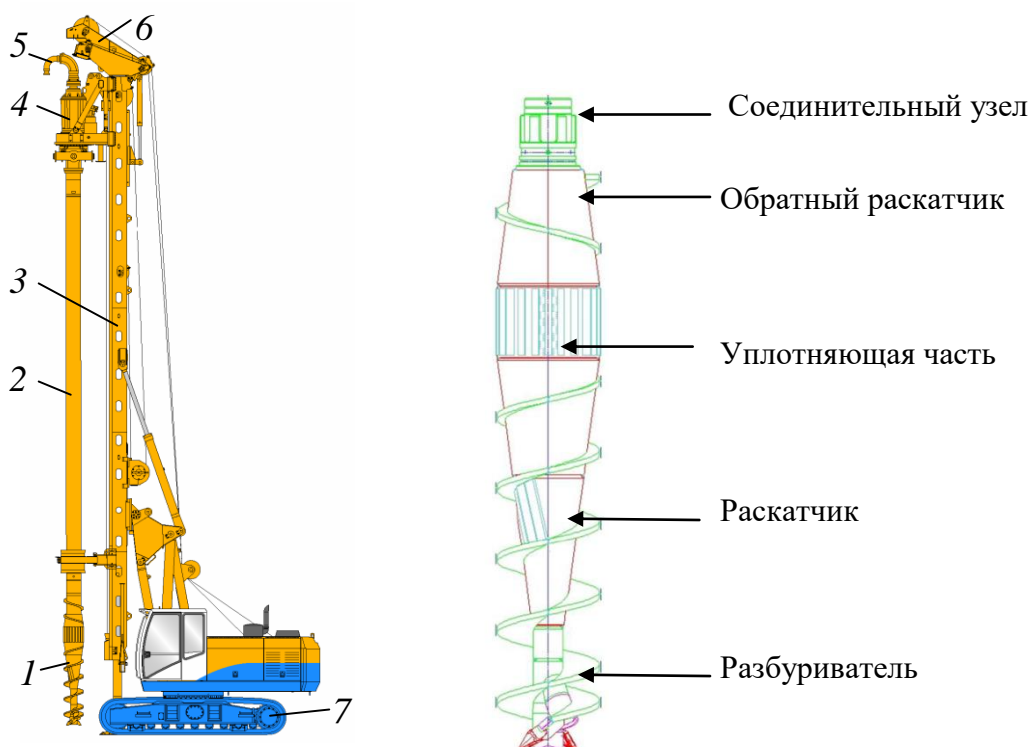


Рис. 4.26. Установка «Бауэр» со спиралевидным снарядом DDS (а): 1 – спиралевидный снаряд; 2 – буровая труба; 3 – стандартная мачта буровой установки; 4 – вращатель буровой трубы; 5 – патрубок для подачи бетонной смеси в буровую трубу; 6 – гусек; 7 – шасси ; вид бурового снаряда (б).

Технология изготовления свай DDS (FDP) разработана немецкой фирмой «Бауэр» (BAUER) в Германии. Для изготовления свай используют установки вращательного бурения «Бауэр» (рисунок 4.26) и спиралевидные снаряды (раскатчики) фирмы «RTG Раммтехник». На кончике снаряда имеется отверстие для подачи бетонной смеси. Во время погружения снаряда отверстие закрыто либо крышкой, либо пробкой. При извлечении снаряда бетонная смесь, подаваемая под давлением в буровую трубу, открывает крышку, либо выталкивает пробку. В строительной практике используются сваи, устраиваемые по технологии DDS с диаметрами 420, 450, 500, 520, 550, 600 и 620 мм.

Особенностью использования технологии DDS является при осуществлении формирования скважины при напластовании плотных прослоев или слоев грунта, а также условием, обеспечивающим достижения проектных отметок в грунтах коренных пород является возможность сочетания уплотняющего бурового органа с механическим рыхлителем, устанавливаемым в нижней его части, что обеспечивает возможность предварительного рыхления породы и минимизирует воздействия на грунты основания

Автором рассмотрено распределение давления при бетонировании свай по глубине (Р.А.Мангушевым, Осокин А.И., А.В.Сбитнев, С.В. Татарин, 2006). Было отмечено, что оно зависит от дополнительного давления, создаваемой бетонной смесью при его нагнетании бетононасосом, и может быть выражено формулой:

$$P = \gamma \cdot h + \sigma_{\text{верт.бет}} \quad (4.1),$$

где  $\gamma$  – удельный вес материала, что для бетонной смеси составляет 22,0 кН/м<sup>3</sup>;

$h$  – длина сваи, м;

$\sigma_{\text{верт.бет}}$  – давление насоса при бетонировании, равное 300 кПа, (рис. 4.27).

Увеличение радиуса скважины  $\Delta r$ , при возникновении в ней дополнительного давления, определяется классическим решением Ламэ о нагружении цилиндрической полости в упругой среде внутренним давлением:

$$\Delta r = \frac{(1 + \nu) \cdot r \cdot \sigma_{\text{гор.бет}}}{E} \quad (4.2),$$

где  $\nu$  – коэффициент Пуассона грунта;

$r$  – проектный радиус сваи.

$$\sigma_{\text{гор.бет.}} = \sigma_{\text{верт.бет.}} \cdot \xi \quad (4.3),$$

где  $\xi$  – коэффициент бокового давления бетонной смеси,  $\xi = 0.9 \div 1$ ;

$\sigma_{\text{гор.бет.}}$  – боковое давление бетонной смеси на грунт;

$E$  – модуль деформации рассматриваемого слоя грунта.

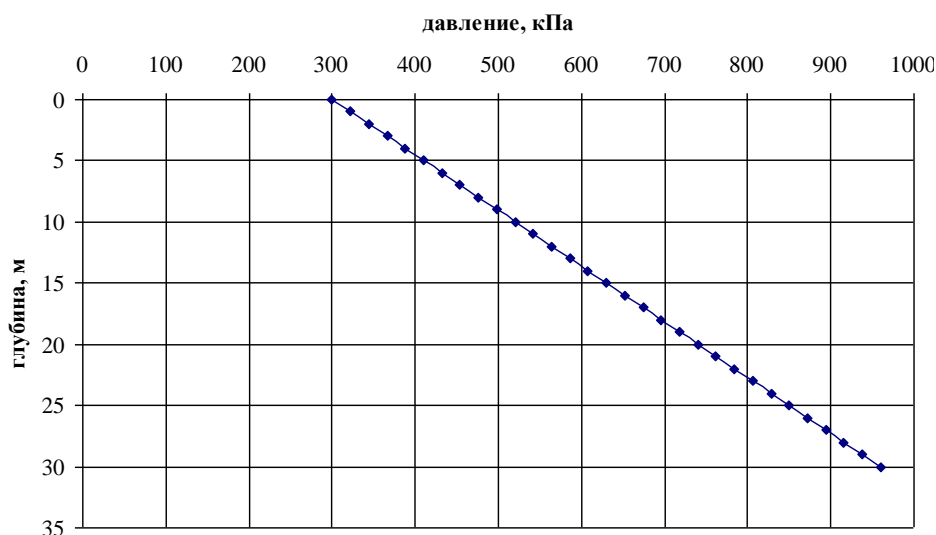


Рис. 4.27. Изменение давления бетонной смеси на стенки скважины по глубине при устройстве буронабивных свай [Мангушев Р.А., Осокин А.И., Сбитнев А.В., Татаринов С.В., 2006]

Вычислив изменение радиуса  $\Delta r$ , можно вычислить удельный перерасход бетона по формуле  $\frac{\Delta V + V}{V}$  и рассчитать зависимость перерасхода материала на разных глубинах для

грунтов с различными характеристиками. На рисунке 4.28 представлены зависимости перерасхода бетона ( $\gamma = 22 \text{ кН/м}^3$ ) соответственно на разных глубинах для грунтов с различными характеристиками.

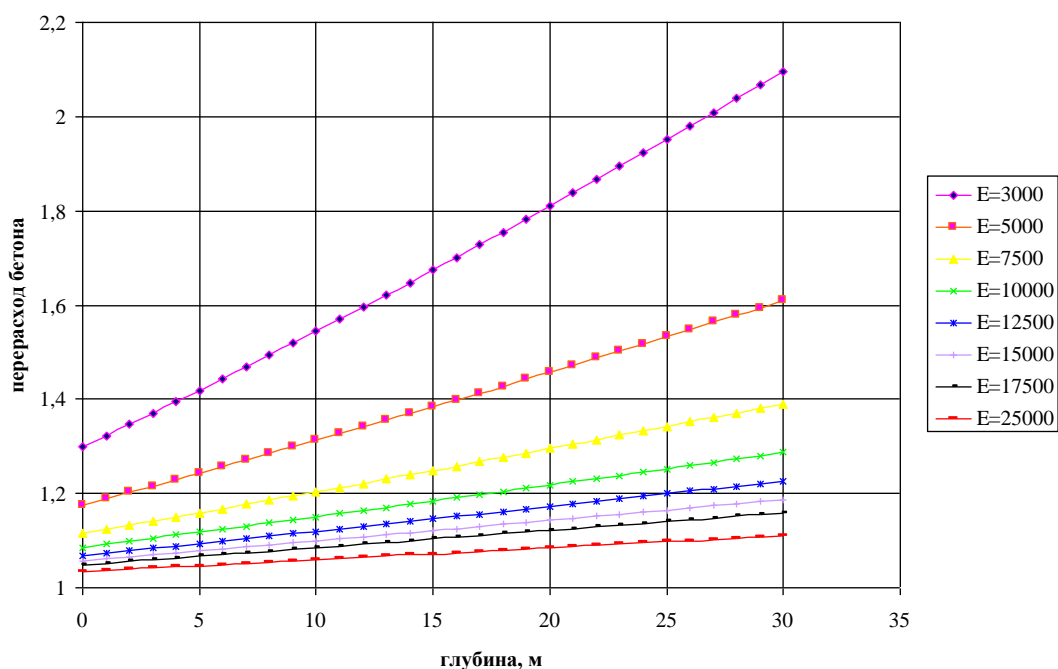


Рис. 4.28. Зависимость перерасхода бетона от глубины при разных грунтовых условиях [Сбитнев А.В., Осокин А.И. и др, 2008 ]

В процессе бетонирования скважины одним из важных показателей обеспечения качества устройство сваи является соответствие объема уложенной бетонной смеси проектному. В связи с опрессовкой повышенным давлением бетонной смеси скважины при расчете расхода бетона на скважину вводится поправочный коэффициент превышения расхода бетона к объему скважины (СТО 31041820 003 2006)[252], указанный в таблице 4.4.

Таблица 4.4.

Коэффициент превышения расхода бетона								
E (модуль деформации), МПа	3,0	5,0	7,5	10,0	12,5	15,0	17,5	25,0
Коэффициент перерасхода бетона, k	1,609	1,348	1,226	1,167	1,133	1,110	1,094	1,065

Рассмотренные технологии изготовления свай с использованием спиралевидных снарядов обладают следующими **преимуществами**:

- отсутствие значительных вибрационных и динамических воздействий на соседние здания и сооружения;

- технологический цикл по изготовлению свай диаметром 550 мм и длиной 25 м составляет 20...25 мин;
- высокое качество заполнения скважины бетонной смесью за счет ее подачи под давлением;
- контроль параметров бурения бортовым компьютером;
- отсутствие шлама при бурении.

За счет уплотнения грунта вокруг рабочего органа формируется цилиндрическая зона повышенной плотности, что приводит к более высокой несущей способности набивных свай по сравнению с буровыми сваями. По данным проведенных исследований, трение по боковой поверхности этих свай примерно на 30 % больше, чем у буровых свай, за счет объема уплотненного грунта, включенного в работу, а сопротивление острия сваи увеличивается на 50...70 %. В слабых глинистых грунтах за счет подачи бетонной смеси в скважину под давлением происходит увеличение диаметра сваи (рисунок 4.29).

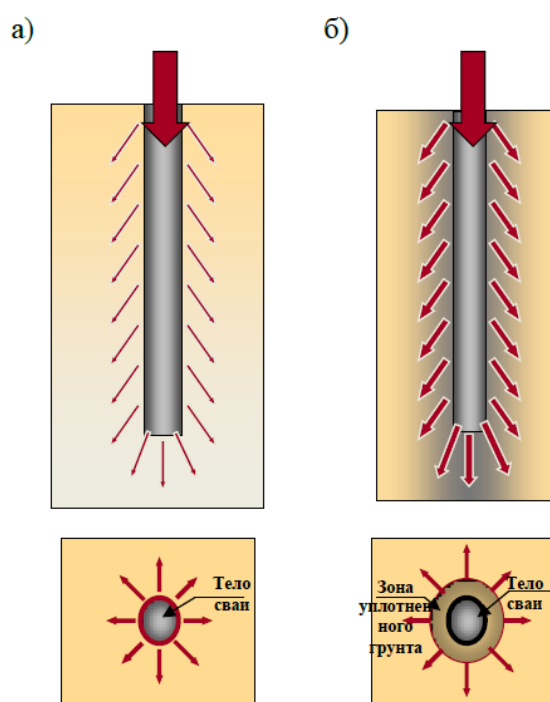


Рис. 4.29. Сравнение зон уплотнения вокруг сваи, выполненной по технологии с выемкой грунта под защитой обсадной трубы (а) и при устройстве сваи вытеснения DDS (б).

Исследования показали, что существует косвенная взаимосвязь между коэффициентом сопротивления вращению и физико-механическими свойствами грунтового массива (Сбитнев А.В.) [220]

Для контроля достижения сваем несущего слоя грунта был разработан дополнительный параметр контроля достижения рабочим органом опорного слоя грунта. Для этой цели

предложено использовать коэффициент  $\alpha$ , представляющий собой величину вращающего момента  $M$  сопротивления вращения, отнесенную к показателю, характеризующему как отказ погружения рабочего органа в грунт ( $r$ ). Величина отказа погружения рабочего органа в грунт  $r$  аналогична одноименному показателю для забивных свай и отражающий несущую способность грунта.

Коэффициент  $\alpha$  следует определять по формуле:

$$\alpha = \frac{M}{r} \quad (4.4),$$

где  $M$  – вращающий момент, кН·м;

$r$  - проходка рабочего органа за определенное количество оборотов (отказ),  
 $\frac{M}{\text{КОЛ-ВО ОБ.}}$ .

Для контроля прочностных показателей массива грунта, в который заглубляется рабочий орган предлагается рассматривать сопротивление грунта пенетрации внедрению рабочего органа в зависимости от конфигурации и параметров стартового шнека раскатчика и скорости погружения рабочего органа в грунтовый массив. В данном случае указанная выше формула уточняется по времени воздействия на грунт:

$$\alpha(t) = \frac{M}{r * t} \quad (4.5),$$

В данном случае формула дополняется временем достижения отказа по формуле 4.4.

Для практических целей была разработана и предложена методика определения соответствия коэффициента  $\alpha$  модулю деформации  $E$ , представленная на диаграмме (рисунок 4.30).

Коэффициент  $\alpha$  используется для операционного контроля достижения опорного слоя грунта для свай в диаграмме отчета, отражает величину несущей способности в диаграмме отчета, а также позволяет оптимизировать длину свай при фиксации кровли несущего слоя грунта.

Следует отметить, что погружение свай вдавливанием и погружение вибрированием, так же как и устройство свай в грунте на расстояниях ближе, чем 2 м к существующим зданиям может привести к дополнительной технологической осадке фундаментов этих зданий до 20-30 мм. Эти осадки особенно характерны при производстве работ в слабых водонасыщенных и тиксотропных грунтах (Мангушев Р.А., Никифорова Н.С., 2017) [143].

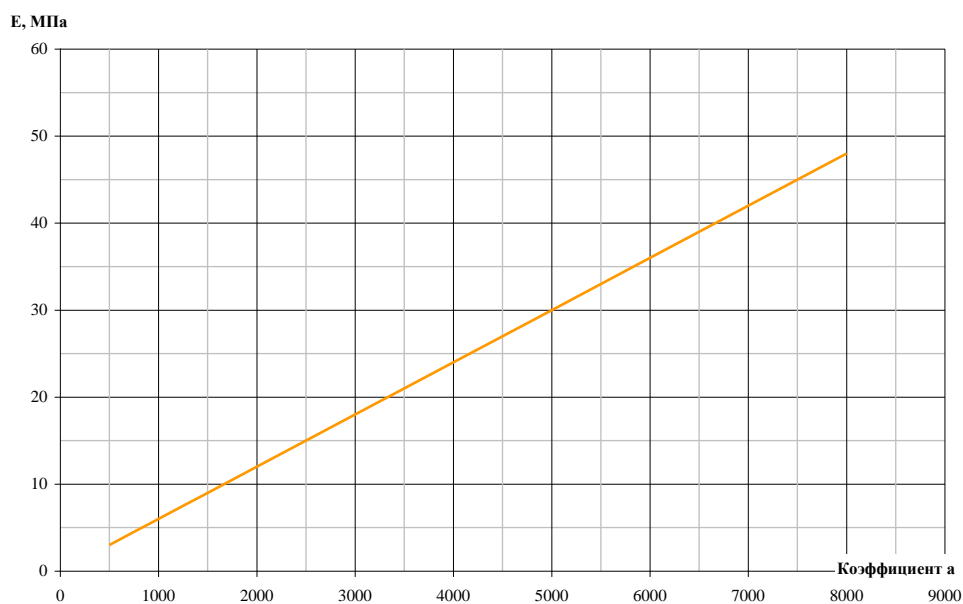


Рис. 4.30. Зависимость коэффициента  $\alpha$  от модуля деформации грунта  $E$

Принимая во внимание практическую невозможность расчетного прогнозирования величины дополнительной технологической осадки, обоснованный выбор технологии свайных работ во многом является определяющим для безопасности соседних зданий. Такой выбор возможен при консультациях с инженерами-геотехниками на основе практического опыта и анализа инженерно-геологических условий площадки строительства.

Современные требования к архитектурно-строительным проектным решениям связаны с увеличением пролетов между опорными конструкциями, ростом нагрузок в связи с повышением этажности, многофункционального использования строящихся и реконструируемых зданий в исторической центральной части города. Практически каждый проект сегодня в своем составе содержит в той или иной степени освоение подземного пространства для устройств паркингов, технических помещений, складских помещений, торговых зон, помещений инженерной инфраструктуры и зон размещения транзитных инженерных коммуникаций. Это, безусловно, приводит к возрастанию рисков повреждения существующей застройки прежде всего за счет изменения условий нагружения массива грунта в основании здания. Существенным обстоятельством повышающим вероятность нарушения нормальной эксплуатации здания в зоне таких работ является применение рискованных геотехнологий,

Исследователями (Улицкий В.М., Шашкин А.Г., Шашкин К.Г., 2010) [276] указывается, что в последние десятилетия технической проблемой оказалось применение современных западных геотехнологий, не отраженных в существующих нормативных документах и не адаптированных к инженерно-геологическим условиям конкретной строительной площадки.

Так, указывается, что в Петербурге применение буронабивных свай большого диаметра (880 мм) началось с аварийного деформирования трех соседствующих с площадкой реконструкции зданий при изготовлении стенки из бурсекущихся свай для первой очереди гостиницы «Невский Палас». Первое же использование технологии «проходного шнека», «непрерывного полого шнека (НПШ)» (CFA, SOB) на площадке строительства транспортно-коммерческого центра на Лиговском проспекте послужило причиной разрушения двух зданий на этом проспекте. Подобный опыт нашел повторение с серьезными повреждениями дома Мурузи на Литейном проспекте, возникшими в период устройства разделительной буровой стенки при использовании технологии CFA. Отечественные нормы не содержат оценки размеров влияния такой технологии на массив грунта и основания окружающих площадку зданий, отсутствуют методики расчетной оценки технологического воздействия на грунты основания (Улицкий В.М., Шашкин А.Г., Шашкин К.Г., 2010) [275].

При рассмотрении свайных фундаментов с позиции проявления возможных рисков, возникающих при их устройстве и последующей работе свайного фундамента в качестве основания построенного здания в стесненных условиях городской застройки, можно отметить следующие факторы, формирующие эти условия:

- ограничения предельного значения расчетной осадки в соответствии с нормативными требованиями;
- обеспечение несущей способности свайного основания строящегося здания;
- ограничение технологического воздействия на грунтовый массив при устройстве свайного основания из условия минимизации влияния на фундаменты зданий окружающей застройки;
- возможное дополнительное воздействие на окружающую застройку при передаче полной расчетной нагрузки на свайный фундамент.

Строительные риски при устройстве свайных фундаментов могут проявляться вследствие отсутствия полной или при недостоверной информации об инженерно-геологической ситуации на площадке строительства. Данная информация, как правило, относится к исходной, и тем самым относится к значимым факторам формирования возможной системной ошибки выполнения расчетного обоснования и проектирования свайного основания (назначение опорного слоя, глубины погружения свай, принятие оптимального диаметра свай и оценки возможной несущей способности, и, соответственно, расчетной ожидаемой осадки).

#### **4.3. Оценка технологического влияния на существующую застройку при использовании свайных технологий в условиях слабых грунтов.**

Наблюдения за деформациями зданий окружающей застройки и измерение деформаций на поверхности грунта при изготовлении свай, устраиваемых по различным технологиям позволяют определить степень технологического влияния на здания и сооружения окружающей застройки.

Анализ технологических особенностей устройства свай в условиях плотной городской застройки дает возможность разделить их на две основные группы: устраиваемые с извлечением грунта и выполняемые без извлечения грунта (рисунок 4.13).

Рассмотрим результаты наблюдения за деформациями зданий окружающей застройки при изготовлении свай по различным технологиям:

- под защитой глинистого раствора;
- при бурении свай методом непрерывного полого шнека (НПШ, CFA, SOB)
- под защитой обсадной трубы;
- при изготовлении свай вытеснения Fundex;
- при изготовлении свай вытеснения DDS;
- при вдавливании призматических железобетонных свай заводского изготовления.

Для оценки влияния технологии изготовления свай под защитой глинистого раствора были рассмотрены результаты наблюдения за осадками 7 зданий соседней застройки. Отмечено, что деформации зданий даже при устройстве свай в непосредственной близости к фундаментам существующих зданий не превышали 2-3 мм. При этом нами было предложено вести изготовление свай в разбежку – расстояние между последовательно изготавливаемыми сваями было не менее 3,0 м.

При этом, при работе в слабых грунтах, как показал практический опыт, необходимым условием безопасности для окружающей застройки является наличие в нижней части скважины грунтового сердечника, так называемой грунтовой «пробки» высотой не менее 3-4 м, что является условием обеспечения устойчивости забоя скважины в слабых глинистых грунтах. Впервые данное техническое решение было реализовано по рекомендации института «Геореконструкция» при строительстве бизнес-центра «White Night House» на М.Морской ,д. 23, где «в результате изготовления на объекте 120 свай, в том числе 40 свай на расстоянии 1-2 м от межевых стен соседних зданий, осадки последних составили в среднем 5 мм, наибольшие осадки по отдельным маркам не превысили 8,0 мм». (Улицкий В.М., Шашкин А.Г., Шашкин К.Г., 2010) [275]. Нами было обосновано, что для одного из выполненных объектов в Центральном районе Санкт-Петербурга, расположенного на Владимирском пр., д.21, величина

такой оставляемой на забое грунтовой «пробки» при буровой проходке большой толщи слабых грунтов должна составлять 4,5 м.

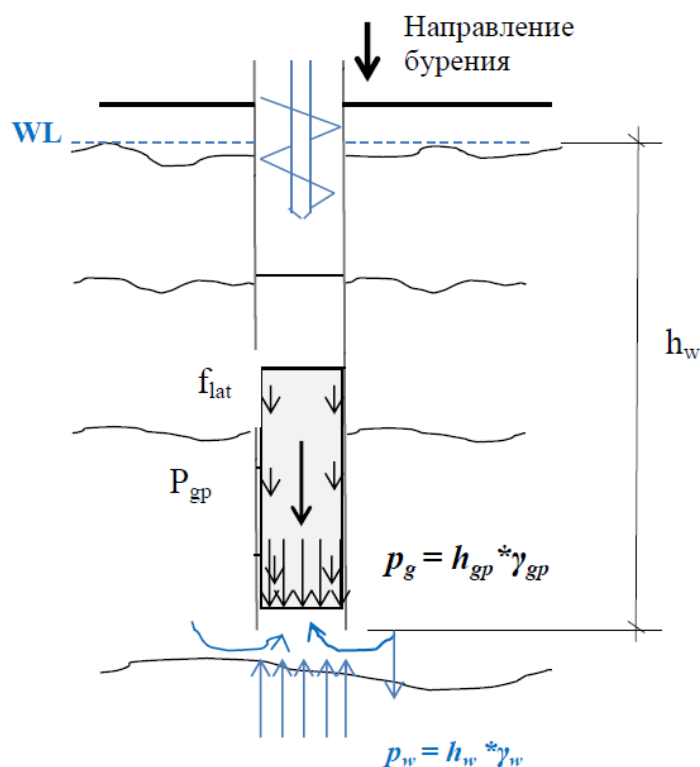


Рис. 4.31. Схема устройства грунтовой пробки для исключения поступления слабых грунтов в забой скважины

Иным решением сохранения устойчивости грунтов на забое скважины в слабых грунтах является использование противодействия глинистого раствора (или воды) при выполнении скважины. Такое решение было реализовано при устройстве свайного основания для свай, устраиваемых под вестибюль станции метро «Адмиралтейская» на Кирпичном пер. Условием для сохранения забоя при наличии большой толщи водонасыщенных слабых грунтов является соотношение:

$$h_{gh} * \gamma_{gp} > h_w * \gamma_w, \quad (4.6)$$

где:  $h_{gh}$  – высота грунтовой пробки внутри скважины, м;  $\gamma_{gp}$  – удельный вес грунта в обсадной трубе скважины с учетом взвешивающего действия воды,  $\text{кН/м}^3$ ;

$h_w$  – высота уровня подземных вод от низа скважины, м;  $\gamma_w$  – удельный вес воды,  $\text{кН/м}^3$ .

Учет условий формирования скважин в слабых грунтах, выполняемых под защитой обсадной трубы и выполнение мероприятий по обеспечению устойчивости грунтов на забое скважины позволило выполнять буровые сваи безопасно для зданий окружающей застройки.

Как отмечалось ранее, изготовление свай по технологии НПШ в грунтовых условиях Санкт-Петербурга приводит к развитию и проявлению слабозатухающих длительных осадок,

если такие работы выполняются на расстоянии до 5,0 метров от фундаментов существующих зданий. Это происходит за счет разрушения грунтового массива при погружении шнековой колонны на проектную отметку и принудительной подачи грунта по ребордам шнека, при которой происходит избыточное извлечение грунта из скважины, а также при взаимодействии реборды непрерывного шнека, имеющего высокую скорость вращения, с грунтовым массивом, вследствие чего происходит тиксотропное разупрочнение грунтов в прискважинной зоне, при этом с глубиной такое разрушительное влияние на массив грунта возрастает.

Опыт научно-технического сопровождения объектов с устройством скважин под свайные фундаменты с использованием шнекового бурения показал, что на границе перехода от песчаных грунтов средней плотности сложения или глинистых грунтов мягко- и текучепластичной консистенции к плотным пескам или полутвердым или твердым глинам происходит изменение условий бурения (разработки грунта шнеком), которое требует технологического регулирования увеличением усилия подачи и снижения скорости вращения шнековой колонны. Если условия бурения не регулируются, то в пограничном слое с плотным грунтом в слабом грунте возникает значительная зона разрыхленного грунта, с образованием полости с последующим формированием осадочной воронки на дневной поверхности грунта.

Проведенные нами в 2005 г. полевые исследования зоны влияния при изготовлении набивных свай вытеснения DDS на площадке строительства в центральной части Санкт-Петербурга (Мангушев Р.А., Ошурков Н.В., Осокин А.И., Сбитнев А.В., 2005) с использованием мобильной установки статического зондирования RIG204 показали, что зона влияния составила от 2,0 до 2,5 м от грани изготовленной сваи диаметром 520мм. Графики сопротивления грунта погружению зонда строились по острию и по боковой поверхности по глубине от дневной поверхности, сопоставлялись с данным зондирования до устройства сваи, а также между собой. Это позволило оценить зону влияния от устройства набивной сваи вытеснения DDS через 2 часа после ее изготовления (рисунок 4.32).

Исследование величины зоны изменения НДС грунта при устройстве свай «Фундекс» произведено А.В. Ершовым (2008) с нашим участием и с использованием метода статического зондирования подтвердило результаты наших исследований и позволило оценить зоны влияния устройства свай на различных этапах их изготовления.

Так, на первом этапе было выполнено зондирование грунтов до устройства сваи. На втором этапе было произведено непосредственное измерение величин сопротивления зондированию после устройства сваи. На третьем этапе изучалось рассеивание напряжений и изменение физико-механических характеристик в грунтовом массиве через 25 дней после устройства сваи.

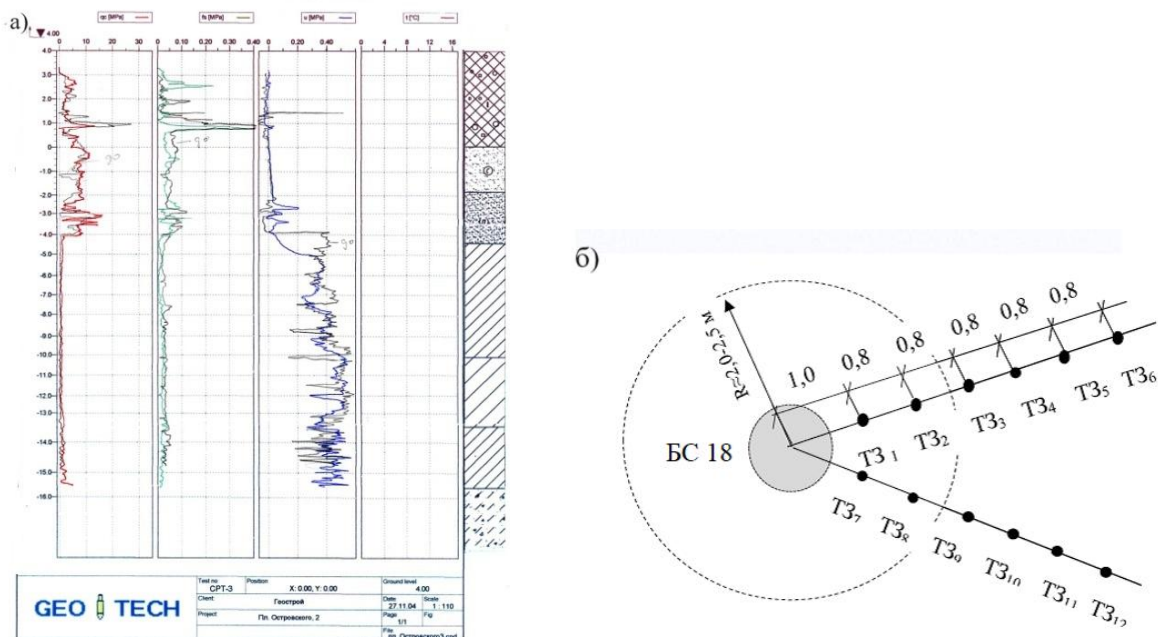


Рис. 4.32. Исследование уплотнения околосвайного грунтового массива при изготовлении свай DDS строительной площадке по адресу: Санкт-Петербург, пл. Островского, д.2: а) вид диаграммы исследуемых параметров; б) схема точек зондирования; в) вид установки RIG Geotech 204D

План расположения точек статического зондирования для изучения зоны влияния на массив грунта при изготовлении свай и результаты изменения лобового сопротивления зонда приведены на рисунке 4.33.

Проведенные исследования подтвердили, что зона влияния сваи на окружающий массив грунта непосредственно после ее изготовления составляет не менее 2,00 м, при этом, в последующем грунт релаксирует, что сказывается на увеличении значений лобового сопротивления.

При этом очевидно, что образуемый вокруг единичной сваи «Фундекс» по итогам её изготовления массив уплотнённого грунта, характеризуемый снижением сопротивления при погружении конуса статического зондирования по острию и по боковой поверхности, может рассматриваться в качестве зоны влияния данной технологии на здания и сооружения окружающей застройки.

Однако, устройство массива из данных свай показывает более сложные схемы изменения напряжённо-деформированного состояния грунта, поскольку зона влияния, образуемая по итогам изготовления свайного поля на реальных объектах, значительным образом превышает границы зоны уплотнения грунта, определяемые результатами статического зондирования как 2 м от наружного ряда свай (границ свайного поля).

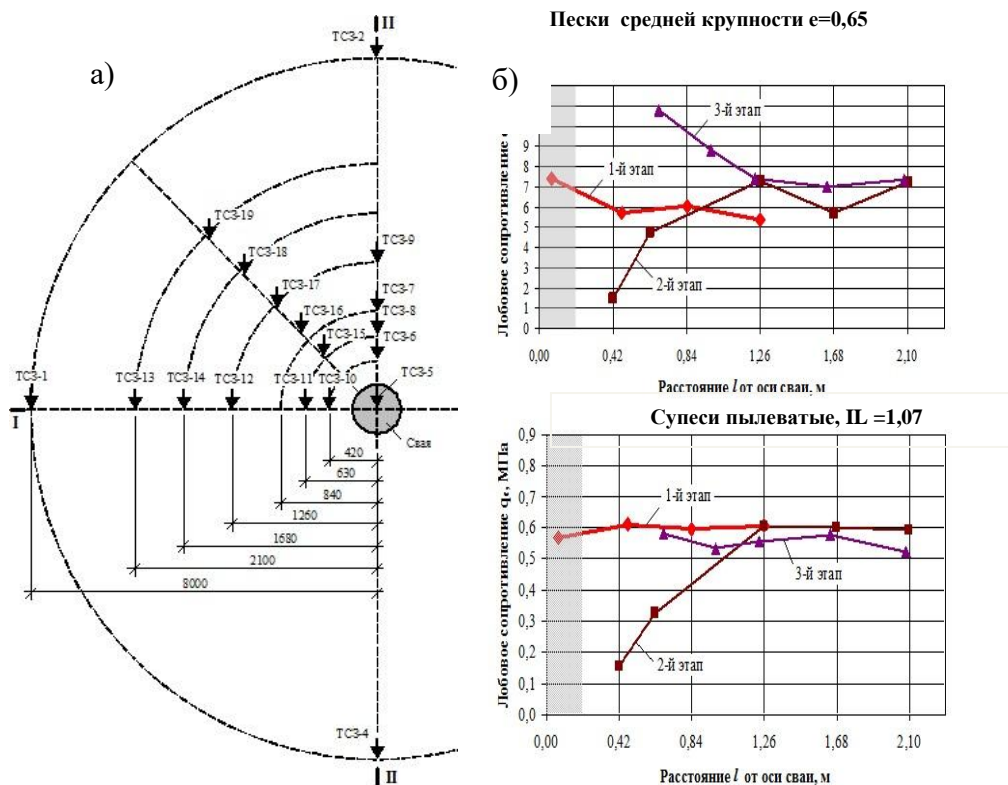


Рис. 4.33. Результаты исследования оценки зоны изменения напряженно-деформированного состояния грунта вокруг свай «Фундекс» при ее изготовлении [Мангушев Р.А., Ершов А.В., 2009]: а – точки статического зондирования; б- результаты изменения лобового сопротивления грунта погружению зонда.

По результатам натурного геотехнического мониторинга, реализованного на ряде объектов, возводимых в условиях слабых пылевато-глинистых грунтов и плотной застройки исторического центра Санкт-Петербурга, изготовление свай «Фундекс» может оказывать влияние на здания и сооружения окружающей застройки с фундаментами мелкого заложения, расположенные на расстоянии более 30м от границ участка производства работ.

В работе (Улицкий В. М., Шашкин А.Г., Шашкин К.Г. , 2010г.) [275] на основании результатов геотехнического мониторинга за зданиями окружающей застройки на объекте по

ул. Казанской в Санкт-Петербурге в ходе оперативного (в течение 19 дней) выполнения свайного поля из 153 свай «Фундекс» был определён подъём 5-этажного жилого дома, относимого к исторической застройке города. Первоначально здание получило подъём до 40мм, а затем, в последующие 3 года – осадку в 10см.

Подобный механизм воздействия от изготовления свай «Фундекс» представлен в работе Шашкина А. Г., Шацкого А. А. (2017г.) [297]. При строительстве жилого комплекса по ул. Смольного по результатам геодезического мониторинга определены дополнительные деформации подъёма прилегающей территории и существующей сохраняемой застройки, вызванные вытеснением/уплотнением грунта из объёма свай (рис. 4.34). Вертикальные деформации массива окружающего грунта, измеренные при помощи поверхностных грунтовых марок, устроенных по створам на расстоянии от ~2 м до ~30 м относительно границ выполненного свайного поля, показали подъёмы поверхности от ~70 мм до ~10 мм соответственно (рис. 4.35).

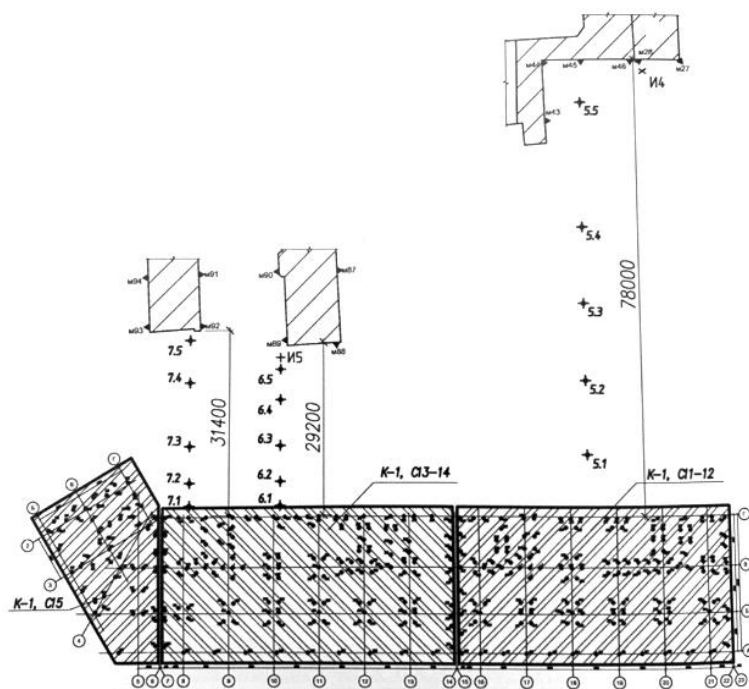


Рис. 4.34. Схема взаимного расположения участка производства работ по изготовлению свай «Фундекс», зданий окружающей застройки и точек расположения контрольно-измерительного оборудования [Шашкин А. Г., Шацкий А. А., 2017].

По результатам геодезических измерений за положением осадочных марок три кирпичных здания окружающей застройки высотой 4 – 5 этажей с фундаментами мелкого заложения, расположенных на расстоянии 29 м, 31 м и 78 м относительно границ участка строительства, также показали дополнительные деформации подъёма – 17 мм, 11 мм и 14 мм соответственно (рис. 4.36). При этом, по наблюдениям авторов отмечается, что процесс погружения свай приводит практически к мгновенному поднятию окружающей поверхности и

зданий, а их взаимный характер деформирования достаточно хорошо увязывается между собой – наибольший подъём регистрируется по маркам, более приближённым к участку выполнения свай, по мере удаления от него дополнительные деформации уменьшаются.

Аналогичный характер распределения дополнительных деформаций окружающей территории и зданий сохраняемой застройки определяется при выполнении свайного поля из заводских свай, устраиваемых способом вдавливания. По мере погружения сваи вдавливания происходит вытеснение массива грунта из занимаемого ею объёма. Таким образом изменяется напряжённо-деформированное состояние основания – грунт уплотняется, поровое давление в окосвайном пространстве увеличивается, создавая фронт распространения дополнительных напряжений и деформаций в грунтовом массиве, рассеивающихся постепенно в направлении от участка погружения свай.

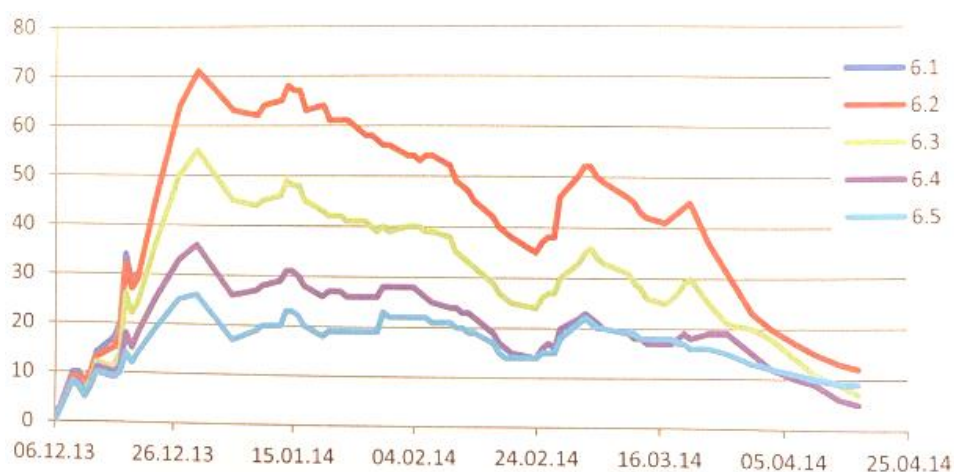


Рис. 4.35. Развитие деформаций поверхности во времени по створу №6 (мм) [Шашкин А. Г., Шацкий А. А., 2017].

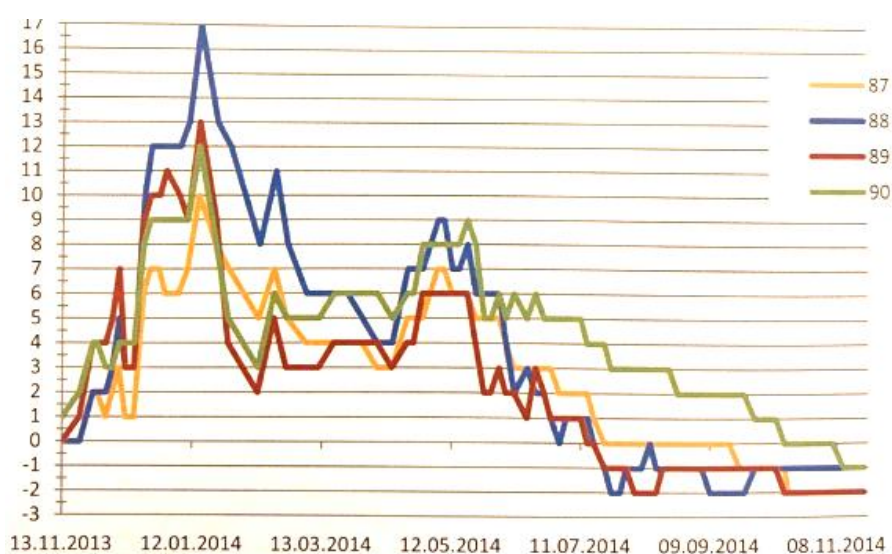


Рис. 4.36. Развитие деформаций во времени здания окружающей застройки, расположенного в створе №6 (мм) [Шашкин А. Г., Шацкий А. А., 2017].

В качестве примера, определяющего технологическое влияние от устройства свай вдавливания на окружающую застройку, можно привести результаты геотехнического мониторинга, проводимого кафедрой геотехники СПбГАСУ в ходе строительства многоэтажного жилого комплекса с подземным паркингом по ул. Шкапина в Санкт-Петербурге. Фундаменты возводимого здания – свайные, устраиваются из сборных железобетонных свай составного сечения 400×400 мм и длиной 17,0 м, погружаемых способом вдавливания со дна предварительно разработанного котлована (работы в котловане осуществлялись под защитой естественного откоса). Инженерно-геологический разрез участка строительства является характерным для центральных районов Санкт-Петербурга. Под слоем насыпного грунта и плотных пылеватых песков расположена мощная толща (до глубины 15 – 16 м) слабых пылевато-глинистых отложений — текучих супесей и суглинков с низкими физико-механическими характеристиками ( $E = 6\text{--}10$  МПа;  $I_L = 0,66\text{--}1,27$ ;  $\varphi = 8\text{--}18^\circ$ ;  $c = 6\text{--}14$  кПа). Уровень грунтовых вод на участке расположен на глубине  $\sim 1,4$  м от поверхности.

В границах зоны влияния строительства жилого комплекса, на расстоянии  $\sim 10$  м и  $\sim 33$  м от него, располагаются два существующих одноэтажных кирпичных здания окружающей застройки с ленточными фундаментами на естественном основании.

На протяжении всего периода строительства за сохраняемыми зданиями осуществлялся постоянный геодезический и визуальный контроль. На основании результатов мониторинга при устройстве свайного основания у контролируемых зданий было установлено образование дополнительных деформаций подъёма. По мере увеличения количества выполненных свай и приближения фронта производства работ к границам строительной площадки величина зафиксированного подъёма увеличивалась и к окончанию данного цикла работ составила 11 мм для ближайшего здания, расположенного на расстоянии 10 м и 2 мм – для здания, находящегося на расстоянии 33 м. Схема расположения контролируемых марок, а также график развития деформаций по ним представлен на рис. 4.37 и 4.38 соответственно.

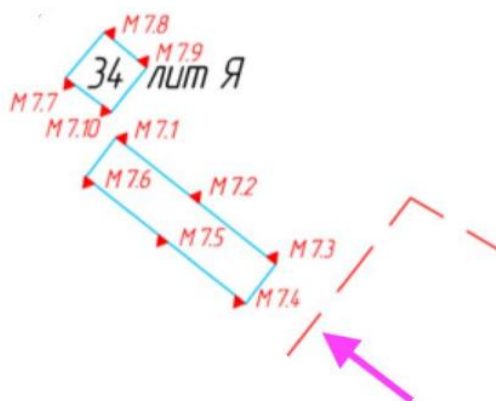


Рис. 4.37. Схема взаимного расположения объекта нового строительства и существующего здания окружающей застройки с указанием установленных осадочных марок.

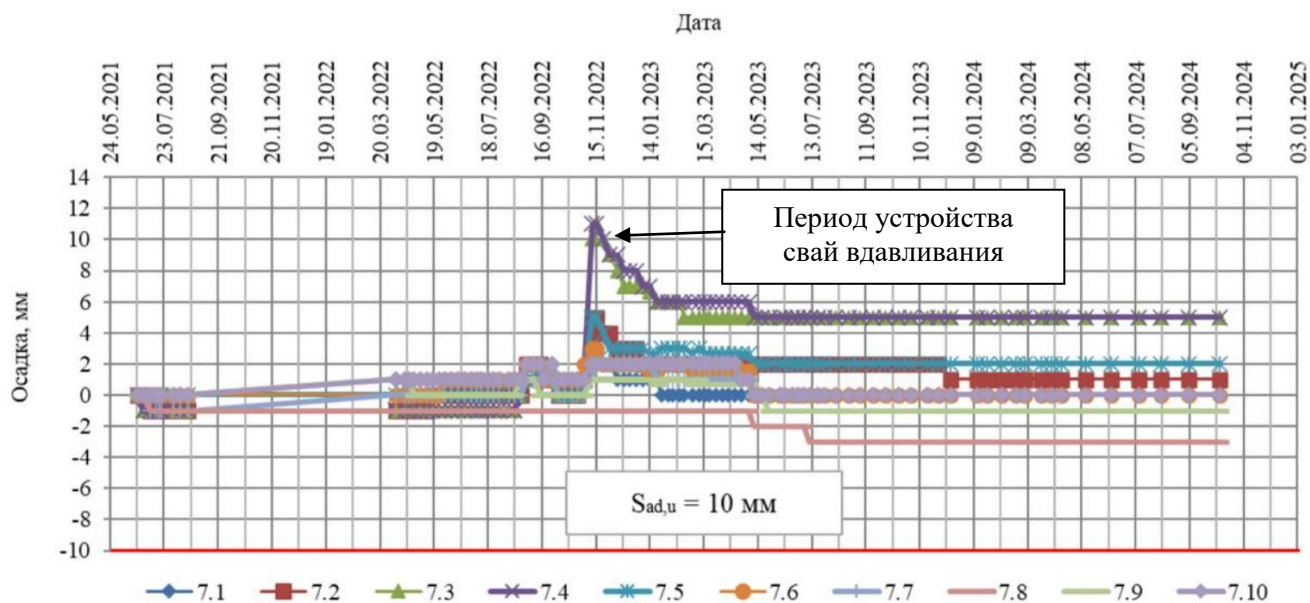


Рис. 4.38. Графики развития во времени дополнительных деформаций сохраняемых зданий, развивающихся в ходе строительства жилого комплекса.

Таким образом, величины дополнительных подъемов фундаментов зданий при устройстве свай вдавливания, полученные по результатам геотехнического мониторинга на объекте исследования, оказались сравнимыми со значениями предельных деформаций, установленных по требованиям нормативной документации (10 мм).

Результаты геотехнического мониторинга, полученные в процессе наблюдения за устройством свай, показали, что технология их исполнения может оказывать значительное влияние на сохранность зданий и сооружений окружающей застройки.

В действующие российские и зарубежные нормы 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. Величины дополнительных деформаций, вызванные воздействием данных технологий, сложно поддаются определению, не имеют расчётной методики оценки, при этом по величине могут быть сопоставимы, а порой и превышать значения, определяемые изменением напряженно-деформированного состояния массива грунта при работе свайного фундамента в ходе его нагружения весом здания. Таким образом, влияние технологии выполнения свай следует рассматривать как один из важных критериев при оценке влияния от устройства фундаментов при новом строительстве на здания и сооружения окружающей застройки.

#### 4.4. Качественный анализ конструктивных и технологических решений типов фундаментов строящихся зданий в плотной городской застройке

По аналогии с представленном в работе анализом конструктивных и технологических решений по устройству ограждения и раскрепления котлованов, на основе метода простого аддитивного взвешивания SAW составим рейтинг по возможным техническим решениям устройства свайных фундаментов в плотной городской застройке на слабых грунтах. Условие безопасности при устройстве фундаментов выражается при оценке экспертами критерия «степень влияния технологии устройства фундаментов на окружающую застройку»




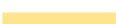

В таблице 4.5 приведен качественный анализ типов фундаментов (конструктивный и технологический аспекты) строящихся зданий в плотной городской застройке на слабых грунтах с приведенными нормативными значениями критериев оценки. Цветом выделены различные по степени оценки значения показателей, показывающие качественную картину.

Таблица 4.5

#### Качественный анализ конструктивных и технологических решений типов фундаментов строящихся зданий в плотной городской застройке (нормированные оценки критериев)

№ п/п	Тип фундамента и технология изготовления свай в условиях плотной городской застройки	Критерии оценки						
		Условия контроля качества - СП1	Технологичность (производительность) - СП2	Значение несущей способности - СП3	Ограничение по глубине устройства свай - СП4	Степень влияния на окружающую застройку - СП5	Возможность корректировки технологии для снижения воздействия на окружающую застройку - СП6	Удельная стоимость на тонну несущей способности-СП7
1.	<b>Ф1:</b> Фундамент на естественном основании	9	5	5	3	5	4	5
2.	<b>Ф2:</b> Призматические сваи заводского изготовления, погружаемые методом вдавливания	8	9	6	7	6	6	7
3.	<b>Ф3:</b> Буронабивные сваи, устраиваемые под защитой обсадной трубы	8	6	9	9	8	7	8
4.	<b>Ф4:</b> Буровые сваи непрерывным полым шнеком НППШ (CFA, SOB)	6	7	7	8	4	3	7

5.	<b>Ф5:</b> Буровые сваи, устраиваемые под защитой глинистого раствора	6	6	7	9	9	7	7
6.	<b>Ф6:</b> Набивные сваи вытеснения по технологии Fundex	6	9	8	7	6	5	8
7.	<b>Ф7:</b> Набивные сваи вытеснения по технологии DDS	8	9	8	9	8	7	8

	Очень высокий уровень оценки
	Высокий уровень оценки
	Уровень оценки выше среднего
	Средний уровень оценки
	Низкий уровень оценки

Каждому критерию присваивается коэффициент веса в зависимости от значимости критерия (таблица 4.6). Наиболее высокий вес ( $w_5=0,21$ ) экспертами были присвоены ключевому показателю «Степень влияния на окружающую застройку»

Таблица 4.6

#### Веса критериев

№ п/п	Критерии Характеристика технологической системы	Вес
1.	Условия контроля качества –СП1	0,13
2.	Технологичность (производительность)- СП2	0,15
3.	Значение несущей способности- СП3	0,12
4.	Ограничение по глубине устройства – СП4	0,08
5.	Степень влияния на окружающую застройку – СП5	0,21
6.	Возможность корректировки технологии для снижения воздействия на окружающую застройку – СП6	0,13
7.	Удельная стоимость на тонну несущей способности – СП7	0,18

В последующем нормированные значения критериев умножаются на коэффициенты веса и определяется оптимальное решение.

CFA, SOB) заняли VI место; буровые сваи, устраиваемые под защитой глинистого раствора находятся на III месте рейтинга; набивные сваи с формированием скважины с вытеснением грунта, устраиваемые по технологии Fundex с теряемым наконечником заняли IV место; набивные сваи с формированием скважины с вытеснением грунта, устраиваемые по технологии DDS (раскатки) занимают согласно данного рейтинга I место. Наивысший приоритет по конструкторско-технологическим показателям рейтинговых оценок получил свайный фундамент, устраиваемый с использованием технологии DDS (Drilling Displacement System).

Таблица 4.7

**Расчет рейтинга различных конструктивно-технологических решений фундаментов, устраиваемых в плотной городской застройке**

Констр. сваи	СП1	СП2	СП3	СП4	СП5	СП6	СП7	Рейтинг	Приоритет
<b>Ф1</b>	1,17	0,75	0,60	0,24	1,05	0,52	0,9	5,23	<b>VII</b>
<b>Ф2</b>	1,04	1,35	0,72	0,56	1,26	0,78	1,26	6,97	<b>V</b>
<b>Ф3</b>	1,04	0,90	1,08	0,72	1,68	0,91	1,44	7,77	<b>II</b>
<b>Ф4</b>	0,78	1,05	0,84	0,64	0,84	0,39	1,26	5,80	<b>VI</b>
<b>Ф5</b>	0,78	0,90	0,84	0,72	1,89	0,91	1,26	7,30	<b>III</b>
<b>Ф6</b>	0,78	1,35	0,96	0,56	1,26	0,65	1,44	7,00	<b>IV</b>
<b>Ф7</b>	1,04	1,35	0,96	0,72	1,68	0,91	1,44	8,10	<b>I</b>

Таблица 4.8.

**Анализ влияния различных свайных технологий на околосвайный массив грунта и окружающую застройку**

№ п/п	Вид технологии изготовления свай	Характеристика влияния на грунтовый околосвайный массив	Степень влияния на грунтовый массив в слабых грунтах	Степень влияния на здания окружающей застройки	Технологичность	Риск низкого качества изготовления свай
1.	Устройство свай под защитой глинистого раствора	Механическое разрушение грунта при бурении, увлажнение грунта в зоне бурения	низкая (5)	Низкая (5)	Низкая (2)	Высокий (2)
2.	Устройство буронабивных свай под защитой обсадной трубы	Механическое разрушение грунта при бурении при наличии грунтовой пробки на забое при бурении	Низкая или средняя, зависит от диаметра свай, бурового инструмента (4,0)	Низкая (4)	Средняя (3)	Низкий (4)
3.	Набивные сваи DDS (уплотнения)	Перебитие и уплотнение с вытеснением грунта из объема скважины вниз-в стороны -вверх, раздавливание при опрессовке бетонной смесью	Средняя и высокая (3,5)	Средняя (3,5)	Высокая (5)	низкий (4,5)
4.	Набивные сваи FUNDEX (вытеснения)	Перебитие, уплотнение и вытеснение грунта из объема скважины вниз-в стороны -вверх	Средняя и высокая (3,0)	Средняя (3,0)	Высокая (5)	Средний (3,5)
5.	Вдавливание призматических свай заводского изготовления	Уплотнение и вытеснение грунта в объеме свай вниз-в стороны -вверх	Средняя и высокая (3,5)	Средняя (3,0)	Высокая (4,5)	Низкий (4,5)
6.	Сваи, изготавливаемые по технологии НППШ (CFA, SOB)	Механическое разрушение грунта и непрерывная транспортировка его по ребрам шнека на поверхность	Высокая (1)	Высокая (1)	Высокая (5)	Средний (3,0)

Таким образом, как видно из таблицы 4.7 приоритеты конструкторско-технологических решений по типам фундаментов располагаются следующим образом: фундамент на естественном основании занимает VII рейтинговое место; свайный фундамент из призматических свай заводского изготовления, погружаемых методом вдавливания занял V

место; буронабивные сваи, устраиваемые под защитой обсадной трубы в рейтинге находятся на II месте; буровые сваи, устраиваемые по технологии непрерывного полого шнека (НПШ),

В таблице 4.8 представлен анализ влияния различных свайных технологий на околосвайный массив грунта и окружающую застройку, выполненный для 64 строительных площадок в Санкт-Петербурге, выполненный методом экспертной оценки.

При этом эксперты отмечают низкую степень влияния на грунты основания при использовании технологии бурения под защитой глинистого раствора и под защитой обсадной трубы и фиксируют высокий уровень влияния на грунтовый массив и фундаменты окружающих зданий у свай, устраиваемых по технологии непрерывного полого шнека (НПШ).

#### **4.5. Выводы и рекомендации по главе 4**

1. При строительстве в плотной городской застройке в условиях слабых грунтов в практике строительства широкое распространение получили технологии устройства свай заводского изготовления, погружаемых вдавливанием, буровых, набивных и буроинъекционных свай. Проведенный анализ особенностей технологий и оценка методом экспертных оценок позволили определить, что наиболее низкой степенью влияния на грунты основания обладают технологии устройства свай под защитой глинистого раствора и под защитой инвентарной обсадной трубы. Высокий уровень влияния установлен у технологии непрерывного полого шнека (НПШ). Технологии изготовления набивных свай (с вытеснением грунта) в ряде случаев приводят к подъему поверхностных слоев грунта и фундаментов существующих зданий. В последующем, развиваются осадочные деформации, с дальнейшей релаксацией возникших напряжений от техногенных воздействий. Данное обстоятельство требует технологического и организационного регулирования порядка выполнения свайных работ в зоне влияния.

2. Для исключения циклического воздействия и устройства негативного влияния на здания окружающей застройки при устройстве свай вытеснения разработано устройство для погружения свай на которое получено авторское свидетельство.

3. На основе проведенных исследований и практического опыта проанализированы технологические особенности изготовления буровых и набивных свай в плотной городской застройке в слабых грунтах, проведена оценка рисков влияния устройства свайных фундаментов на окружающую застройку и даны рекомендации их эффективного применения в различных инженерно-геологических условиях.

4. Проанализированы и определены факторы влияния на качество устройства свай DDS в условиях слабых грунтов, в результате чего разработан и утвержден СТО 31041820 003 2006 «Проектирование и устройство буронабивных свай уплотнения по технологии DDS», что позволило широко применять данную технологию в практике строительства.

5. На основе качественного анализа конструктивных и технологических решений устройства фундаментов при строительстве в плотной городской застройке с использованием метода простого аддитивного взвешивания (SAW – Simple Additive Weighting), как наиболее используемого для многоатрибутивного принятия решений, составлен рейтинг по возможным техническим решениям фундаментов с учетом конструкции и технологии изготовления свай. Указанный рейтинг позволил принять решение о выборе конструктивного и технологического решения, удовлетворяющего установленным критериям и их весам.

Наиболее значимый вес был назначен показателю «степень влияния на окружающую застройку», что соответствует требованиям обеспечения безопасности при устройстве фундамента.

Наиболее низкие оценки получили фундамент на естественном основании и устройство буронабивных свай по технологии непрерывного полого шнека (НПШ,СФА,SOB).

Более высокую экспертную оценку получил свайный фундамент, устраиваемый из призматических свай заводского изготовления, погружаемых методом вдавливания, и набивные сваи с формированием скважины методом вытеснением грунта, устраиваемые по технологии Fundex с тераемым наконечником(башмаком).

Конструкторско-технологическое решение с устройством буровых свай под защитой глинистого раствора позволяют практически исключить возникновение дополнительных осадков при их изготовлении в непосредственной близости от фундаментов существующих зданий замыкает тройку лидеров рейтинга устройства фундаментов в плотной городской застройке.

На втором месте рейтинга находится конструкторско-технологическое решение с применением буронабивных свай, устраиваемых под защитой инвентарной обсадной трубы – классической технологии устройства свай в мир. Наивысший приоритет по конструкторско-технологическим показателям рейтинговых оценок получил свайный фундамент, устраиваемый с использованием технологии DDS (Drilling Displacement System).

6. Выполнен анализ сопоставления удельных несущих способностей свай, выполненных в грунте по различным технологиям ( $N_{cb}/V_{cb}$ ) который показал их значительное превышение над аналогичными значениями, вычисленными по существующим нормативным документам ( $N_{cb}/V_{cb}$ )<sub>СП</sub>,

7. Установлен механизм изменения несущей способности свай во времени на основе экспериментальных данных, полученных при статических испытаниях свай через различные периоды времени после забивки. Исследованиями отмечается, что процесс повышения сопротивления свай, находящейся в грунте, и в том числе, под нагрузкой, протекает длительное время.

8. Установлены закономерности изменения физико-механических характеристик пылевато-глинистого грунта во времени: экспериментальные исследования на приборе ПВС-3 показали, что сцепление грунта возрастает после перемятия пропорционально логарифму времени, изменение угла внутреннего трения незначительно.

## **Глава 5. РАЗРАБОТКА ОСНОВНЫХ ПРИНЦИПОВ НАУЧНО-ТЕХНИЧЕСКОГО ОБОСНОВАНИЯ ПОДЗЕМНОГО СТРОИТЕЛЬСТВА НА СЛАБЫХ ГРУНТАХ В ПЛОТНОЙ ГОРОДСКОЙ ЗАСТРОЙКЕ ИЗ УСЛОВИЯ БЕЗОПАСНОСТИ**

### **5.1. Моделирование геотехнической ситуации устройства фундаментов и котлованов в слабых грунтах, как основной способ оценки возможного возникновения рисков**

С целью возможности оценки и анализа геотехнических рисков, определяемых отдельными видами работ «нулевого» цикла, в т.ч. выделенных в составе предыдущих глав настоящей работы, требованиями действующей нормативной документации [СП 22.13330.2016] на стадии разработки проектной документации для объекта нового строительства или реконструкции здания и/или сооружения, расположенного на застроенной территории, предусматривается проведение геотехнического прогноза/обоснования.

Геотехнический прогноз представляет собой комплекс работ аналитического и расчетного характера, целью которых является качественная и количественная оценка поведения оснований, фундаментов и конструкций проектируемого сооружения и окружающей застройки в процессе строительства и в начальный период эксплуатации (СП 361.1325800.2017) [244]. Геотехнический прогноз также должен учитывать дополнительные технологические осадки фундаментов зданий и сооружений окружающей застройки от устройства ограждения котлована и этапов откопки котлована с устройством распорных конструкций или грунтовых инъекционных анкеров, в том числе буроинъекционных свай усиления фундаментов.

На рисунке 5.1 приведена схема структуры геотехнического прогноза в соответствии с требованиями СП 22.13330.2016. В его составе в качестве исходной информации анализируются инженерно-геологические и гидрогеологические условия площадки, параметры строящегося сооружения, данные по оценке технического состояния зданий окружающей застройки, попадающих в зону влияния нового строительства и реконструкции.

По результатам геотехнического прогноза (оценки) влияния нового строительства на здания окружающей застройки оценивается изменение напряженно-деформированного состояния (НДС) грунтового массива, в том числе в основании зданий соседней застройки, а также возможное изменение гидрогеологического режима площадки в результате выполняемых работ. Кроме того, его итогом является:

- подбор конструкции и способа ограждения котлована;
- оценка зоны влияния нового строительства или реконструкции на окружающую застройку в составе каждого из этапов выполнения геотехнических работ;
- оценка влияния осадки фундаментов строящегося (реконструируемого) здания на развитие дополнительных деформаций зданий окружающей застройки;
- разработка рекомендации по технологической последовательности выполнения строительных работ с учетом обеспечения сохранности зданий окружающей застройки, расположенных в зоне влияния нового строительства.

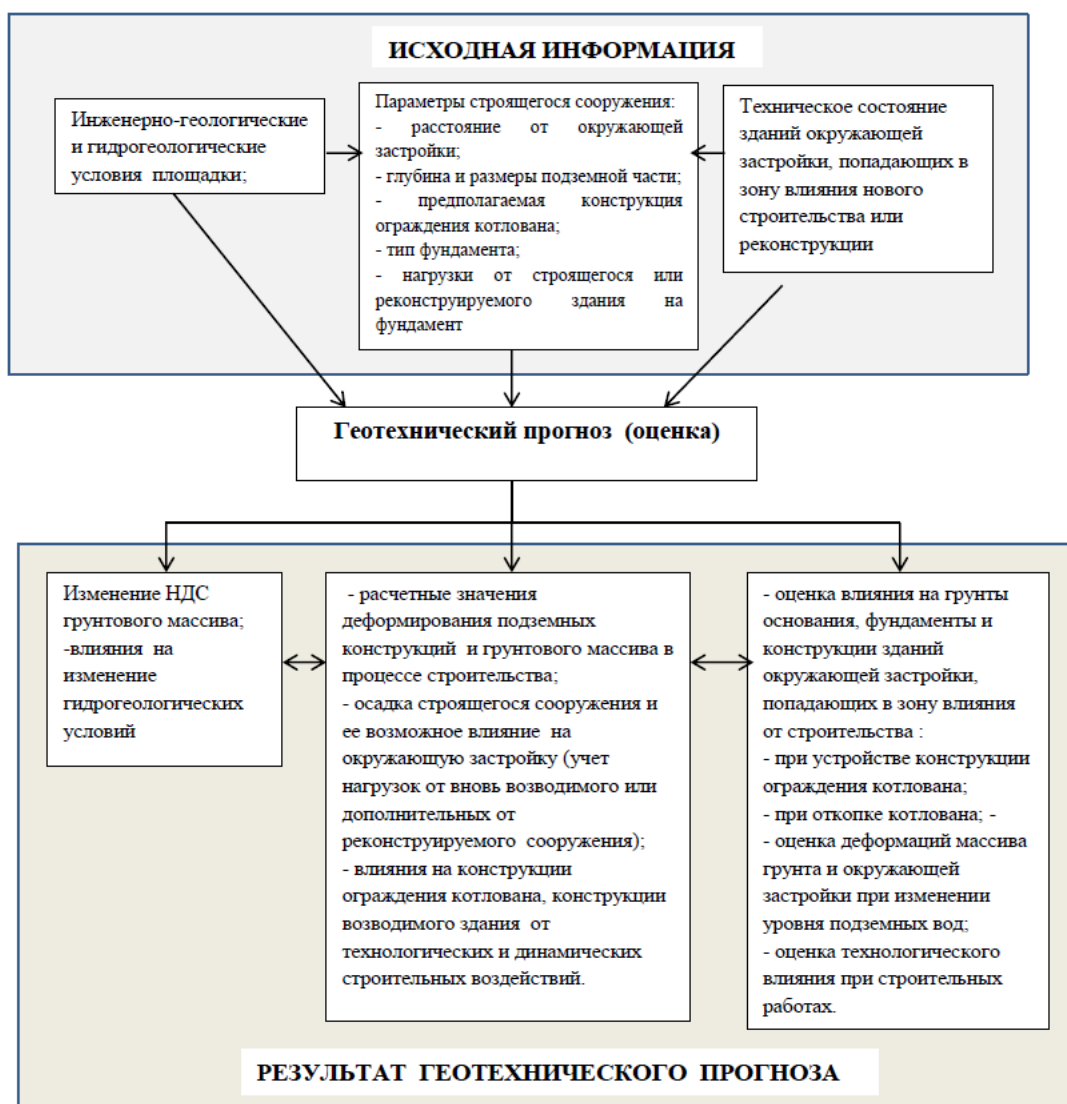


Рис. 5.1. Структура геотехнического прогноза (по СП 22.13330.2016)

Для выполнения геотехнических расчетов в практике проектирования используются программные средства, в основе которых заложен принцип метода конечных элементов МКЭ. Достоинствами МКЭ [Фадеев А.Б., 1987] являются: простота получения конкретных решений с использованием имеющейся прикладной программы; возможность сгущения сети элементов в местах ожидаемых высоких градиентов исследуемого параметра; возможность задания любых граничных условий; принципиальная возможность реализации в программах произвольных механических свойств материала, любой последовательности нагружения и т.д. Современные программы на базе МКЭ представляют собой не просто метод расчета напряжений и деформаций, но и являются широким аппаратом математического моделирования всех процессов, протекающих в грунтах.

Метод конечных элементов (МКЭ) был впервые сформулирован в трудах Дж. Аргирис (Argyris J.H., 1955), М. Тернер, Р.Клаф (Clough R.W., 1960) в 50-е годы прошлого века. Значительный вклад в его развитие для решения задач геотехнической направленности и создание различных математических моделей грунта внесли ученые и исследователи Бугров А.К. (1974), О.Зенкевич (Zienkiewicz O.C., 1977), Л.А. Розин, Ухов С.Б., (1977), Амусин Б.З., Фадеев А.Б. (1980), В.А. Ильичев (1981), Х.З. Бакенов(1989), И.П. Дьяконов (2019), Ю.К.Зарецкий, З.Г. Тер-Мартirosян, А.З. Тер-Мартirosян, Танака Т. (1979), Ванегjee Р.К.(1978), Р.А. Мангушев (2008), В.Н. Парамонов (2012), И.И. Сахаров, С.А. Кудрявцев (2016), А.Г. Шашкин, К.Г. Шашкин, В.М. Улицкий (2002), Е.В. Федоренко (2016), В.Г. Федоровский (2006). Основные положения применения МКЭ при решении нелинейных задач в механике грунтов были заложены в работах Л.Прандтля, в последующем они получили развитие и стали учитывать упрочнение, дилатансию и контракцию.

На базе МКЭ основаны и разработаны многочисленные прикладные программные комплексы, позволяющие выполнять численное моделирование совместной работы сооружений и грунтов основания. Среди них следует отметить наиболее востребованные, такие как: PLAXIS (Нидерланды), FEM Models (Россия), ANSYS (США), FLAC (США), SAP 2000 (США), MIDAS (Южная Корея) и т.п.

В нашей стране в настоящее время система моделирования геотехнической ситуации строительства подземного сооружения в условиях плотной городской застройки на слабых грунтах наиболее широко реализована в программном комплексе PLAXIS. В данной программе основными элементами, определяющими её работу, являются: набор реализуемых математических моделей, набор моделируемых задач, возможность интеграции с другими программными комплексами, реализация разбиения сетки конечных элементов, мощность программного комплекса.

Выбор расчетной математической модели определяется гипотезой изменения напряженно-деформированного состояния моделируемой среды. Кроме того, основополагающим принципом МКЭ является определение непрерывной величины через аппроксимацию дискретным набором простых функций, заданных над ограниченными конечными элементами, что позволяет процедуру интегрирования свести к решению системы линейных уравнений (Фадеев А.Б. 1987).

Таким образом, важным граничным условием применения МКЭ является соблюдение малых деформаций. К малым относятся деформации на уровне  $\Delta\varepsilon < 0,05 \dots 0,10$ . [Мангушев Р.А., 2020].

Учитывая, что грунт работает как нелинейная среда, то есть все деформации имеют не упругий, а пластический характер, рассмотрим возможные для описания поведения слабых грунтов нелинейные модели. Как отмечают ученые В.А. Ильичев (2008), В.Н. Парамонов и И.И. Сахаров (2016), в настоящее время при проведении геотехнических расчётов в механике грунтов широкое применение нашли модели идеальной и упрочняющейся упругопластической среды.

Упруго-идеально-пластическая модель (Кулона-Мора) (рисунки 5.3 и 5.4) относится к простым нелинейным моделям, при использовании которых, назначение параметров грунтового массива можно принять по данным инженерно-геологических изысканий. Модель по существу сочленяет две теории, на которых базируется современная механика грунтов: теорию упругости и теорию предельного равновесия. В качестве недостатков данной модели следует отметить (Шашкин А.Г., 2014) [295] она полностью игнорирует нелинейность при объемном сжатии. Все деформации внутри предельной поверхности являются упругими и обратимыми. Данная модель применяется для приблизительной оценки НДС массива грунта, а также для расчетов по несущей способности и устойчивости склонов, откосов. При решении задач по устройству котлованов с использованием модели Кулона-Мора для водонасыщенных глинистых грунтов малой и средней степени литификации проявляется «псевдоэффект чрезмерного поднятия дна котлована» (Шашкин А.Г., 2014) [295]. Данное обстоятельство перечеркивает возможность применения модели в данном классе задач. Модель Кулона – Мора определяется пятью основными характеристиками (две из которых – деформационные и три – критерии прочности):  $E$  - модуль упругости, МПа;  $\nu$  - коэффициент Пуассона;  $c$  - удельное сцепление грунта, кПа;  $\varphi$  – угол внутреннего трения, град;  $\psi$  – угол дилатансии, град.

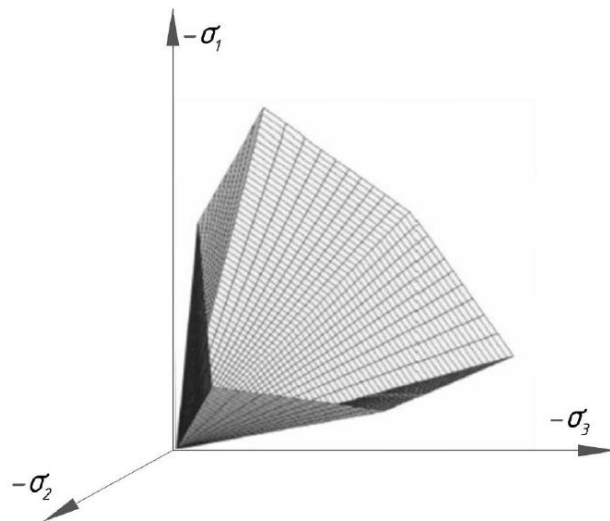


Рис. 5.3. Предельная поверхность, представленная критериями Мора-Кулона.

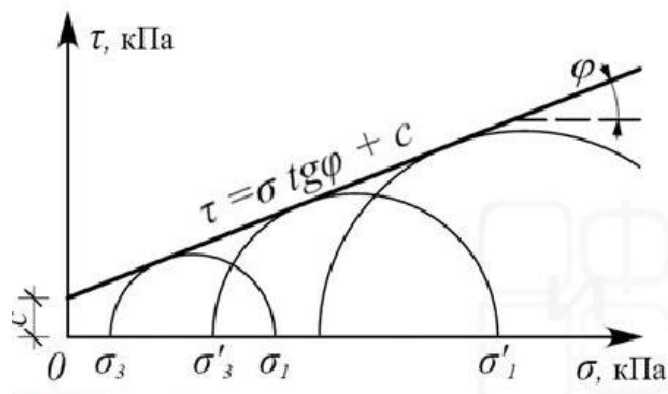


Рис. 5.4. Условие прочности Кулона-Мора (А.Б.Фадеев,1987)

Упругопластическая модель с упрочнением (Hardening Soil) использует нелинейную зависимость при нагружении, то есть переменную характеристику жесткости грунта. Разгрузка грунта и повторное нагружение описывается независимым параметром жесткости как показано на рисунке 5.6. Данная модель отличается от упругой идеально пластической модели тем, что поверхность текучести модели упрочняющегося грунта не зафиксирована в пространстве главных напряжений, а может расширяться вследствие пластического деформирования. Упрочнение определяется расширением поверхности текучести и образованием за ней зоны упругого поведения. В модели Hardening Soil реализовано два основных типа упрочнения – при сдвиге и при сжатии.

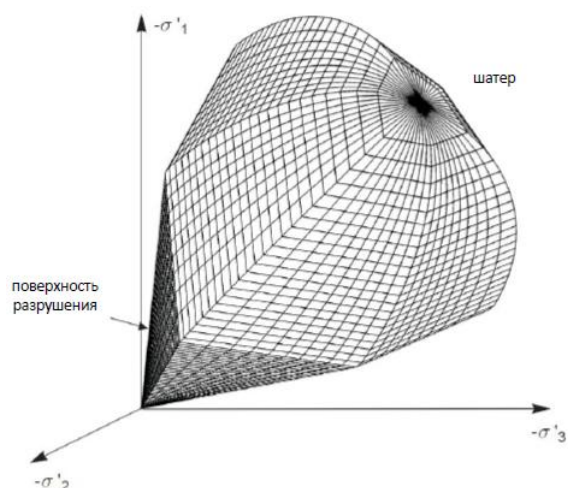


Рис. 5.5. Поверхность разрушения по критерию прочности Мора-Кулона и поверхность текучести для моделей класса Soft Soil.

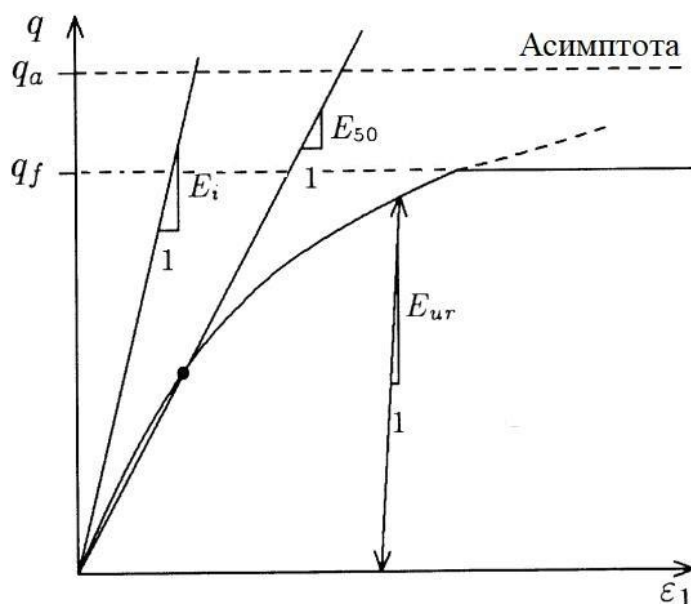


Рис.5.6. Зависимость напряжений от деформаций модели упрочняющегося грунта (Cam Clay) (Duncan J.M., Chang C.M., 1970)

Упрочнение при сдвиге происходит в результате первичного девиаторного нагружения, применяемого для моделирования необратимых деформаций. Между напряжениями и деформациями принята гиперболическая зависимость, что является основной идеей данной модели. (рисунок 5.6.) Форма гиперболы ограничена асимптотическим уровнем  $q_a$  и секущим модулем первичного нагружения  $E_{50}$ , определяемым 50% от предельного девиаторного напряжения  $q_f$ . Предельное девиаторное напряжение  $q_f$  определяется уравнением Кулона:

$$q_f = (c \cdot \operatorname{ctg} \varphi - \sigma_3) \frac{2 \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad (5.6)$$

где  $\sigma_3$  – боковое давление, кПа;  $c$  – сцепление, кН/м<sup>2</sup>;  $\varphi$  – угол внутреннего трения, град.

Асимптотический уровень определяется через предельный уровень  $q_f$ .

$$q_a = \frac{q_f}{R_f} \quad (5.7)$$

где  $R_f$  - коэффициент, равный 0,9 (выбран по умолчанию).

Модуль упругости при разгрузке и повторном нагружении  $E_{ur}$  превышает модуль первичного нагружения  $E_{50}$ . При отсутствии экспериментальных значений  $E_{ur}$  по умолчанию программа назначает его из соотношения  $E_{ur} = (3 \dots 5) E_{50}$  (данное условие рекомендуется СП 22.13330.2016). Для траекторий напряжений при разгрузке и повторном нагружении применяется модуль жесткости, зависящий от напряжений  $E_{ur}$ .

Модули  $E_{50}$  и  $E_{ur}$  зависят от уровня напряженного состояния, при стабилометрических испытаниях грунта - от величины бокового давления  $\sigma_3$ . В программе PLAXIS зависимость этих модулей от  $\sigma_3$  использует в виде степенной функции:

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left( \frac{c \cdot \text{ctg} \varphi - \sigma_3}{c \cdot \text{ctg} \varphi + p^{ref}} \right)^m, \quad (5.8)$$

где  $E_{50}^{ref}$  - значение модуля при базовом боковом давлении  $\sigma_3 = p^{ref}$ ;

$p^{ref}$  - базовое давление;

$m$  - показатель степенной функции.

В программе PLAXIS по умолчанию задается значение  $p^{ref} = 100$  кПа, а показатель степенной функции принимается в диапазоне  $0,5 < m < 1,0$ . Положение поверхности текучести при сдвиговом упрочнении показано на рис.5.7 в осях девиаторной  $q$  и гидростатической  $p$  компонент напряженного состояния. Кривая текучести расширяется до предельной кривой Мора-Кулона по мере деформирования. Форма кривых зависит от показателя степени  $m$ . При  $m=1$  линии получаются прямыми.

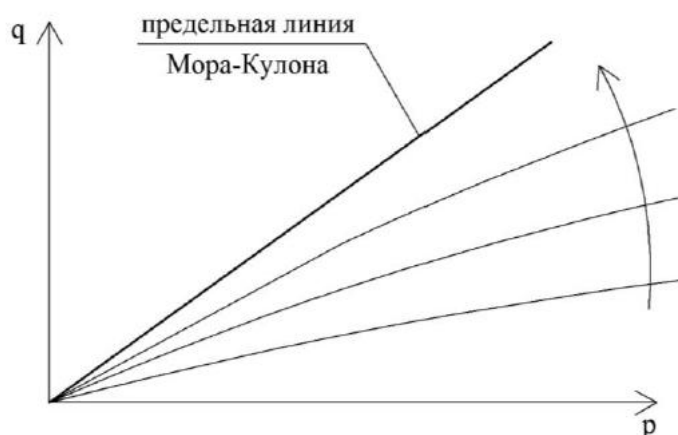


Рис.5.7. Положение поверхности текучести при упрочнении при сдвиге (Duncan J.M., Chang С.М., 1970)

Упрочнение при сжатии может быть показано в осях  $q$  и  $p$  поверхностью текучести в форме эллипса (рис. 5.8).

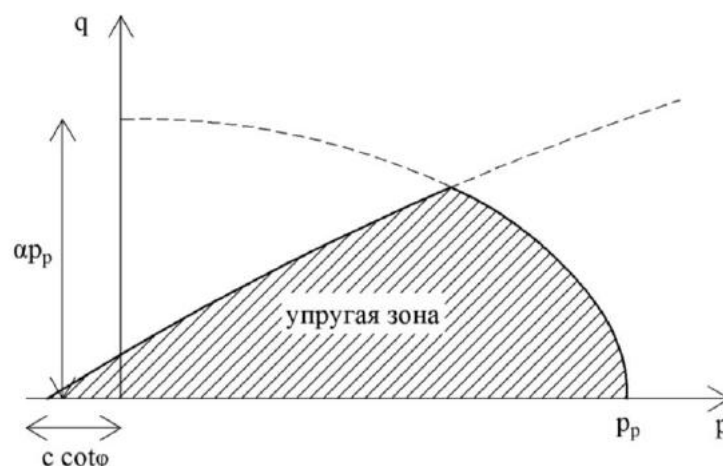


Рис.5.8. Зона упругих деформаций, сформированная поверхностями текучести при сдвиге и сжатии.

Компрессионный модуль  $E_{\text{oed}}$  зависит от уровня напряжений. В программе принята степенная зависимость  $E_{\text{oed}}$  от давления компрессии  $\sigma_1$ :

$$E_{\text{oed}} = E_{\text{oed}}^{\text{ref}} \left( \frac{c \cdot \text{ctg} \varphi - \sigma_1}{c \cdot \text{ctg} \varphi + p^{\text{ref}}} \right)^m \quad (5.9)$$

где  $E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$  – значение модуля при базовом боковом давлении  $\sigma_1 = p^{\text{ref}}$ ,  $\text{кН/м}^2$ .

Для использования модели упрочняющегося грунта необходимо использовать следующие параметры: прочностные параметры: сцепление  $c$ ,  $\text{кН/м}^2$ ; угол внутреннего трения  $\varphi$ , град.; угол дилатансии  $\psi$ , град (по умолчанию  $\psi=0$ ); параметры жесткости: секущий модуль жесткости при стандартном испытании грунта при испытании в стабилометре при возможности дренирования  $E_{50}^{\text{ref}}$ ,  $\text{кН/м}^2$ ; касательный модуль жесткости при первичном одометрическом нагружении  $E_{\text{oed}}^{\text{ref}} = E_{50}^{\text{ref}}$ ,  $\text{кН/м}^2$ ; показатель степенной зависимости жесткости от уровня напряжений  $m$  (по умолчанию  $m=0,5$ ); дополнительные параметры: жесткость при разгрузке/ повторной нагрузке  $E_{\text{ur}}^{\text{ref}} = 3 E_{50}^{\text{ref}}$ ,  $\text{кН/м}^2$ ; коэффициент Пуассона при разгрузке/повторной нагрузке  $\nu_{\text{ur}}$  (по умолчанию  $\nu_{\text{ur}}=0,2$ ); базовое напряжение  $p^{\text{ref}}$  (по умолчанию  $p^{\text{ref}}=100 \text{ кН/м}^2$ ),  $\text{кН/м}^2$ ; коэффициент горизонтальных напряжений при нормальной консолидации  $K_0^{\text{nc}}$  (по умолчанию  $K_0^{\text{nc}} = 1 - \sin \varphi$ ); коэффициент разрушения  $R_f$  при  $q_f / q_a$  (по умолчанию  $R_f = 0,9$ ); прочность на растяжение  $\sigma_{\text{tens}}$  (по умолчанию  $\sigma_{\text{tens}}=0$ ),  $\text{кН/м}^2$ . Приступить к созданию модели упрочняющегося грунта можно, имея на руках три экспериментально определенные параметра:  $c$ ,  $\varphi$ ,  $E_{50}^{\text{ref}}$  или  $E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$ , а остальные параметры допускается устанавливать по рекомендациям разработчиков PLAXIS.

Для решения консолидационных задач с формированием деформаций во времени, расчет производится с помощью конечно-элементного комплекса PLAXIS при помощи типа расчета «Consolidation», который позволяет оценить изменение напряженно-деформированного состояния грунта во времени. В качестве грунтовой модели может быть выбрана модель Soft Soil Creep (далее SSC), которая позволяет спрогнозировать, какой вклад дает учет ползучести (вторичной консолидации) в общую картину деформаций.

Для составления модели SSC необходимо обратиться к протоколам лабораторных испытаний, а именно, компрессионных и по определению коэффициентов фильтрационной и вторичной консолидации. Основными параметрами данной модели являются 1 – прочностные характеристики (удельное сцепление ( $c'$ ), угол трения ( $\phi'$ )) и 2 – деформационные характеристики (модифицированный коэффициент повторного нагружения/разгрузки ( $\kappa^*$ ) (рис. 1), модифицированный коэффициент сжимаемости ( $\lambda^*$ ) (рис. 5.9), модифицированный коэффициент ползучести ( $\mu^*$ ) (рис. 5.10)).

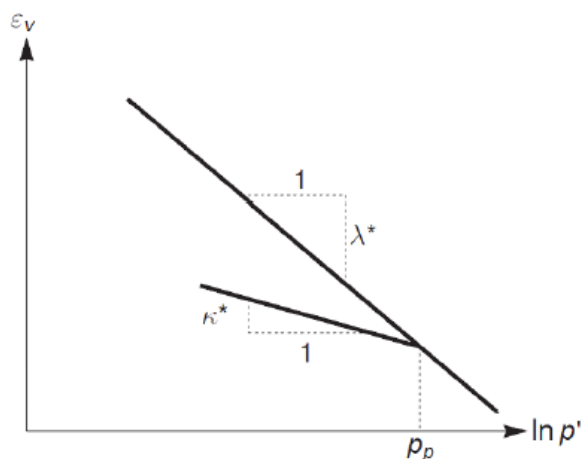


Рис. 5.9. Определение модифицированных коэффициентов сжимаемости ( $\lambda^*$ ) и повторного нагружения/разгрузки ( $\kappa^*$ ) по результатам компрессионных испытаний.

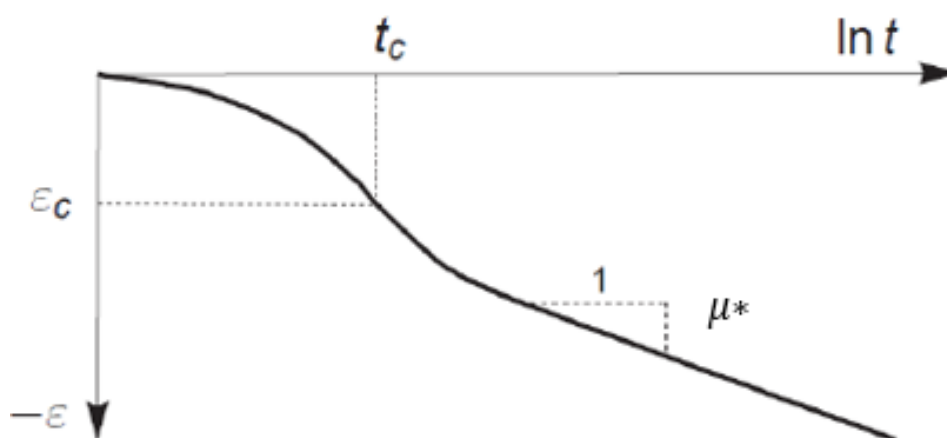


Рис. 5.10. Определение модифицированного коэффициента ползучести ( $\mu^*$ ) по результатам испытаний по определению коэффициентов фильтрационной и вторичной консолидации.

Нелинейный характер поведения модели обеспечивается за счет представления кривых лабораторных испытаний в полулогарифмическом масштабе, что позволяет преобразовать кривые в прямые и описать при помощи тангенса углов наклоны ветвей первичного ( $\lambda^*$ ) и вторичного ( $\kappa^*$ ) нагружения.

В соответствии с критерием Мора разрушение материала возникает, если наибольший круг Мора оказывается касательным к огибающей разрушения. Таким образом, второе главное напряжение  $\sigma_2$  ( $\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$ ) не влияет на условие разрушения. Простейшим видом огибающей разрушения Мора является прямая линия, которая определяется из условия

$$\tau = c + \sigma \cdot \operatorname{tg} \phi \quad (5.10)$$

Приведенное выше уравнение известно, как критерий разрушения Мора – Кулона. Этот критерий является наиболее общим критерием разрушения и широко используется в мировой геотехнической практике благодаря простоте. Меридианы и предельная огибающая кругов Мора являются прямыми линиями (рис.5.6 и 5.8). Для учета механизма упрочнения по объемным деформациям в моделях семейства Soft Soil добавляется также поверхность текучести («шатер»): до пересечения которой деформирование грунта описывается  $\kappa^*$ , по после пересечения –  $\lambda^*$ , при этом поверхность «шатра» сдвигает, за счет чего и реализуется процесс упрочнения грунта.

## 5.2. Критерии научно - технического обоснования подземного строительства на слабых грунтах в плотной городской застройке

Как отмечает С.Н. Сотников (1986), аварийные ситуации и повреждения конструкций зданий и сооружений, расположенных вблизи геотехнического строительства, определяются следующими видами воздействий на грунты основания:

- строительно-технологическими ( $s_{ad,t}$ );
- силовыми ( $s_{ad,p}$ );
- производственно-технологическими ( $s_{ad,i}$ ),

то есть:

$$s_{ad} = s_{ad,t} + s_{ad,p} + s_{ad,i} \quad (5.11)$$

Силовые воздействия возникают в зданиях и сооружениях, расположенных рядом со строящимся объектом при загрузке участка его весом. Влияния неравномерных дополнительных осадок уплотнения при силовом воздействии на массив грунта от веса нового здания избежать фактически невозможно при любом типе фундамента, включая свайные. В существующих программных комплексах имеются возможности расчетным образом оценить составляющую данного воздействия и учесть ее при назначении защитных мероприятий и конструировании фундаментов объекта нового строительства.

Производственно-технологические воздействия связаны с эксплуатацией оборудования, размещаемого в новом здании или сооружении. Проявление производственно-технологического влияния на соседнюю застройку происходит, как правило, при размещении в строящихся зданиях или сооружениях производственных помещений. На стадии проектирования, при наличии корректных исходных данных, оценку такого влияния можно произвести как аналитическими методами, так и с использованием программных комплексов.

Строительно-технологические воздействия представляют собой влияние на грунты в основании фундаментов существующих зданий от строительных процессов: устройства свай, устройства ограждения котлована, экскавации котлована, динамических процессов производственно-строительного характера. В связи с тем, что строительно-технологические воздействия достаточно сложно поддаются учёту, ранее считалось, что они являются непрогнозируемыми и непредсказуемыми, поэтому их составляющая принималась близкой к нулю.

Методологические основы оценки влияния строящихся подземных сооружений на городскую застройку также были изложены В.М. Улицким, А.Г. Шашкиным, К.Г. Шашкиным в 2010 году [Улицкий В.М., Шашкин А.Г., Шашкин К.Г., 2010]. Авторами сделано обобщение с разделением техногенных факторов влияния нового строительства на существующие подземные сооружения на постоянные и временные воздействия. Так, изменение статических условий работы подземного сооружения при откопке котлована оценивается, как временное статическое воздействие, а увеличение статической нагрузки на основание - как постоянное статическое воздействие. Влияние особенностей производства работ в составе различных геотехнологий отнесены авторами работы к временным технологическим воздействиям.

Данный подход может быть применим и к проведению оценки возможного влияния строительства в плотной городской застройке на фундаменты соседних зданий и сооружений.

Как показывает анализ геодезических наблюдений, фактическое влияние на фундаменты соседних зданий при передаче на массив грунта нагрузки от объекта нового строительства на свайном основании, возводимого в условиях плотной городской застройки, отличается от расчетных значений на величину от 25 до 80%. При этом развитие дополнительных осадок фундаментов соседних зданий, как правило, проявляется в период, когда дополнительная нагрузка на основание от веса строящегося здания составляет более 75% и может продолжаться в течение года и более.

На основании результатов комплексного анализа, проведённого в составе предыдущих глав настоящей диссертационной работы, к наиболее значимым факторам риска при строительстве в условиях плотной городской застройки следует отнести, прежде всего, изменения в совместной работе грунтов основания и окружающих зданий/сооружений,

вызванные технологией производства работ – при устройстве конструкции ограждения котлована; при выполнении свайного основания и пр. Исследования, проведенные в последнее десятилетие, показали, что данный компонент влияния является существенным и требует отдельного исследовательского внимания и расчётного обоснования при выполнении геотехнических работ в слабых грунтах (Мангушев Р.А., Никифорова Н.С., Сапин Д.А., Гурский А.В., Дьяконов И.П., Полунин В.М.).

Также следует учитывать воздействие технологических факторов на изменение статических условий работы основания зданий, примыкающих к площадке строительства. В качестве примера рассмотрим воздействие технологии производства работ при устройстве глубоких ограждений котлованов, особым образом, выполняемых из шпунта – в ходе данного цикла работ возникает изменение свойств и гидрогеологического режима в массиве грунта вокруг устраиваемого подземного сооружения, что может оказывать влияние на проявление дополнительных деформаций соседней застройки при последующем статическом нагружении основания весом объекта нового строительства. Проведенные исследования показывают, что воздействие экскавации грунта из котлована на изменение статических условий работы основания зданий окружающей застройки относится к многокомпонентному фактору риска. Он определяется близостью окружающих зданий к котловану, физико-механическими свойствами грунтов, жесткостью ограждающих и распорных конструкций, длительностью периода выполнения работ и условиями проекта организации строительства. В проекте организации строительства должна содержаться конкретная детальная проработка всей концепции устройства подземного сооружения или подземной части строящегося здания в условиях плотной городской застройки – от общего порядка проведения работ до узлов крепления распорок к ограждению котлована. Для того чтобы при столь значительном количестве факторов риска обеспечить безопасность соседней застройки, каждый из них должен быть минимальным.

Петербургские геотехнические нормы учитывают особенности строительства на слабых грунтах и содержат базовый принцип обеспечения приемлемого риска: сумма рисков от всех факторов не должна превышать допустимого предела, определяемого либо расчетом, либо нормативным значением, приведенным в нормах на основании накопленного опыта. Мерой риска в данном случае является абсолютная дополнительная осадка и относительные неравномерные деформации соседней застройки соответствующей категории технического состояния. С целью обеспечения нормативных значений данных величин при выбранном способе устройства фундаментов или строительства подземного сооружения на этапе проектирования должна предусматриваться организация комплекса защитных (превентивных) мероприятий.

### 5.3. Анализ влияния защитных (превентивных) мероприятий на обеспечение нормативных требований безопасности системы «грунт основания-фундамент-надземные конструкции» зданий, находящихся в зоне влияния в период выполнения геотехнических работ

С целью минимизации влияния от подземного строительства на здания окружающей застройки следует рассматривать, предложенные СП 361.1325800.2017 защитные (превентивные) мероприятия в следующем составе:

- изменение конструктивного решения подземного сооружения;
- усиление конструкций защищаемого здания;
- усиления фундаментов и грунтов основания;
- устройство геотехнических отсечных экранов, геотехнических барьеров, завес, стенок, расположенных между подземным сооружением и защищаемым зданием.

В качестве иллюстрации применения защитных (превентивных) мероприятий как средства обеспечения нормативных деформаций соседней застройки при постоянных и временных статических воздействиях, рассмотрим численное моделирование геотехнической ситуации устройства подземного пространства при проведении инженерных реставрационных работ, связанных с приспособлением для современного использования под музейно-выставочный комплекс западной части объекта культурного наследия федерального значения «Дворец Д.П. Нарышкина (Шуваловой С.Л.)» на набережной р. Фонтанки в Санкт-Петербурге.

Инженерно-геологические условия площадки приведены на рис. 4.11. Они представляют собой последовательное залегание следующих напластований: под слоем техногенных  $t_{IV}$  насыпных грунтов (ИГЭ-1) залегают озерно-морские отложения  $ml_{IV}$ , представленные пылеватыми супесями и суглинками пластичной, мягкопластичной и текучей консистенции, в т.ч. с органическими включениями (ИГЭ-2, 2а, 4, 4а), а также песками гравелистыми (ИГЭ-3) и пылеватыми с примесью торфа (ИГЭ-3а). Ниже по разрезу располагаются озерно-ледниковые отложения  $lg_{III}$ , представленные суглинками тяжелыми пылеватыми текучими коричневато-серыми ленточными (ИГЭ-5). Они, в свою очередь, подстилаются ледниковыми отложениями Лужской стадии оледенения –  $g_{III}$ , представленными супесями пылеватыми пластичными (ИГЭ-6, 6а) и суглинками пылеватыми тугопластичными (ИГЭ-7, 7а) с гравием, галькой и линзами песка с валунами.

Прочностные и деформационные характеристики обозначенных грунтов указаны в таблице 5.1.

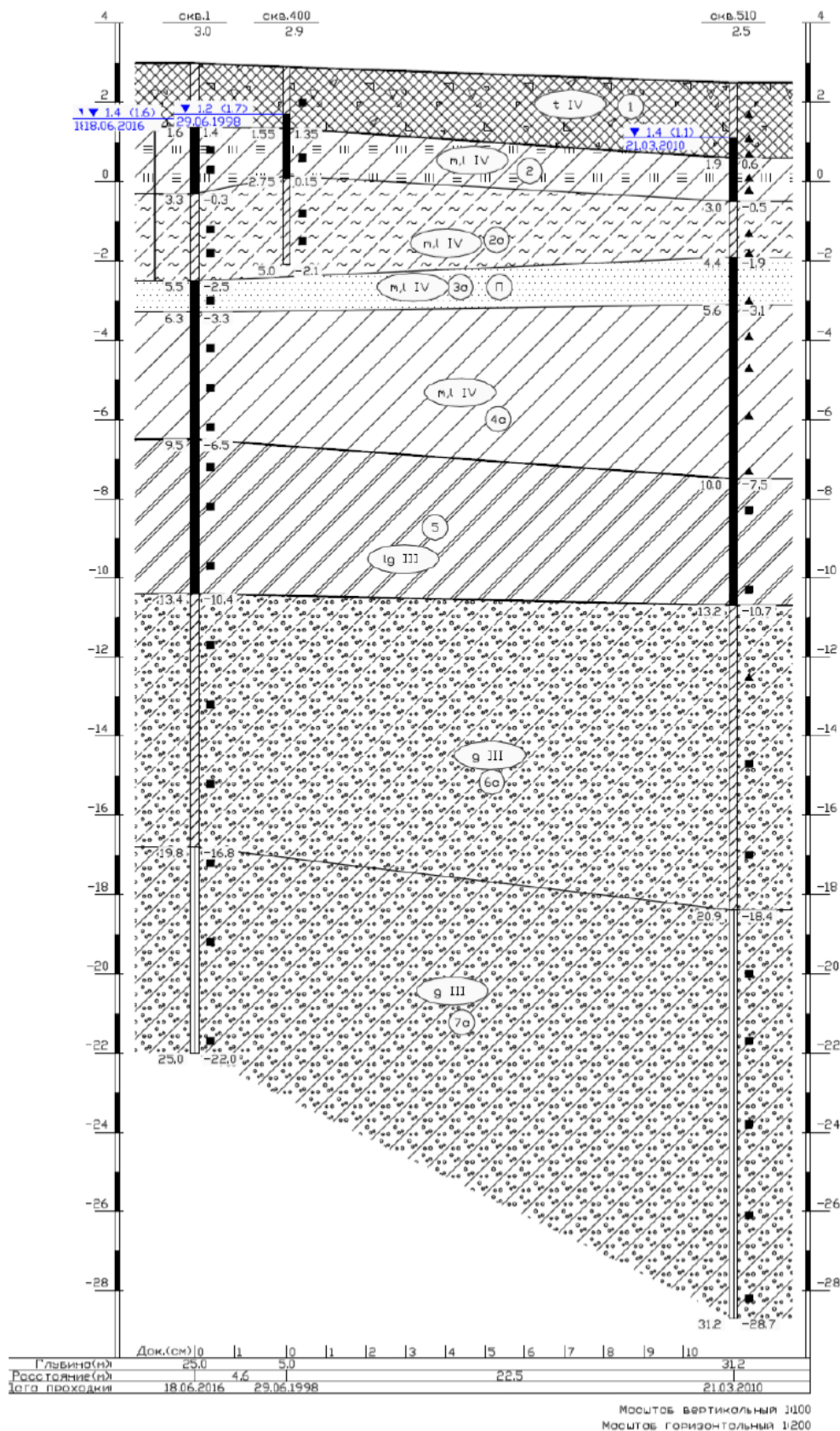


Рис.5.11. Характер залегания и взаимное расположение ИГЭ, выделенных в границах участка реконструкции.

Гидрогеологические условия площадки характеризуются наличием двух водоносных горизонтов. Первый водоносный горизонт подземных вод со свободной поверхностью

приурочен к насыпным грунтам, песчаным прослоям озерно-морских отложений. Установившийся уровень подземных вод по данным изысканий зафиксированы на глубине 1,0-1,4 м. Второй водоносный горизонт подземных вод приурочен к гравелистым пескам ИГЭ-3 и пескам пылеватым ИГЭ-3а. Последние определяют направление разгрузки подземных вод территории в реку Фонтанку. Об этом свидетельствует хорошая отсортированность песков и понижение подошвы слоя к руслу реки. Горизонт подземных вод обладает напором до 4,1 м.

Таблица 5.1.

Нормативные и расчетные значения физико-механических свойств грунтов

Наименование грунта	Номер ИГЭ	Характеристика	Геологический индекс	Прямая влажность, д.ед.	Число пластич., д. ед.	Показатель текучести, д.ед.	Плотность, г/см <sup>3</sup>		Коэф-т пористости, д.ед.	Содерж. органич. в-ва, д. ед.	Коэф. фильтрации, м/сут	Нормативные			Примечания	
							Плотность грунта в естественном состоянии	Плотность частиц грунта				Модуль деформации, кгс/см <sup>2</sup>	Угол внутреннего трения, град.	Удельное сцепление, кгс/см <sup>2</sup>		
				W <sub>e</sub>	Ip	I <sub>c</sub>	ρ	ρ <sub>s</sub>	e	I <sub>ж</sub>	K <sub>ф</sub>	E	φ	c		
Насыпные грунты	1	Xн Xт Xн	tIV	0,228	0,045	0,13	1,96 1,96±0,11 1,96±0,06	2,67	0,671	0,03		Ro=150 кгс/см <sup>2</sup>			*Отчет НИК ЦГТ СПб ГАСУ, 2008 г. инв. №35473	
Суглинки тяжелые пылеватые текучие серовато-коричневые слоистые слаботорфованные с прослоями песка пылеватого	2	Xн Xт Xн	m1IV	0,887	0,136	3,18	1,48 1,48±0,11 1,48±0,07	2,30	2,042	0,15		25	4 4 4	0,05 0,05 0,05		
Супеси пылеватые пластичные светло-серые слоистые с прослоями песка с растительными остатками	2а	Xн Xт Xн	m1IV	0,242	0,063	0,69	1,90 1,90±0,11 1,90±0,08	2,63	0,717	0,04		80	18 16 18	0,10 0,10 0,15		С.ф.Е - ТСН 50-302-2004
Пески гравелистые средней плотности водонасыщенные	3	Xн Xт Xн	m1IV	-	-	-	2,00 2,00±0,02 2,00±0,01	2,66	0,650	сл.		300	38 38 38	- - -	*Отчет НИК ЦГТ СПб ГАСУ, 2008 г. инв. №35473	
Пески пылеватые средней плотности серые насыщенные водой с примесью торфа с прослоями супеси	3а	Xн Xт Xн	m1IV	-	-	-	2,00 2,00 2,00	2,66	0,612	0,03		220	32 29 32	0,05 0,03 0,05	С.ф.Е - прил.Б СП 22.13330.2011, табл. Б.1	
Суглинки тяжелые пылеватые мягкопластичные серые тонкослойные	4	Xн Xт Xн	m1IV	0,282	0,128	0,65	1,96 1,96±0,02 1,96±0,01	2,71	0,772	-		90	18 17 17	0,18 0,17 0,18	*Отчет НИК ЦГТ СПб ГАСУ, 2008 г. инв. №35473	
Суглинки легкие пылеватые текучие серые слоистые	4а	Xн Xт Xн	m1IV	0,316	0,099	1,21	1,91 1,91 1,91	2,71	0,866	-		55	11 10 11	0,10 0,07 0,10	С.ф.Е - ТСН 50-302-2004	
Суглинки тяжелые пылеватые текучие коричнево-серые ленточные	5	Xн Xт Xн	lg III	0,435	0,147	1,34	1,78 1,78±0,02 1,78±0,01	2,72	1,189	-		50	9 8 9	0,07 0,07 0,07	*Отчет НИК ЦГТ СПб ГАСУ, 2008 г. инв. №35473	
Супеси песчаные пластичные серые с гравием, галькой до 5% с линзами песка с валунами	6	Xн Xт Xн	g III	0,236	0,060	0,52	2,04 2,04±0,01 2,04±0,01	2,70	0,638	-		95	20 19 20	0,26 0,25 0,26	*Отчет НИК ЦГТ СПб ГАСУ, 2008 г. инв. №35473	
Супеси пылеватые пластичные серые с гравием, галькой до 5% с линзами песка с валунами	6а	Xн Xт Xн	g III	0,132	0,043	0,65	2,22 2,22±0,04 2,22±0,02	2,68	0,363	-		80	27 23 24	0,19 0,10 0,14	С.ф.Е - компрессионные и сдвиговые испытания	
Суглинки легкие пылеватые тугопластичные серые с гравием, галькой до 10% с линзами песка с валунами	7	Xн Xт Xн	g III	0,139	0,084	0,42	2,22 2,22±0,01 2,22±0,01	2,71	0,391	-		150	25 23 24	0,27 0,26 0,26	*Отчет НИК ЦГТ СПб ГАСУ, 2008 г. инв. №35473	
Суглинки легкие пылеватые тугопластичные серые с гравием, галькой до 15% с линзами песка с валунами	7а	Xн Xт Xн	g III	0,195	0,082	0,28	2,10 2,10±0,03 2,10±0,02	2,71	0,542	-		160	22 18 19	0,30 0,18 0,23	С.ф.Е - компрессионные и сдвиговые испытания	

Примечание:

\*Отчет об инженерно-геологических изысканиях на объекте «Реставрация и приспособление под музейно-выставочный комплекс двора Д.Л. Нарышкина (С.Л.Шуваловой)», НИК ЦГТ СПб ГАСУ, 2008 г. инв. №35473

Приспособление здания производится посредством устройства подземного этажа с глубиной котлована 3,8 м. Обозначенная глубина экскавации грунта определяет предварительную зону влияния по СП 22.13330.2016 – для котлована с креплением стальными распорками и подкосами она составит 11,4 м. Для оценки геотехнической ситуации в условиях Санкт-Петербурга зону риска рекомендуется принимать в соответствии с требованиями ТСН 50-302-2004, как 30 м от контура наружных стен реставрируемого здания. Ситуационный план с обозначением границ указанных зон представлен на рис. 5.12.

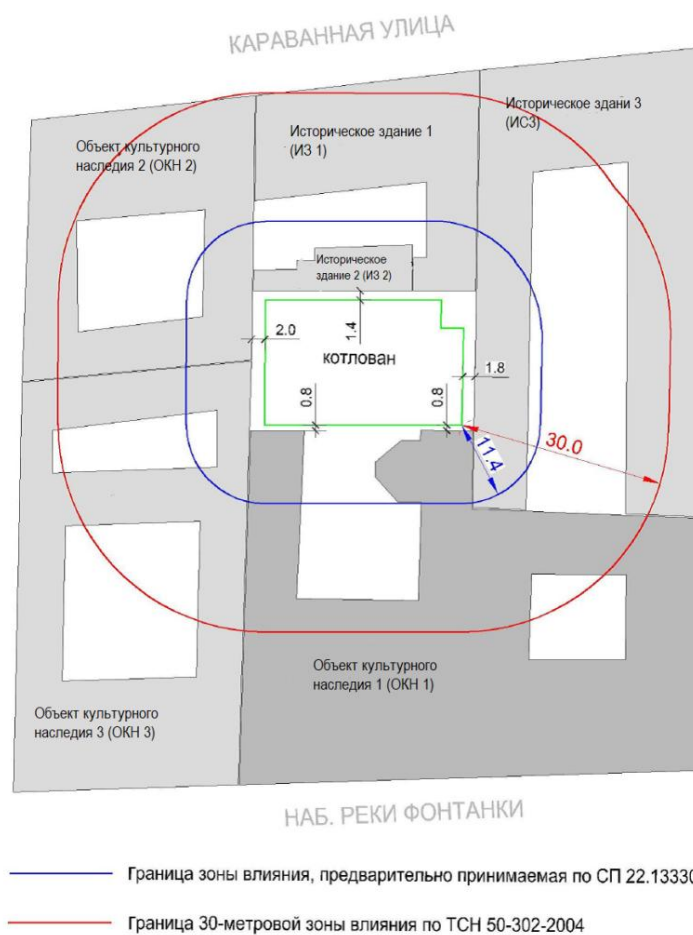


Рис. 5.12. Ситуационный план объекта с указанием границ предварительных зон влияния работ по реконструкции.

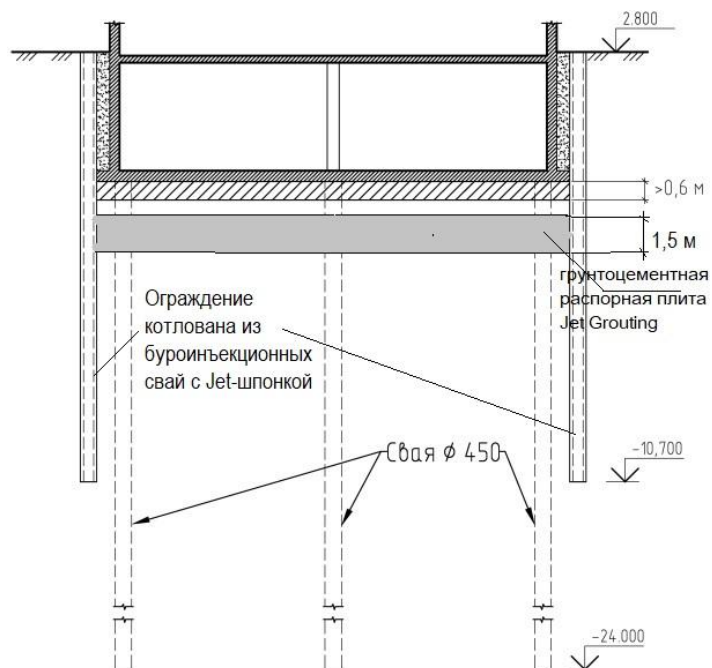


Рис. 5.13. Конструктивное решение по устройству ограждения котлована и фундамента нового здания для устройства подземного сооружения

Ограждение котлована глубиной 3,8 м в представленных инженерно-геологических условиях выполнено из буровых касательных свай диаметром 350 мм длиной 11,0 м (от отметки пионерного котлована). Конструктивные решения подземной части объекта реконструкции представлены на рис. 5.13. Фундамент в границах пристраиваемой части здания – свайный, сваи буровые диаметром 450 мм с глубиной погружения 24,0 м, устраиваются под защитой глинистого раствора (рисунок 5.13).

В 30-метровую зону возможного влияния попадают ряд зданий, которые относятся к объектам культурного наследия и зданиям исторической застройки (рис. 5.12). В зависимости от категории технического состояния предельно допустимые осадки данных зданий регламентируются требованиями СП 22.13330.2016 и ТСН 50-302-2004: для зданий 3 категории технического состояния  $\Delta s_{adu} = 5,0\text{мм}$ ,  $(\Delta s/L)_{adu} = 0,0004$ ; для второй категории -  $\Delta s_{adu} = 10,0\text{мм}$ ,  $(\Delta s/L)_{adu} = 0,0006$ . Для здания, имеющего аварийное состояние, дополнительные осадки были не допустимы. Требовалось выполнение противоаварийных мероприятий.

С целью определения общего характера воздействия работ по реконструкции объекта на здания и сооружения окружающей застройки, а также определения необходимости организации защитных (превентивных) мероприятий, уменьшающих данное влияние, было выполнено численное моделирование текущей геотехнической ситуации в пространственной постановке программного комплекса Plaxis. Общие виды расчетной схемы представлены на рис. 5.14, 5.15а и 5.15б.

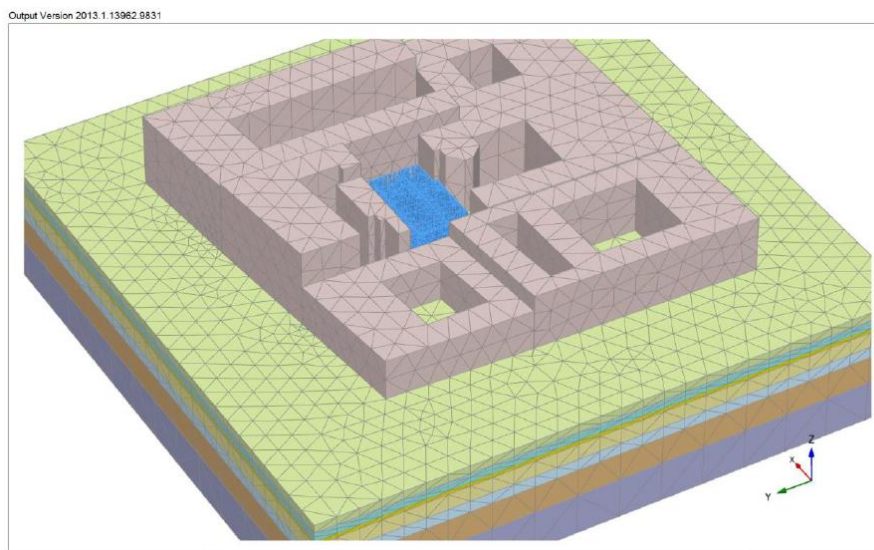


Рис. 5.14. Расчетная модель проектируемого флигеля и зданий окружающей застройки, реализованная в программе PLAXIS.

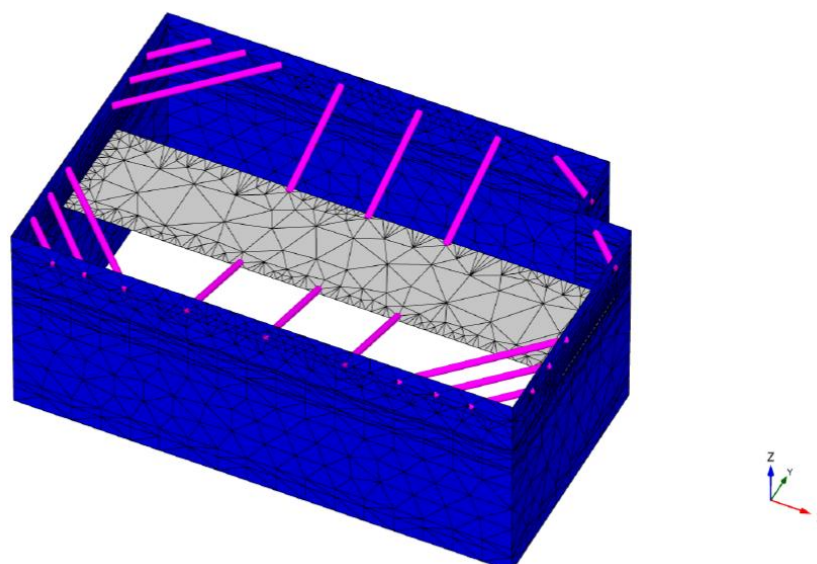


Рис. 5.15а. Фрагмент расчётной схемы. Ограждение с системой раскрепления на этапе разработки центральной части котлована.

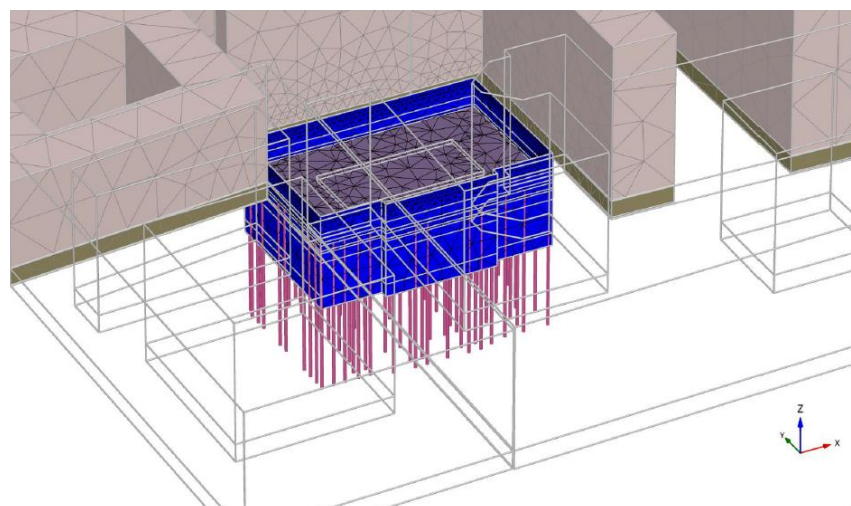


Рис. 5.15б. Фрагмент расчётной схемы. Конструкции подземной части проектируемого флигеля.

По результатам геотехнических расчётов при обозначенных выше конструктивных решениях системы ограждения котлована, разрабатываемого в границах проектируемого дворового корпуса, установлено следующее:

- дополнительные деформации зданий окружающей застройки на этапе устройства котлована составят от 0,7 мм до 7,0 мм (рис. 5.16);
- дополнительные деформации зданий окружающей застройки от воздействия на основание массы реконструируемого здания составят от 3,7 мм до 6,2 мм (рис. 5.18).

Таким образом, максимальные суммарные дополнительные осадки отдельных сохраняемых зданий и сооружений, относимых к категории ОКН, превышают предельно допустимые значения, установленные требованиями СП 22.13330.2016 (см. табл. 5.2)[233].

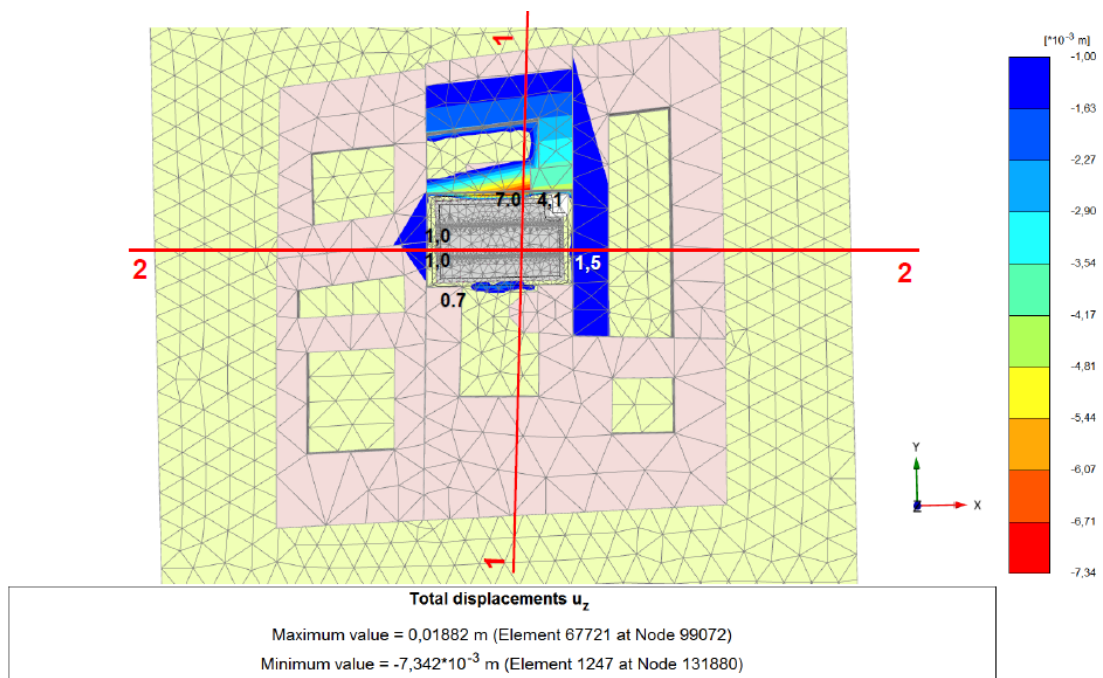
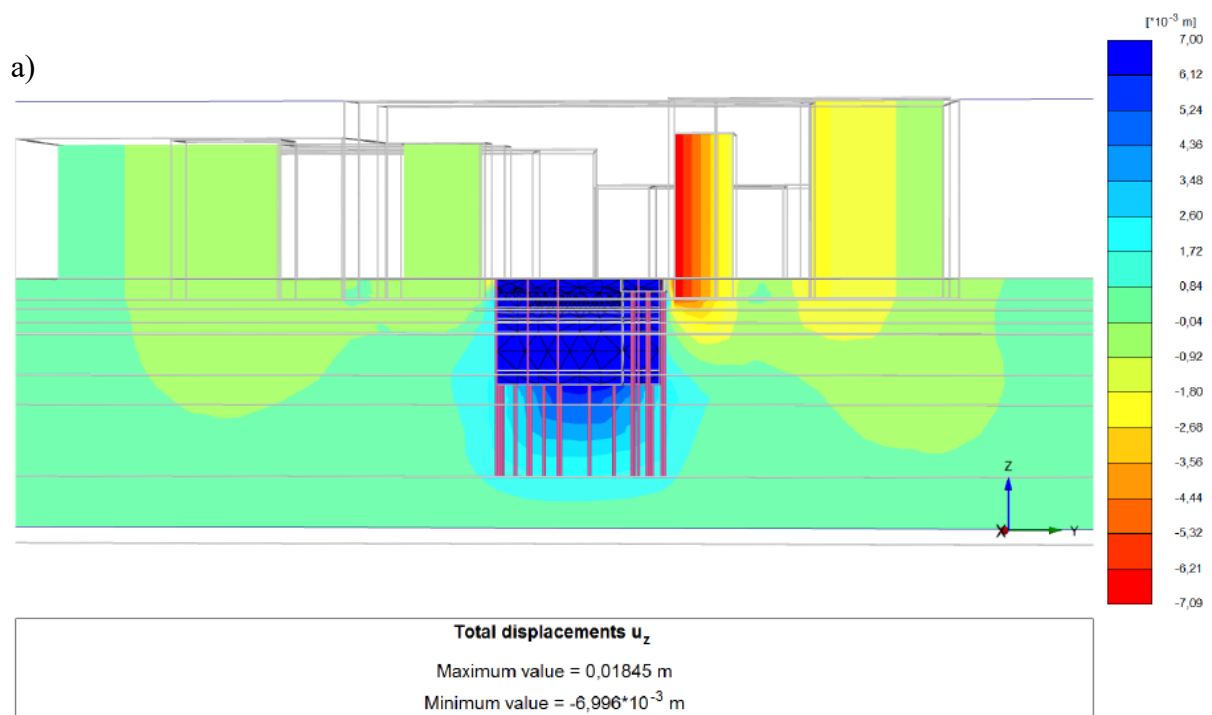


Рис. 5.16. Расчетная зона влияния на этапе устройства котлована, ограниченная величиной развития дополнительных осадок поверхности 1,0 мм и более, дополнительные осадки существующих зданий.



Сверхнормативное развитие дополнительных осадок сохраняемых зданий и сооружений окружающей застройки при обозначенных выше конструктивных решениях системы ограждения проектируемого котлована требует применения специальных мероприятий, обеспечивающих снижение расчетных значений деформаций до предельно

допустимых значений. В качестве таковых мероприятий в проекте предусмотрено устройство манжетных колонн с инъекционным компенсационным нагнетанием закрепляющих растворов в основание фундаментов зданий, примыкающих к площадке строительства.

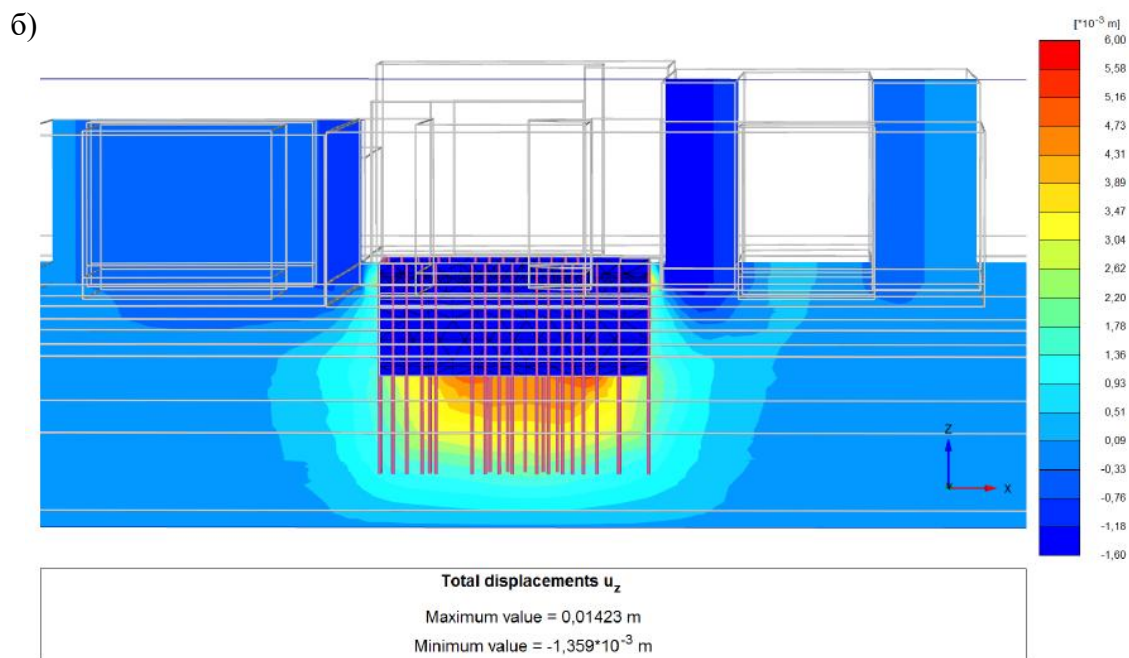


Рис. 5.17. Дополнительные деформации на этапе разработке котлована. Разрезы I-I (а), II-II(б).

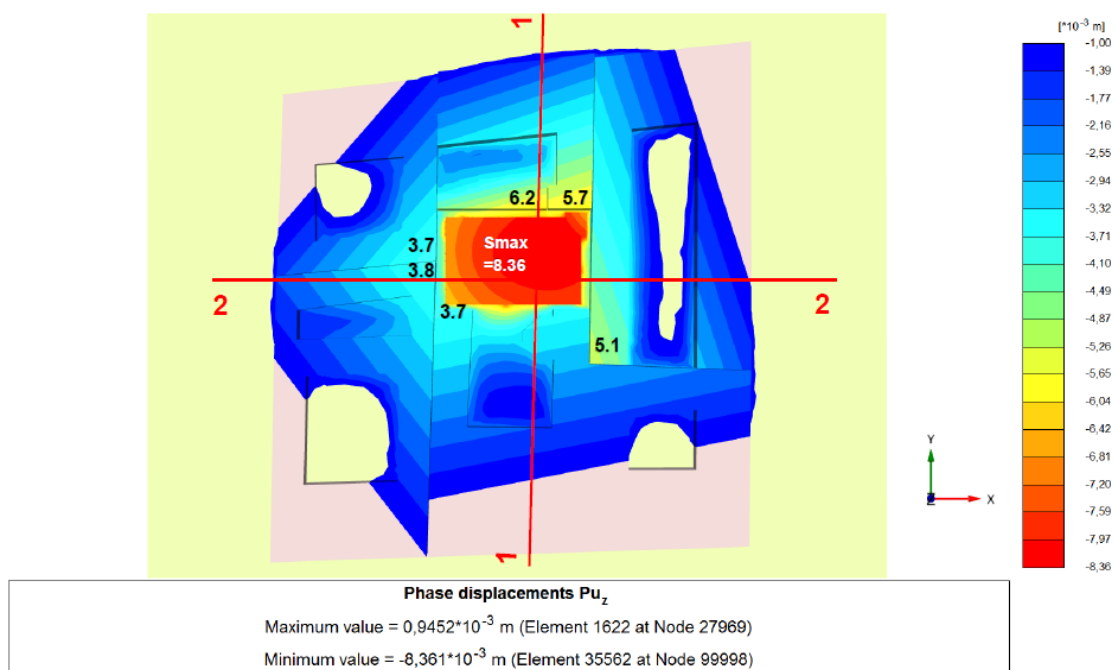


Рис. 5.18. Расчетная зона влияния на этапе загрузки основания нагрузкой от веса проектируемого корпуса, ограниченная величиной развития дополнительных осадок поверхности 1,0 мм и более, дополнительные осадки существующих зданий.

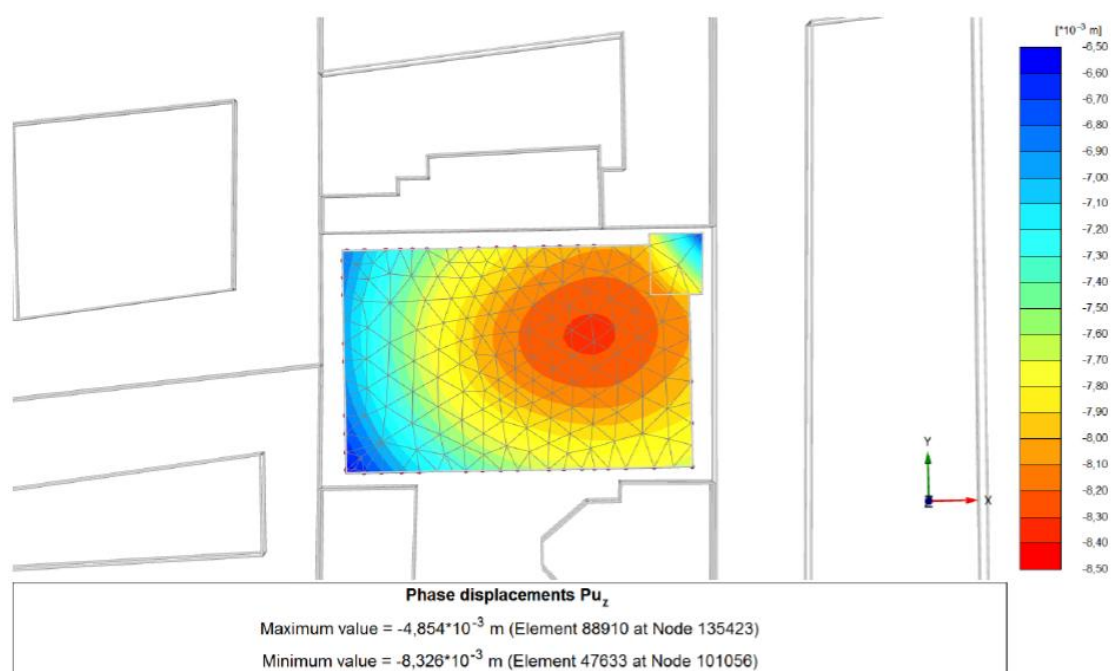


Рис. 5.19. Изополя осадок основания фундаментов проектируемого здания. Максимальное расчетное значение осадки проектируемого здания составило 8,3мм.

Геотехническое моделирование ситуации реализовано с учётом компенсационных (превентивных) мероприятий посредством закрепления массива грунта до глубины 12,0 м при его ширине 0,8 м. Средний модуль деформации закрепленного грунта составил  $E=100$  МПа.

Исследованиями, проведенными при устройстве глубоких котлованов в плотной городской застройке в слабых грунтах [Р.А. Мангушев, А.И. Осокин, Л.В. Гарнык, 2017] отмечено, что деформации окружающей застройки за счет влияния деформируемости конструкций ограждения котлована могут проявляться на глубине 2-4 метра ниже дна котлована. Данное обстоятельство также учтено при проектировании подземной части здания – с целью повышения жесткости конструкции ограждения котлована было предусмотрено создание грунтоцементной плиты толщиной 1,5м, действующей в распор со «стеной в грунте» из буронабивных свай с глубины 4,4 м до 5,9 м от дневной поверхности (рис. 5.20).

Влияние реализации проекта реконструкции на окружающую застройку при условии выполнения предварительного усиления основания фундаментов сохраняемых зданий оценивалось с учётом поэтапного производства работ. В составе возможных этапов реставрационно-строительных работ, которые могут оказать влияние на здания окружающей застройки при геотехническом обосновании рассматривались: демонтаж аварийных конструкций здания, устройство котлована, нагрузка от веса восстанавливаемого здания с приспособлением под современное использование (по СП 361.1325800.2017) [244]. Оценка каждого фактора влияния производилась отдельно, что позволило оценить их долю в формировании деформаций зданий окружающей застройки.

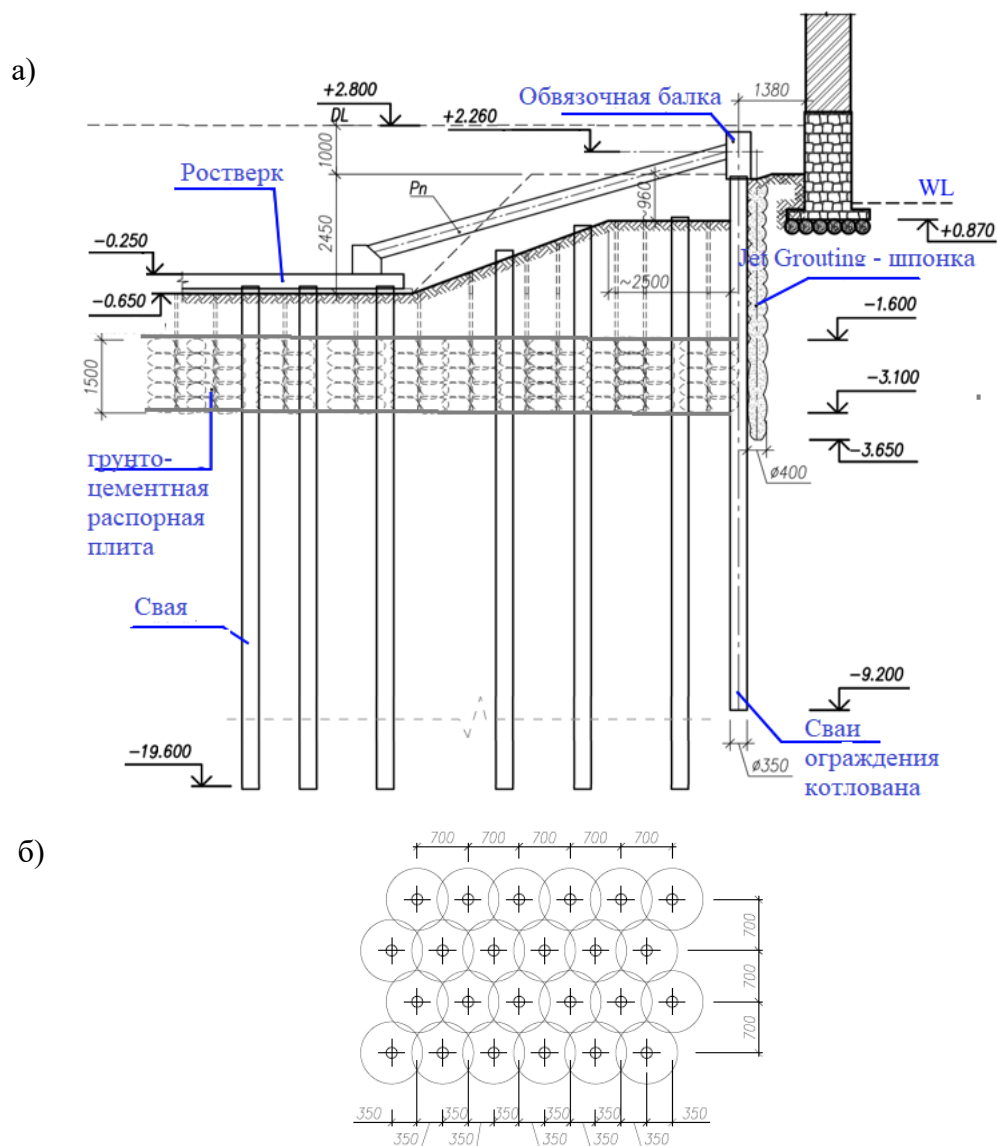


Рис. 5.20. Схема размещения грунтоцементной распорной плиты в разрезе котлована(а) и схема формирования грунтоцементных элементов (б).

На рисунках 5.21а и 5.21б соответственно представлены расчётные зоны влияния на этапах разработки котлована и загрузки основания нагрузкой от веса проектируемого корпуса. Результаты численного моделирования воздействия на основание нагрузки проектируемого здания с учетом дополнительных мероприятий по обеспечению сохранности примыкающих зданий представлены в таблице 5.2.

Использование дополнительных мероприятий по усилению основания с использованием манжетной технологией инъекционного закрепления грунтов позволило обеспечить соблюдение требований нормативных документов по значениям предельно допустимых деформаций для зданий окружающей застройки, относящихся к объектам

культурного наследия и зданиям исторической застройки [СП 22.13330.2016 Прил.Л и ГОСТ 56198-2014. Прил.Ж (для ОКН)].

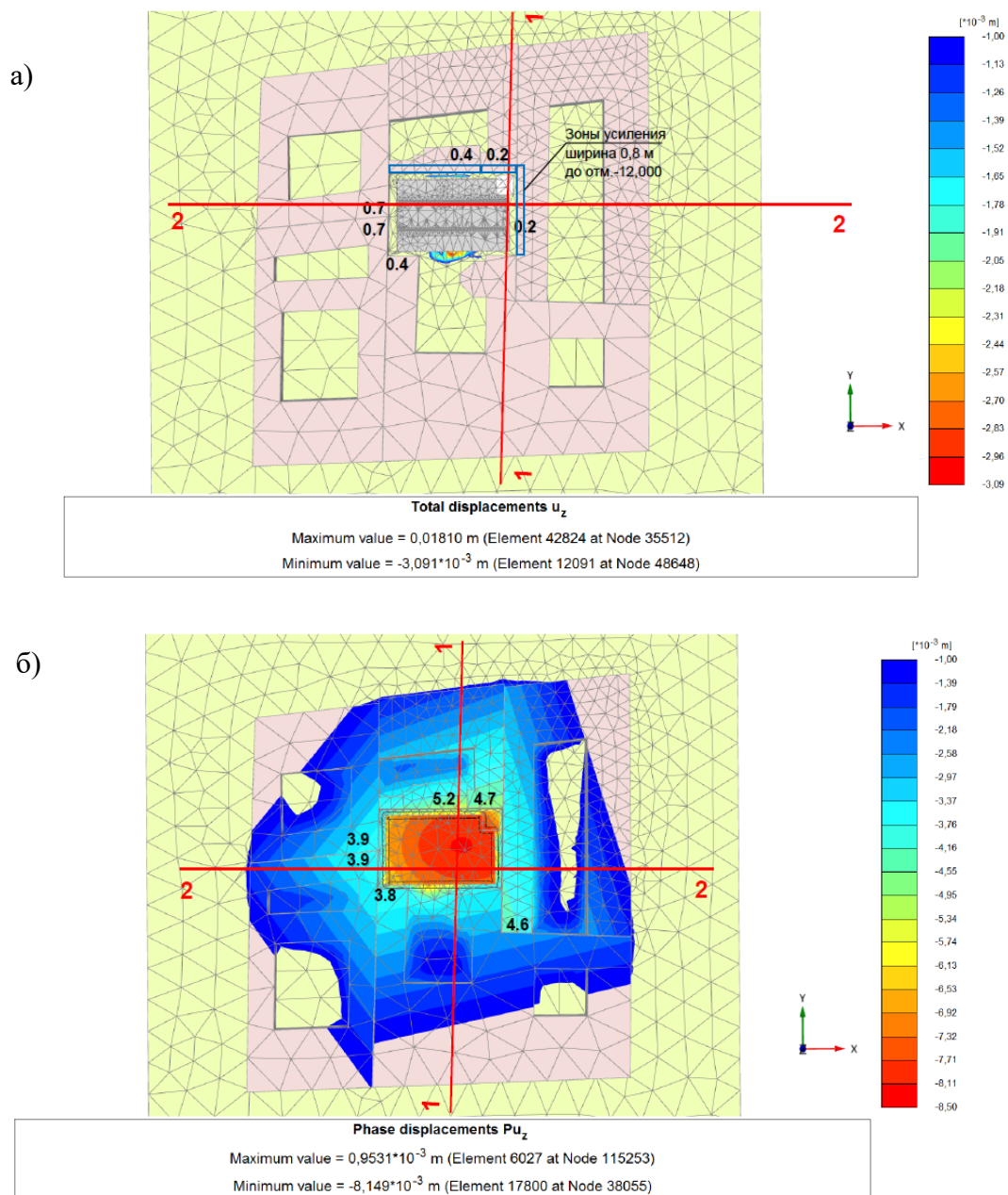


Рис. 5.21. Расчетная зона влияния на этапе разработки котлована (а) и загрузки основания нагрузкой от веса проектируемого корпуса (б), ограниченная величиной развития дополнительных осадок поверхности 1,0 мм и более, дополнительные осадки существующих зданий при условии усилении их основания инъекцией.

Рассмотренная ситуация проиллюстрировала методику анализа оценки влияния геотехнического строительства на здания окружающей застройки и методику разработки мероприятий по минимизации такого воздействия как средства обеспечения нормативных деформаций соседней застройки при постоянных и временных статических воздействиях.

Таблица 5.2.

**Результаты численного моделирования деформаций зданий окружающей застройки без учета и с учётом проведения мероприятий для обеспечения их сохранности**

Наименование показателя	ОКН 1	ИЗ 1	ИЗ 2	ОКН 2	ОКН 3	ИЗ 3
<b>Категория технич. состояния</b>	2	3	2	3	4 (3)*	2
<b>Статус здания</b>	ОКН	истор. зд.	истор. зд.	ОКН	ОКН	истор. зд.
<b>Предельно допустимые значения дополнительных деформаций основания фундаментов зданий окружающей застройки</b>						
Дополнительная осадка, мм	15	5	10	5	0 (5*)	5
<b>Расчетные дополнительные осадки по факторам риска, мм без учета доп. мероприятий для обеспечения сохранности ОКН</b>						
Демонтаж аварийных конструкций (↑ - подъем)	0,0 (↑0,2)	0,0 (↑0,2)	0,0 (↑0,4)	0,0 (↑0,2)	0,0 (↑0,2)	0,0 (↑0,1)
Устройство буровых свай шпунтовой стенки и свайного основания	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Разработка промежуточного котлована	0,0	1,1	1,7	0,1	0,1	0,3
Разработка центральной части котлована с сохранением грунтовых берм,	0,5	2,4	3,7	0,7	0,7	1,0
Снятие берм (после устройства подкосов в плиту)	0,0	0,3	0,8	0,0	0,0	0,0
Демонтаж распорных конструкций	0,2	0,3	0,8	0,2	0,2	0,2
Воздействие на основание нагрузки от веса проектируемого здания	3,7	5,7	6,2	3,7	3,8	5,1
<b>Суммарная максимальная расчетная дополнительная осадка, мм</b>	<b>4,4</b>	<b>9,8</b>	<b>13,2</b>	<b>4,7</b>	<b>4,8</b>	<b>6,6</b>
<b>Расчетные дополнительные осадки по факторам риска, мм с учетом реализации доп. мероприятий для обеспечения сохранности ОКН</b>						
<b>Суммарная максимальная расчетная дополнительная осадка, мм</b>	<b>4,2</b>	<b>4,9</b>	<b>5,6</b>	<b>4,6</b>	<b>4,6</b>	<b>4,8</b>

В период выполнения комплекса работ по реконструкции на объекте выполнялся геотехнический мониторинг с определением деформаций зданий окружающей застройки, контролем раскрытия существующих трещин при помощи трещиномеров, наблюдением за деформациями обвязочной балки ограждения котлована, контролем уровня вибродинамических воздействий на конструкции зданий-памятников, расположенных в непосредственной близости от строительной площадки. С целью контроля деформаций

ограждающих конструкций при откопке котлована было организовано и регулярно выполнялось наблюдение за инклинометрическими скважинами. Схема расположения данных скважин представлена на рис. 5.23, результаты мониторинга горизонтальных отклонений ограждения котлована по высоте приведены на рис. 5.24а и 5.24б.



Рис.5.22. Этапы выполнения геотехнических работ на площадке при их геотехническом сопровождении: а) усиление фундаментов инъекцией манжетных колонн; б) устройство буроинъекционных свай усиления; в) армирование прижимных стен к ограждению котлована; г) откопка котлована.

Вариантные расчеты, реализованные в конечноэлементной постановке задачи с использованием программного комплекса Plaxis 3D, позволили обосновать конструктивные решения подземной части реконструируемого дворового флигеля дворцового ансамбля и технологию раскрытия котлована с учетом необходимых превентивных мероприятий, обеспечивающих безопасность, как для самого восстанавливаемого объекта, так и зданий соседней застройки. Мониторинг реконструируемого объекта и окружающих зданий с использованием геодезических и оптических методов, инклинометров и пьезометров, виброметрических наблюдений и наблюдением за раскрытием трещин при помощи шелемеров подтвердил обоснованный выбор безопасных конструктивных и технологических методов при устройстве подземной части сооружения. Измеренные величины осадок реконструируемого и соседних зданий оказались сопоставимыми с прогнозируемыми по результатам численных расчетов и не превысили значений предельно допустимых

деформаций для зданий соответствующей категории технического состояния с учетом статуса объектов культурного наследия.

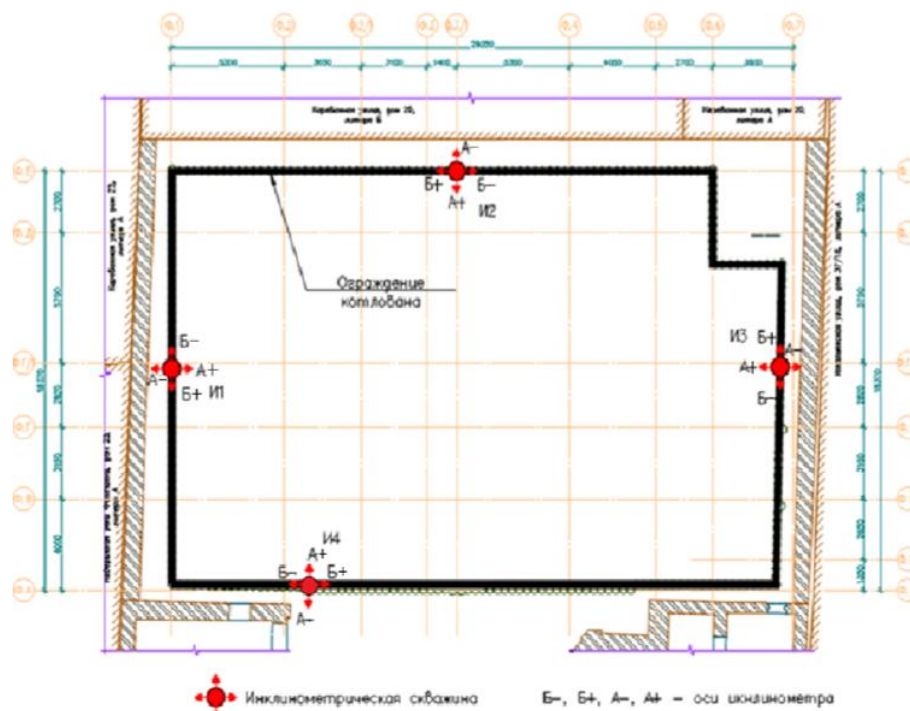


Рис.5.23. Схема расположения инклинометрических скважин с обозначением осей, определяющих направление снятия показаний горизонтальных отклонений ограждения по высоте.

Представленный выше пример успешно продемонстрировал, каким образом применение в инженерной практике методов усиления фундаментов и закрепления грунтов основания зданий, попадающих в зону влияния при проведении геотехнических работ, связанных с устройством фундаментов и возведением подземных сооружений и подземных частей зданий, позволяет минимизировать постоянные и временные статические воздействия, вызванные реализацией предусмотренных проектом конструктивных решений. Использование современных расчетных моделей и реализация прогностических вариантных расчетов поведения системы «объект геотехнического строительства - грунтовый массив - объект воздействия» позволяют учесть выполнение превентивных мероприятий в виде инъекционного закрепления грунтов, устройства буроинъекционных свай, высоконапорной инъекции Jet Grouting, обеспечивая безопасность строительства и соблюдение нормативных требований по дополнительным деформациям зданий и сооружений окружающей застройки.

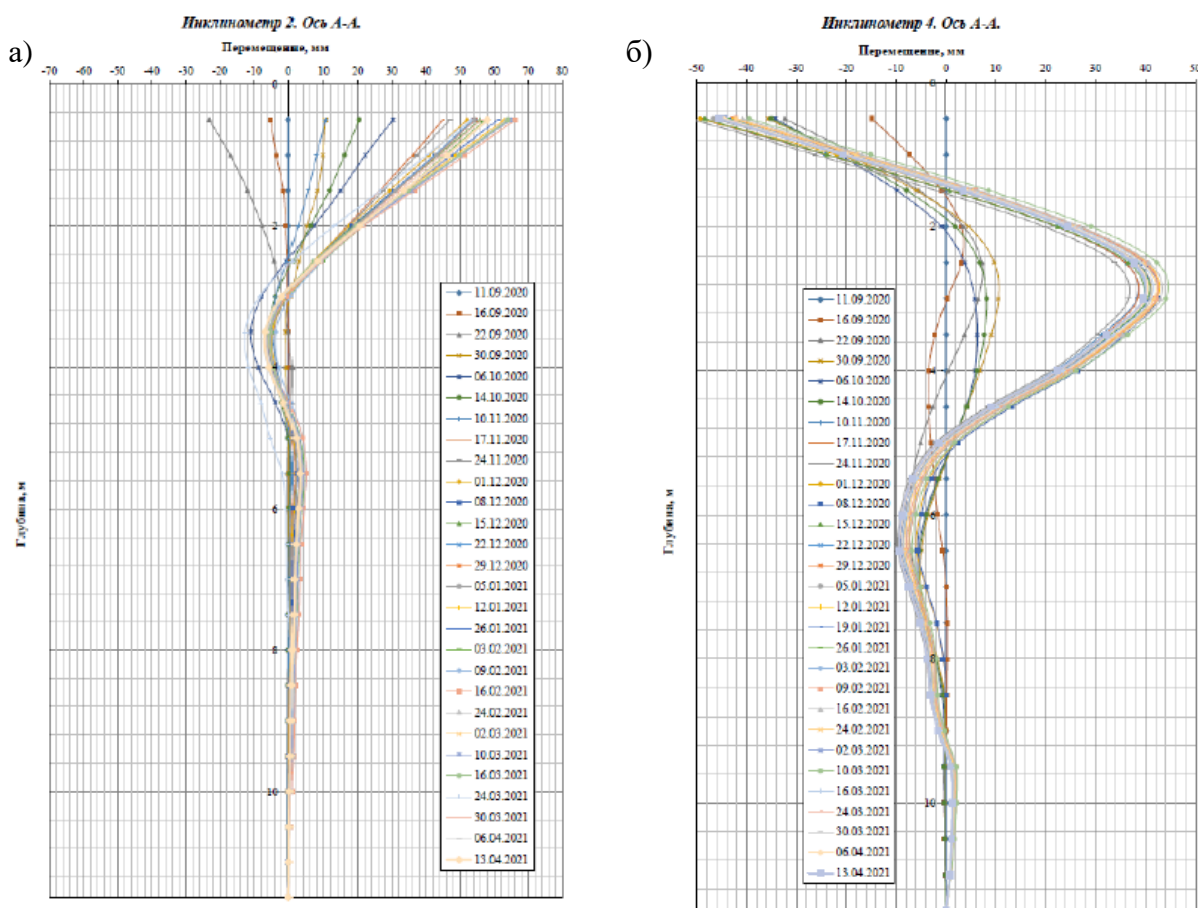


Рис. 5.24. Результаты измерений деформаций ограждающих конструкций по инклинометрическим скважинам № 2 (а) и №4 (б).

При оценке влияния строительства на окружающую застройку большое значение имеют технологические факторы и вызванные их действием технологические осадки, возникающие при выполнении геотехнических работ. Они плохо поддаются расчёту, часть из них можно определить только на основании опыта строительства в аналогичных грунтовых условиях. Поэтому в большинстве случаев оценка влияния нового строительства или реконструкции ограничивается лишь математическим моделированием процессов изменения напряжённо-деформированного состояния массива грунта от откопки котлована, а влияние особенностей производства работ не учитывается. Однако, значения технологических осадок могут быть сопоставимы, а порой и превышать величины деформаций, вызванных работой проектируемых конструкций. В связи с этим недоучёт технологического воздействия может привести к неверному прогнозу дополнительных осадок фундаментов существующих сооружений и, при необходимости, к недостаточному назначению для них защитных мероприятий.

В существующих российских и зарубежных нормах [8, 9, 72-80] имеются положения о необходимости учёта технологических факторов при выполнении работ «нулевого» цикла. В соответствии с рекомендациями СП 22.13330.2016 учёту подлежит влияние производства

работ по устройству ограждений котлованов, выполнению анкерных конструкций, погружению свай и пр. Однако нормативные методики по учёту обозначенных факторов влияния, а также количественная доля технологической осадки в составе общей величины дополнительных деформаций сохраняемых зданий и сооружений в современной нормативной литературе отсутствуют.

В современной литературе представлены множественные примеры, определяющие влияние особенностей производства работ на различных этапах строительства на здания и сооружения окружающей застройки. Общая выборка исследований по работам авторов, занимающихся изучением влияния технологических осадок в ходе проведения отдельных видов работ «нулевого» цикла, приведена в таблице 5.3 (Voznesenskaya E., Denisova O., Tatarinov S., 2024) [388].

Таблица 5.3.

**Результаты анализа исследований влияния технологии производства работ «нулевого» цикла на дополнительные деформации зданий и сооружений окружающей застройки**

№	Вид работ «нулевого» цикла	Отдельные авторы – исследователи (за последние 10 лет)	Величина/доля технологической осадки зданий окружающей застройки на отдельных объектах
1.	устройство «стены в грунте»	Мангушев Р.А., Сапин Д.А. (2015-2016г.)	60 – 80% от общей осадки
2.		Знаменский В.В. (2012); Шулятьев О.А., Мозгачёва О.А., Минаков Д.К. (2016г., 2017г.)	3-9мм (строительство Турецкого торгового центра)
3.	устройство ограждения из буровых свай	Мирсаяпов И.Т. (2017г.)	7,5-16,5мм (г. Казань)
4.	устройство анкерного крепления котлована	Шулятьев О.А., Мозгачёва О.А., Минаков Д.К., Соловьёв Д.Ю. (2016г., 2017г.)	5-22мм (строительство Турецкого торгового центра); 4,4-36,8мм (ТРК по ул. Ярцевской, 19)
5.	погружения шпунтового ограждения способом статического вдавливания	Гурский А.В. (2016г.)	
6.	вибропогружение шпунтовых свай	Полунин В.М. (2022г.)	
7.	закрепление грунта по технологии Jet Grouting с внешней стороны ограждения	Ланько С.В. (2012-2013г.)	не исследовалось
8.	устройство свай Фундекс, в т.ч. внутри контура ограждения	Улицкий В.М. (2012г.)	подъём 40мм, осадка 10см (5-этажный жилой дом)
9.		Дьяконов И.П. (2017г.)	подъём 5мм, осадка 30мм

10.		Мангушев Р. А., Осокин А.И., (2021г.)	до 25мм («Невская Ратуша»)
11.	закрепление грунта по технологии Jet Grouting	Маковецкий О. А. (2021г.)	подъём 4-14мм

По результатам анализа литературных источников установлено, что в условиях слабых грунтов Санкт-Петербурга и Ленинградской области значительное влияние на развитие дополнительных осадок окружающей территории и застройки оказывают технологии производства работ «нулевого» цикла, связанные с устройством свай вытеснения. Как было обозначено в составе главы 4 настоящей диссертационной работы, сваи, выполняемые в границах участка застройки по технологии «Фундекс», либо предварительно изготовленные и погруженные в грунт способом вдавливания (т. е. сваи вытеснения), могут вызывать дополнительные деформации подъёма существующих сохраняемых зданий и сооружений, которые в разы превышают установленные для них нормативные значения.

Эффективным защитным мероприятием, обеспечивающим нормативные деформации соседней застройки при временных технологических воздействиях от устройства свай вытеснения, является устройство разделительной ограждающей конструкции между свайным полем и окружающими зданиями.

В составе исследований Дьяконова И.П. (2017г.), проведенных с нашим участием для одного из объектов, строящихся на Васильевском острове в Санкт-Петербурге, был зафиксирован подъем жилого здания соседней застройки при устройстве на расстоянии 1,7 м от стены существующего здания 9 набивных свай «Фундекс» длиной 30,0 м [87]. При этом, между рядом набивных свай и фундаментом сохраняемого дома, относящегося ко II категории технического состояния, до начала свайных работ была выполнена защитная стенка из погруженного вдавливанием металлического шпунта Ларсен – IV длиной 12,0 м (рисунок 5.25).

При выполнении мониторинга на площадке исследования было отмечено, что в процессе увеличения глубины погружения свай «Фундекс» и, как следствие, роста избыточного порового давления в массиве грунта, происходят не только деформации ограждения котлована, но и наблюдается поднятие примыкающей к площадке строительства части сохраняемого здания на величину до 5,0 мм. В последующем, по мере рассеивания созданного давления, была определена дополнительная осадка фундамента ближайшей к зоне погружения свай кирпичной стены на величину более, чем 30 мм.

В работе Мангушева Р. А., Бояринцева А. В., Зуева И. И. и Камаева И. С. (2021г.) представлен эффект воздействия свай, выполняемых по технологии «Фундекс» при строительстве бизнес-квартала «Невская Ратуша» в Санкт-Петербурге, на конструкцию

ограждения котлована из шпунта марки Ларсен 5УМ и «стену в грунте», а также на основании и фундаменты зданий окружающей застройки [139].

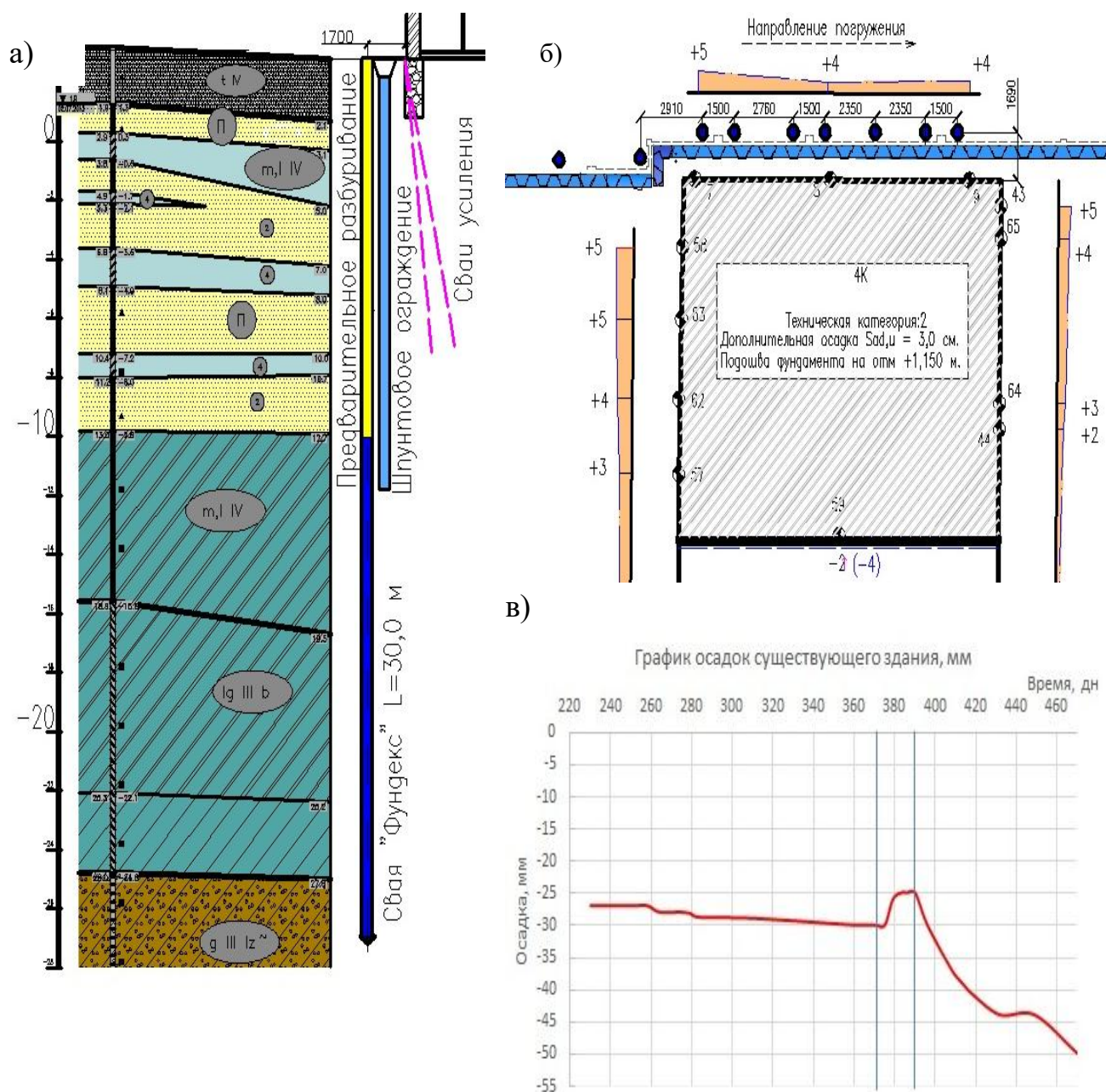


Рис.5.25. Результаты исследования влияния изготовления свай «Фундекс» на здания окружающей застройки (Дьяконов И.П., 2017) [87]: разрез, определяющий взаимное расположение свай, шпунта и фундаментов существующего здания и совмещенный с инженерно-геологическими условиями площадки (а); график развития деформаций соседнего здания при устройстве набивных свай «Фундекс» (в).

В ходе выполнения геотехнического мониторинга при выполнении свай Фундекс были определены деформации конструкции ограждения котлована в сторону окружающей застройки – отклонения шпунтового ряда составили до 20мм, «стены в грунте» – до 11мм. Данные перемещения ограждения оказали воздействие на сохраняемые здания и сооружения

окружающей застройки, определён подъём фундаментов отдельных зданий, наиболее приближённых к участку застройки.

В качестве очередного примера, определяющего влияние технологии производства работ при устройстве свай вытеснения, погружаемых способом вдавливания в условиях слабых грунтов, на дополнительные деформации зданий окружающей застройки, можно рассмотреть строительство жилого комплекса по Лесному пр. в г. Санкт-Петербурге.

Его разновысотные корпуса (5 – 10 этажей) объединены одноэтажным подземным паркингом. Фундамент возводимого здания – свайный. По проекту используются сваи заводского изготовления сечением 400×400 мм, составные, с общей длиной 16,0 м, погружаемые способом вдавливания. По сваям выполняется монолитный железобетонный плитный ростверк толщиной 500 мм. В качестве ограждения котлована, устраиваемого в границах подземной части комплекса зданий, проектом предусматривалось выполнить металлический шпунт марки GU22n и GU27n длиной 16 м и 15 м соответственно. Учитывая технологию погружения свай, данный шпунтовый ряд также выполнял защитную функцию в части ограничения влияния технологии изготовления свай на образование дополнительных деформаций подъёма сохраняемых зданий окружающей застройки. В её качестве выступает жилой трёхэтажный кирпичный дом постройки 19 в. с ленточными бутовыми фундаментами на естественном основании, характеризуемый 2-й категорией технического состояния. Участок застройки примыкает к данному сохраняемому зданию с двух сторон, при этом расстояние от контура шпунтового ограждения до его стен находится в диапазоне от 7,3 м до 15,7 м. Схема взаимного расположения объекта нового строительства здания окружающей застройки представлена на рис. 5.26.

Инженерно-геологические условия участка застройки являются характерными для центральных районов Санкт-Петербурга. Под слоем техногенных насыпных грунтов и слоя пылеватых песков плотных и средней плотности, обладающими относительно высокими прочностными и деформационными характеристиками ( $E = 14\text{--}23$  МПа;  $e = 0,6\text{--}0,7$ ;  $\varphi = 28\text{--}32^\circ$ ;  $c = 3\text{--}5$  кПа), распространена мощная толща (до глубины 15 м) слабых пылеватоглинистых отложений, представленных текучими супесями и суглинками с низкими физико-механическими показателями ( $E = 6\text{--}8$  МПа;  $I_L = 0,81\text{--}1,36$ ;  $\varphi = 8\text{--}15^\circ$ ;  $c = 7\text{--}13$  кПа). Уровень грунтовых вод в границах участка застройки был зафиксирован на глубине 1,3–1,5 м относительно отметки дневной поверхности.

В ходе строительства объекта исследовалось влияние технологии производства работ по устройству свай вытеснения на здания окружающей застройки, при условии выполнения защитных (превентивных) мероприятий. В их качестве выступала разделительная конструкция

в виде замкнутого контура ограждения котлована из металлического шпунта, предварительно устроенная между свайным полем и сохраняемым жилым зданием.

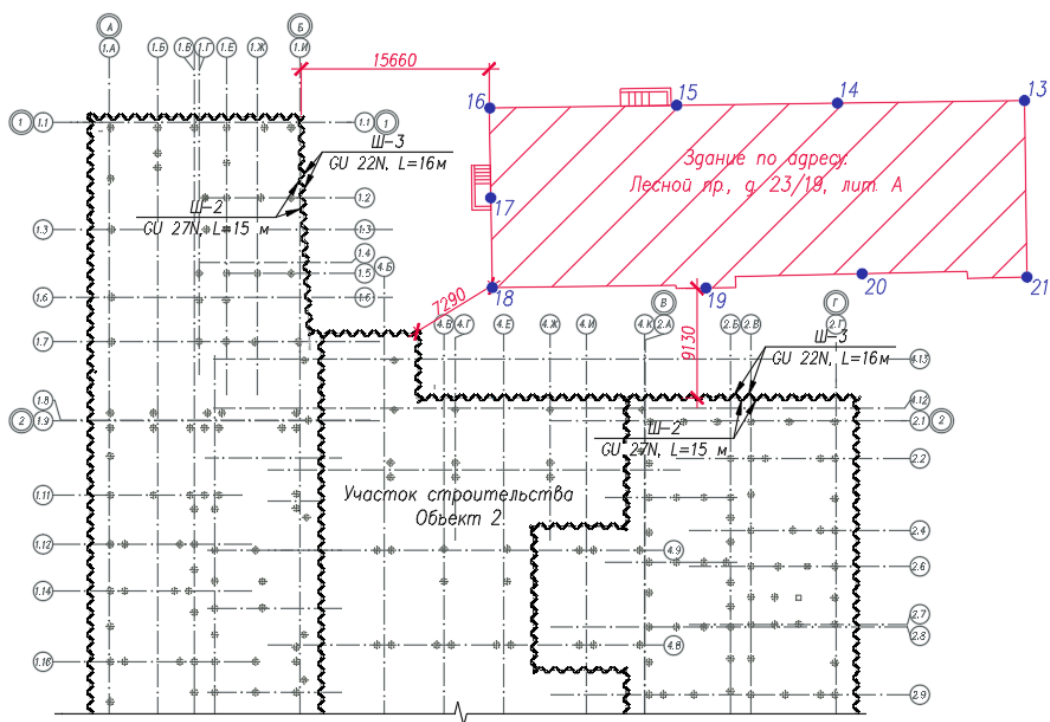


Рис.5.26. Схема взаимного расположения объекта нового строительства и существующего здания окружающей застройки с указанием контура шпунтового ограждения, плана свай и геодезических осадочных марок.

Для этих целей на площадке была организована система геотехнического мониторинга. Состояние жилого дома определялось на основании результатов геодезических и визуальных наблюдений. Схема расположения осадочных марок, установленных с целью фиксации дополнительных деформаций здания, приведена на рис. 5.26.

На основании результатов мониторинга установлено, что, даже при условии предварительной реализации защитных мероприятий, на этапе погружения свай вдавливанием определяется подъём наиболее приближённых к участку производства работ фундаментов жилого дома. Величина дополнительного подъёма фундаментов, расположенных со стороны строительной площадки, на расстоянии 7,2 – 9,1 м от неё (осадочные марки №№ 17, 18, 19), составила 4 – 6 мм, для противоположного фасада здания, наиболее удаленного от участка строительства, значение подъёма не превысило 2 мм. Графики развития во времени дополнительных осадок жилого дома по каждой из установленных осадочных марок представлены на рис. 5.27.

Величины дополнительных подъёмов фундаментов дома по Лесному пр. до 6 мм, полученные на этапе вдавливания свай в границах замкнутого контура шпунтового

ограждения, не превысили предельных значений деформаций, определённых требованиями действующей нормативной документации для зданий соответствующего типа и категории технического состояния (согласно СП 22.13330.2016).

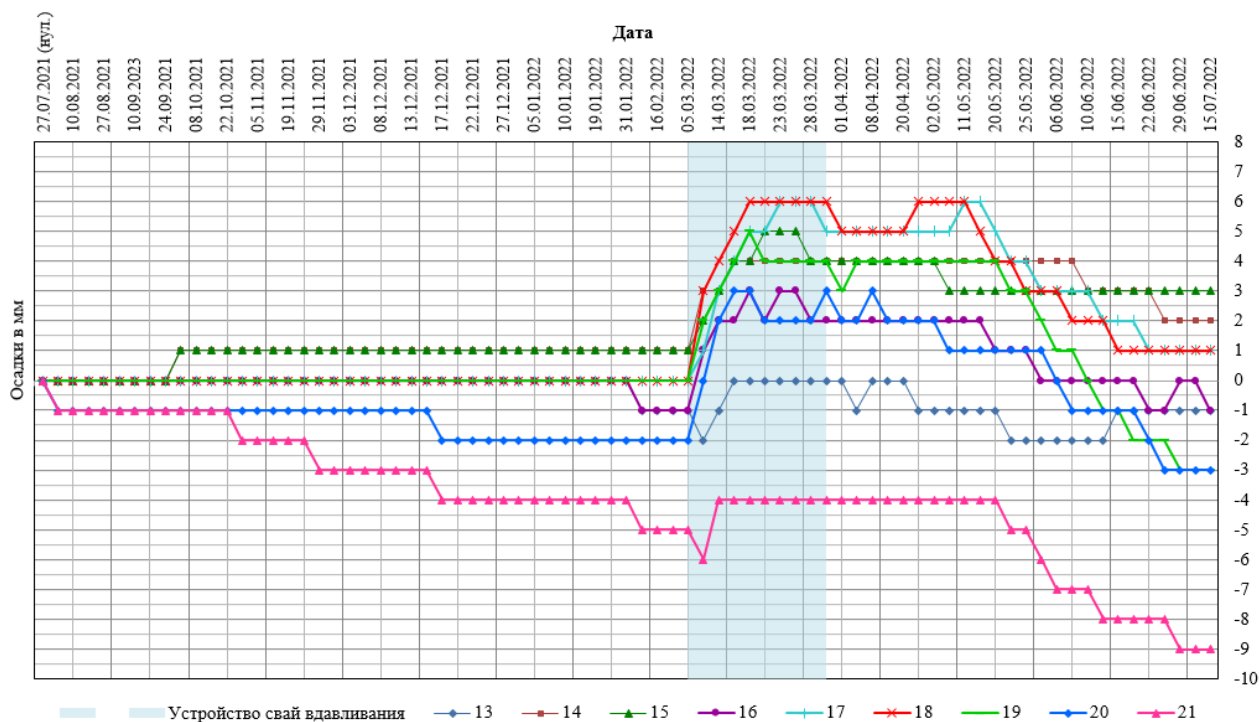


Рис. 5.27. Графики развития во времени дополнительных деформаций сохраняемого здания. Заливкой на графике выделен период устройства свай вдавливания.

Тем не менее, очевидно, что при отсутствии защитных мероприятий в виде разделительного ограждения, устроенного в пространстве между свайным полем и жилым домом окружающей застройки, дополнительные деформации подъёма данного здания, вызванные технологией устройства свай вытеснения, имели бы намного большие величины. Об этом свидетельствуют результаты мониторинга за деформациями сохраняемых зданий при погружении свай аналогичного типа в котлованах, разрабатываемых под защитой естественных откосов на ряде объектов, реализованных в условиях слабых грунтов Санкт-Петербурга; сведения по части из них представлены в составе 4-й главы настоящей диссертационной работы.

Рассмотрим возможное аналитическое решение задачи по определению дополнительных деформаций массива грунта и зданий окружающей застройки при устройстве свай вытеснения, выполняемых в границах замкнутого контура ограждения.

В виде основных предпосылок, положенных в основу разработанного аналитического решения рассмотрим следующие, изложенные ниже.

Величины дополнительных деформаций, вызванные воздействием технологии устройства свай вытеснения, сложно поддаются определению и не имеют расчётной методики оценки. Анализ данных по мониторингу на объектах, в составе которых устраиваются сваи вытеснения, показывает, что введение компенсационных (превентивных) мероприятий в виде разделительной конструкции ограждения между границей свайного поля и сохраняемыми зданиями окружающей застройки уменьшает, но не исключает появление технологических подъёмов их фундаментов при выполнении соответствующего цикла строительных работ. По величине данные деформации могут быть сопоставимы, а порой и превышать значения, определяемые изменением напряженно-деформированного состояния массива грунта при работе свайного фундамента в ходе его нагружения весом здания. Таким образом, влияние технологии выполнения свай следует рассматривать как один из важных критериев при оценке влияния от устройства фундаментов при новом строительстве на здания и сооружения окружающей застройки. При этом очевидно, что величины обозначенных дополнительных деформаций в полной мере зависят от ряда факторов, характеризующих геотехническую ситуацию участка застройки в каждом конкретном случае. К основным из них следует отнести: 1 – расстояния от разделительной стенки до фундамента контролируемого здания; 2 – жёсткость ограждающей конструкции; 3 – плотность устраиваемого свайного поля; 4 – особенности инженерно-геологических условий участка производства работ.

С целью определения величин обозначенных выше дополнительных подъёмов зданий, вызванных технологией производства работ по погружению свай, в составе настоящей главы диссертационной работы рассмотрены основные предпосылки и допущения, обосновывающие изменение напряженно-деформированного состояния ограждения и грунтового массива при устройстве свайного поля, выполняемого в границах площади разрабатываемого котлована.

1. Будем рассматривать ограниченную область полупространства, в пределах которого выполнено ограждение котлована определённой жёсткости и высоты (глубины относительно уровня дневной поверхности), при этом длина ограждения в направлении, перпендикулярном рассматриваемому, является неограниченной. Обозначенное соотношение габаритов ограждающей конструкции является обоснованным, поскольку в большинстве случаев глубина котлована и высота ограждения являются много меньшими по величине, чем его длина. Представленная таким образом расчётная схема допускает рассматривать данную задачу как плоскую. Решение плоской двумерной задачи, в отличие от пространственной, позволяет получить большие коэффициенты запаса, поскольку, в её составе не учитываются фактическая длина ограждения, его форма, габариты сохраняемых зданий окружающей застройки и пр.

2. При выводе аналитического решения принято, что защитное ограждение, устраиваемое в пространстве между свайным полем и зданием окружающей застройки, выполняется заблаговременно, до начала работ по погружению свай. Данное допущение позволяет избежать введение в состав разрабатываемого аналитического решения поправок, связанных с дополнительными технологическими деформациями от устройства ограждения, возникновение которых является возможным в процессе производства соответствующего цикла строительных работ. Таким образом рассматриваемое ограждение котлована можно рассматривать как находящееся в состоянии полного покоя – на него действуют взаимно уравновешивающие друг друга нормальные горизонтальные и вертикальные напряжения.

3. В ходе рассматриваемой задачи не учитывается производство последующих работ «нулевого» цикла, связанных с разработкой котлована, устройством распорной системы ограждения (при необходимости), а также с возведением конструкций подземной части объекта нового строительства.

4. Определим характер изменений напряжённо-деформированного состояния грунтового массива, которые возникают по итогу по устройства свайного поля, образованного сваями вытеснения (сваи вдавливания; сваи, изготавливаемые по технологии «Фундекс» и пр.). С целью упрощения разрабатываемого аналитического решения будем рассматривать только итоговую ситуацию, при которой все предусмотренные сваи были погружены до проектной отметки и отказ их определённого числа отсутствует.

В таком случае очевидным является тот факт, что введение в грунтовый массив, ограниченный замкнутым контуром ограждения, определённого числа предварительно изготовленных свай, приведёт к значительному уплотнению грунта в околосвайном пространстве и сопровождаться образованием в пределах данного контура избыточного порового давления. Данный процесс, в свою очередь, будет оказывать воздействие на напряжённо-деформированное состояние конструкции ограждения, приводя к образованию его выгиба в направлении «от котлована» и, в последующем, к формированию дополнительных деформаций подъёма прилегающей территории и зданий окружающей застройки.

Поскольку в большинстве случаев длина свай, устраиваемых в составе фундамента, является большей, чем отметка острия разделительного ограждения, выполняющего на данном этапе роль защитного барьера, то величина воздействия создаваемого порового давления в горизонтальном направлении будет преобладать настолько, что давлением по вертикали можно пренебречь.

Очевидно, что по мере увеличения числа выполненных свай в границах замкнутого контура ограждения будет происходить рост избыточного порового давления. При этом его

наибольшая величина будет достигнута в момент устройства полного объёма свай, предусмотренных в составе запроектированного свайного поля. В соответствующий временной интервал максимальной будет являться и величина воздействия избыточного порового давления на ограждающую конструкцию. Таким образом данное давление, действуя на ограждение в горизонтальном направлении, будет выводить его из состояния покоя и способно привести к дополнительным деформациям данной конструкции в направлении «от свайного поля», в сторону сохраняемых зданий и сооружений окружающей застройки. Рассматривая работу разделительной конструкции в плоской постановке задачи, её можно представить в качестве балки на упругом основании, на которую оказывает воздействие внешняя неравномерно распределённая нагрузка, величина которой определяется в зависимости от свойств каждого конкретного инженерно-геологического слоя, расположенного по высоте рассматриваемого ограждения.

Допущения, принятые выше, позволяют формировать решение настоящей задачи и определять возникающие напряжения с использованием модели упругого полупространства.

При описании данной расчётной схемы за основу была принята плоская задача Е. Мелана (1932 г.) об определении напряжений в грунтовом массиве, возникающих под действием расположенных в его объёме единичных сил. В последствие (в 1954 г.) решение данной задачи было дополнено М. И. Горбуновым-Посадовым и О. Я. Шехтер – авторы определили перемещения точек массива грунта от действия указанных сил. В основу аналитического решения по определению дополнительных деформаций поверхности грунта и, как следствие, зданий окружающей застройки, от устройства в пределах замкнутого контура ограждения поля из свай вытеснения была положена часть задачи Мелана, связывающая смещение точек упругого полупространства от действия горизонтальной силы, расположенной на заданной глубине. Расчётная схема задачи Мелана для данного случая представлена на рис. 5.28.

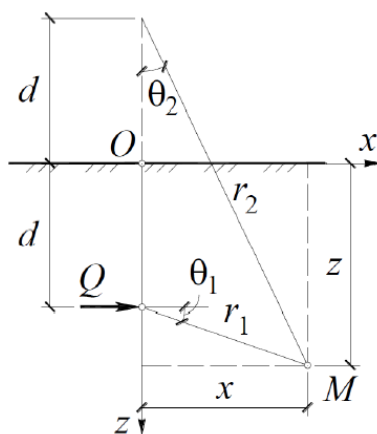


Рис. 5.28. Расчётная схема задачи Е. Мелана для силы, действующей в горизонтальном направлении.

При этом, в отличие от классической задачи Е. Мелана, решение, связывающее дополнительные деформации поверхности/зданий окружающей застройки от устройства свай вытеснения, позволяет:

- учитывать многослойность грунтового основания;
- вычислять напряжения и перемещения в массиве грунта от действия не единичной силы определённой величины, а неравномерной распределённой нагрузки;
- учитывать влияние жёсткости конструкции ограждения, расположенного в пределах упругого полупространства по периметру устраиваемого свайного поля, на значение дополнительной вертикальной деформации поверхности в искомой точке.

Ниже изложена разработанная методика аналитического решения по определению влияния от устройства свай вытеснения, выполняемых в границах замкнутого контура ограждения, на дополнительные деформации поверхности грунта и зданий окружающей застройки

В составе аналитического решения по определению влияния от устройства свай вытеснения, выполняемых в границах замкнутого контура ограждения, на дополнительные деформации поверхности грунта и зданий окружающей застройки, реализованной на основании задачи Мелана для силы, действующей в горизонтальном направлении, можно выделить 3 основных этапа/шага:

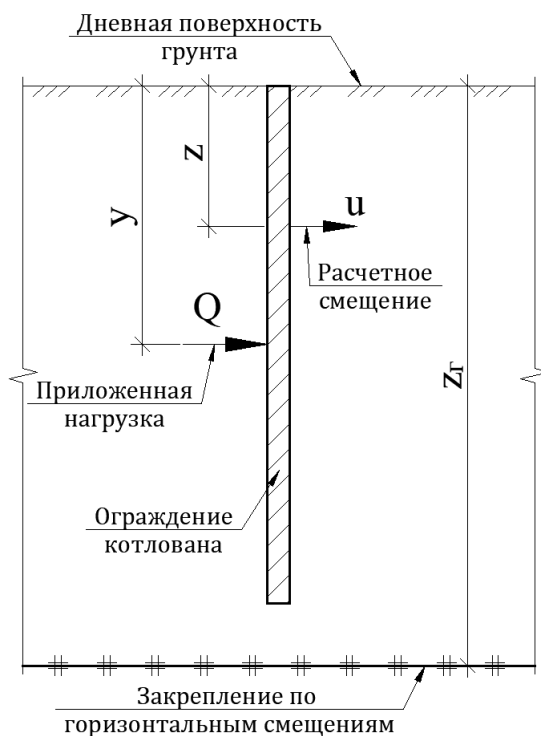


Рис. 5.29. Общий вид расчетной схемы для аналитического решения по определению влияния от устройства свай вытеснения, выполняемых в границах замкнутого контура ограждения, на дополнительные деформации поверхности грунта и зданий окружающей застройки с использованием решения Мелана.

1) **Этап №1.** Оценка деформаций ограждающей конструкции от нагрузок, возникающих в результате устройства в её границах конечного числа свай вытеснения.

Предложенный метод расчета основан на допущении, что изначально ограждение остается неподвижным. Соответственно площадь внутреннего контура котлована:

$$A_{\text{кот}} = \text{const} \quad (5.12)$$

При этом, до погружения свай  $A_{\text{кот}} = A_{\text{гр}}$ , а после погружения свай:  $A_{\text{кот}} = A_{\text{гр}} + A_{\text{свай}}$ .

Соответственно, общие горизонтальные деформации массива грунта в пределах замкнутого контура ограждения котлована могут быть представлены как:

$$\varepsilon_h = \frac{\Delta A_{\text{гр}}}{A_{\text{гр}}} = \frac{A_{\text{свай}}}{A_{\text{гр}}} \quad (5.13)$$

Учитывая, что  $\varepsilon_h = \varepsilon_x + \varepsilon_y$ , то из закона Гука получим:

$$\varepsilon_h = \frac{\Delta\sigma_x + \Delta\sigma_y - \nu(\Delta\sigma_x + \Delta\sigma_y) - 2\nu\Delta\sigma_z}{E} \quad (5.14)$$

При этом, вертикальное приращение напряжений принято условно равным 0 ( $\Delta\sigma_z \approx 0$ ), а  $\Delta\sigma_x \approx \Delta\sigma_y \approx \Delta\sigma_h$ .

Таким образом:

$$\varepsilon_h = \frac{2(1 - \nu)}{E} \Delta\sigma_h \quad (5.15)$$

Соответственно:

$$\Delta\sigma_h = \frac{\varepsilon_h E}{2(1 - \nu)} \quad (5.16)$$

При устройстве свай вытеснения основание деформируется в достаточно короткие сроки, что позволяет рассматривать характер работы водонасыщенных глинистых грунтов как неконсолидированный. Соответственно, в связи с действием избыточных поровых давлений, объемное деформирование данных грунтов происходить не будет, а для описания типа их работы необходимо применить параметры недренированной упругости.

В таком случае изменение **эффективных** напряжений в массиве грунта определим по формуле:

$$\Delta\sigma' = \Delta\sigma - \Delta u = 0 \quad (5.17)$$

Для снижения количества неизвестных в выражении, целесообразно преобразовать закон Гука, описывающий зависимость деформаций условно упругого грунта от приращения **эффективных** напряжений, в зависимость деформаций от приращения **полных** напряжений.

В таком случае закон Гука для плоской постановки запишем следующим образом:

$$\varepsilon_1 = \frac{1 + \nu}{E} (\Delta\sigma'_1 (1 - \nu) - \Delta\sigma'_3 \nu) \quad (5.18)$$

С учётом ряда ниже следующих преобразований, выполненных определения величины приращения полных напряжений,

$$\Delta u = \frac{\Delta\sigma_1 + \Delta\sigma_3}{2}; \quad \Delta\sigma'_1 = \Delta\sigma_1 - \Delta u = \frac{\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3}{2}; \quad \Delta\sigma'_3 = \Delta\sigma_3 - \Delta u = \frac{\Delta\sigma_3 - \Delta\sigma_1}{2} \quad (5.19)$$

получим:

$$\varepsilon_1 = \frac{1 + \mu}{E} \left( \frac{\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3}{2} (1 - \mu) - \frac{\Delta\sigma_3 - \Delta\sigma_1}{2} \mu \right) = \frac{1 + \mu}{E} \frac{\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3}{2} \quad (5.20)$$

Примем следующую систему обозначений:

$$\nu_{нд} = 0,5 \quad (5.21)$$

$$E_{нд} = E \frac{1 + \mu_{нд}}{1 + \mu} \quad (5.22)$$

Таким образом, в пределах каждого слоя на ограждение котлована будет действовать равномерно распределенная нагрузка, определяемая ниже следующим образом:

- для водонасыщенных глинистых грунтов:

$$P = \frac{A_{свай}}{A_{гр}} E \frac{1.5}{1 + \nu} \quad (5.23)$$

- в иных случаях:

$$P = \frac{A_{свай}}{A_{гр}} \frac{E}{2(1 - \nu)} \quad (5.24)$$

В рамках настоящего решения не учитывается фактическое снижение горизонтальных деформаций массива грунта, связанное со смещением ограждения от контура котлована. В соответствии с принципом суперпозиции данный фактор будет учтён далее в составе расчета о совместном деформировании массива грунта с ограждением котлована при использовании решения Мелана.

Решение Мелана для горизонтального смещения точки  $u$ , расположенной в упругом полупространстве на глубине  $z$  от горизонтальной силы  $Q$ , приложенной на глубине  $y$  и расположенной на той же вертикальной оси, может быть представлено следующим образом:

$$u = \frac{-Q}{\pi \cdot E} \left( \begin{array}{l} 2 \cdot (1 + \nu) \cdot \left[ 1 + \frac{y^2 + \nu \cdot z^2}{(y + z)^2} + \ln(z^2 - y^2) \right] + \\ + (1 - \nu) \cdot \left[ \frac{2 \cdot (1 + \nu) \cdot z}{y + z} + (1 + \nu) \cdot \ln(z^2 - y^2) + 2 \cdot (1 - \nu) \cdot \ln(z + y) \right] \end{array} \right), \quad (5.25)$$

где  $E$  - модуль упругого полупространства, кПа;

$\nu = \frac{\nu_1}{1 - \nu_1}$  - приведенный коэффициент Пуассона для условий плоской деформации;

$\nu_1$  - коэффициент Пуассона упругого полупространства.

Введем следующие обозначения для сокращения дальнейших записей:

$$A = \frac{-1}{\pi \cdot E}; B = 1 - \nu; C = 1 + \nu \quad (5.26)$$

Особенность решения Мелана для случая вычисления горизонтальных деформаций в рамках настоящей задачи состоит в том, что предварительно в расчетах необходимо задаться границей развития горизонтальных деформаций, расположенной на глубине  $z_2$ . После этого искомое горизонтальное смещение точки на глубине  $z$  будет вычисляться на основании следующего выражения:  $u_{full} = u(z) - u(z_2)$ . Для элементов функции, содержащих переменные, примем следующие обозначения:

$$\alpha(y, z, z_2) = \frac{y^2 + \nu \cdot z^2}{(y + z)^2} - \frac{y^2 + \nu \cdot z_2^2}{(y + z_2)^2} \quad (5.27)$$

$$\beta(y, z, z_2) = \ln \left( \frac{z^2 - y^2}{z_2^2 - y^2} \right) \quad (5.28)$$

$$\gamma(y, z, z_2) = \frac{z}{y + z} - \frac{z_2}{y + z_2} \quad (5.29)$$

$$\delta(y, z, z_2) = \ln \left( \frac{y + z}{y + z_2} \right) \quad (5.30)$$

Таким образом выше приведённое уравнение примет следующий вид:

$$u(y, z, z_2) = Q \cdot A \cdot \left( 2 \cdot B \cdot \alpha + B \cdot (C + 2) \cdot \beta + 2 \cdot B \cdot C \cdot \gamma + 2 \cdot C^2 \cdot \delta \right) \quad (5.31)$$

Как правило, в рамках решения геотехнических задач в качестве нагрузок на массив грунта рассматриваются различные распределенные нагрузки. Примем, что в массиве грунта, в диапазоне глубин от  $y_1$  до  $y_2$  приложена горизонтальная нагрузка, описываемая следующим кубическим полиномом:

$$q(y) = a + b \cdot y + c \cdot y^2 + d \cdot y^3 \quad (5.32)$$

Тогда вычисление горизонтального смещения точки на глубине  $z$  будет выполняться с помощью следующего интегрального выражения:

$$u(y_1, y_2, z, z_2) = \int_{y_1}^{y_2} \left( q(y) \cdot A \cdot \left( 2 \cdot B \cdot \alpha + B \cdot (C + 2) \cdot \beta + 2 \cdot B \cdot C \cdot \gamma + 2 \cdot C^2 \cdot \delta \right) \right) dy \quad (5.33)$$

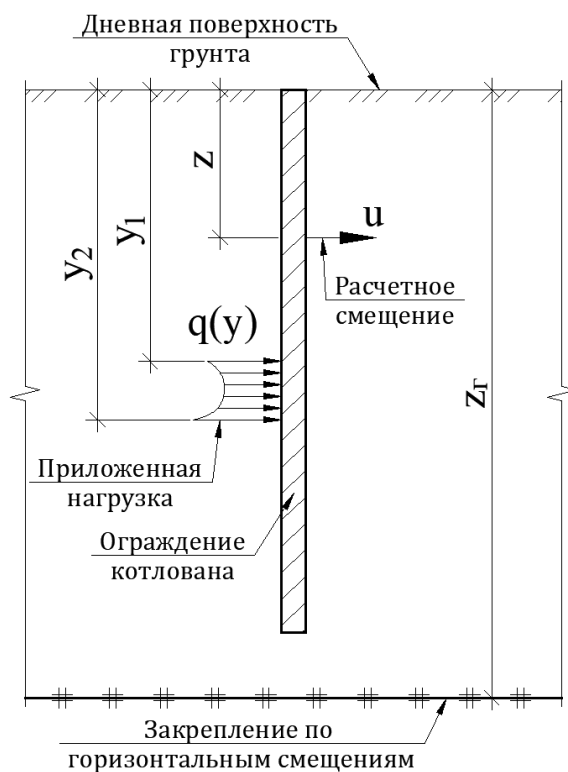


Рис. 5.30. Общий вид расчетной схемы для расчета смещения ограждения от приложенной распределенной нагрузки, вызванной действием избыточного порового давления.

Для упрощения вычислений выделим части предложенного интегрального уравнения, содержащие интегрируемую переменную  $y$  :

$$D(y_1, y_2, z, z_2) = \int_{y_1}^{y_2} (q(y) \cdot \alpha(y, z, z_2)) dy \quad (5.34)$$

$$E(y_1, y_2, z, z_2) = \int_{y_1}^{y_2} (q(y) \cdot \beta(y, z, z_2)) dy \quad (5.35)$$

$$F(y_1, y_2, z, z_2) = \int_{y_1}^{y_2} (q(y) \cdot \gamma(y, z, z_2)) dy \quad (5.36)$$

$$G(y_1, y_2, z, z_2) = \int_{y_1}^{y_2} (q(y) \cdot \delta(y, z, z_2)) dy \quad (5.37)$$

Таким образом, функция горизонтального смещения примет вид:

$$u(y_1, y_2, z, z_2) = A \cdot \left( 2 \cdot B \cdot D + B \cdot (C + 2) \cdot E + 2 \cdot B \cdot C \cdot F + 2 \cdot C^2 \cdot G \right) \quad (5.38)$$

Для дальнейшего преобразования рассматриваемого уравнения разложим функции  $D$ ,  $E$ ,  $F$  и  $G$  следующим образом:

$$D(y_1, y_2, z, z_2) = a \cdot D_1 + b \cdot D_2 + c \cdot D_3 + d \cdot D_4, \quad (5.39)$$

где:

$$D_1(y_1, y_2, z, z_2) = \int_{y_1}^{y_2} \alpha(y, z, z_2) dy \quad (5.40);$$

$$D_2(y_1, y_2, z, z_2) = \int_{y_1}^{y_2} (\alpha(y, z, z_2) \cdot y) dy \quad (5.41);$$

$$D_3(y_1, y_2, z, z_2) = \int_{y_1}^{y_2} (\alpha(y, z, z_2) \cdot y^2) dy \quad (5.42);$$

$$D_4(y_1, y_2, z, z_2) = \int_{y_1}^{y_2} (\alpha(y, z, z_2) \cdot y^3) dy \quad (5.43).$$

Проинтегрировав представленные функции, получим следующие элементы уравнения:

$$D_1(y_1, y_2, z, z_2) = \int_{y_1}^{y_2} \Bigg|_z \Bigg|_{z_2} \left( y - z^2 \frac{B}{y+z} - 2 \cdot z \cdot \ln(y+z) \right) \quad (5.44)$$

$$D_2(y_1, y_2, z, z_2) = \int_{y_1}^{y_2} \Bigg|_z \Bigg|_{z_2} \left( \ln(y+z) \cdot z^2 \cdot (B+2) + z^3 \cdot \left( \frac{B}{y+z} \right) + \frac{y^2}{2} - 2 \cdot y \cdot z \right) \quad (5.44)$$

$$D_3(y_1, y_2, z, z_2) = \int_{y_1}^{y_2} \Bigg|_z \Bigg|_{z_2} \left( y \cdot z^2 \cdot (B+2) - z^4 \cdot \frac{B}{y+z} - 2 \cdot z^3 \cdot \ln(y+z) \cdot (B+1) - y^2 \cdot z + \frac{y^3}{3} \right) \quad (5.45)$$

$$D_4(y_1, y_2, z, z_2) = \int_{y_1}^{y_2} \Bigg|_z \Bigg|_{z_2} \left( \ln(y+z) \cdot z^4 \cdot (3 \cdot B - 1) + z^5 \cdot \frac{B}{y+z} - 2 \cdot y \cdot z^3 \cdot (B+1) + \frac{y^4}{4} + y^2 \cdot z^2 \cdot \frac{B+2}{2} \right) \quad (5.46)$$

$$E_1(y_1, y_2, z, z_2) = \int_{y_1}^{y_2} \Bigg|_z \Bigg|_{z_2} \left( y \cdot \ln(z^2 - y^2) - 2 \cdot y + z \cdot \ln \left( \frac{y+z}{y-z} \right) \right) \quad (5.47)$$

$$E_2(y_1, y_2, z, z_2) = \int_{y_1}^{y_2} \Bigg|_z \Bigg|_{z_2} \left( \frac{z^2 - y^2}{2} \cdot \ln(z^2 - y^2) - 1 \right) \quad (5.48)$$

$$E_3(y_1, y_2, z, z_2) = \int_{y_1}^{y_2} \int_{z_2}^z \left( y^3 \cdot \ln(z^2 - y^2) - 2 \cdot y \cdot z^2 - \frac{2 \cdot y^3}{3} + z^3 \cdot \ln\left(\frac{y+z}{y-z}\right) \right) \cdot \frac{1}{3} \quad (5.49)$$

$$E_4(y_1, y_2, z, z_2) = \int_{y_1}^{y_2} \int_{z_2}^z \left( (y^4 - z^4) \cdot \ln(z^2 - y^2) - \frac{y^4}{2} - y^2 \cdot z^2 \right) \cdot \frac{1}{4} \quad (5.50)$$

$$F_1(y_1, y_2, z, z_2) = \int_{y_1}^{y_2} \int_{z_2}^z (\ln(y+z) \cdot z) \quad (5.51)$$

$$F_2(y_1, y_2, z, z_2) = \int_{y_1}^{y_2} \int_{z_2}^z \left( y \cdot z - \ln(y+z) \cdot z^2 \right) \quad (5.52)$$

$$F_3(y_1, y_2, z, z_2) = \int_{y_1}^{y_2} \int_{z_2}^z \left( \ln(y+z) \cdot z^3 - y \cdot z^2 + \frac{y^2 \cdot z}{2} \right) \quad (5.53)$$

$$F_4(y_1, y_2, z, z_2) = \int_{y_1}^{y_2} \int_{z_2}^z \left( y \cdot z^3 - \ln(y+z) \cdot z^4 - \frac{y^2 \cdot z^2}{2} + \frac{y^3 \cdot z}{3} \right) \quad (5.54)$$

$$G_1(y_1, y_2, z, z_2) = \int_{y_1}^{y_2} \int_{z_2}^z \left( (y+z) \cdot (\ln(y+z) - 1) \right) \quad (5.55)$$

$$G_2(y_1, y_2, z, z_2) = \int_{y_1}^{y_2} \int_{z_2}^z \left( (y^2 - z^2) \cdot \ln(y+z) - \frac{y^2}{2} + y \cdot z \right) \cdot \frac{1}{2} \quad (5.56)$$

$$G_3(y_1, y_2, z, z_2) = \int_{y_1}^{y_2} \int_{z_2}^z \left( (y^3 + z^3) \cdot \ln(y+z) - y \cdot \left( z^2 - \frac{y \cdot z}{2} + \frac{y^2}{3} \right) \right) \cdot \frac{1}{3} \quad (5.57)$$

$$G_4(y_1, y_2, z, z_2) = \int_{y_1}^{y_2} \int_{z_2}^z \left( (y^4 - z^4) \cdot \ln(y+z) + y \cdot z^3 + \frac{y^3 \cdot z}{3} - \frac{y^4}{4} - \frac{y^2 \cdot z^2}{2} \right) \cdot \frac{1}{4} \quad (5.58)$$

Дальнейшее решение задачи может быть сведено в матричной форме к решению следующего уравнения:

$$d) = A \cdot u(y_1, y_2, z, z_2, a, b, c, d) = A \cdot \begin{pmatrix} 2 \cdot B \\ B \cdot (C + 2) \\ 2 \cdot B \cdot C \\ 2 \cdot C^2 \end{pmatrix}^T \times \begin{pmatrix} D_1 & D_2 & D_3 & D_4 \\ E_1 & E_2 & E_3 & E_4 \\ F_1 & F_2 & F_3 & F_4 \\ G_1 & G_2 & G_3 & G_4 \end{pmatrix} \times \begin{pmatrix} a \\ b \\ c \\ d \end{pmatrix} \quad (5.59)$$

Обозначим элементы данного матричного уравнения следующим образом:

$$A = \begin{pmatrix} a \\ b \\ c \\ d \end{pmatrix} \quad (5.60) - \text{матрица параметров распределенной нагрузки};$$

$$\Gamma(y_1, y_2, z, z_2) = \begin{pmatrix} D_1 & D_2 & D_3 & D_4 \\ E_1 & E_2 & E_3 & E_4 \\ F_1 & F_2 & F_3 & F_4 \\ G_1 & G_2 & G_3 & G_4 \end{pmatrix} \quad (5.61) - \text{матрица геометрических параметров};$$

$$E = A \cdot \begin{pmatrix} 2 \cdot B \\ B \cdot (C + 2) \\ 2 \cdot B \cdot C \\ 2 \cdot C^2 \end{pmatrix}^T \quad (5.62) - \text{матрица параметров упругого полупространства}.$$

Для анализа совместной работы ограждения с массивом грунта воспользуемся методом конечных элементов. С целью определения перемещений в конструкции ограждения, а также усилий в ней воспользуемся аппроксимацией перемещений конечного элемента полиномом 3-ей степени. Для этого необходимо ввести конечный элемент с 4-мя степенями свободы – воспользуемся четырех узловым конечным элементом, каждый из узлов которого имеет одну степень свободы на горизонтальное смещение. В данном случае общий вид функции смещений в пределах данного элемента примет вид:

$$u(z') = u_1 \cdot f_1(z') + u_2 \cdot f_2(z') + u_3 \cdot f_3(z') + u_4 \cdot f_4(z') \quad (5.63)$$

При этом каждая из аппроксимирующих функций  $f_i(z')$  принимается такой, чтобы ее значений в  $i$ -ом узле равнялось единице, а в остальных 0. С учётом данного условия аппроксимирующие функции примут ниже следующий вид:

$$f_1(z') = 1 - \frac{11 \cdot z'}{2 \cdot L} + \frac{9 \cdot z'^2}{L^2} - \frac{9 \cdot z'^3}{2 \cdot L^3} \quad (5.64) \quad f_2(z') = \frac{9 \cdot z'}{L} - \frac{45 \cdot z'^2}{2 \cdot L^2} + \frac{27 \cdot z'^3}{2 \cdot L^3} \quad (5.65);$$

$$f_3(z') = \frac{9 \cdot z'}{2 \cdot L} - \frac{18 \cdot z'^2}{L^2} + \frac{27 \cdot z'^3}{2 \cdot L^3} \quad (5.66); \quad f_4(z') = \frac{z'}{L} - \frac{9 \cdot z'^2}{2 \cdot L^2} + \frac{9 \cdot z'^3}{2 \cdot L^3} \quad (5.67)$$

Рассмотрим работу предложенного конечного элемента как балки, работающей на изгиб под действием распределенной поперечной нагрузки, описываемой в виде функции:

$$q(z') = a + b \cdot z' + c \cdot z'^2 + d \cdot z'^3 \quad (5.68)$$

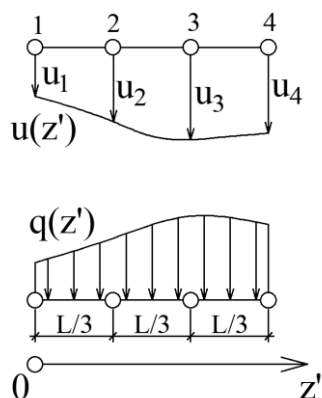


Рис. 5.31. Общий вид расчетной схемы конечного элемента.

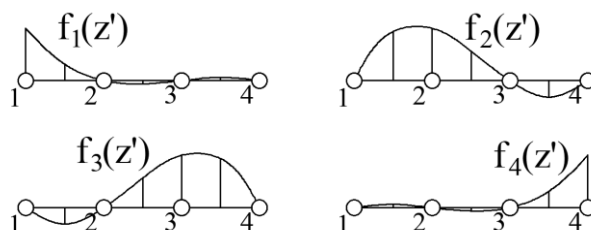


Рис. 5.32. Общий вид аппроксимирующих функций конечного элемента.

В таком случае функционал полной потенциальной энергии деформирования балки примет вид:

$$E_s = \int_0^L \left( EI \cdot \left( \frac{d^2 u(z')}{dz'^2} \right)^2 - 2 \cdot q(z') \cdot u(z') \right) dz', \quad (5.69)$$

где  $EI$  - изгибная жесткость погонного метра ограждения котлована,  $\text{кНм}^2$ ;

$L = z_2 - z_1$  - длина конечного элемента, м.

С учетом принятой формы аппроксимирующих функций, первая вариация функционала будет иметь следующий вид:

$$\frac{\delta E_s}{\delta u} = \sum_{j=1}^4 \frac{\delta E_s}{\delta f_j} = \sum_{j=1}^4 \int_0^L \left( 2 \cdot EI \cdot \left( \sum_{i=1}^4 u_i \cdot \frac{d^2 f_i(z')}{dz'^2} \right) \cdot \frac{d^2 f_j(z')}{dz'^2} - 2 \cdot q(z') \cdot f_j(z') \right) dz' \quad (5.70)$$

Данное выражение может быть представлено в матричном виде:

$$A \times u = B, \quad (5.71)$$

где  $u = \begin{pmatrix} u_1 \\ u_2 \\ u_3 \\ u_4 \end{pmatrix}$  (5.72) - вектор перемещений узлов элемента;

$$A_{i,j} = \int_0^L \left( EI \cdot \frac{d^2 f_i(z')}{dz'^2} \cdot \frac{d^2 f_j(z')}{dz'^2} \right) dz' \quad (5.73) - \text{ матрица жесткости балки при работе на}$$

изгиб;

$$B_j = \int_0^L \left( q(z') \cdot f_j(z') \right) dz' \quad (5.74) - \text{ вектор правой части.}$$

Подставив в данные интегральные выражения приведенные выше аппроксимирующие функции и функцию распределенной нагрузки получим:

$$A = \frac{81 \cdot EI}{L^3} \cdot \begin{pmatrix} 1 & -\frac{5}{2} & 2 & -\frac{1}{2} \\ -\frac{5}{2} & 7 & -\frac{13}{2} & 2 \\ 2 & -\frac{13}{2} & 7 & -\frac{5}{2} \\ -\frac{1}{2} & 2 & -\frac{5}{2} & 1 \end{pmatrix} \quad (5.75)$$

$$B = \frac{L}{840} \cdot \begin{pmatrix} 105a + 14bL + 7cL^2 + 6dL^3 \\ 315a + 63bL - 18dL^3 \\ 315a + 252bL + 189cL^2 + 144dL^3 \\ 105a + 91bL + 84cL^2 + 78dL^3 \end{pmatrix} \quad (5.76)$$

2) **Этап №2.** С использованием матрицы жёсткости грунта определяется контактная эпюра давлений на стыке «ограждение котлована – грунтовый массив».

Решение аналогичной задачи взаимодействия ограждения с массивом грунта представляет существенную математическую сложность. В первую очередь, это связано с тем, что перемещения одного конечного элемента напрямую связаны с нагрузками на другой.

Рассмотрим данную задачу в следующей постановке (см. расчетную схему): в массиве грунта по единой вертикальной оси в диапазоне глубин от  $y_1$  до  $y_2$  приложена нагрузка  $q(y) = a + b \cdot y + c \cdot y^2 + d \cdot y^3$ . Необходимо найти функцию горизонтальных смещений на диапазоне глубин от  $z_1$  до  $z_2$ . При этом  $z_2 - z_1 = y_2 - y_1$ .

При применении формы принятого выше конечного элемента данная задача сводится к нахождению смещений четырех его узлов.

Как было выведено ранее, перемещение точки на глубине  $z$  от нагрузки вида  $q(y) = a + b \cdot y + c \cdot y^2 + d \cdot y^3$  (5.77) в диапазоне глубин от  $y_1$  до  $y_2$  может быть определено ниже следующим образом:

$$u(y_1, y_2, z, z_2) = E \times \Gamma(y_1, y_2, z, z_2) \times A \quad (5.78)$$

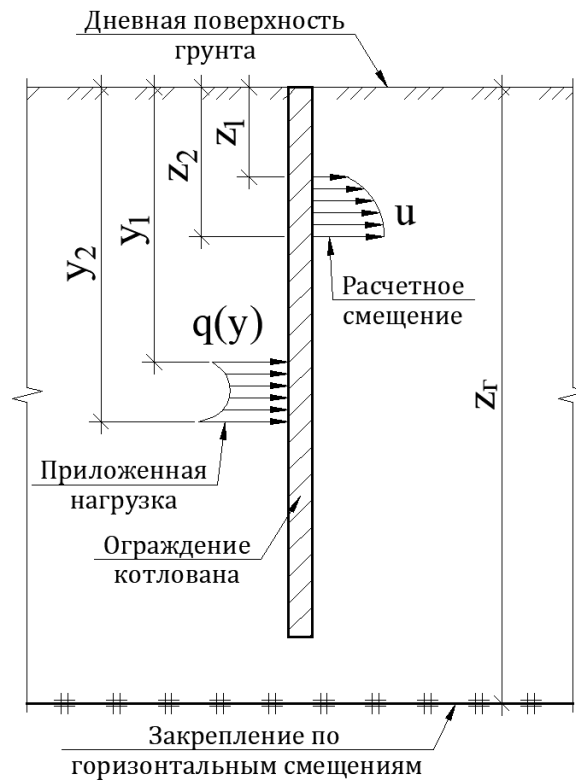


Рис. 5.33. Расчетная схема для определения функции смещения на одном участке ограждения от распределенной нагрузки на другом участке ограждения.

Для удобства дальнейших преобразований введем функцию:

$$F_j(y_1, y_2, z, z_2) = (A \times \Gamma(y_1, y_2, z, z_2))_j \quad (5.79)$$

Соответственно, в рамках текущего решения для искомого вектора перемещений, вычисляемого для координат

$$Z = \begin{pmatrix} z_1 \\ z_1 + \frac{z_2 - z_1}{3} \\ z_1 + \frac{2 \cdot (z_2 - z_1)}{3} \\ z_2 \end{pmatrix} \quad (5.80)$$

общее матричное решение может быть сформулировано следующим образом:

$$u = F \times A, \quad (5.81)$$

где  $F_{i,j} = F_j(y_1, y_2, Z_i, z_2)$  (5.82).

Далее приведём полученное выше матричное решение к виду

$$A \times u = B \quad (5.83).$$

Данное преобразование может быть выполнено следующим образом:

$$M \times F^{-1} \times u = M \times A, \quad (5.83)$$

$$\text{где } M \times A = B \quad (5.84)$$

Таким образом, дальнейшее решение сводится к поиску матрицы  $M$ .

Путем простейших математических преобразований получим следующий вид данной матрицы:

$$M = \frac{L}{8} \cdot \begin{pmatrix} 1 & \frac{2L}{15} & \frac{L^2}{15} & \frac{2L^3}{35} \\ 3 & \frac{3L}{5} & 0 & \frac{-6L^3}{35} \\ 3 & \frac{12L}{5} & \frac{9L^2}{5} & \frac{48L^3}{35} \\ 1 & \frac{13L}{15} & \frac{4L^2}{5} & \frac{26L^3}{35} \end{pmatrix} \quad (5.85)$$

Соответственно матрица жесткости одного конечного элемента на действие нагрузки на другой конечный элемент (или в частном случае, при действии нагрузки на тот же конечный элемент) вычисляется как:

$$A = M \times F^{-1} \quad (5.86)$$

В общем случае, с учётом представленных выше допущений и преобразований, **алгоритм решения задачи** по определению влияния от устройства свай вытеснения, выполняемых в границах замкнутого контура ограждения, на дополнительные деформации поверхности грунта и зданий окружающей застройки, **в рамках обозначенных выше этапов №1 и №2** можно представить следующим образом:

- конструкция стенки по высоте разбивается на конечные элементы равной высоты  $L$ ;
- для каждого конечного элемента вычисляется локальная матрица жесткости ограждения по формуле:

$$A_{оп} = \frac{81 \cdot EI}{L^3} \cdot \begin{pmatrix} 1 & -\frac{5}{2} & 2 & -\frac{1}{2} \\ -\frac{5}{2} & 7 & -\frac{13}{2} & 2 \\ 2 & -\frac{13}{2} & 7 & -\frac{5}{2} \\ -\frac{1}{2} & 2 & -\frac{5}{2} & 1 \end{pmatrix} \quad (5.87);$$

- для каждой пары конечных элементов вычисляется матрица жесткости упругого основания, при этом общий вид формулы имеет вид:  $A_{осн} = M \times F^{-1}$  (5.88),

$$\text{где } M = \frac{L}{8} \cdot \begin{pmatrix} 1 & \frac{2L}{15} & \frac{L^2}{15} & \frac{2L^3}{35} \\ 3 & \frac{3L}{5} & 0 & \frac{-6L^3}{35} \\ 3 & \frac{12L}{5} & \frac{9L^2}{5} & \frac{48L^3}{35} \\ 1 & \frac{13L}{15} & \frac{4L^2}{5} & \frac{26L^3}{35} \end{pmatrix} \quad (5.89); \quad F_{i,j} = F_j(y_1, y_2, Z_i, z_2) \quad (5.90);$$

– для каждого конечного элемента собственная матрица жесткости вычисляется как:  $A = A_{огр} + A_{осн}$  (5.91);

– формируется общая матрица жесткости системы, где строка соответствует элементу, на который приложена нагрузка, а столбец – элементу, в котором рассчитываются деформации;

– формируется глобальный вектор правой части, при этом, в случае приложения на элемент равномерной нагрузки локальный вектор правой части для него вычисляется по

$$\text{формуле: } B = \frac{L}{8} \begin{pmatrix} q \\ 3q \\ 3q \\ q \end{pmatrix} \quad (5.92);$$

– вычисляется глобальный вектор перемещений, как  $u = A^{-1} \times B$  (5.93).

– распределенная нагрузка, передаваемая непосредственно на массив грунта в пределах каждого КЭ (после перераспределения через ограждающую конструкцию) может быть вычислена, как:  $q_i(y) = a_i + b_i \cdot y + c_i \cdot y^2 + d_i y^3$ , (5.94)

$$\text{где } \begin{pmatrix} a_i \\ b_i \\ c_i \\ d_i \end{pmatrix} = \sum_{j=1}^n F_{i,j}^{-1} \times u_j \quad (5.95)$$

3) **Этап №3.** Оценка дополнительных деформаций массива окружающего грунта, в т.ч. в уровне поверхности и в уровне фундаментов зданий окружающей застройки, от давления, передаваемого на грунт ограждающей конструкцией.

В составе данного этапа решения предложенной аналитической задачи предполагается вычислять деформации в каждой конкретной точке упругого полупространства от суммарного действия нагрузки, передаваемой ограждением на массив грунта в пределах каждого конкретного конечного элемента. Для этой цели в рамках принципа суперпозиции

применяется классическое решение задачи Мелана для действия горизонтально направленной силы.

Таким образом суммарное значение деформации (как вертикальной, так и горизонтальной) в искомой точке полупространства, расположенной в т.ч. в уровне поверхности или в уровне фундаментов зданий окружающей застройки, будет складываться из множества деформаций, вызванных действием горизонтальных сил, представляющих собой равнодействующую нагрузки, передаваемой на грунт ограждением в составе каждого выделенного в пределах его высоты конечного элемента.

Пошаговое описание методики разработанного аналитического решения наглядно демонстрирует с её помощью определять влияния от устройства свай вытеснения, выполняемых в границах замкнутого контура ограждения (рассматриваемого в качестве компенсационного мероприятия для защиты от технологического влияния на данном этапе строительства), на дополнительные деформации поверхности грунта и зданий окружающей застройки. В её составе, в отличие от классического решения Е. Мелана, учтены данные о жёсткости ограждения, о многослойности грунтового основания, и, как следствие, о передачи на ограждение и далее на грунтовый массив неравномерной распределённой нагрузки.

Произведем сопоставление результатов расчёта, полученных на основании разработанной методики аналитического решения, с данными натурных наблюдений

Посредством применения элементарных вычислительных программ (Excel, Mathcad и др.), представленная выше последовательность действий может быть переведена в протокол расчёта, позволяющий оперативно вычислять дополнительные деформации массива грунта и фундаментов зданий окружающей застройки от устройства в границах контура ограждающей конструкции поля из свай вытеснения. В качестве объекта анализа рассмотрим геотехническую ситуацию, подробно описанную в составе раздела 5.3.2 настоящей диссертационной работы при строительстве жилого комплекса по Лесному пр. в г. Санкт-Петербурге.

На основании разработанной методики аналитического решения задачи, оформленной в протокол расчёта для данного объекта, с учётом ввода необходимых исходных данных о инженерно-геологическом и гидрологическом строении участка, глубине котлована, параметрах защитного ограждения, свайного поля и пр., были получены следующие результаты:

- эпюра изгибающих моментов, возникающих в ограждении котлована (рис. 5.34);
- эпюра горизонтальных перемещений ограждения по высоте (рис. 5.35);
- график распределения деформаций массива грунта на глубине расположения контролируемого фундамента здания окружающей застройки, построенный на основании

результатов аналитического решения с учётом и без учёта выполнения защитной конструкции в виде ограждения котлована, а также по данным геодезического мониторинга в границах участка строительства (рис. 5.36).

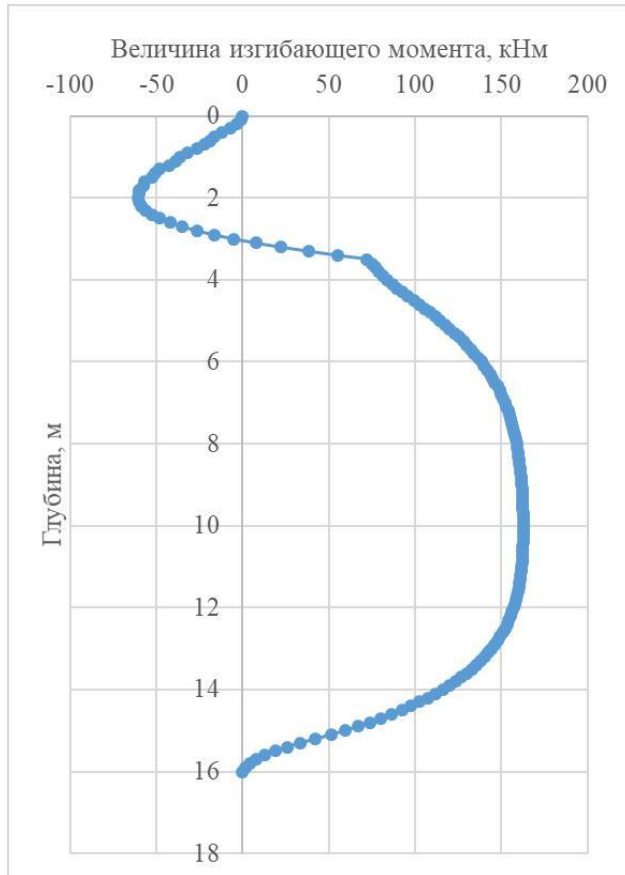


Рис. 5.34. Эпюра изгибающих моментов в ограждении котлована, вызванных устройством поля из свай вытеснения, полученная на основании аналитического решения, кНм

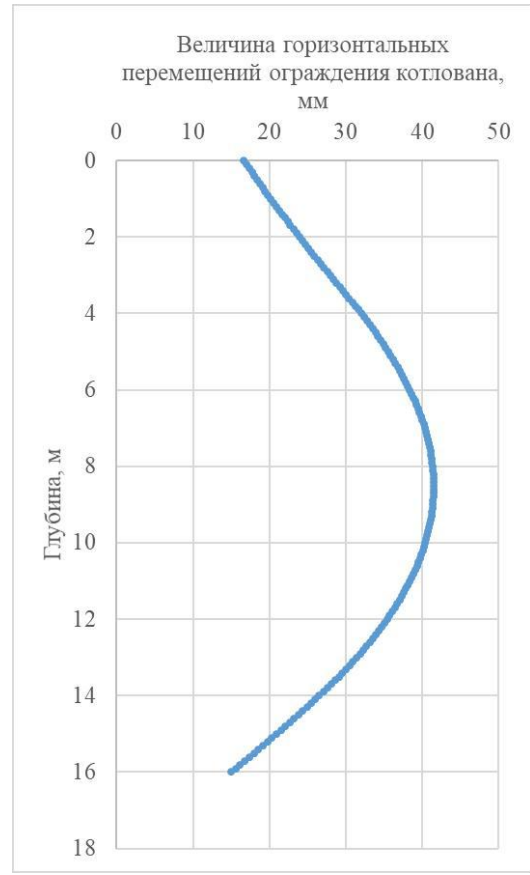


Рис. 5.35. Эпюра горизонтальных перемещений ограждения котлована по высоте, вызванная устройством поля из свай вытеснения, полученная на основании аналитического решения, мм

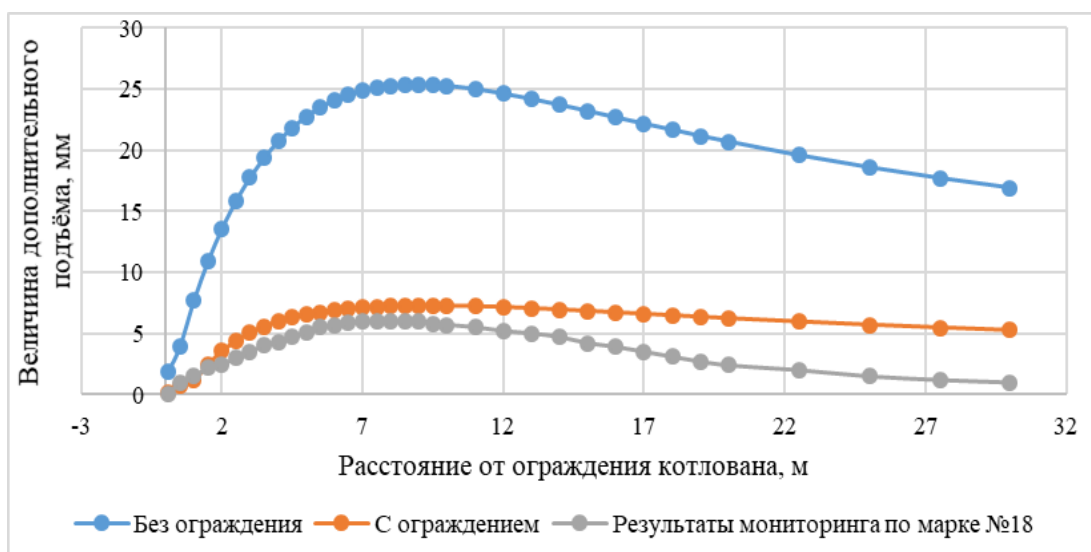


Рис. 5.36. График распределения деформаций массива грунта на глубине расположения контролируемого фундамента здания окружающей застройки, построенный на основании результатов аналитического решения с учётом и без учёта выполнения защитной конструкции в виде ограждения котлована, а также по данным геодезического мониторинга в границах участка строительства, мм

Линии распределения деформаций массива грунта на глубине расположения контролируемого фундамента здания окружающей застройки от устройства свай вытеснения в границах замкнутого контура ограждения, обозначенные на рис. 5.36 оранжевым и серым цветом, – основное направление для сравнения, – построены на основании результатов аналитического расчёта по предложенной методике и по данным фактического геодезического мониторинга соответственно. В точке максимального подъёма данные графики демонстрируют высокую сходимость значений – полученная между ними разница не превышает 20%. Полученные результаты свидетельствуют о правильности принятых допущений и гипотез, положенных в основании исследования технологического влияния устройства свай вытеснения на дополнительные деформации зданий окружающей застройки.

Отдельно стоит выделить линию, обозначенную на рисунке 5.36 синим цветом. Она демонстрирует определённые на основании предложенного аналитического решения значения дополнительных деформаций поверхности и, как следствие, сохраняемого здания окружающей застройки, которые можно было бы получить в случае отсутствия вдоль периметра устраиваемого свайного поля замкнутого контура ограждения. Дополнительный подъём здания в границах марки №18 в таком случае составил бы порядка 26 мм, следовательно, полученные деформации оказались бы весьма близкими по величине к предельному значению в 30 мм, установленному для объектов соответствующего типа и категории технического состояния требованиями СП 22.13330.2016.

Представленное сравнение наглядно демонстрирует возможность образования больших величин технологических подъёмов массива окружающего грунта при устройстве свай вытеснения в случае их выполнения в условиях слабых грунтов и плотной застройки исторического центра Санкт-Петербурга вне границ защитной ограждающей конструкции, что определяет необходимость учёта данного воздействия на стадии проектирования. Также по результатам проведённого анализа установлена рациональность использования предварительно выполненной конструкции разделительного ограждения, как компенсационного (превентивного) защитного мероприятия, обеспечивающего значительное уменьшение величин технологических деформаций зданий окружающей застройки при погружении свай вытеснения.

#### **5.4. Выводы по главе 5**

1. В условиях строительства подземного сооружения в плотной городской застройке на слабых грунтах значимым условием безопасности является обеспечение полной исходной информации по инженерно-геологическому строению площадки, техническому состоянию фундаментов и конструкций зданий окружающей застройки, попадающих в зону

влияния, техническому состоянию инженерных сетей с выявлением возможных рисков техногенного характера (например, замачивания из-за их износа или возможного повреждения) и пр. При этом, определяющим критерием при выборе типа решения по устройству фундаментов проектируемого подземного сооружения является обеспечение сохранности зданий и сооружений окружающей застройки с точки зрения воздействия на них негативного влияния, вызванного реализацией конструктивных (определяемых фактической работой элементов) и технологических (определяемых работой строительного оборудования) факторов.

2. Вероятностная оценка влияния на надежность подземного сооружения возможных дефектов и техногенных воздействий, приводящих к изменению физико-механических свойств массива грунта вокруг сооружения, может быть выполнена на основе численного моделирования и комплексного аналитического анализа ситуации с оценкой рисков в зависимости от их значимости с использованием методов математической статистики и теории вероятности.

3. При идентификации геотехнического риска действенным превентивным условием его минимизации является выполнение мероприятий по исключению дополнительных деформаций зданий окружающей застройки за счет усиления фундаментов, создания геотехнических барьеров, экранов и т.п., повышения устойчивости системы «грунт основания- фундамент- надземные конструкции» в период выполнения геотехнических работ.

4. На примере устройства свай вытеснения, в случае их выполнения вне границ защитной ограждающей конструкции в условиях слабых грунтов и плотной застройки исторического центра Санкт-Петербурга, определена возможность образования технологических подъёмов массива окружающего грунта и зданий окружающей застройки, сравнимых с предельными нормативными значениями, установленными требованиями нормативной документации. Установлена рациональность использования предварительно выполненной конструкции разделительного ограждения, как компенсационного (превентивного) защитного мероприятия, обеспечивающего значительное уменьшение величин технологических деформаций зданий окружающей застройки при погружении свай вытеснения. Предложена и обоснована методика аналитического решения задачи по определению влияния от устройства свай вытеснения, выполняемых в границах замкнутого контура ограждения, на дополнительные деформации поверхности грунта и зданий окружающей застройки.

## Глава 6. ОСОБЕННОСТИ ВЫПОЛНЕНИЯ ГЕОТЕХНИЧЕСКИХ РАБОТ ПРИ РЕКОНСТРУКЦИИ ИСТОРИЧЕСКИХ ЗДАНИЙ

### 6.1. Причины, приводящие к необходимости усиления оснований и фундаментов зданий

Здания исторической застройки имеют высокую степень физического износа строительных конструкций, включая фундаменты. Проводимые текущие и капитальные ремонты зданий, как правило, направлены на поддержание работоспособности надземных конструкций, инженерных систем, обеспечение противопожарных требований. Внимание на фундаменты, принимая высокую стоимость восстановительного ремонта и неопределенность с состоянием грунтов основания, уделяется только в случае аварийных ситуаций неравномерных деформаций с образованием трещин, возникновением перекосов и крена несущих наружных стен.

Проектирование усиления реконструируемых и капитально ремонтируемых зданий производится с учетом основных принципов расчета фундаментов по предельным состояниям на основе комплексного подхода к геотехнической оценке, обоснованию и научно-техническому сопровождению объекта на всех стадиях геотехнического строительства.

СП 361.1325800.2017 определяет инженерный подход к оценке категории технического состояния с учетом требований СП 22.13330.2016 и ГОСТ 31937 (Таблица 6.1), что позволяет дать прогноз необходимости усиления фундаментов и грунтов основания [244].

Таблица 6.1.

#### Прогноз необходимости усиления фундаментов и грунтов основания с учетом категории технического состояния сооружения (по СП 361.1325800.2017)[244]

Категория технического состояния сооружения по СП 22.13330 (в скобках – по ГОСТ 31937)	Характеристики технического состояния сооружения	Необходимость усиления фундаментов и грунтов основания
I – нормальное (нормальное)	Выполняются требования норм. Необходимость ремонтных работ отсутствует.	Не требуется
II – удовлетворительное (работоспособное)	Удовлетворяются требования норм, относящиеся к предельным состояниям первой группы, требования, относящиеся к предельным состояниям второй группы, могут быть нарушены, но в конкретных условиях эксплуатации, при отсутствии дополнительных внешних воздействий, не возникает нарушения работоспособности	При возникновении неравномерных деформаций в их начальной стадии в виде ремонтных мероприятий производится усиление фундаментов (ремонт) и закрепление грунтов основания фундаментов

	здания. Усиление конструкций не требуется, достаточен текущий ремонт с устранением локальных повреждений	
III- неудовлетворительное (ограниченно- работоспособное)	Имеются дефекты и повреждения, приведшие к снижению несущей способности, но отсутствуют опасность внезапного разрушения и угроза для безопасности людей. Функционирование конструкций и эксплуатация здания или сооружения возможны либо при контроле (мониторинге) технического состояния, либо <i>при проведении необходимых мероприятий по восстановлению или усилению конструкций и (или) грунтов основания</i> и последующем мониторинге технического состояния (при необходимости)	В случае, если дефекты и повреждения вызваны состояние фундаментов и грунтов основания, выполняется комплекс мероприятий по усилению конструкций фундаментов, закреплению грунтов основания, а при расчетном обосновании, подтверждающем необходимость – пересадка фундамента на буроинъекционные сваи с передачей части нагрузки от усиливаемого фундамента на сваи усиления.
IV – предаварийное или аварийное	Существующие повреждения свидетельствуют о непригодности конструкций к эксплуатации, об исчерпании несущей способности и опасности обрушения и недопустимости пребывания людей в зоне расположения конструкций.	В случае, если техническим обследованием установлено, что повреждения в здании связаны с исчерпанием несущей способности фундаментов, выполняется комплекс мероприятий по усилению фундамента, закреплению грунтов основания, подведение нового фундамента под существующие стены и несущие конструкции здания. При использовании решения с устройством буроинъекционных свай на них осуществляется передача 100% нагрузки от здания.

Важным условием, позволяющим управлять рисками при геотехническом строительстве, является возможность в соответствии с СП 361.1325800.2017 улучшать категорию технического состояния здания в соответствии с таблицей Д.1 СП 22.13330.2016 при наличии соответствующей проектной документации, выполнении превентивных мероприятий, снижающих влияние на существующую застройку, выполнения усиления аварийных конструкций, с обязательным включением в отдельных случаях расчета системы

«основание-фундамент-сооружение». [244] В этом случае, категория технического состояния здания уточняется при проведении детального обследования. Обследование конструкций фундаментов и грунтов в основании реконструируемых зданий производится проходкой шурфов.

Полученные в результате обследования в шурфах данные о состоянии и конструкции фундаментов, уровне подземных вод, характеристиках несущего и подстилающих слоев используются для принятия решений о допустимости реконструкции сооружения на существующем фундаменте или строительстве зданий около него и для оценки необходимости его усиления или улучшения грунтового основания [147].

Для несущего слоя грунта устанавливаются физико-механические и прочностные характеристики грунта (удельный вес грунта  $\gamma$ , влажность  $W$ , характерные влажности  $W_p$ ,  $W_L$ , коэффициент относительной сжимаемости  $m_v$ , угол внутреннего трения  $\varphi$ , удельное сцепление  $c$ ). Полученные результаты сопоставляются с данными архивных материалов или с результатами дополнительных инженерно-геологических изысканий, выполненных вблизи обследуемого сооружения.

Проектирование усиления фундаментов производится по двум группам предельных состояний. При расчете по первому предельному состоянию выявляют риски потери несущей способности и ограничение развития чрезмерных пластических деформаций при эксплуатации здания после реконструкции.

Расчет по первому предельному состоянию выполняется исходя из общего условия:

$$\gamma_c \cdot F_{rr} / \gamma_n \leq F_{fu}, \quad (6.1)$$

где,  $F_{rr}$  – расчетная нагрузка на основание после реконструкции;  $F_{fu}$  – сила предельного сопротивления основания с учетом изменения свойств грунтов в процессе эксплуатации реконструируемого здания;  $\gamma_c$  – коэффициент условий работы, принимаемый от вида грунтов в основании фундамента;  $\gamma_n$  – коэффициент надежности по ответственности, принимаемый в зависимости от геотехнической категории; .

Дефицит несущей способности оснований и фундаментов  $\Delta F_d$  реконструируемого здания устанавливается после анализа результатов обследования и в общем случае может быть представлен выражением:

$$\Delta F_d = F_{rd} - F_{fd}, \quad (6.2.)$$

где,  $F_{rd}$  – требуемая несущая способность основания или свай из условия сопротивления грунта, принятая с учетом возможного увеличения постоянных и временных нагрузок при реконструкции;  $F_{fd}$  – несущая способность грунтов основания (свай) с учетом возможного улучшения свойств грунтов в процессе эксплуатации [60].

При выполнении условия (6.3) необходимость усиления фундаментов при реконструкции отсутствует.

$$F_{rd} = F_{fd} \quad (6.3)$$

Окончательное решение по необходимости усиления фундаментов и грунтов основания при реконструкции принимается после анализа результата расчета оснований и фундаментов по второму предельному состоянию. При расчете по второму предельному состоянию должно соблюдаться условие:

$$p_{II}^{np} \leq R_{упл}, \quad (6.4)$$

где,  $p_{II}^{np}$  – фактическое давление по подошве фундамента после реконструкции;  $R_{упл}$  – расчетное сопротивление грунта основания с учетом его уплотнения в процессе эксплуатации.[60]

Современная нормативная база позволяет повысить значение расчетного сопротивления грунта основания  $R$ , вычисленное по формуле СП 22.13330.2016 в зависимости от соотношения расчетной осадки основания фундамента  $s$ , полученной расчетом методом послойного суммирования при среднем давлении по подошве фундамента  $p=R$ , и предельной осадки  $s_u$ . При этом увеличенное значение давления по подошве фундамента не должно превышать рекомендуемых значений повышенного расчетного сопротивления  $R_{упл}$  при:

а)  $s \leq 0,4s_u - R_{упл} = 1,2 R$ ; (6.5)

б)  $s \geq 0,7 s_u - R_{упл} = R$ ; (6.6)

в)  $0,7 s_u > s > 0,4s_u$ , -  $R_{упл}$  определяется интерполяцией. (6.7)

При соответствующем обосновании допускается при  $s \leq 0,4s_u$  принимать

$$R_{упл} = 1,3 R. \quad (6.8)$$

Увеличенное значение среднего давления по подошве фундамента, ограниченного величиной повышенного расчетного сопротивления  $R_{упл}$ , не должно вызывать деформации основания фундамента более 80% предельных значений и превышать величину давления из условия расчета основания по несущей способности **в соответствии с требованиями п.5.7.** СП 22.13330.2016 [233].

Рассмотрим причины, которые определяют необходимость усиления оснований и фундаментов. Наиболее распространенными случаями реконструкции зданий и сооружений, при которых возникает необходимость усиления оснований и фундаментов являются (Мангушев Р.А., Сахаров И.И., 2019) [157]:

1. Увеличение нагрузок на существующие фундаменты (надстройка этажей, замена деревянных перекрытий на железобетонные, установка более тяжелого оборудования и т.п.);
2. Устройство новых фундаментов на пятне застройки старых, разобранных зданий.
3. Пристройка новых зданий и сооружений к существующим старым.

4. Углубление существующих подвалов или устройство новых подземных пространств.

5. Усиление либо переустройство оснований и фундаментов зданий из-за их низкой несущей способности или высокой деформативности.

Все эти случаи требуют оценки необходимости усиления оснований и фундаментов и выбора методов и конструкции усиления.

Основными причинами, приводящими к износу подземных конструкций и их оснований, являются техногенные и природные факторы.

При реконструкции зданий и сооружений с увеличением нагрузки на существующие фундаменты, при модернизации промышленных предприятий, связанных с их техническим перевооружением, при капитальном ремонте зданий, а также при возведении новых зданий около существующих, производится оценка возможных дополнительных деформаций фундаментов существующих реконструируемых или попадающих в зону влияния зданий и расчетная проверка на соответствие критериев, обеспечивающих их дальнейшую нормальную эксплуатацию.

При техническом обследовании грунтов основания и фундаментов старых зданий возможность использования резервов основания за счет уплотнения и упрочнения грунтового массива за счет длительной эксплуатации является важным фактором, влияющим на состав и конструктивные решения при разработке проекта реконструкции. Следует обратить внимание, что при углублении или устройстве подвалов, и, особенно, при освоении подземного пространства под существующими фундаментами данные условия в расчет не принимаются.

## **6.2. Анализ инженерных решений, позволяющих минимизировать дополнительные деформации фундаментов при выполнении геотехнических работ в существующих исторических зданиях при устройстве подвалов и освоении подземного пространства**

В последнее десятилетие в проектах приспособления исторических зданий для современного использования активно рассматриваются объемно-планировочные и архитектурные решения с освоением подземного пространства и организацией в подземной части реставрируемых зданий технических, выставочных и общественных помещений. При этом высота подвальных помещений и подземных этажей с учетом необходимости прокладки инженерных сетей составляет от 2,8 до 4, 5м. Сегодня актуальным становится устройство не одного, а двух подземных уровней, что, в свою очередь, требует экскавации грунта по глубине от пола первого этажа до 6-10 м. Для реализации подобных объемно-планировочных решений дополнительной конструкторской оценки и особого технологического анализа

последовательности выполнения таких работ при условии безопасного выполнения всего комплекса работ по отношению к зданию-памятнику.

Для понимания всей сложности выполняемых работ нам достаточно указать, что экскавация грунта при устройстве подземных помещений должна осуществляться ниже подошвы существующих фундаментов исторических зданий от 1,0 до 5,0 м. Данное обстоятельство накладывает ряд обязательных конструктивных решений, обеспечивающих сохранение конструкций фундаментов исторических зданий и вышерасположенных конструкций. Для устройства подземных этажей могут быть использованы следующие технические решения:

- поярусное последовательное углубление с созданием железобетонных конструкций в основании существующего фундамента (используется при углублении подвалов до 1,5 м и замене деревянных лежней);
- вывешивание конструкций фундаментов на сваи усиления;
- создание в основании фундамента грунтоцементного массива с использованием технологии Jet Grouting;
- устройство обоймы вокруг фундамента из шпунта, буроинъекционных свай с инъекционным закреплением массива грунта в основании фундамента;
- использование системы «Top-Down» с вывешиванием здания на распределительную плиту в основании фундамента на буроинъекционных сваях;

Современные требования приспособления исторических зданий к современному использованию могут быть связаны с освоением подземного пространства с устройством подвальных помещений или подземного пространства под существующим зданием. В этих случаях используются технические конструктивные решения, при которых обеспечивается передача на конструкции усиления всей (полной) нагрузки от здания.

Применимость того или иного способа усиления оснований и фундаментов определяется на стадии технического обследования здания и проектирования исходя из его конструктивных особенностей, состояния грунтового массива в основании фундамента, технических и технологических возможностей подрядной организации, выполняющей геотехнические работы.

На рис. 6.3 представлена классификация основных способов усиления оснований и фундаментов (Полищук А.И., 2018) [198].

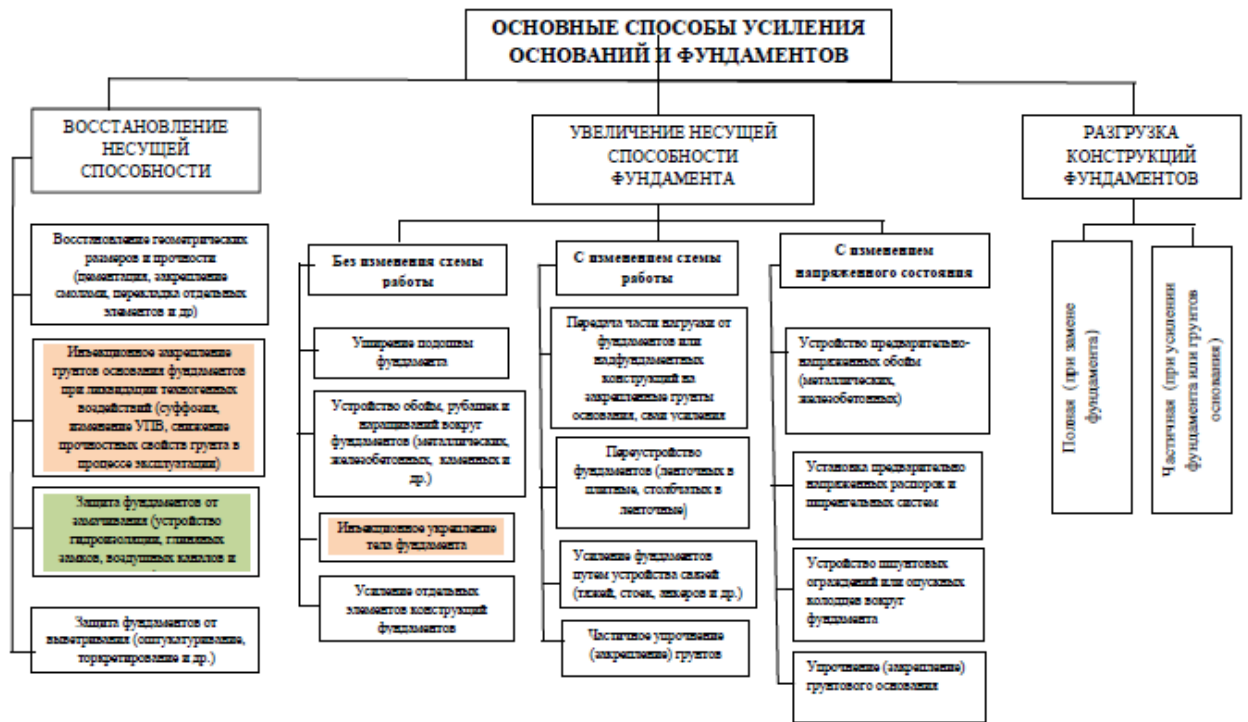


Рис.6.3.Классификация способов усиления оснований и фундаментов зданий и сооружений (по-Полищуку А.И., 2018 ) [198]

В случаях физического износа поверхностного слоя бутового или кирпичного фундамента хорошо зарекомендовал себя способ восстановления поверхностного слоя в виде оштукатуривания и торкретирования поверхности фундамента.

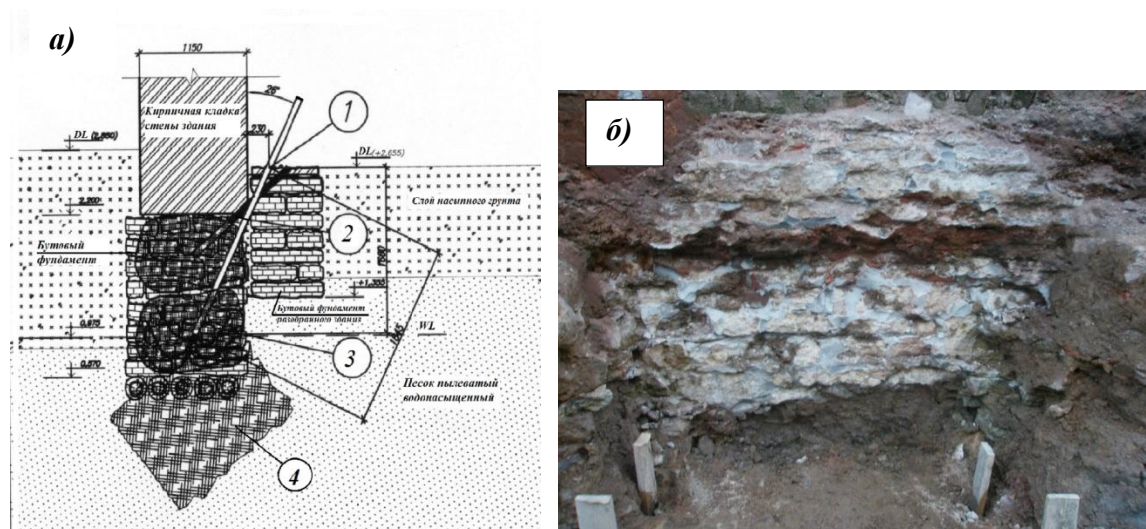


Рис. 6.4. Восстановление несущей способности бутового фундамента укрепительной цементацией: а) схема укрепления тела фундамента; б) вид закрепленного фундамента в шурфе – видны наплывы закрепляющего цементного раствора; 1 – иньектор для нагнетания закрепляющего раствора; 2 – бутовый фундамент; 3 – закрепленная часть фундамента; 4 – массив закрепленного грунта в зоне расположения деревянных лежней под подошвой фундамента.

Для увеличения несущей способности фундамента здания при необходимости восприятия дополнительной нагрузки при реконструкции или реставрации выделяют три основных случая (Полищук А.И.) [198]:

- увеличение несущей способности фундаментов без изменения схемы работы;
- увеличение несущей способности фундаментов с изменением схемы работы;
- увеличение несущей способности фундаментов с изменением напряженного состояния (фундаментов и грунтов основания).

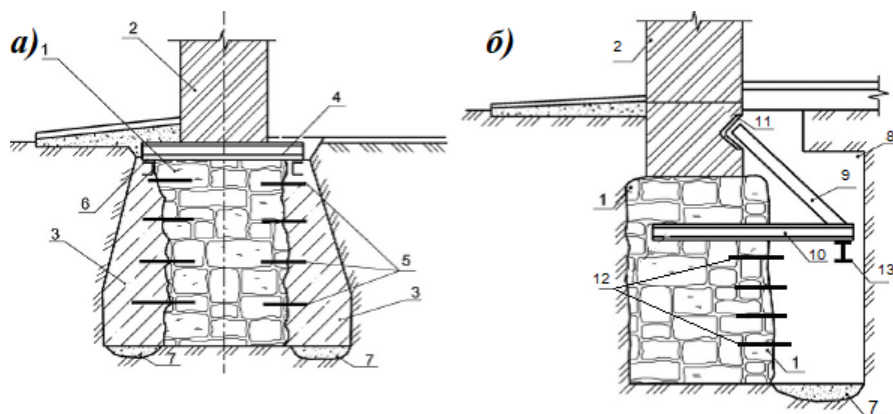


Рис.6.5. Увеличение несущей способности ленточного фундамента за счет уширения подошвы: а)бутового за счет устройства двухсторонних железобетонных или бетонных приливов; б) бутового за счет устройства одностороннего железобетонного или бетонного банкета; 1 – усиливаемый бутовый фундамент; 2- кирпичная стена; 3 – железобетонные или бетонные приливы; 4- металлическая балка, которая устанавливается в заранее устроенные отверстия; 5- металлические анкера; 6 – продольные металлические балки, скрепляемые на сварке с поперечными балками 4; 7- уплотненный грунт; 8- бетонный монолитный банкет; 9 – подкос; 10 – несущая балка, заделанная в бутовый фундамент; 11 – упорный уголок; 12- металлические анкера; 13- распределительная металлическая балка. [198]

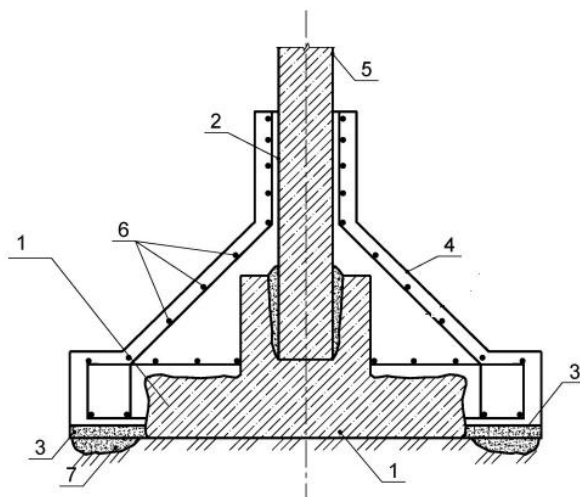


Рис. 6.6. Увеличение несущей способности столбчатого отдельно стоящего фундамента: 1 – усиливаемый фундамент; 2- поверхность колонны с насечкой для обеспечения сопряжения с конструкцией усиления; 3 – бетонная подготовка; 4 – конструкция усиления; 5 – колонна; 6 – арматура конструкции усиления; 7 – уплотненный грунт. [198]

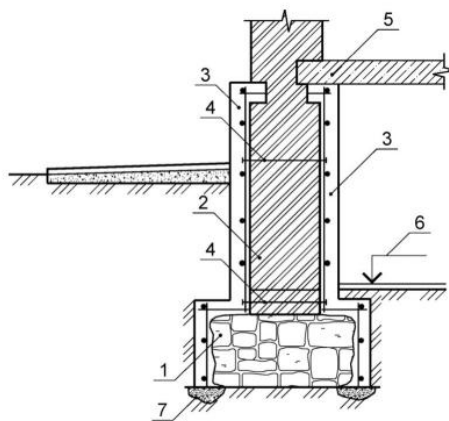


Рис.6.7. Увеличение несущей способности фундамента путем устройства железобетонных обойм: 1- усиливаемый бутовый фундамент; 2- усиливаемая кирпичная стена; 3- железобетонная обойма; 4- анкер; 5 – надподвальное перекрытие; 6 – отметка пола подвала; 7 – уплотненный грунт в основании конструкции усиления.[198]

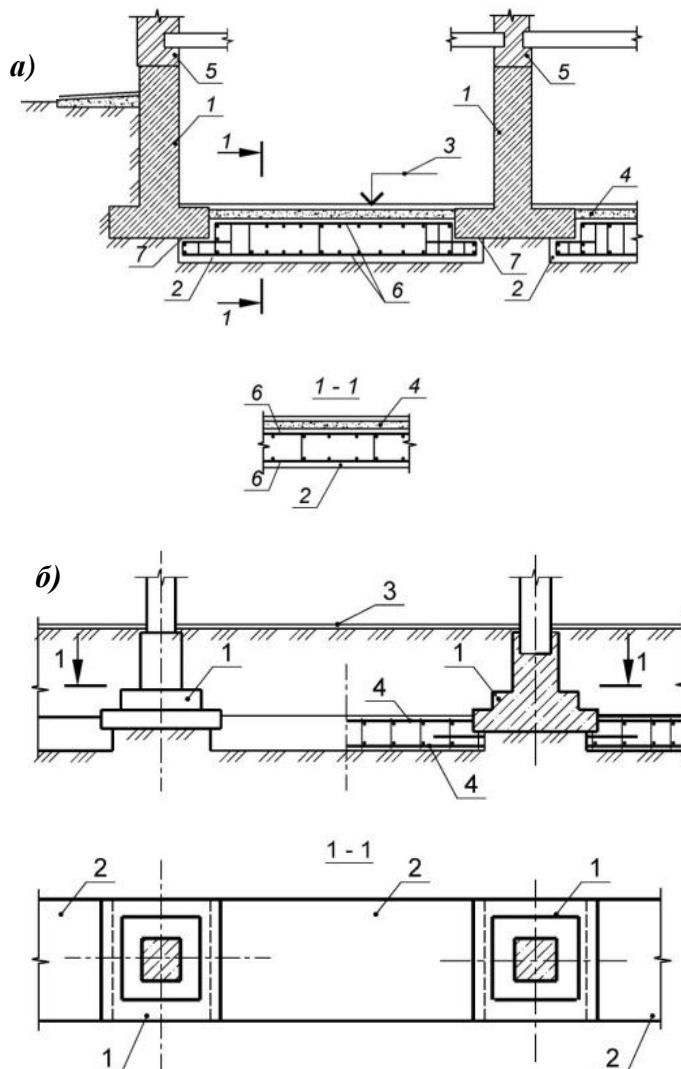


Рис.6.8. Увеличение несущей способности фундамента путем изменения конструктивной схемы передачи нагрузки на основание: а) переустройство ленточного фундамента в плитный; 1 – усиливаемый фундамент; 2- устраиваемая железобетонная плита усиления фундамент (сплошная или прерывистая); 3-отметка поверхности пола подвала; 4 – уплотненный крупный песок; 5 – кирпичная

стена; 6- рабочая арматура плиты усиления; 7 – поверхность фундамента, подготовленная к бетонированию; б) переустройство столбчатых отдельно стоящих фундаментов в ленточные; 1 – усиливаемый столбчатый фундамент; 2 – монолитные железобетонные плиты; 3 – поверхность пола; 4 – арматурные каркасы.[198]

*Увеличение несущей способности фундаментов без изменения схемы работы* (расчетной схемы) производится путем уширения подошвы фундаментов, устройства обойм, рубашек, наращиваний вокруг фундаментов (бетонных, железобетонных, металлических, комбинированных), усиления отдельных элементов (рисунки 6.5 – 6.7). В данном случае расчетная схема фундаментов до и после реконструкции остается обычно без изменений (Полищук А.И., 2018) [198].

*Увеличение несущей способности фундаментов с изменением схемы их работы* (расчетной схемы) производится путем передачи части нагрузки от фундаментов или надфундаментных конструкций на грунты основания. Увеличение несущей способности фундаментов с изменением схемы их работы может быть эффективно достигнуто путем переустройства ленточных фундаментов в плитные и столбчатых в ленточные (рисунок 6.8 а,б).[198] Для этой цели применяют буроинъекционные, буровые, вдавливаемые, набивные сваи (рисунки 6.9 а,б, и 6.10).

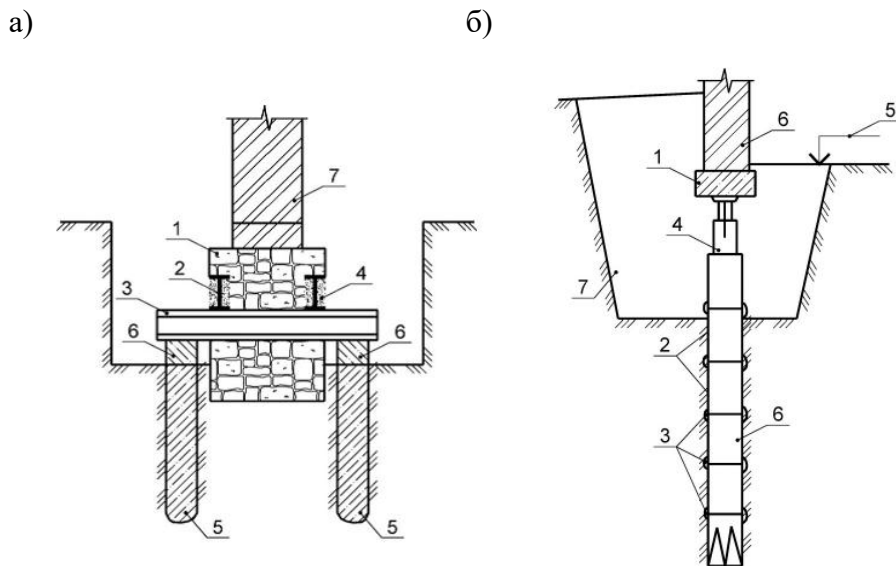


Рис.6.9 Увеличение несущей способности ленточных фундаментов путем передачи части нагрузки от стены здания на сваи усиления: а) на набивные сваи, устраиваемые вдоль фундамента с передачей нагрузки на сваи посредством устанавливаемых в поперечном направлении металлических балок; 1- усиливаемый фундамент; 2- продольные металлические балки, установленные в штрабах; 3 – поперечная металлическая балка для восприятия и передачи нагрузки от вышерасположенных конструкций фундамента и стены; 4 – цементно-песчаный раствор для заделки устраиваемых штраб под продольные балки; 5 – набивные сваи; 6- железобетонная обвязка по сваям; 7 – кирпичная стена здания; б) на вдавливаемые сваи, устраиваемые под фундаментом здания: 1 – железобетонный ростверк; 2 – свая, погшружаемая вдавливанием (может быть из металлических труб длиной по 500 мм; 3 – места

сварки для обеспечения соединения свайной конструкции; 4 – гидравлический домкрат; 5 – отметка пола подвала; 7 – выемка грунта (шурф), заполняемая обратной засыпкой после выполнения вдавливания сваи.[198]

Использование наклонных буроинъекционных свай для исторических зданий и памятников является инженерным решением, которое впервые было использовано в 1952 году итальянским инженером Ferdinando Lizzi. Практическое использование данного метода усиления фундаментов памятников и зданий исторической застройки при инженерной реставрации показало его высокую технологичность и надежность при сочетании конструкций буроинъекционных свай с инъекционным укреплением тела фундамента и закрепления грунтов непосредственно под подошвой фундамента в так называемой «контактной зоне» (В.М.Улицкий, А.Г. Шашкин, К.Г. Шашкин, 2010) [275] . Отметим преимущества буроинъекционных свай:

1. *Технологичность.* В данном виде работ исключены ручные земляные работы, так как бурение ведется через фундамент без необходимости перекладки коммуникаций;
2. *Мобильность.* Для выполнения работ используется малогабаритное оборудование, позволяющее выполнять работы из помещений первого этажа и подвалов с высотой от 1,80 м. Данный метод позволяет вести работу по усилению фундаментов действующих предприятий без остановки производственного процесса;
3. *Экономичность.* Затраты ручного труда на всех технологических операциях минимальны с низким расходом материалов;
4. *Щадящий способ* по отношению к конструкциям зданий – не изменяют внешний вид, что важно на объектах культурного наследия (зданиях –памятниках архитектуры);
5. *Экологичность.* По сравнению с другими химическими методами закрепления грунтов основания буроинъекционные сваи являются экологически-безопасными конструкциями, что важно при работе в городской исторической среде.

Отмечаются и отдельные недостатки буроинъекционных свай:

1. Недостаточная изученность работы тонких свай в слабых грунтах;
2. Низкая несущая способность свай из-за небольшого диаметра и, соответственно, малой площади боковой поверхности и острия;
3. Сложность надежного закрепления головы сваи в случае ветхого фундамента, который в последующем работает как ростверк.
4. Технологические особенности устройства таких свай не позволяют сформировать необходимый диаметр при устройстве свай в слабых грунтах;

5. Незнученность работы тонкой длинной сваи как элемента, армирующего толщу слабого грунта;
6. Невозможность устройства ствола сваи из тяжелого бетона (скважину малого диаметра можно заполнить только цементными растворами). [275]

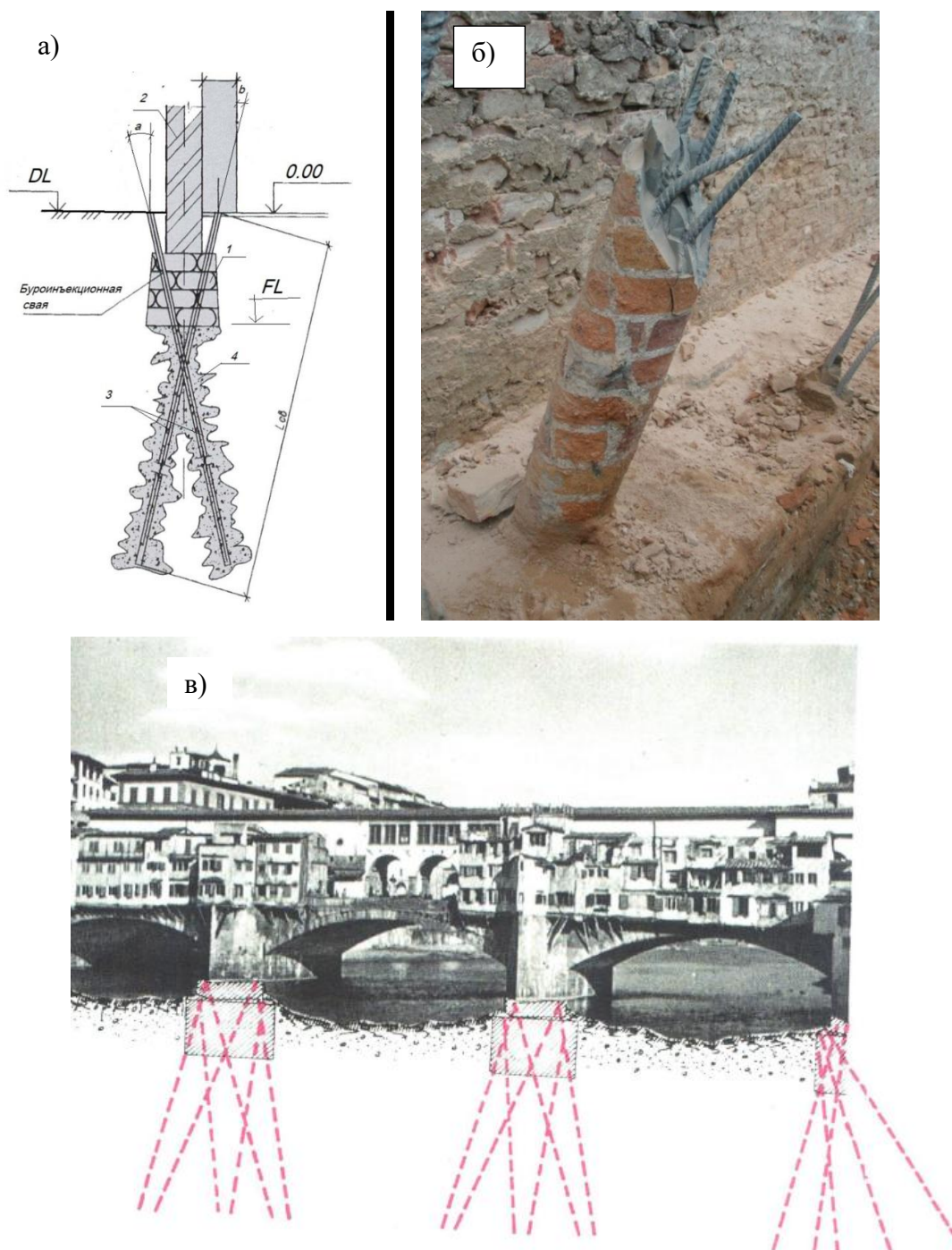


Рис. 6.10. Увеличение несущей способности ленточного бутового фундамента с устройством буроинъекционных свай: а) схема устройства наклонных буроинъекционных свай с заделкой в фундаменте; 1- усиливаемый фундамент; 2- кирпичная стена; 3 – буроинъекционные сваи; 4 – зона закрепленного вокруг буроинъекционной сваи грунта; б) вид буроинъекционной сваи с пространственным арматурным каркасом; в) пример из книги Ф.Лиззи (F.Lizzi, 1982) – схема усиления фундаментов моста Понте Веккьо, его еще называют Золотым мостом (Ponte Vecchio, 1345), выполненное в 1962-1963 годах во Флоренции (Италия).

Во многих случаях, как отмечалось на международных геотехнических конференциях, проводимых в Санкт-Петербурге, для буринъекционных свай не существует реальной альтернативы для быстрого спасения исторических зданий с минимизацией технологических осадок.

*Увеличение несущей способности фундаментов с изменением их напряженного состояния* осуществляется конструктивными решениями с установкой предварительно напряженных подкосов, шпренгельных систем, железобетонных и металлических обойм. Увеличение несущей способности фундаментов с изменением напряженного состояния грунтов основания достигается путем устройства вокруг фундаментов шпунтовых ограждений или опускных колодцев. В этом случае основания усиливаемых фундаментов начинают работать в условиях, близких к компрессионному уплотнению (без возможности бокового расширения), и их несущая способность повышается [248].

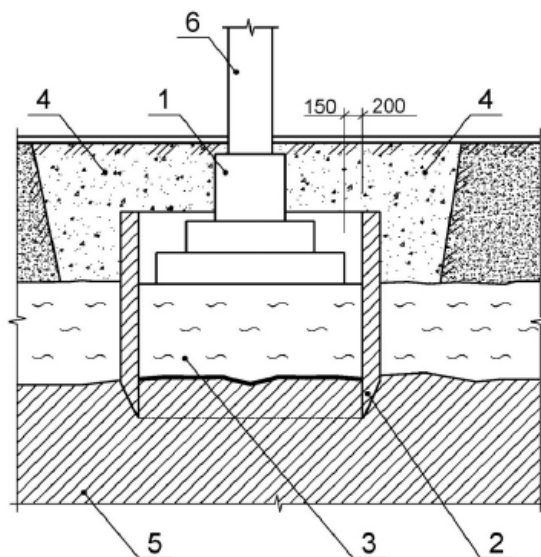


Рис. 6.11. Увеличение несущей способности отдельно стоящего фундамента с помощью устройства вокруг него опускного колодца ( проф. А.И. Полищук , [198]): 1- усиливаемый фундамент; 2- опускной колодец с наружным скосом заострения ножа; 3- обжимаемое основание (слабый грунт); 4 – обратная засыпка из песчано-гравийной смеси или песка, устраиваемая по наружному периметру стенок колодца; 5- прочный грунт; 6 – колонна.

В последние годы в геотехнической практике для решения задач по увеличению несущей способности грунтов в основании фундаментов применяются различные методы упрочнения основания. Для этого при реконструкции и восстановлении зданий используются физико-химические способы закрепления (упрочнения) грунтов: цементация, силикатизация, смолизация, термическое закрепление, высоконапорная инъекция растворов (струйная технология, Jet Grouting) и пр.

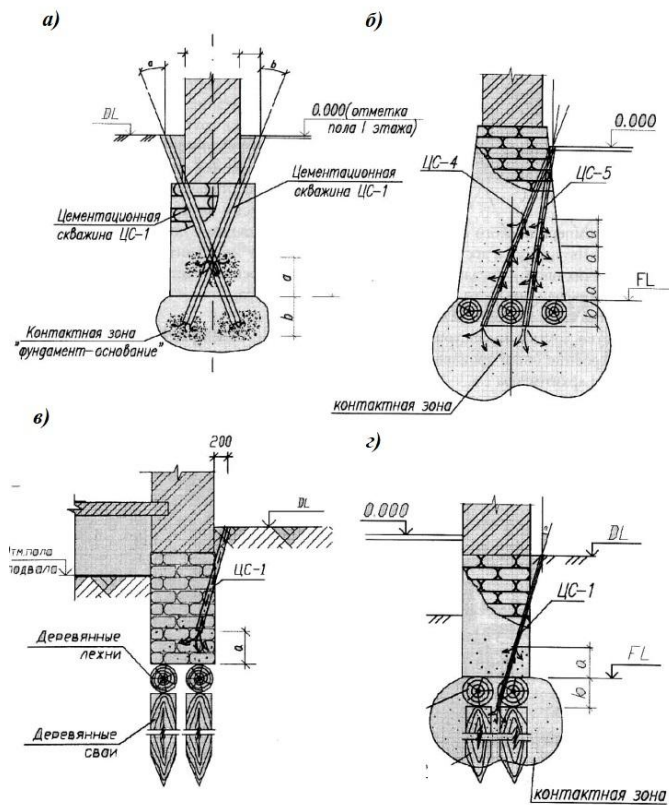


Рис. 6.12. Схемы основных инъекционных методов усиления оснований и фундаментов: а) инъекционное закрепление грунтов контактной зоны «фундамент-грунты основания»; б) инъекционное упрочнение грунтов в зоне расположения деревянных лежней с элементами их консервации; в) инъекционное укрепление бутовой кладки фундамента; г) создание массива закрепленного грунта в контактной зоне «фундамент – деревянные лежни и оголовки деревянных свай – грунты основания» с консервацией деревянных конструкций для повышения их долговечности.

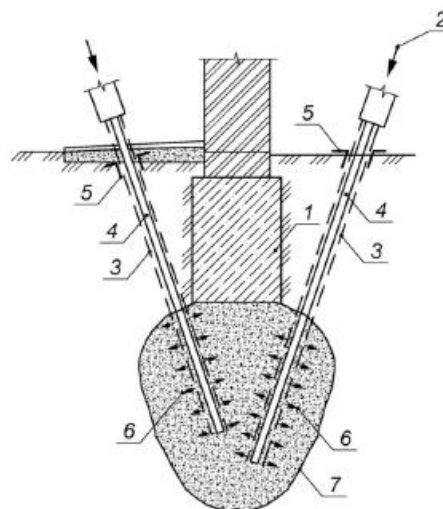


Рис 6.13. Увеличение несущей способности грунтов основания фундамента путем упрочнения (закрепления) основания посредством подачи цементного (цементно-песчаного или композитного растворов) или полигелей в пылевато-глинистые грунты.

На основании проведенного анализа конструктивных и технологических решений был предложен способ реконструкции зданий, включающий выполнение через фундамент усиливаемой конструкции стены в виде пересекающихся рядов буроинъекционных свай, располагаемых в шахматном порядке и устраиваемых с двух сторон фундамента с выполнением под подошвой фундамента усиливающей конструкции по всей ее ширине и с шагом не более трех ее ширин вертикальные шлицевые прорези с последующим заполнением их фиброармированным раствором с последующим устройством ограждения стен подвала с использованием технологии высоконапорной инъекции Jet Grouting с последующим обетонированием устраиваемой конструкции для обеспечения бетоном с гидрофобными добавками. Для обеспечения защиты от подземных вод ниже проектной отметки пола устраиваемого подвала выполняют горизонтальную противofильтрационную защиту с последующей выемкой грунта внутри контура, ограниченного фундаментом и стенами подвала с последующим устройством плиты пола подвала и его гидроизоляции.

Описанный способ (RU 2 065 001 C1) позволяет устраивать подземные и заглубленные помещения с предотвращением развития деформаций несущих и ограждающих конструкций здания, обеспечивает надежность возводимых конструкций стен заглубленного подвального помещения в слабых, пылевато-глинистых водонасыщенных грунтах (рисунок 6.14).[193]

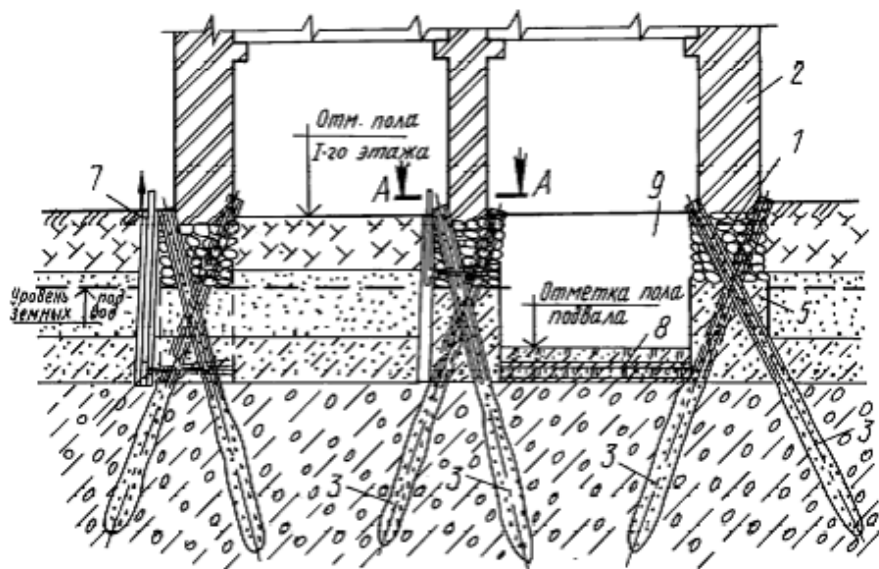


Рис. 6.14 Способ реконструкции зданий, сооружений (а.с. RU2065001 C1 E02D 35/00) 1- фундамент; 2 -несущая стена здания; 3 –буроинъекционная свая; 4 – вертикальные шлицевые прорези; 5 – грунтоцементный массив, образующий стены здания; 6- закрепляющий раствор, подаваемый из сопла монитора; 7 – скважина для погружения монитора; 8 – противofильтрационная завеса; 9- подвальное помещение

В таблице 6.2 представлен алгоритм использования основных способов усиления фундаментов исторических зданий на слабых грунтах в зависимости от назначения проводимых реконструкционных работ.

Таблица 6.2.

**Основные способы усиления фундаментов исторических зданий на слабых грунтах**

№ п/п	Наименование реконструкционных работ	Особенности реконструкционных работ, требующие усиления оснований и фундаментов	Способы усиление грунтов основания и фундаментов	Примечание
1	2	3	4	5
1.	Приспособление исторического здания к современному использованию	1.1. Повышение нагрузки на фундамент	1.1.1. Инъекционное закрепление грунтов;	При повышении нагрузки до 35-50%
			1.1.2. Устройство буроинъекционных свай усиления;	При повышении нагрузки более, чем на 50%
			1.1.3. Уширение подошвы фундамента и взятие фундамента в обойму;	При повышении нагрузки на 10-30%
			1.1.4. Подведение плиты в основание фундамента;	При повышении нагрузки более 30%
			1.1.5. Усиление фундамента путем устройства связей (тяжей, стоек, анкеров т др.)	
		1.2.Изменение конструктивной схемы	1.2.1. Устройство буроинъекционных свай;	Передачи на буроинъекционные сваи всей дополнительной нагрузки;
			1.2.2. Устройство новых фундаментов на естественном основании с использованием монолитного железобетона(столбчатых, ленточных и т.п.);	Передача на фундаменты всей дополнительной нагрузки

			1.2.3. Передача части нагрузки на закрепленные грунты основания;	Закрепление грунтов осуществляется в местах действия дополнительных нагрузок
		1.3. Освоение подземного пространства	1.3.1. Закрепление грунтов с использованием манжетных колонн;	Используется в сочетании с 1.3.4, 1.3.3
			1.3.2. Устройство грунтоцементного массива с использованием высоконапорной инъекции (Jet Grouting);	На грунтоцементный массив передается полная нагрузка или используется совместно с 1.3.3.
			1.3.3. Пересадка здания на буроинъекционные сваи;	На буроинъекционные сваи передается полная нагрузка
			1.3.4. Устройство шпунтовых ограждений из металлического, композитного шпунта, с использованием касательных буроинъекционных свай с инъекционной шпонкой	Используется совместно с 1.3.1, 1.3.3
2.	Противоаварийные работы		2.1. Развитие неравномерных осадок	2.1.1. Инъекционное закрепление грунтов основания;
		2.1.2. Подведение плиты в основание фундамента;		Используется в комплексе с 2.1.1 и 2.1.5
		2.1.3. Увеличение жесткости фундамента с подводкой металлических балок;		Используется совместно с 2.1.1 или 2.1.4.
		2.1.4. Устройство буроинъекционных свай усиления;		На сваи усиления нагрузка передается частично или полностью
		2.1.5. Использование манжетной технологии		Может быть использовано

			для выравнивания неравномерных осадок;	совместно с 2.1.2.
	2.2. Аварийное состояние фундамента -- потеря устойчивости основания	2.2.1. Инъекционное закрепление грунтов основания;		Используется совместно с 2.2.2 или 2.2.4.
		2.2.2. Использование металлических конструкций для временной разгрузки ослабленного участка;		Может быть использовано в сочетании с 2.2.1.
		2.2.3. Использование предварительно – напряженных железобетонных или металлических обойм;		Может быть использовано в сочетании с 2.2.1 или 2.2.4
		2.2.4. Пересадка фундаментов на буроинъекционные сваи.		Используется совместно с 2.2.1
		2.2.5. Устройство шпунтового ограждения или опускного колодца вокруг фундамента;		Может быть использовано с 2.2.1.
	2.3. Износ несущих конструкций фундаментов	2.3.1. Инъекционное укрепление тела фундамента;		Может быть использовано совместно с 2.3.2.
		2.3.2. Устройство железобетонной обоймы вокруг фундамента;		Может быть использовано совместно с 2.3.1.
		2.3.3. Перекладка разрушенной части фундамента;		Может быть использовано с 2.3.1.
		2.3.4. Усиление отдельных элементов или частей фундамента с использованием металлических или железобетонных связей (стоек, шпренгельных систем, распорок и т.п.)		Используется в сочетании с 2.3.1. и 2.3.3.
		2.3.5. Для консервации деревянных лежней и оголовков деревянных свай выполнение закрепления грунта с формированием грунтоцементного		Используется в сочетании с 2.3.1., 2.2.1, 2.3.4 и 2.3.6.

			массива ниже уровня повреждения с использованием технологии высоконапорной инъекции (Jet Grouting);	
			2.3.6. Восстановление гидроизоляции подземных конструкций, глиняных замков, обеспечение вентиляционного режима подземного помещения;	Используется в сочетании с 2.3.1., 2.2.1, 2.3.5.
3.	Превентивные мероприятия для исключения возникновения и развития дополнительных деформаций от влияния строительных работ вблизи здания.	3.1. Устройство котлованов;	3.1.1. Устройство геотехнических барьеров (шпунт, буровые сваи, массив закреплённого грунта диафрагма из грунтоцента Jet Grouting);	Определяется на основании ГТО
			3.1.2. Пересадка фундаментов здания на буроинъекционные сваи;	Используется в сочетании с 2.2.1
			3.1.3. Использование манжетной технологии для регулирования возникающих деформаций в грунтах;	Выполняется по специально разработанному проекту с учетом ожидаемых деформаций по результатам ГТО
			3.1.4. Повышение жесткости надземных и подземных конструкций за счет устройства металлических тяжей, металлических, композитных обойм;	Выполняется на основании рекомендации технического обследования зданий с учетом ГТО. Может выполняться в сочетании с 3.1.2, 3.1.3., 2.1.2, 3.1.5 или 3.1.6
			3.1.5. Устройство монолитных железобетонных обойм вокруг фундаментов;	Используется в сочетании с 2.3.1.
			3.1.6. Объединение фундаментов с устройством монолитной	Используется в сочетании с 2.2.1., 3.1.3 и 3.1.4.

			железобетонной плиты;	
	3.2. Без устройства котлована;	3.2.1. Инъекционное закрепление конструкций фундаментов для повышения жесткости и восстановления прочностных параметров;		Определяется по условиям ГТО, может использоваться в сочетании 3.2.2.
		3.2.2. Инъекционное закрепление грунтов в контактной зоне «фундамент – грунты основания»;		Определяется по условиям ГТО, может использоваться в сочетании с 3.2.1
		3.2.3. Создание геотехнических барьеров и диафрагм;		Определяется по результатам ГТО
		3.2.4. Устройство омоноличивания конструкций фундаментов для повышения жесткости		Может использоваться в сочетании с 3.2.1, 3.2.2, 3.2.5
		3.2.5. Повышение жесткости надземных конструкций за счет устройства металлических тяжей, обойм;		Выполняется на основании рекомендации технического обследования зданий с учетом ГТО. Может выполняться в сочетании с 3.2.1, 3.2.2, 3.2.4
	3.3. Подземное строительство закрытым способом;	3.3.1. Повышение жесткости фундаментной конструкции за счет объединения фундаментов монолитной железобетонной плитой;		Необходимость выполнения работ определяется на основании результатов поверочного расчета ГТО, с учетом параметров геотехнического мониторинга. Может сочетаться с 3.3.2, 3.3.4, 3.3.6
		3.3.2. Повышение жесткости конструкций надземной части за счет устройства		Может сочетаться с 3.3.1, 3.3.3, 3.3.4, 3.3.5, 3.3.6

			металлических тяжей, металлических обойм, обойм из композитного материала;	
			3.3.3. Устройство монолитных железобетонных обойм вокруг фундаментов, объединение отдельно стоящих фундаментов лентами;	Может использоваться в сочетании с 3.3.2, 3.3.4, 3.3.5, 3.3.6
			3.3.4. Компенсационное инъекционное нагнетание ( с использованием технологии t Grouting) в основание устроенной конструкции плиты с созданием преднапряжения;	Используется как комплексная мера с 3.3.1. Может использоваться в сочетании с 3.3.2
			3.3.5. Компенсационное инъекционное закрепление грунтов по глубине массива с использованием манжетных колонн;	Используется в сочетании с 3.3.1, 3.3.2, 3.3.3.
			3.3.6. Создание зонтичных конструкций, геотехнических барьеров, инъекционных диафрагм для предотвращения влияния подземных выработок на фундаменты зданий.	Необходимость выполнение определяется по результатам прогностических расчетов ГТО. Используется в сочетании 3.3.1, 3.3.2, 3.3.3.

### **6.3. Расчетная оценка влияния геотехнических работ по усилению фундаментов на конструкции реконструируемого здания и фундаменты зданий окружающей застройки**

При капитальном ремонте и реконструкции зданий исторической застройки с устройством подвальных помещений или освоением подземного пространства в их основании, следует обратить внимание, что срок эксплуатации таких зданий превышает, как правило, 100 лет. При проектировании решаются задачи как сохранности здания, в котором

производятся геотехнические работы, так и обеспечение сохранности окружающей застройки в зоне возможного влияния проводимых геотехнических работ.

С середины 80-х годов прошлого столетия в Ленинграде-Санкт-Петербурге получили развитие буроинъекционные сваи усиления [Х.А. Джантимиров, А.И. Егоров, В.М. Улицкий, А.И. Осокин, С.В. Бровин, В.В. Конюшков, С.Г. Богов]. Сложность их применения определялась прежде всего тем, что не было определенности в их поведении и работе под нагрузкой в условиях большой толщи слабых грунтов. При использовании для усиления фундаментов буроинъекционных свай малого диаметра (от 112 мм до 250 мм) большой длины (от 13 м до 29 м) определенно значимыми факторами при проектировании являлись требования по повышению изгибной жесткости буроинъекционной сваи и учет в расчетах совместной работы сваи усиления с массивом грунта. В связи с этим, нами были разработаны и использованы буроинъекционные сваи с пространственным каркасом.

Как отмечает Х.А. Джантимиров (1985) буроинъекционную сваю можно рассматривать, как стержень в упругом полупространстве, характеризуемом модулем общей деформации для линейно-деформируемой среды (Джантимиров Х.А., 1986.) [80] Им была принята для рассмотрения следующая зависимость между перемещениями  $s$  и давлением  $p$ :

$$s(x, y) = \iint p(\alpha \cdot \beta) k_1(z) d\alpha d\beta \quad (6.9)$$

где,  $x, y$  – координаты точки поверхности основания;  $\alpha, \beta$  – обозначение координат точки  $x$  и  $y$  под знаком интегрирования,  $k_1(z)$  – ядро осадки основания,  $z$  – расстояние от рассматриваемой точки до места приложения нагрузки.

Использование Х.А. Джантимировым решения А.Р. Ржаницына для определения критической силы для стержня в упругой среде:

$$N_{кр} = EJ \frac{\pi^2}{d^2} + \frac{d^2}{\pi^2 B(u)} \quad (6.10)$$

$$B(u) = \int_{-\infty}^{+\infty} k(u) \cos \frac{\pi u}{d} du \quad (6.11)$$

где  $EJ$  – изгибная жесткость стержня,  $d$  – длина стержня;  $k(u)$  – функция влияния нагрузки на изгиб.

По результатам проведенных Х.А. Джантимировым исследований функции  $k(u)$  из условия взаимодействия грунта с поверхностью сваи была получена формула для определения критической силы, вызывающей потерю устойчивости сваи в грунте при изгибе [80]:

$$N_{кр} = \frac{E_0 \pi b^2}{4} \cdot \frac{1}{n^2} - \frac{10 E_0 b^2 n}{\pi n^2 + 140}$$

где,  $b$  - радиус сечения буринъекционной сваи,  $n$  – параметр вычисления  $d/b$ ,  $E_0 = E_{гр} / (1-\nu)$ , при этом  $E_{гр}$  - модуль общей деформации грунта, а  $\nu$  – коэффициент Пуассона.

В.М. Улицкий и А.Г. Шашкин (1999) предложили методику численного исследования совместной работы ленточного фундамента с наклонными сваями усиления на основе решения Р.Г. Галеева для расчета комбинированных забивных свайных фундаментов с использованием программного комплекса «Раскос» (Р.Г. Галеев, 1990). Была выявлена важная закономерность в том, что при увеличении длины свай при больших углах наклона ( $17^\circ$ ) в массиве грунта около сваи происходит увеличение напряжений в основании и, при этом, зона концентрации напряжений смещается в нижнюю часть свай.

В последующих исследования В.М. Улицким, А.Г. Шашкиным, К.Г. Шашкиным (2010) были выполнены расчеты буринъекционных свай по деформируемой схеме и определено, что численное значение максимального момента при прочих равных условиях не зависит от формы начального искривления (если отклонение сваи не превышает допустимых значений), максимальные изгибающие моменты при нагружении свай возникают в месте заделки головы сваи. На основании численного моделирования делается вывод о том, что расчет свай усиления рекомендуется выполнять по деформированной схеме, так как расчет по недеформированной схеме может приводить к недооценке расчетных усилий более, чем на 30%.

При строительстве глубокого котлована второй сцены Мариинского театра в зону влияния попадали жилые дома, расположенные по Минскому переулку. Геотехнические расчеты усиления фундаментов зданий по Минскому пер. с оценкой влияния откопки котлована при строительстве нового здания – Второй сцены Государственного Академического Мариинского театра производилось с использованием программного комплекса Plaxis 2D – Версия 8.5. Расчеты проведены в плоской постановке методом МКЭ.

При выполнении расчетов мы использовали три расчетных схемы: влияния на существующее здание откопки котлована под «новое строительство» как без учета компенсационных мероприятий по усилению основания и фундаментов этого здания, так и с учетом создания защитного экрана с использованием манжетной технологии в основании усиливаемого здания; а также влияния откопки котлована под «новое строительство» на существующее здание с учетом создания защитного экрана в основании здания с использованием манжетной технологии и пересадки фундаментов фасадной стены здания на сваи усиления («Titan»).

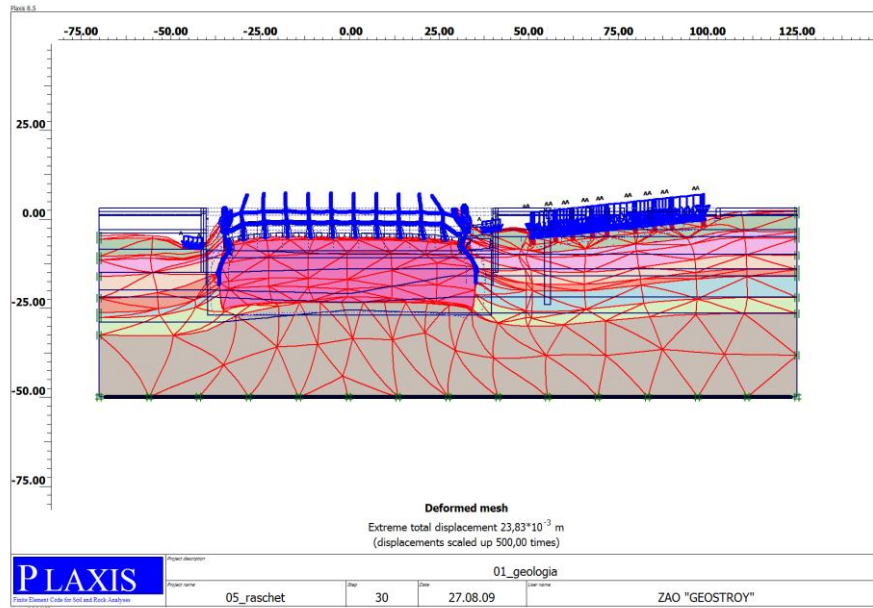
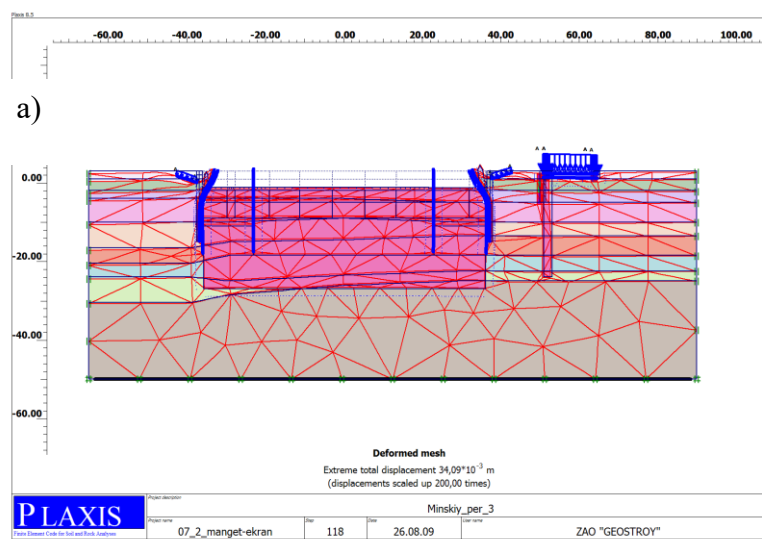


Рис. 6.15. Пример сетки конечных элементов для варианта расчетной схемы без компенсационных мероприятий.



б)

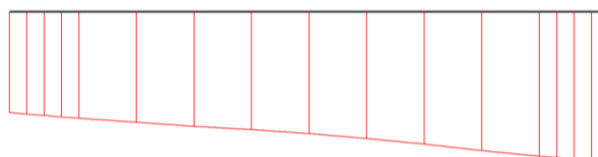


Рис. 6.16. Деформированная конечно-элементная сетка с учетом усиления фундаментов зданий буринъекционными сваями (а) и результат выполненного расчета (б) в виде эпюры вертикальных

деформаций существующего дома вблизи котлована (Максимальное значение -4,25мм; минимальное значение -2,88мм)

К моменту возобновления работ по устройству котлована (2008г.), на строительной площадке уже были проведены работы по устройству шпунта и свайного основания, а также откопан пионерный котлован на глубину 2м, осадки по наблюдениям ООО «БЭСКИТ» для здания по Минскому пер., д.3 составили -33мм. Поэтому в расчете учитывались расчетные деформации здания, полученные лишь в процессе откопки котлована с глубины 2,0 м до полной проектной глубины котлована - 12м. Согласно результатам расчета дополнительная осадка существующего здания от влияния строительных работ по устройству котлована без компенсационных мероприятий составит 26,3мм, а с учетом накопленных осадок - общая прогнозируемая осадка здания ожидалась порядка 60мм. Предельное ограничение дополнительной осадки для зданий III категории составляет согласно ТСН 50-302-2004 – 20 мм. Выполненное численное моделирование показало, что , откопка котлована под новое строительство без усиления фундаментов существующих зданий по Минскому пер. приведет к развитию осадок, превышающих требования действующих норм.

Работы по устройству наклонных и вертикальных свай усиления "TITAN MONOJET" фирмы "ISHEBECK" фундаментов выполнялись во второй половине 2009 года с использованием малогабаритного бурового оборудования СОМАССН- 400Р (рисунок 6.17). Изготовление буроинъекционных свай производилось следующим образом: по бутовому фундаменту бурилась лидерная скважина диаметром 151мм, далее через скважину опускалась ребристая труба “ TITAN 52/26” с наконечником (буровая коронка диаметром 130мм) для разбуривания с промывкой грунта. После установки трубы до проектной глубины через нее закачивался инъекционный раствор для формирования тела сваи с частичным выносом на поверхность цементно-грунтового шлама. (рисунок 6.18)

Для выполнения свай "TITAN MONOJET" использовались инъекционные цементные растворы на основе портландцемента ПЦ-400 с добавками – структурообразователями и понизителями вязкости. По проекту расчетная несущая способность сваи Ø250 мм, рабочей длиной до 25м – 300кН. На площадке были выполнены испытания двух штатных свай вертикальной статической вдавливающей нагрузкой. По результатам испытаний максимальная нагрузка составила : по свае №240- 360 кН при осадке 0,25мм, свае №330- 360 кН при осадке 1,42мм.

Следует отметить, что требования к предельным величинам дополнительных осадок, а , соответственно, и значение риска, в случае работы с памятником значительно выше, чем для обычного строительства. Данное требование установлено с введением более жестких критериев по ограничению дополнительных деформаций в федеральных нормах (СП

22.13330.2016). Так, для здания III категории технического состояния максимально предельно-допустимая дополнительная осадка составляет 20 мм, в случае здания памятника (ОКН) такое значение будет всего 5,0 мм [233].



Рис. 6.17. Вид бурового станка СОМАСЧИ- 400Р в работе (а) и вид несущего элемента буринъекционной сваи с муфтами и буровым наконечником (б)

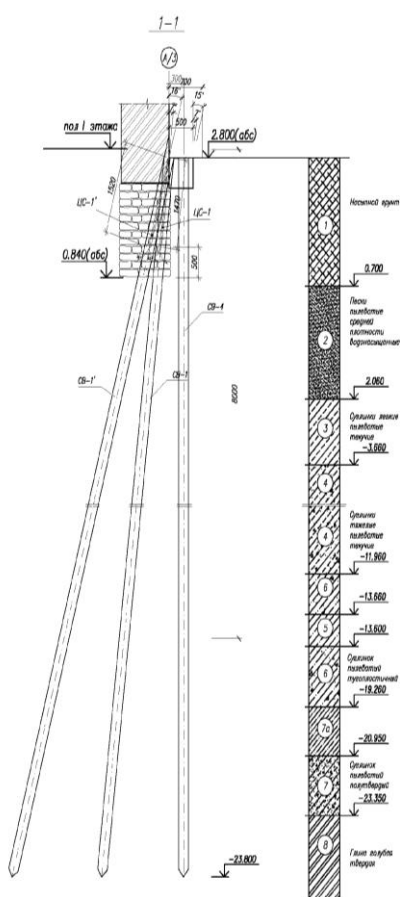


Рис. 6.18 . Схема буринъекционных свай усиления ТИТАН MONOJET

#### **6.4. Особенности превентивного закрепления грунтов в основании существующих зданий с использованием технологии высоконапорной инъекции «Jet Grouting» при устройстве и углублении подвалов и устройстве подземных этажей**

Анализ материалов научно-практических публикаций в области спасения исторических городов, обсуждения на международных конференциях показывают перспективность развития метода высоконапорной инъекции закрепляющего раствора в грунт. Эта технология известна, как Jet Grouting или «струйная технология». Данная технология имеет следующие особенности, которые определяются необходимостью подачи закрепляющего раствора под высоким давлением от 35 до 80 МПа, что с одной стороны определяет достоинства указанного метода: возможность выполнения работы в любых неблагоприятных грунтовых условиях и при высокой стесненности в зоне выполнения работ, что немаловажно для условий реконструкции и реставрации; кроме того данная технология считается экологически безопасной, что также позволяет использовать ее в условиях плотной городской застройки.

Следует, однако, отметить некоторые недостатки при использовании технологии высоконапорной инъекции для целей реконструкции. Основным недостатком является (В.М, Улицкий, А.Г. Шашкин, К.Г. Шашкин, 2010) опасность локальных деформаций на стартовом этапе разработки грунта высоким давлением (происходит размыв грунта, временно нарушается его сплошность) до набора прочности закрепленного грунтоцементного массива; высокая стоимость и материалоемкость данного метода, повышенные требования к безопасности машин и трубопроводов с высоким давлением; необходимость организации сбора и утилизации шлама, находящегося в жидкой фазе (это составляет определенную сложность при его транспортировке к месту утилизации).

Разгрузка конструкций фундаментов объединяет способы усиления фундаментов, в которых за счет специальных конструктивных мероприятий происходит разгрузка фундаментов (полная или частичная) или ослабленных участков здания. Это достигается за счет подведения разгружающих балок под ослабленные участки фундаментов, устройства дополнительных поясов жесткости в стенах, вывешивание колонн для замены фундаментов. Примеры разгрузки конструкций фундаментов приведены в учебнике (Р.А. Мангушев, И.И. Сахаров, 2019) [157] и Справочнике геотехника (В.А. Ильичев, Р.А. Мангушев и др., 2023)[248]

Рассмотрим в качестве примера технические решения, использованные при возведении многофункционального жилого дома, расположенного на площадке: улица Большая Морская, 4 – набережная реки Мойки, д. 49 в г. Санкт-Петербурге.

Рассмотрение материалов обследований и вскрытий фундаментов реконструируемых домов №2 (Арка Главного штаба) и №6 по улице Большой Морской и домов №47 и 51 по набережной реки Мойки показало, что проектируемое комплекс состоит из старого здания, подлежащего реконструкции, и нового, располагаемого в дворовом пространстве на месте разобранных дворовых флигелей. Строительную площадку с двух сторон окаймляют межевые стены заселенных жилых домов и служебного здания, принадлежащего Государственному музею «Эрмитаж», которое является памятником архитектуры. Дома расположены в Охранной зоне Центра, поэтому требования к сохранности этих объектов были, очевидно, весьма высоки. Межевые и другие стены указанных старых домов имеют многочисленные дефекты (выветренная кирпичная кладка, заложенные проемы и ниши, гнезда от удаленных балок, деформационные трещины и др.). Качество фундаментов – крайне низкое – бутовый камень и кладочный раствор разрушены выщелачиванием.

Особой проблемой является то, что под всей дворовой частью проектируемого здания предусмотрен цокольный этаж (полуподземный гараж), чистый пол которого располагается по проекту на 0,5 м выше подошвы фундаментов соседних домов.

По указанным причинам в проекте фундамента нового дома потребовалось использовать такие конструктивные решения и технологии, которые обеспечили бы минимальную осадку нового дома и не привели бы к развитию осадки сохраняемого блока и соседних эксплуатируемых зданий. Новые объемы здания возводились на месте старых домов, разобранных до обреза фундаментов.

В соответствии с материалами инженерно-геологических изысканий, выполненных АОЗТ «ГЕОСТАТИКА» площадка сложена напластованиями грунтов, свойства которых приведены в таблице 6.2.

Таблица 6.2.

**Характеристики свойств грунтов основания соседнего дома**

№ ИГЭ	Глубин а/отметка подошвы слоя, м	Мощ ность слоя, м	Описание грунтов
1	2,30 - 0,50	2,30	Насыпной грунт – песок пылеватый со строительным мусором
2	3,30 - 0,50	1,00	Песок пылеватый с растительными остатками

3	5,90 - 3,30	2,60	Песок мелкий водонасыщенный, средней плотности
4	8,20 - 5,40	2,30	Супесь пылеватая пластичная с прослоями и линзами песка.
5	9,50 - 6,70	1,30	Песок пылеватый, плотный насыщенный водой.
4	13,60 - 10,80	4,10	Супесь пылеватая пластичная с прослоями и линзами песка.
6	23,30 - 20,50	9,70	Суглинок тяжелый текучепластичный ленточный
7	26,00 - 23,20	2,70	Суглинок тяжелый, пылеватый мягкопластичный слоистый
8	27,80 - 25,0	1,80	Песок пылеватый, плотный насыщенный водой.
7	30,30 - 27,50	2,20	Суглинок тяжелый, пылеватый мягкопластичный слоистый
9	35,00 - 32,20	На всю глубину скважины	Суглинок пылеватый с гл.35 м – твердый с гравием и галькой (морена)

Обследования технического состояния конструкций соседних домов показали, что несущие стены зданий опираются на фундаменты, выполненные преимущественно из бутового камня на известковом растворе, подошва фундаментов располагалась на глубине 1,90 - 2,1 м от дневной поверхности.

Для предотвращения возникновения дополнительных технологических осадок соседних домов в проекте предусмотрены следующие мероприятия по рекомендациям профессора С.Н. Сотникова (ООО «ПЕТЕР-ГИББ»):

- буровые сваи, изготавливаемые под обсадными трубами;
- удаление буровых свай крайних рядов от стен соседних домов на безопасное расстояние, которое принято равным в свету 1500 мм
- передача нагрузки от колонн крайних рядов на консоли балок ростверка;
- сравнительно небольшое заглубление пола цокольного этажа - примерно на 1,5 м от поверхности двора.

Несущим слоем фундаментов соседних домов явился песок мелкий и пылеватый, насыщенный водой. Во все шурфы, откопанные у стен соседних домов, поступала грунтовая вода, уровень которой установился на отметке порядка + 1,500, т.е. 300-500 мм выше подошвы фундаментов.

Для передачи нагрузки от колонн крайних рядов, пола цокольного этажа и ограждающей стены потребовалось принять размеры сечения балок ростверка, равными: высотой 1000 мм, шириной 700 мм. Следовательно, нижняя грань этих балок должна располагаться на отметке +0,600м, т.е. заглубляться примерно на 30см ниже подошвы фундаментов соседних домов (см. рис.6.19). Указанное решение опасно для устойчивости основания этих фундаментов, поскольку требовалось откопать траншеи под балки ниже подошвы фундаментов и откачивать из них воду. В такие траншеи будет выносить песок, а фундаменты получат просадку.

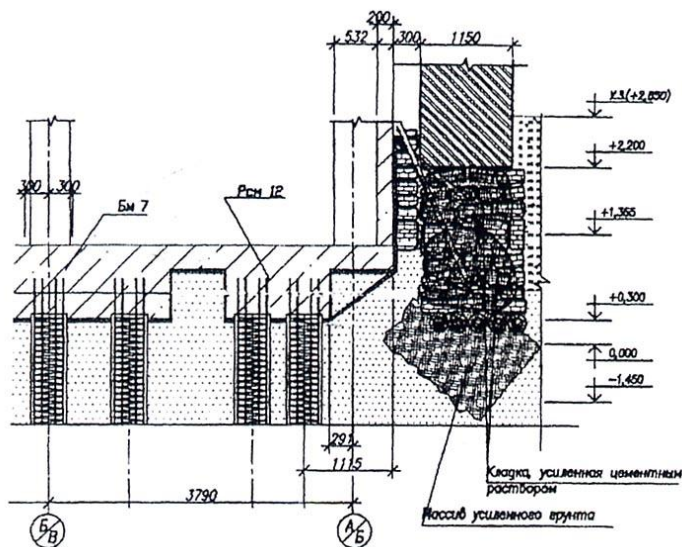


Рис. 6.19. Закрепление грунтового массива в основании фундамента с использованием высоконапорной инъеции «Jet Grouting»

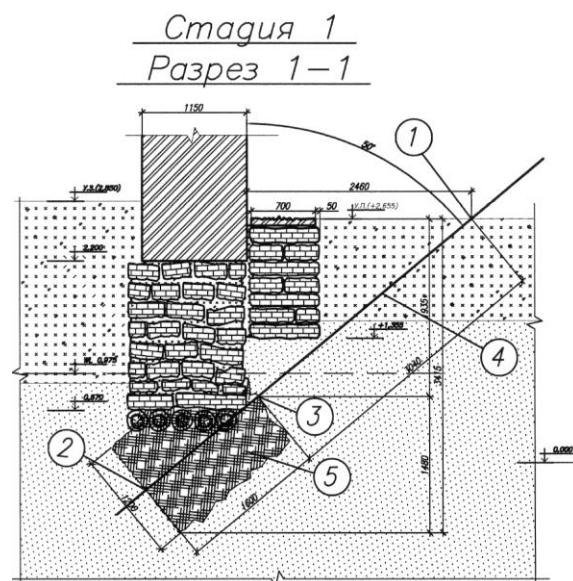


Рис.6.20. Схема работ по закреплению грунта несущего слоя фундамента методом «Jet Grouting».

Закрепление грунта несущего слоя фундаментов однокомпонентной струйной цементацией (размыв, перемешивание и закрепление грунта струей цементного раствора) выполнялись по технологическим правилам, отработанным специалистами ЗАО «Геострой». Состав раствора, давление нагнетания, скорость вращения и подъема монитора устанавливалось Проектом организации строительства в соответствии с технологическими картами фирмы-производителя оборудования (Casagrande, Италия, комплекс С-6). Объем грунта, закрепленного инъекцией из одной скважины, составил на данных площадках, примерно, 1 м<sup>3</sup>. В процессе ведения работ производилось вскрытие фундаментов в местах пробного нагнетания раствора через двое суток, освидетельствование вскрытие, отбор кернов для лабораторных испытаний образцов. Общее число инъекционных скважин - 119 шт.

Закрепление кладки фундаментов и грунта под фундаментами сохраняемых стен выполняется из скважин, наклоненных к вертикали от 23° до 60° (в зависимости от конструкции фундаментов). Размеры зон закрепленного грунта от каждой скважины должны были быть: по высоте (толщине) 50...70 см, по горизонтали – до 90 см.

Производство работ велось под контролем высокоточных измерений возможной осадки стен соседних зданий, осадка которых была близка к нулю. После завершения работ при откопке в местах закрепления грунта путем шурфования обнаружены грунтоцементные массивы диаметром около 500мм, по результатам лабораторных испытаний отобранных образцов проектная прочность материала была обеспечена и составила в среднем 7,5 МПа.

### **6.5. Особенности реконструкции зданий на свайных фундаментах.**

В практической геотехнике приходится встречаться со случаями реконструкции зданий на свайных фундаментах, которые находятся в эксплуатации длительное время. Расчет несущей способности свай, выполняемый по формулам СП 24.13330.2021, использование данных статического зондирования не позволяют точно определить возможность реконструкции здания на сваях с повышением нагрузки на свайные фундаменты. Использование результатов контрольных испытания свай при строительстве не информативны для целей реконструкции, так как проект построенного здания уже реализовал несущую способность выполненных свай. Возникает законный вопрос о возможности использования существующих свайных фундаментов для целей реконструкции и оценке объемов усиления существующих свайных конструкций для восприятия новых повышенных значений нагрузки после реконструкции.

На основе опыта специалистов НИИОСП (Белых А.В., 1986) [18] нами было предложено проведение испытания свай в конструкции существующих свайных фундаментов для оценки несущей способности свай при реконструкции.

В условиях городской застройки для определения несущей способности свай в составе свайного фундамента после длительного срока эксплуатации здания получить прямые значения несущей способности свай можно лишь при выполнении испытаний этих свай в составе ростверка реконструируемого здания.

При разработке методики испытаний свай в конструкции принимался во внимание и нашел отражение в разработанной методике опыт усиления свайных фундаментов допозагрузением свай (НИИОСП им. Н.М. Герсеванова, СПбО ПИ "Фундаментпроект") в основании аварийно-деформированных зданий в г. Москве, Таганроге, Волгограде, Калининграде.

Разработанная методика предполагает проведение испытания сваи в ростверке, что позволяет получать достоверное значение несущей способности испытываемой сваи. Последовательность работ включает следующие этапы:

1. Уточнение инженерно-геологических условий площадки реконструкции (выполняется бурением скважин с отбором проб грунта, использованием статического и динамического зондирования, фиксированием УПВ на момент обследования).

2. Ознакомление с материалами обследования сооружения прежних лет, данными натурных наблюдений за осадками свайных фундаментов, данными испытания свай при их погружении, исполнительными схемами и документами.

3. Обследование технического состояния конструкций, включая ростверк и сваи. Обследование ростверка и свай выполняется с откопкой шурфов.

4. Подготовка сваи к испытанию, установки металлической рамы, монтаж реперной системы.

5. Испытание сваи статической нагрузкой при помощи гидравлического домкрата.

6. Последующее включение сваи в работу свайного ростверка.

Рассмотрим схему испытания сваи по предложенной методике (рис. 6.21.). После откопки шурфа 2 и выполнения обследования ростверка 3 и испытываемой сваи на сваю 4 при помощи болтового соединения жестко крепится металлическая рама 5, соединенная с низом ростверка 3.

Таким образом, обеспечивается жесткое соединение сваи с ростверком после срубки участка сваи в месте установки домкрата. Выполняется срубка участка сваи, обрезка арматуры, устанавливается домкрат 6 с распределительными прокладками или балками 7. На голову обрубленной сваи 4 устанавливается по уровню металлическая пластина 8, привариваемая к выпускам арматуры сваи. Давление в системе домкрата создается при помощи ручной маслостанции. При испытаниях использовался гидравлический домкрат грузоподъемностью 2500 кН (ГД-250). Далее испытания проводится в соответствии с

требованиями ГОСТ 5686-78. Давление в гидросистеме домкрата фиксируется по образцовому манометру с ценой деления 5 атм. Измерение вертикального перемещения сваи производится при помощи двух прогибомеров 6ПАО ЛИСИ-9 с точностью отсчета 0,01 мм. Прогибомеры 11 крепятся на реперной балке - 12.

По окончанию испытания металлическая рама 5 устанавливается в новое положение, обеспечивающее надежное сопряжение сваи с ростверком, при этом давление в домкрате поддерживалось постоянным. После установки рамы в новое положение, домкрат снимается; на лист 8, установленный на голове срубленной сваи 4 устанавливается и приваривается металлический патрубок, заполненный бетоном, и соединенный с арматурой ростверка 3, после чего производится монолитирование участка сваи с включением в конструкцию свайного ростверка.

Металлическая рама 5 выполнена из прокатного профиля и включает вертикальные стойки, горизонтальные связи, соединяемые посредством болтового соединения. На вертикальные стойки привариваются распределительные пластины из листа толщиной 6-8 мм.

Результаты испытаний изображались в виде графиков зависимости перемещений (осадок) сваи  $S$  от нагрузки  $P$  и перемещения (осадки)  $S$  сваи во времени  $t$ .

Площадка № 1. Производственное каркасное здание со складом удобрений с размерами в плане 192 x 60 м при высоте 19,6 м.

Длительные наблюдения, проведенные ЛИСИ на объекте за период с 1976 по 1989г. позволили проследить развитие осадок складской части здания на свайных фундаментах в зависимости от величины пригрузки основания. Фундаменты под колонны здания выполнены в виде кустов из забивных свай (9-12 свай на куст), сваи железобетонные с предварительно-напряженной арматурой, глубина погружения 9 м, сечение 35 x 35 см. Сваи прорезали слои слабых, заторфованных супесей, суглинков и ленточных глин преимущественно мягкопластичной консистенции. Острие свай трения располагается в песках, либо в моренных тугопластичных суглинках [268].

Для выяснения несущей способности свай было выполнено статическое испытание сваи, находящейся в ростверке из 12 свай (центральная колонна по оси "3")

Проведенные автором совместно с ПКТИ испытания свай без разгрузки с применением стандартных требований к проведению испытаний показали, что несущая способность сваи на момент обследования, то есть по истечении 26 лет эксплуатации здания, составила 900 кН (рис.6.22).

Данные динамических испытаний свай, проведенных после короткого отдыха (3 суток) непосредственно по окончании забивки (1961 г.) показали величину несущей способности  $F_d = 474$  кН. Статические испытания на данной площадке и результаты

статического зондирования (испытания с "отдыхом" 30 и 60 суток) дали несколько большее значение несущей способности - 410, 560 кН, соответственно.

Таким образом, результаты испытания сваи в конструкции свайного ростверка, позволяет судить о возрастании несущей способности свай под действием эксплуатационных статических нагрузок. Возрастание несущей способности сваи в рассматриваемых грунтовых условиях происходит в основном за счет возрастания сопротивления грунта по боковой поверхности сваи.

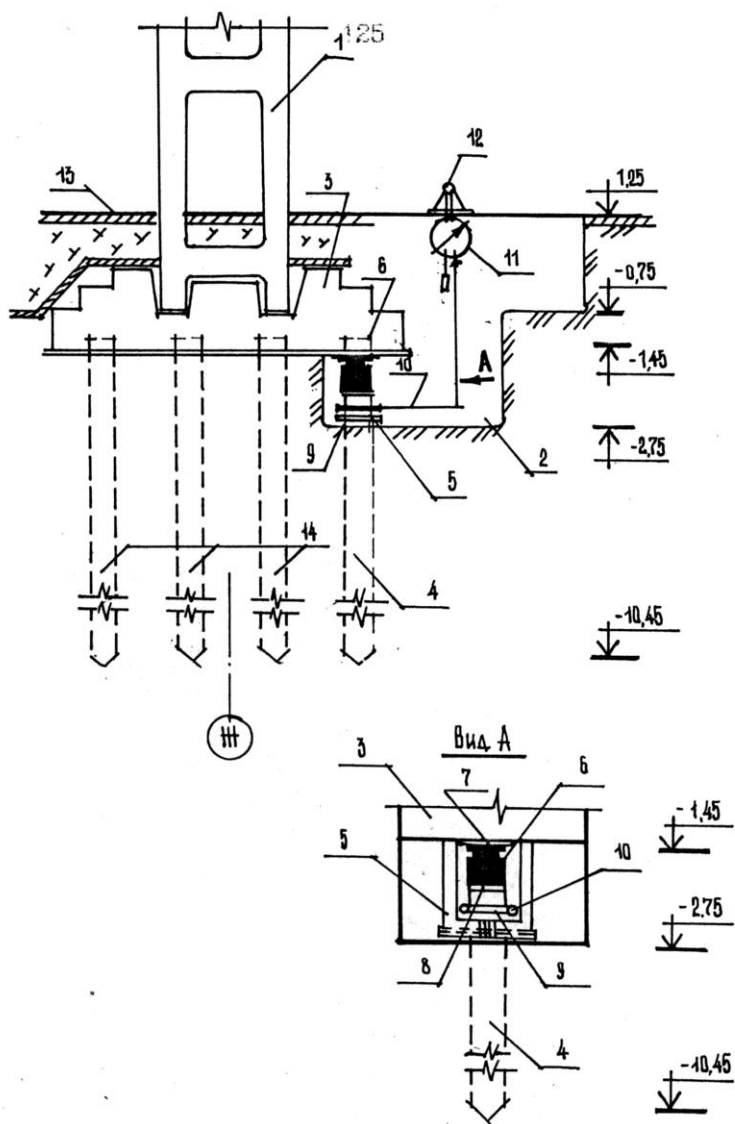


Рис. 6.21. Схема проведения испытания сваи в конструкции свайного ростверка: 1 - колонна, 2 - шурф, 3 - ростверк, 4 - испытываемая свая, 5 - металлическая рама, 6 - домкрат ГД-250, 7 - распределительные прокладки, 8 - металлическая пластина, 9- хомут, 10 - металлические стержни-усы, 11 - прогибомеры, 12 -опорная балка реперной системы, 13 - новый пол цеха, 14 – сваи длиной l=9,0 м сечением 35 x 35 см.

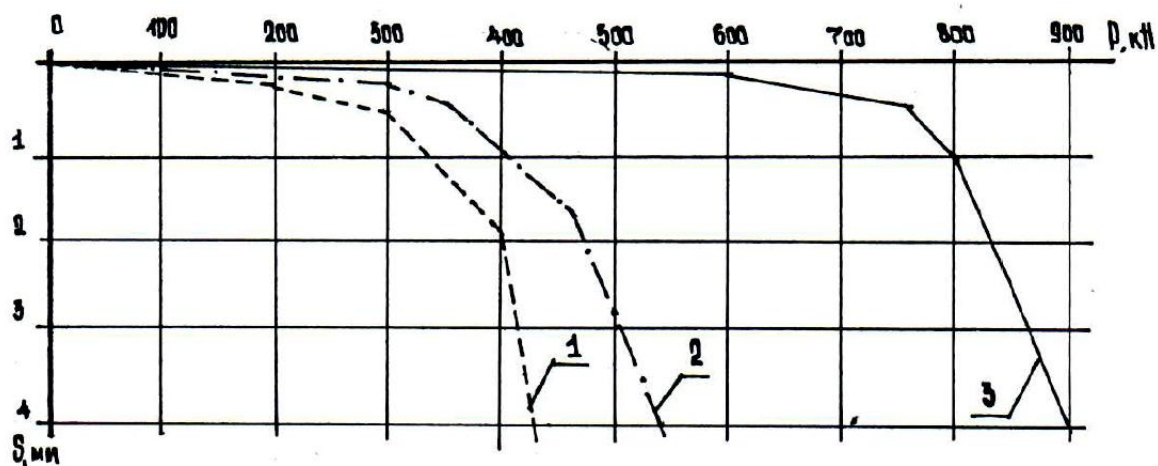


Рис. 6.22. Графики зависимости "Осадка-нагрузка" для свай, испытанных на площадке №1: 1 - свая, испытанная через 30 суток после забивки; 2 - через 60 суток; 3 - через 26 лет работы сваи в составе свайного ростверка.

Площадка № 2. Четырехэтажное кирпичное жилое здание в центральной части Санкт-Петербурга по улице Полтавской построено в середине прошлого века. В начале XX века здание достроено на один этаж. Фундамент выполнен из деревянных свай диаметром 26-30 см с глубиной забивки 6 м в виде однорядной ленты: ростверк сложен из бутового камня на известково-песчаном растворе.

Инженерно-геологические условия характеризуются последовательным чередованием современных и озерно-ледниковых отложений: насыпного грунта до глубины 1-2 м, слоем коричневого слаборазложившегося торфа мощностью 1,6-2,3 м; супесью пылеватой пластичной с растительными остатками, местами заторфованной, тиксотропной с глубины 2,6-3,6 м, переходящей к подошве слоя в пылеватую пластичную супесь с прослоями пылеватого песка. С глубины 7,5-8,0 м залегают моренные отложения в виде плотной пылеватой супеси с включением мелкого щебня и дресвы [266].

Обследование показало, что деформации здания произошли по следующим причинам: гниение голов деревянных свай и конструктивных элементов деревянного ростверка в виде продольных бревен, вынос грунта из-под ростверка вследствие технологических протечек.

При обследовании выполнено шурфование с целью фиксации технического состояния бутового ленточного ростверка.

Для уточнения состояния грунтов выполнено бурение скважин рядом с фундаментом с отбором проб грунта и статическое и динамическое зондирование. Определенная по результатам непосредственных испытаний в конструкции ростверка несущая способность

свай по грунту составила на момент обследования 270 кН (рис.6.23). Расчетная способность сваи по данным зондирования составила 140 кН [266].

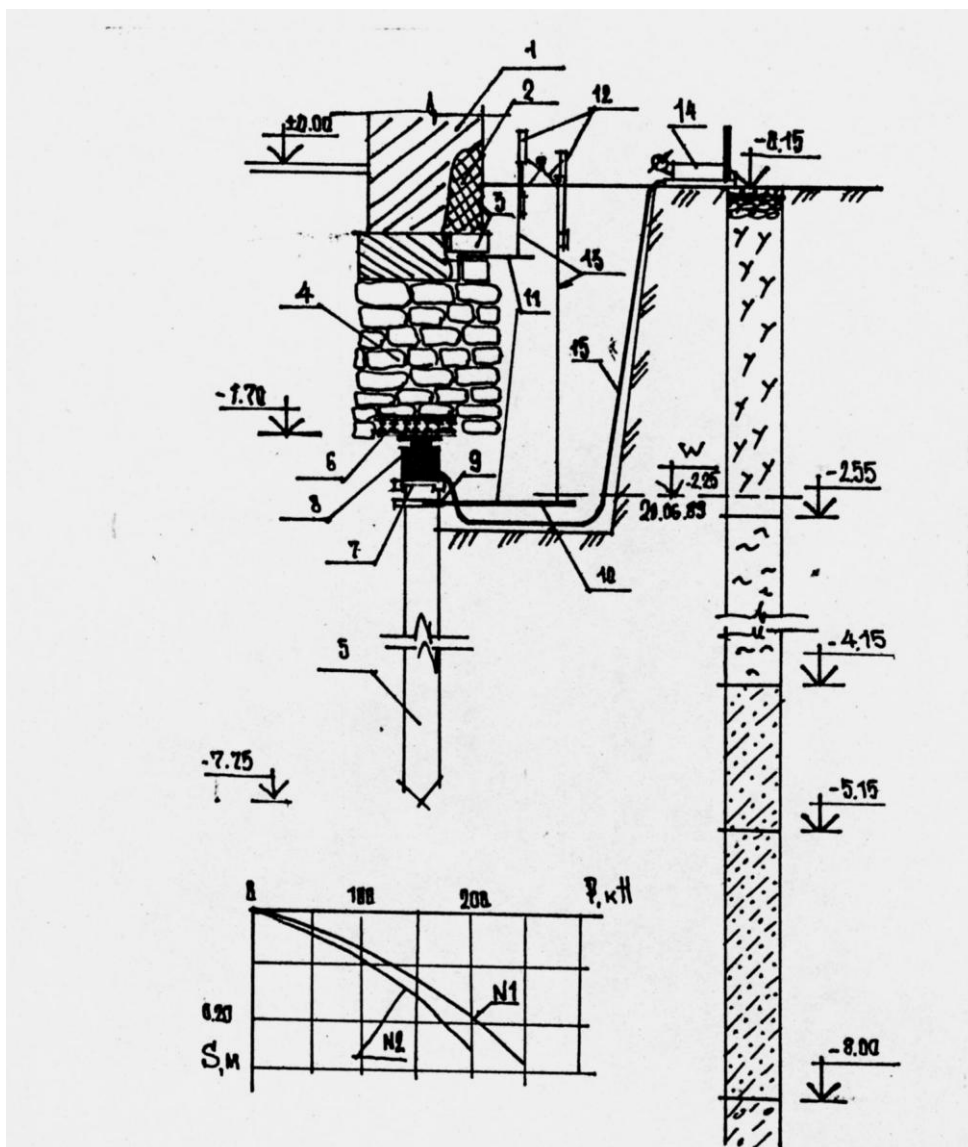


Рис. 6.23. Результаты обследования и испытания свай в составе свайного ростверка на площадке \_ 2: а - схема испытания; б - график зависимости "Осадка-нагрузка": 1 - кирпичная кладка; 2 - слой кирпича: разрушенный в результате выветривания; 3 - пиленный известняк; 4 - бутовый ростверк; 5 – деревянная свая; 6 - распределительная балка; 7 - металлический наголовник; 8 - домкрат; 9 - хомут; 10 - шурф; 11 – металлические стержни- усы; 12 - прогибомеры; 13 - проволока; 14 - маслостанция; 15 - патрубок для подачи масла; А - график испытания через 30 суток после забивки; Б и В графики испытания сваи в конструкции через 130 лет.[266]

Обследованием также установлено, что грунт под ростверком значительно уплотнен. Это свидетельствует о включении ростверка в работу.

Несущая способность свай на площадке №2 была исчерпана по прочности из-за нарушения целостности древесины. Полученные в результате испытания значения несущей способности свай позволили оптимизировать способы реконструкции фундаментов с учетом

фактического состояния свай и грунтов в их основании. По материалам обследования площадки №2 было выполнено усиление фундаментов буринъекционными сваями.

Анализ выполненных экспериментальных исследований показал, что возможно проведение испытания сваи в конструкции без выключения испытываемой сваи из работы на момент испытания, а также позволил сделать вывод о том, что нарастание несущей способности сваи имеет необратимый во времени характер, зависящий от ряда факторов, таких, как величина нагрузки, воспринимаемая сваями, характер нагружения, геологические и гидрологические условия площадки.

Для оценки возможности прогнозирования изменения несущей способности свай во времени при действии эксплуатационной нагрузки для целей реконструкции, обратимся к имеющейся в технической литературе информации.

Вопросы изменения несущей способности свай во времени нашли отражение в работах М.Ю.Абелева, Х.З. Бакенова, А.А.Бартоломея, Б.В.Бахолдина, Н.М.Большакова, В.Н.Бронина, Б.И.Далматова, П.А. Кравченко, Ф.К.Лапшина, Г.В. Левинтова, В.В. Ленинградского, В.В. Лушникова, Р.А. Мангушева, В.Н. Парамонова, Р.М.Нарбута, А.В. Невзорова, Г.Ф. Новожилова, В.Н. Парамонова, А.Б. Пономарева, А.Е.Радугина, В.М. Улицкого, А.Г. Шашкина, Б.С.Юшкова. В основном исследованию подлежал достаточно короткий период времени по отношению со сроком эксплуатации здания или сооружения, в основании которого устанавливался свайный фундамент, соответственно, и рекомендации были разработаны для прогноза несущей способности свай на период до 60 суток, что вполне достаточно для решения вопросов определения несущей способности забивных свай при новом строительстве.

В последнее время значительный интерес в связи с обновлением городов и ростом объемов реконструкции существующих предприятий представляют исследования, направленные на обновление несущей способности свай, которые длительное время находились под нагрузкой в основании эксплуатируемых зданий.

Автором использовались материалы испытаний свай во времени, изложенные в работах М.Ю.Абелева, А.А.Бартоломея, Г.Ф.Новожилова, А.В.Паталеева, В.Н. Парамонова, данные, представленные ПКТИ и СПБО ПИ "Фундаментпроект", а также результаты собственных экспериментальных исследований.

На рис. 6.24 приведен график изменения во времени несущей способности свай за различные периоды времени (Г.Ф, Новожилов). Указанный график позволяет утверждать, что процесс повышения сопротивления сваи, находящейся в грунте и, в том числе, под нагрузкой, протекают длительное время.

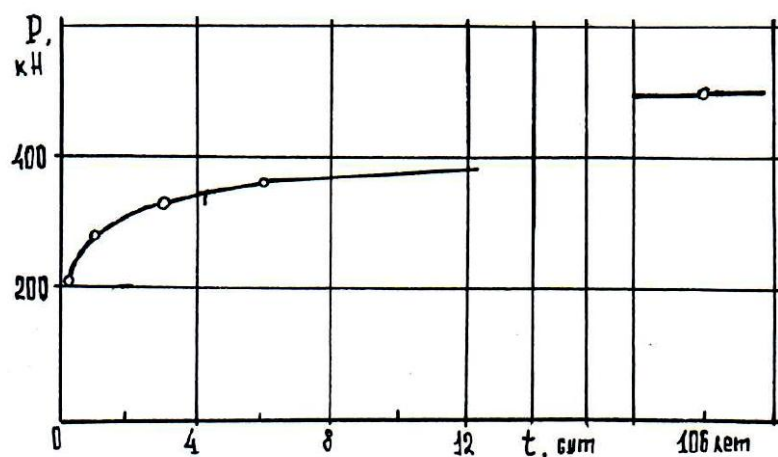


Рис. 6.24. Увеличение во времени несущей способности деревянной сваи  $d = 30$  см, длиной  $l = 9,5$  м в пылевато-глинистом грунте (по данным Г.Ф.Новожилова).

В литературе причины упрочнения свай во времени рассматривается с качественной стороны и объясняются следующими явлениями в околосвайном грунтовом массиве:

- упрочнением окружающих сваю грунтов вследствие процесса консолидации (Паталеев А.В., Бирюков А.А., Сид Х., Риз Л., Содерберг Л.);
- рассасыванием водной пленки, образующейся при забивке вокруг свай (Рак М.С., Терцаги К., Герсеванов Н.М., Цытович Н.А.);
- тиксотропным упрочнением грунтов (Гуменский Б.М., Новожилов Г.Ф., Пек Р., Тикуннов П.Р., Хоузел В.).

С точки зрения авторов данное явление является сложным, и это не позволило принять единую точку зрения на физическое объяснение увеличения несущей способности свай во времени. В то же время, однозначно можно утверждать, что данное явление происходит в результате действия комплекса физических факторов с различной степенью воздействия каждого из них в зависимости от вида грунта и его консистенции.

Для определения фактора тиксотропного упрочнения в увеличении несущей способности свай во времени автором были проведены исследования в грунтовой лаборатории кафедры геотехники СПбГАСУ.

Учитывая инженерно-геологические особенности грунтового сложения изучаемых строительных площадок, были отобраны из характерных слоев образцы пылевато-глинистого грунта для исследований на приборе вращательного среза (ПВС) конструкции В.Н. Бронины [267]. Прибор вращательного среза предназначен для определения сопротивления сдвигу( $\tau$ ), прочностных характеристик ( $\varphi$  - угла внутреннего трения,  $c$  – сцепления). Схема прибора показана на рис.6.25 (полное описание прибора, инструкция для пользования и

технические данные приведены в отчете НИР № гос. регистрации 01870010355, 1989 г.).  
Лабораторные исследования выполнялись с суглинком мягкопластичной консистенции, имеющим характеристики:  $W=0,29$ ;  $\gamma=19,8 \text{ кН/м}^3$ ;  $I_L=0,62$ ;  $e=0,766$ .

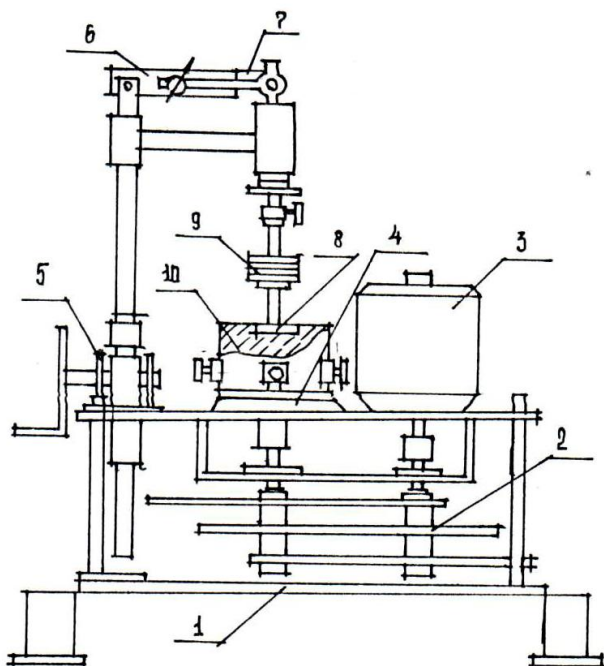


Рис. 6.25. Схема прибора вращательного среза ПВС-3: 1 - станина с виброамортизаторами; 2 - редуктор; 3 - электродвигатель; 4 - поворотный столик с градуированным лимбом; 5 - механизм подъема крыльчатки; 6 - металлическая пластина; 7 - упорный рычаг с индикатором часового типа; 8 - штамп-крыльчатка; 9 - грузы вертикального уплотняющего давления; 10 – обойма с грузом.

Перед началом испытания проба грунта подвергалась перемятию. Это позволило смоделировать начальное состояние грунта, расположенного вокруг сваи сразу после забивки. Перемятый грунт помещался в кольца прибора ПВС и уплотнялся в течении трех часов давлением 0,10 МПа. После предварительного начального уплотнения грунт в кольце помещался в прибор. Для изучения кинетики упрочнения исследования включали серии испытаний грунта через различные промежутки времени:

1. Сразу после перемятия;
2. Через пять суток после перемятия;
3. Через двадцать суток;
4. Грунта, отобранного из основания существующего здания после 27 лет эксплуатации.

По каждому образцу грунта испытания проводились при определенных нормальных напряжениях в плоскости среза грунта штампом-крыльчаткой;

$$\sigma_1 = (g + 2 \times 10^{-3}) / A = 4,06 \text{ кПа} \quad (6.9)$$

$$\sigma_2 = (g + 4 \times 10^{-3}) / A = 6,89 \text{ кПа} \quad (6.10)$$

$$\sigma_3 = (g + 6 \times 10^{-3}) / A = 9,72 \text{ кПа} \quad (6.11)$$

где  $g = 8,68 \times 10^{-4} \text{ кН}$  - собственный вес крыльчатки-штампа;

$A = 7,069 \times 10^{-4} \text{ м}^2$  - площадь штампа.

Срез производился с минимальной скоростью 0,375 об/мин.

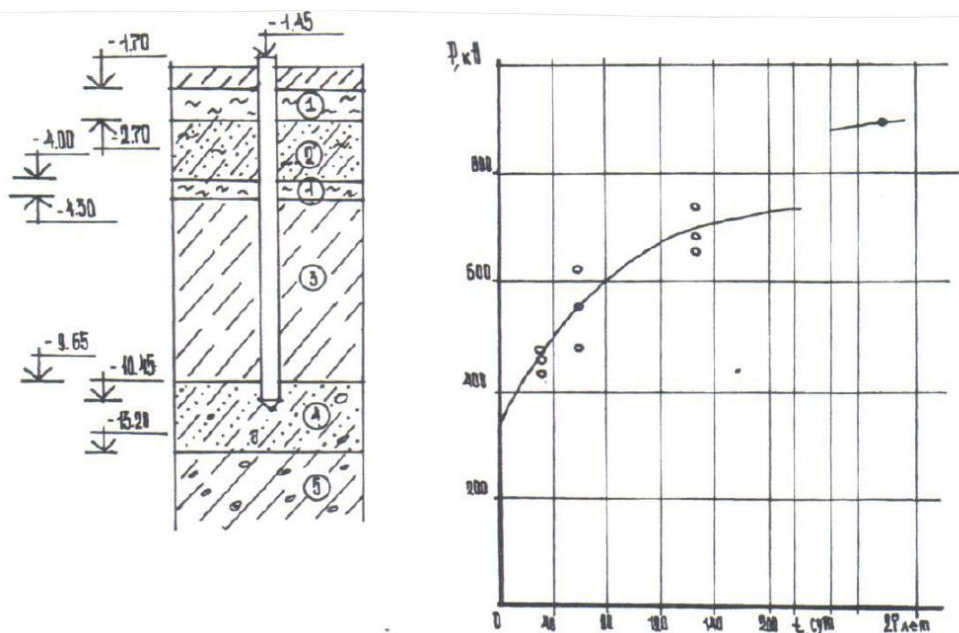


Рис. 6.26. а) расчетная схема свай с инженерно-геологическим разрезом: 1 - торф коричневый; 2 - супесь серая, пластичная, с органикой; 3 - суглинок пылеватый, серый от текучепластичной до мягкопластичной консистенции; 4 - супесь пылеватая серая, пластичная с редким гравием; 5 - суглинок пылеватый серый, с гнездами крупнозернистого песка, гравием до 15%. б) Увеличение несущей способности железобетонных призматических свай сеч. 35 x 35 см, длиной  $l = 9,0 \text{ м}$  по данным экспериментальных исследований на площадке ЛНПО «Пигмент» по Октябрьской наб., д. 38. Данные несущей способности свай через 27 лет получены автором [266].

На рис. 6.27 (а-г) приведены графики зависимости касательных напряжений в плоскости среза  $t_i$  от угла поворота штампа-крыльчатки  $\lambda_i$  при различных степенях нормального напряжения  $\sigma_i$ . По результатам обработки зависимостей  $t_i - \lambda_i$  на рис. 6.27 построены для каждой серии испытаний графики зависимости сопротивления срезу грунта  $t_i$  от величины нормального напряжения  $\sigma_i$ , передаваемого через штамп на образец (рис. 6.25). Это позволило выполнить анализ изменения во времени параметров прочности грунта: сцепления  $C$ , угла внутреннего трения  $\phi$  метода (рис. 6.29).

С помощью обработки графиков  $\phi - t$  и  $c - t$  методом наименьших квадратов получены корреляционные зависимости:

для угла внутреннего трения

$$\phi_{t, \text{res}} = 25,32 + 1,7 \times 10^{-4} \times t/t^*, \quad (6.13)$$

$$\phi_{t, \text{max}} = 27,41 + 1,2 \times 10^{-4} \times t/t^*, \quad (6.14)$$

для сцепления грунта

$$c_{t, \text{res}} = 0,58 + 0,611 \times \ln(t/t^*) \quad (6.15)$$

$$c_{t, \text{max}} = 3,26 + 0,497 \times \ln(t/t^*) \quad (6.16)$$

где  $\varphi_{t, \text{res}}$ ,  $c_{t, \text{res}}$  - остаточные значения угла внутреннего трения и сцепления в момент времени  $t$ ;  $t$ -время, прошедшее после перематывания образца грунта, сут.;  $t^* = 1$  сут. - параметр, введенный для соблюдения размерности. В формулах (6.13) - (6.16) размерность угла внутреннего трения  $\varphi$  в градусах, сцепления  $c$  в кПа. Длительность прогноза параметров прочности грунта по предложенным корреляционным зависимостям ограничена сроком эксплуатации сооружения.

Проанализируем приращение во времени после перематывания значений прочностных параметров - сцепления  $c$  и угла внутреннего трения  $\varphi$  применительно к длительному периоду времени (что характерно для условий реконструкции). Закономерность изменения параметра сцепления грунта  $C$  после перематывания можно установить из следующего выражения:

$$C_t = C_0 + K_c \times \ln(t/t^*), \quad (6.17)$$

где  $C_t$  - значение сцепления грунта, испытанного через  $t$  суток после перематывания, кПа;  $C_0$  - значение сцепления грунта в момент времени непосредственно после перематывания образца  $t = t_0$ , кПа;  $K_c$  - коэффициент, определенный экспериментально, кПа.

Изменение угла внутреннего трения во времени можно в порядке первого приближения описать зависимостью:

$$\varphi_t = \varphi_0 + K_y \times \ln(t/t^*) \quad (6.18)$$

где:  $\varphi_t$ ,  $\varphi_0$  - значения угла внутреннего трения грунта испытанного через  $t$  сут. после перематывания образца  $t = t_0$ , град;  $K_y$  - коэффициент, установленный экспериментально, град.

Как следует из экспериментов и их математической обработки сопротивления сдвигу грунта после нарушения его структуры возрастает в основном за счет сцепления. В инженерных расчетах увеличением угла внутреннего трения при тиксотропном упрочнении грунта можно пренебречь. На рис. 6.28 расчетные графики, построенные по зависимостям (6.13 - 6.16), показаны сплошными линиями.

Сравнение значений несущей способности свай показаны на опытных площадках, полученных при статическом испытании через различные промежутки времени, позволяет судить о наличии определенной закономерности в развитии сопротивлений грунта по острию и по боковой поверхности свай во времени. Так, для данных испытаний, приведенных на рис.6.26, наилучшую сходимость расчетных и опытных значений показала полулогарифмическая зависимость (базовая площадка ЛНПО "Пигмент"):

$$P_t = 228,52 + 0,347 \times 228,52 \times \ln(t/t^*), \quad (6.19)$$

Для верификации и статистической проверки данного предположения были также проанализированы данные по площадкам:

- «Промышленное здание в Купчино», по которой получена следующая зависимость:

$$P_t = 450 + 0,171 \times 450 \times \ln(t/t^*), \quad (6.20)$$

- "Жилой дом в г.Тосно Ленинградской области»:

$$P_t = 450 + 0,192 \times 450 \times \ln(t/t^*). \quad (6.21)$$

Таким образом, в общем виде эту зависимость можно представить выражением:

$$P_t = P_0 + K_r \times P_0 \times \ln(t/t^*) = P(1 + K_r \times \ln(t/t^*)) \quad (6.22)$$

где:  $P_0$  - значение несущей способности сваи, полученное по данным статического испытания сваи через нормативный срок "отдыха" после забивки при  $t = t_0$ , кН;  $P_t$  - значение несущей способности сваи в момент времени  $t > t_0$ , кН;  $t$  - время эксплуатации здания, подлежащего реконструкции, в основании которого имеются сваи, сут.;  $t^*$  - 1 сут. - коэффициент, вводимый для соблюдения размерности;  $K_r$  - коэффициент, характеризующий рост несущей способности сваи во времени.

Коэффициент  $K_r$  увеличивается с ростом показателя текучести грунта  $I_L$  (рис. 6.30) и может быть аппроксимирован линейной зависимостью:

$$K_r = 0,490 \times I_L + 0,015. \quad (6.23)$$

Таким образом, приведенный анализ изменения несущей способности свай во времени применительно к условиям реконструкции, основанный на получении опытных данных на реальных площадках реконструкции, серии лабораторных испытаний образцов пылевато-глинистого грунта, отобранных с этих площадок, позволяют выявить закономерности изменения прочностных параметров грунта и несущей способности сваи после ее погружения. Нарушение структуры грунта при забивке сваи моделировалось перемятием образца грунта в лабораторных условиях. Возрастающее сцепление происходит по полулогарифмическому закону, возрастание угла внутреннего трения очень незначительно. При этом, из анализа графиков видно, что основным фактором, формирующим резерв несущей способности сваи служит сцепление грунта  $c$ .

Увеличение несущей способности свай, связанное с тиксотропным упрочнением грунта после ее забивки и уплотнением грунта под действием эксплуатационной нагрузки сооружения, происходит пропорционально логарифму времени. Степень увеличения несущей способности сваи тем больше, чем выше показатель текучести пылевато-глинистого грунта.

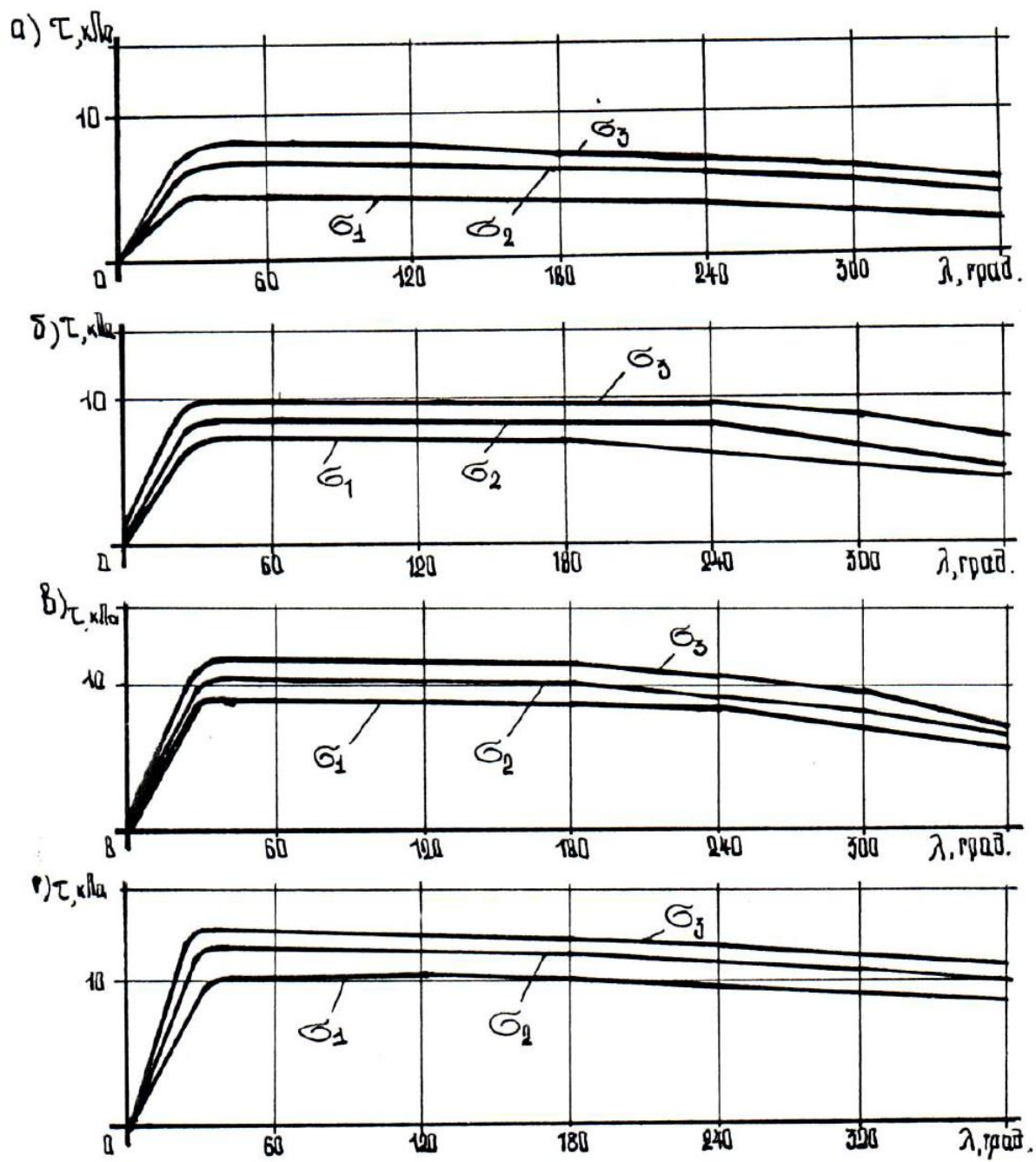


Рис. 6.27. Графики зависимости касательных напряжений от угла поворота штампа-крыльчатки при различных ступенях нормального напряжения  $\sigma_i$ : а) непосредственно сразу после перемятия образца; б) через 5 суток; в) через 20 суток; г) образца, отобранного из основания существующего здания после 27 лет его эксплуатации.

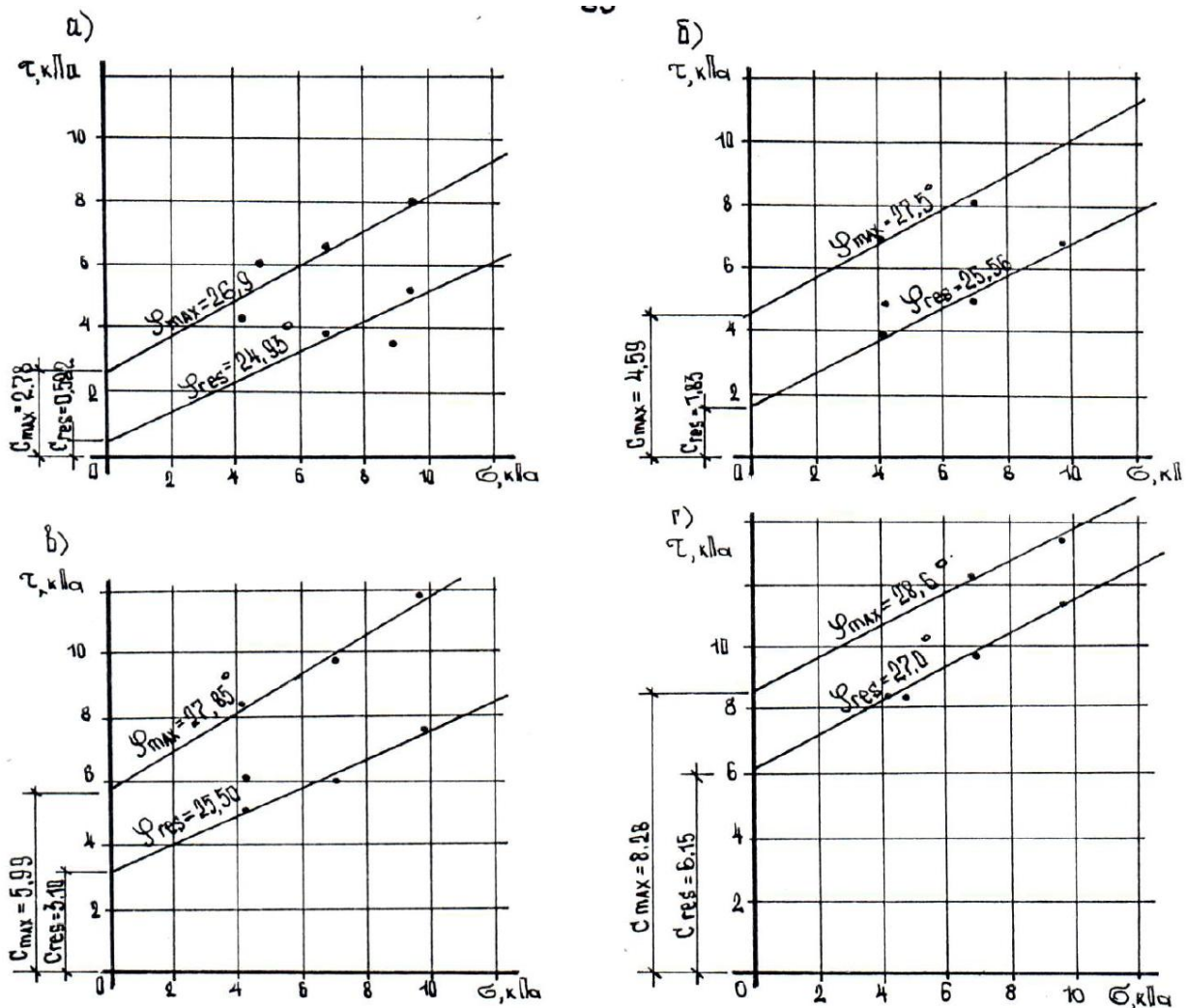


Рис. 6.28. Графики зависимости сопротивления срезу грунта от нормального напряжения  $\sigma$ , передаваемого через штамп на пробу грунта для: а) серии испытаний грунта непосредственно после перемятия; б) грунта, имевшего после перемятия срок "отдыха" 5 суток; в) грунта, со сроком "отдыха" после нарушения структуры естественного сложения через 20 суток; г) грунта, отобранного из основания существующего здания через 27 лет его эксплуатации (образец грунта ненарушенной структуры).

Как свидетельствуют результаты проведенных многочисленных экспериментов, в том числе выполненных автором, по мере тиксотропного упрочнения грунта после забивки свай и в процессе его уплотнения от действия длительной эксплуатационной нагрузки сооружения увеличивается несущая способность и уменьшается интенсивность нарастания осадок свай. Указанный факт имеет большое значение для выявления резервов несущей способности свайных фундаментов в условиях реконструкции.

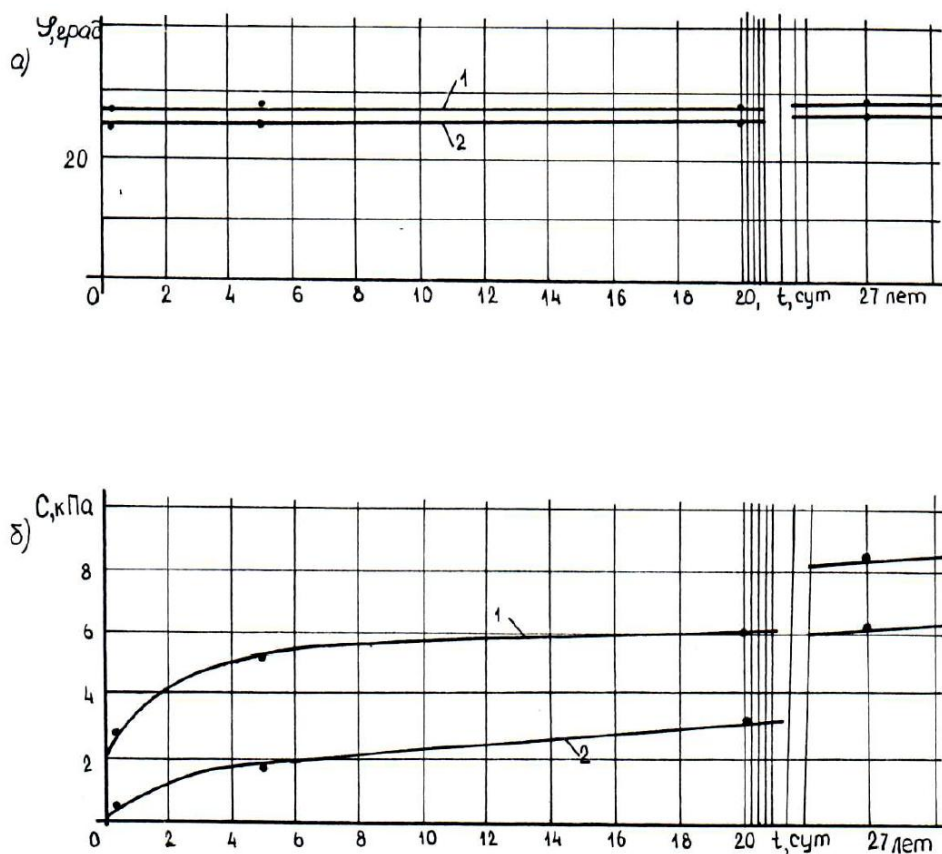


Рис. 6.29. Графики изменения прочностных параметров грунта во времени: а) угла внутреннего трения - 1-  $\varphi_{t,max}$  , 2 - $\varphi_{t,res}$  ; б) сцепление - 1 -  $C_{t,max}$  , 2 -  $C_{t,res}$  : точками показаны экспериментальные значения.

В механике грунтов существует понятие - структурная прочность грунтов, которая имеет различную трактовку у разных специалистов. Согласно ГОСТ – 12248.1-2020, ГОСТ – 12248.2-2020, ГОСТ – 12248.3-2020, под структурной прочностью при компрессионных испытаниях следует понимать величину давления, соответствующую точке пересечения локальной кривой, построенной в координатах  $\varepsilon - P$ , где  $\varepsilon$  - вертикальная деформация образца грунта,  $P$  - давление, с осью давления (т.е. полное отсутствие деформаций). Б.И. Далматов и др. (1988) предлагает принимать за структурную прочность то давление, в пределах которого грунт имеет только упругие деформации.

Бронин В.Н. и др. (1973) для торфов под структурной прочностью предполагает давление, разделяющее деформирование торфов с разной интенсивностью. Широков В.Н. (1990) считает, что структурная прочность разделяет упругие и упругопластические деформации, причем структурная прочность зависит от траектории нагружения. Таким образом, под структурной прочностью грунтов понимают или то давление, начиная с которого

возникают деформации, или давление, разделяющее упругие и остаточные деформации, или давление разделяющее области деформирования грунта с различной интенсивностью.

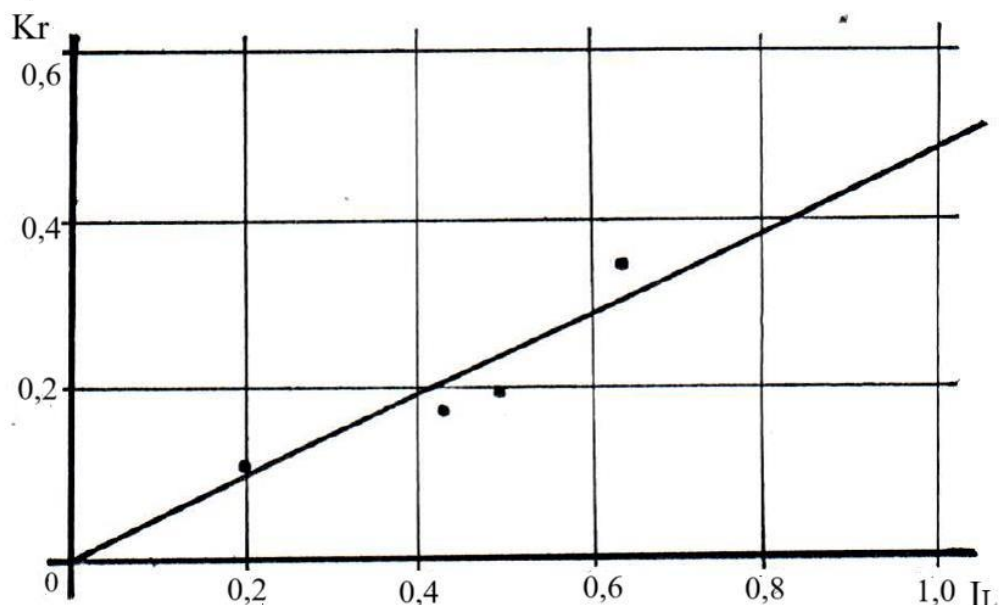


Рис. 6.30. График зависимости коэффициента роста несущей способности свай  $K_g$  от величины показателя текучести  $I_L$ .

При испытаниях свай пробной нагрузкой наблюдается диапазон нагрузок, в пределах которого осадки свай отсутствуют или пренебрежительно малы. Наиболее вероятной причиной пренебрежимо малых осадок свай при определенных давлениях является так называемая структурная прочность грунтов. Введем понятие **порога осадки свай**, под которым будем подразумевать ту статическую нагрузку на сваю  $P_{str}$ , в пределах которой осадки свай пренебрежимо малы ( $S \leq 1,5$  мм).

На рис. 6.22 приведены первичные результаты статических испытаний свай пробной нагрузкой на площадке №1 ЛНПО «Пигмент». Как следует из представленного рисунка для всех испытаний свай можно выделить порог осадки свай. Видно, что по результатам испытаний величина  $P_{str}$  зависит от времени  $T$  "отдыха" свай или длительности ее нагружения в составе сооружения. Графики испытания показывают, что возрастание порога осадки свай находится в логарифмической зависимости от параметра времени, что хорошо согласуется с результатами исследования тиксотропного упрочнения пылевато-глинистых грунтов опытной площадки. По данным исследований проведенных исследований, возрастание сцепления грунта после нарушения его структуры протекает пропорционально логарифму времени.

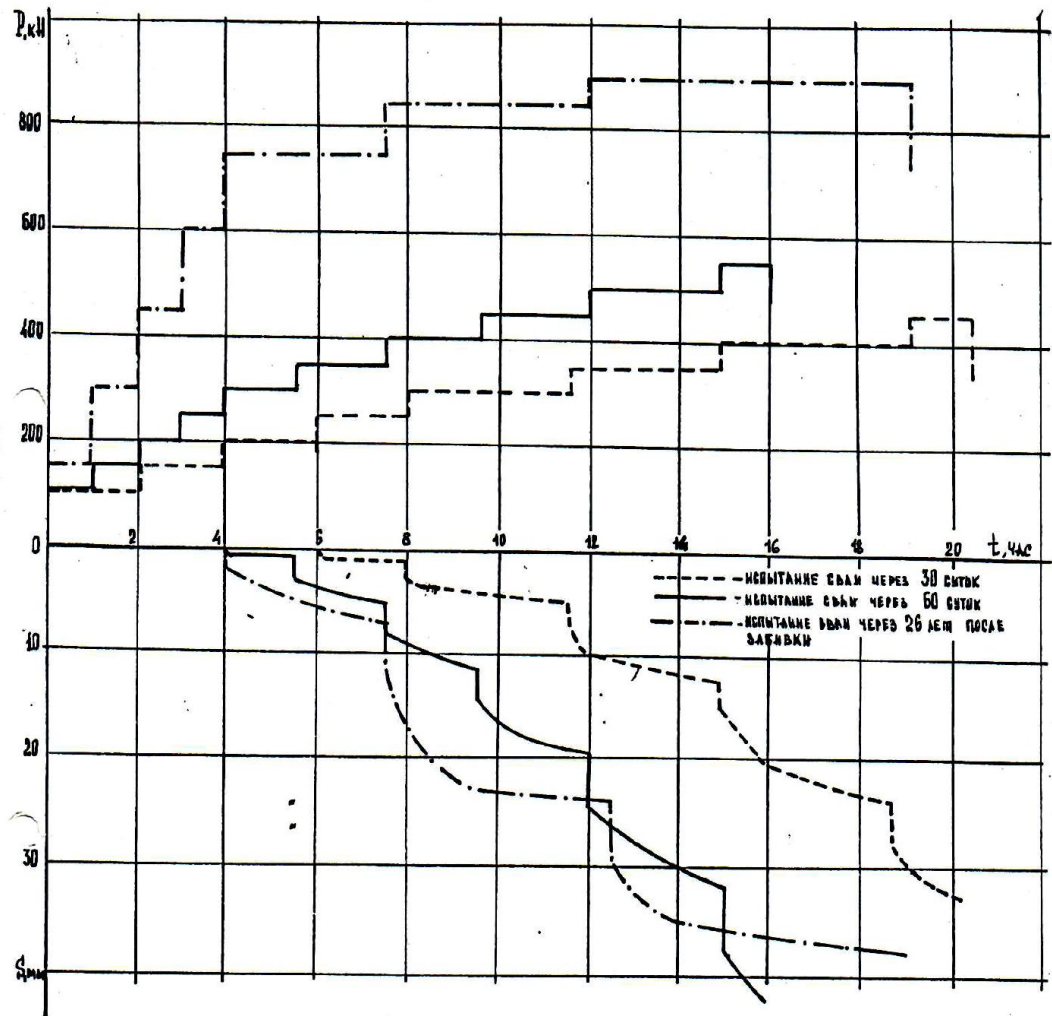


Рис.6.31.

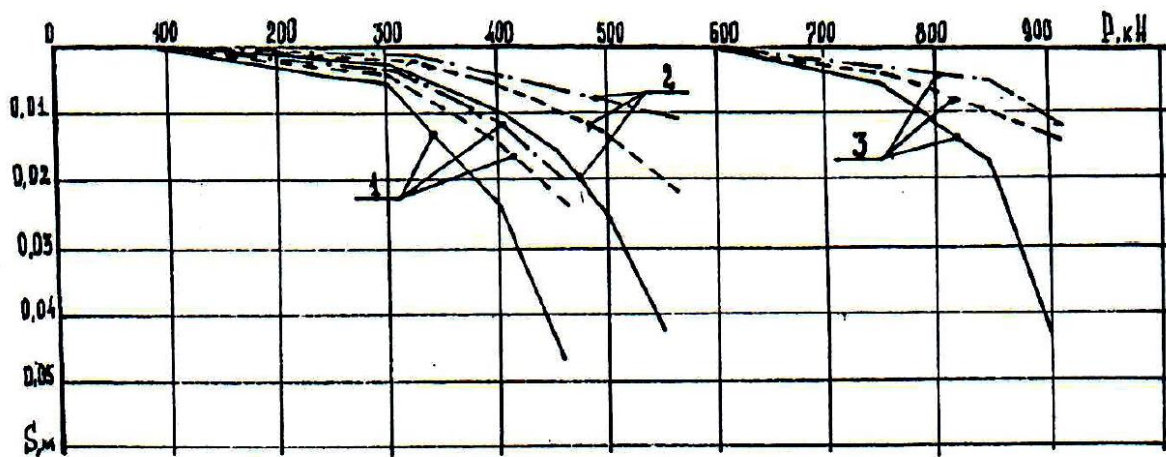


Рис. 6.32. Графики зависимости осадки свай от нагрузки по данным экспериментальных исследований на площадке No 1 ЛНПО «Пигмент»: 1 - испытание через 30 суток после забивки; 2 - через 60 суток; 3 - через 26 лет после забивки; - - - - условно-мгновенная осадка ( $t=t_0$ ); - · - · - осадка с учетом фактора времени ( $t=t_{стаб}$ ); — - полная осадка ( $t = t_{стаб}$ ).

В результате математической обработки для описания зависимости " $P_{стр} - \lg T$ " получено выражение

$$P_{str} = P_{str,0} + \psi \lg(T/t_0), \quad (6.24)$$

где  $P_{str,0} = 137$  кН - порог осадки после времени "отдыха" сваи  
 $t_0 = 10$  сут.;  $\psi = 180$  кН - постоянный коэффициент.

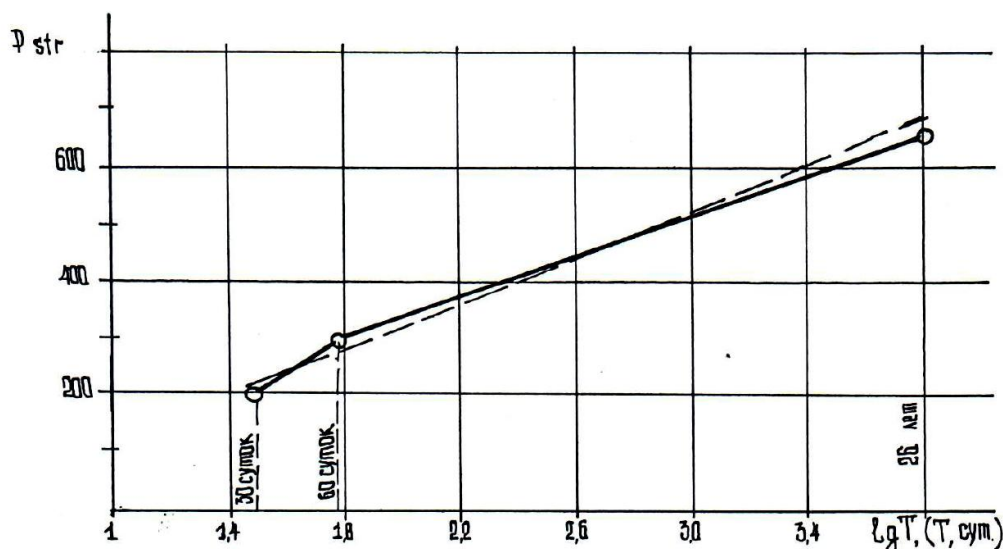


Рис. 6.33. Графики зависимости порога осадки сваи на площадке № 1 ЛНПО «Пигмент» от времени «отдыха» и длительности нагружения сваи:

————— - экспериментальный; - - - - - рассчитанный по формуле (6.24) [176].

Современным способом прогноза развития во времени осадок свайных фундаментов, основным на результатах статических испытаний свай является метод, предложенный впервые А.А.Бартоломеем (1968) и развитый в дальнейшем В.Н.Брониным и др. (1982).

Сущность способа заключается в следующем.

1. На основании математической обработки статических испытаний свай и использовании, наследственной теории ползучести составляется уравнение состояния, связывающие осадку сваи, нагрузку и время.

2. С помощью полученного уравнения состояния дается прогноз осадки одиночной сваи  $S_{от}$  от средней нагрузки на сваю от возводимого сооружения.

3. Известными расчетными методами определяются конечная осадка одиночной сваи  $S_0$  и осадки свайного фундамента  $S_{ф}$  и коэффициент  $\eta = S_{ф}/S_0$ .

4. Определяется развитие во времени осадки свайного фундамента

$$S_t = S_{от} * \eta \quad (6.25)$$

С учетом порога осадки сваи известные формулы (Бронин В.Н. и др., 1982), используемые для прогноза осадок одиночных свай при действии постоянных нагрузок, принимает вид [176]:

$$S(t) = S_0 + S_n(t), \quad (6.26)$$

$$S_0 = \varphi(P - P_{str}), \quad (6.27)$$

$$S_n(t) = f(P - P_{str}) \times \Theta(t), \quad (6.28)$$

где,  $S_0$  и  $S_n(t)$  - мгновенная и развивающаяся во времени осадки сваи;  $\varphi(P - P_{str})$  - нелинейная функция нагрузки, описывающая диаграмму мгновенной осадки ' $S_0 - P$ ';  $f(P - P_{str})$  - нелинейная функция нагрузки, описывающая форму изохронной диаграммы, которая соответствует моменту времени стабилизации осадки  $t_{st}$ ;  $\Theta(t)$  - временная функция, характеризующая развитие во времени осадки одиночной сваи от действия единичной нагрузки [176].

Формулы (6.26 - 6.28) использованы для описания результатов статических испытаний свай через различные промежутки времени  $T$  на площадке № 1 ЛНПО «Пигмент».

Нелинейные функции нагрузки хорошо описываются степенными функциями вида:

$$\varphi(P - P_{str}) = A (P - P_{str})^n, \quad (6.29)$$

$$f(P - P_{str}) = B (P - P_{str})^m, \quad (6.30)$$

где  $A = 10^{-3}$  мм \*кН;  $n = 1,7$ ;  $B = 2 \times 10^{-3}$  кН  $5-m$ ;  $m = 1,65$  - постоянные коэффициенты.

В формулах (6.28) и (6.30) порог осадки сваи определяется по формуле (6.24).

В таблице 6.3 представлен подсчет параметров, необходимых для подбора временной функции  $\Theta(t)$ . В таблице 6.4  $S_{n,cp}(t)$  обозначает среднее значение осадок сваи, вычисленных для ступеней нагрузок  $P = 50$  кН. Согласно формуле (6.28) временная функция  $\Theta(t)$  найдена из зависимости:

$$\Theta(t) = \frac{S_{n,cp}(t)}{f(\Delta P)} = \frac{S_{n,cp}(t)}{2 \cdot 10^{-3} \cdot 50^{1,65}} = \frac{S_{n,cp}(t)}{1,27} \quad (6.31)$$

Временная функция  $\Theta(t)$  удовлетворительно описывается (см. рис. 6.34) полулогарифмической зависимостью вида:

$$\Theta(t) = b_0 + b \lg(t/t^*) \quad (6.32)$$

где  $b_0 = 1 \text{ мм}$ ,  $b = 1 \text{ мм}$  - постоянные коэффициенты;  $t^* = 1 \text{ час}$  - параметр, вводимый для соблюдения размерности.

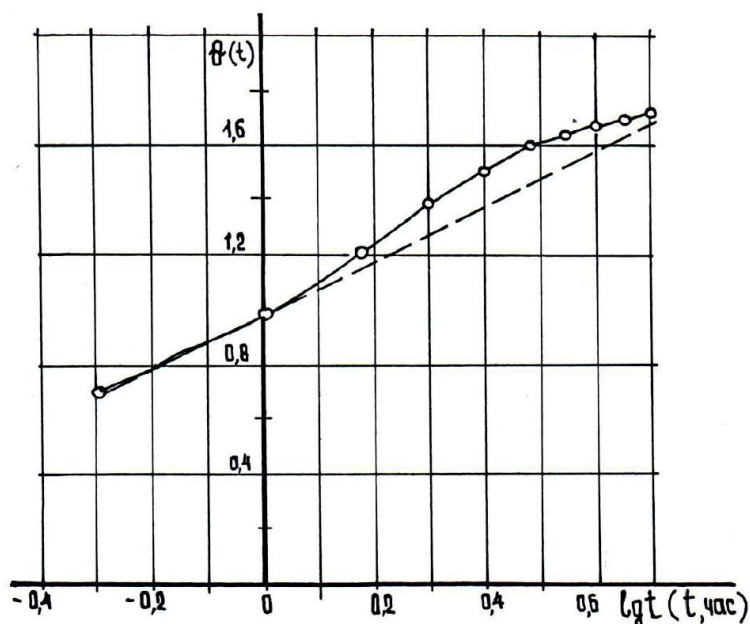


Рис. 6.34. Графики изменения во времени временной функции  $\Theta(t)$ :

- - экспериментальный;
- - рассчитанный по формуле (6.31).

Используя значения постоянных коэффициентов согласно формул (6.24) - (6.32), общую осадку одиночной сваи при действии постоянных статических нагрузок можно представить следующей зависимостью:

$$S = S_0 + S_n(t) = 10^{-3} \{P-[137+180 \lg(T/10)]\}^{1.7} + 2 \times 10^{-3} \{P-[137+180 \lg(T/10)]\}^{1.65} \times [1+\lg(t/t^*)], \quad (6.33)$$

В формуле (6.33) параметр  $T$  означает промежуток времени между погружением сваи в грунт и ее испытанием пробной нагрузкой, а параметр  $t$  - длительность выдержки отдельной ступени-нагрузки при статических испытаниях сваи.

Таблица 6.3.

#### Определение параметров временной функции.

Время $t$ , час	0,0	0,5	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0
$S_{\text{нр}}(t)$ , мм	0,00	0,89	1,25	1,53	1,76	1,92	2,03	2,07	2,11	2,14	2,13
$\Theta(t)_{\text{эксп.}}$ , мм	0,00	0,70	0,99	1,21	1,39	1,51	1,60	1,63	1,66	1,69	1,71
$\lg t$ , час	-	-0,30	0	0,18	0,30	0,40	0,48	0,54	0,60	0,65	0,70
$\Theta(t)_{\text{расч.}}$ , мм	0,00	0,70	1,00	1,18	1,30	1,40	1,48	1,54	1,60	1,65	1,70

Описание результатов статических испытаний свай на площадке №1 ЛНПО «Пигмент» в момент времени T=30 сут., 60 сут., 26 лет с помощью формулы (6.33) представлен соответственно на рис 6.35 – 6.37. Совпадение экспериментальных и расчетных графиков вполне удовлетворительное.

В случае действия переменных нагрузок на сваи формулы (6.25) - (6.27) принимают вид нелинейных уравнений теории наследственной теории ползучести в виде:

$$S(t) = \varphi[P(t) - P_{str}(I)] + \int \Theta(t - \tau) df [P(\tau) - P_{str}(T)], \quad (6.34)$$

где  $\tau$  - время приложения импульса нагрузки на сваю при испытании ее пробной нагрузкой. Брониным В.Н. и др. (1982) показано, что интегральное уравнение (6.34) наиболее удобно решать методом Крылова-Боголюбова.

Используя теорему о среднем времени приложения ступени нагрузки  $i$  (см. Г.Д.Вишневский, 1979) численное решение уравнения (6.34) можно представить в виде:

$$\begin{aligned} S_1 &= \varphi[P(t_1) - P_{str}(T)] + \Delta_1 f [P] \times \Theta(t_1 - \varepsilon_1), \\ S_2 &= \varphi[P(t_2) - P_{str}(T)] + \Delta_1 f [P] \times \Theta(t_2 - \varepsilon_1) + \Delta_2 f [P] \times \Theta(t_2 - \varepsilon_2), \\ S_n &= \varphi[P(t_n) - P_{str}(T)] + \Delta_1 f [P] \times \Theta(t_n - \varepsilon_1) + \Delta_2 f [P] \times \Theta(t_n - \varepsilon_2) + \dots + \Delta_n f [P] \times \Theta(t_n - \varepsilon_n), \end{aligned} \quad (6.35)$$

где,  $\Delta_i f [P] = f\{[P(t_i) - P_{str}(T)] - [P(t_{i-1}) - P_{str}(T)]\}$ ;

$$\varepsilon = \frac{t_{i-1} + t_i}{2} \quad - \quad \text{время, соответствующее середине интервала } t_{i-1} - t_i.$$

Выполненные исследования позволяют уточнить расчетные показатели для расчета возрастания несущей способности свай во времени под нагрузкой:

- для расчетного сопротивления под нижним концом сваи:

$$R' = K_{rR} * R \quad (6.36)$$

- для определения трения по боковой поверхности сваи:

$$f' = K_{rf} * f \quad (6.37)$$

Таким образом, с учетом вышеуказанного, несущая способность сваи  $F_{d(t)}$ , устраиваемой без выемки грунта с использованием известной формулы будет:

$$F_{d(t)} = \gamma_c (\gamma_{cR} * R' * A + U \sum_{i=1}^n \gamma_{cf} * f' * h_i) \quad (6.38)$$



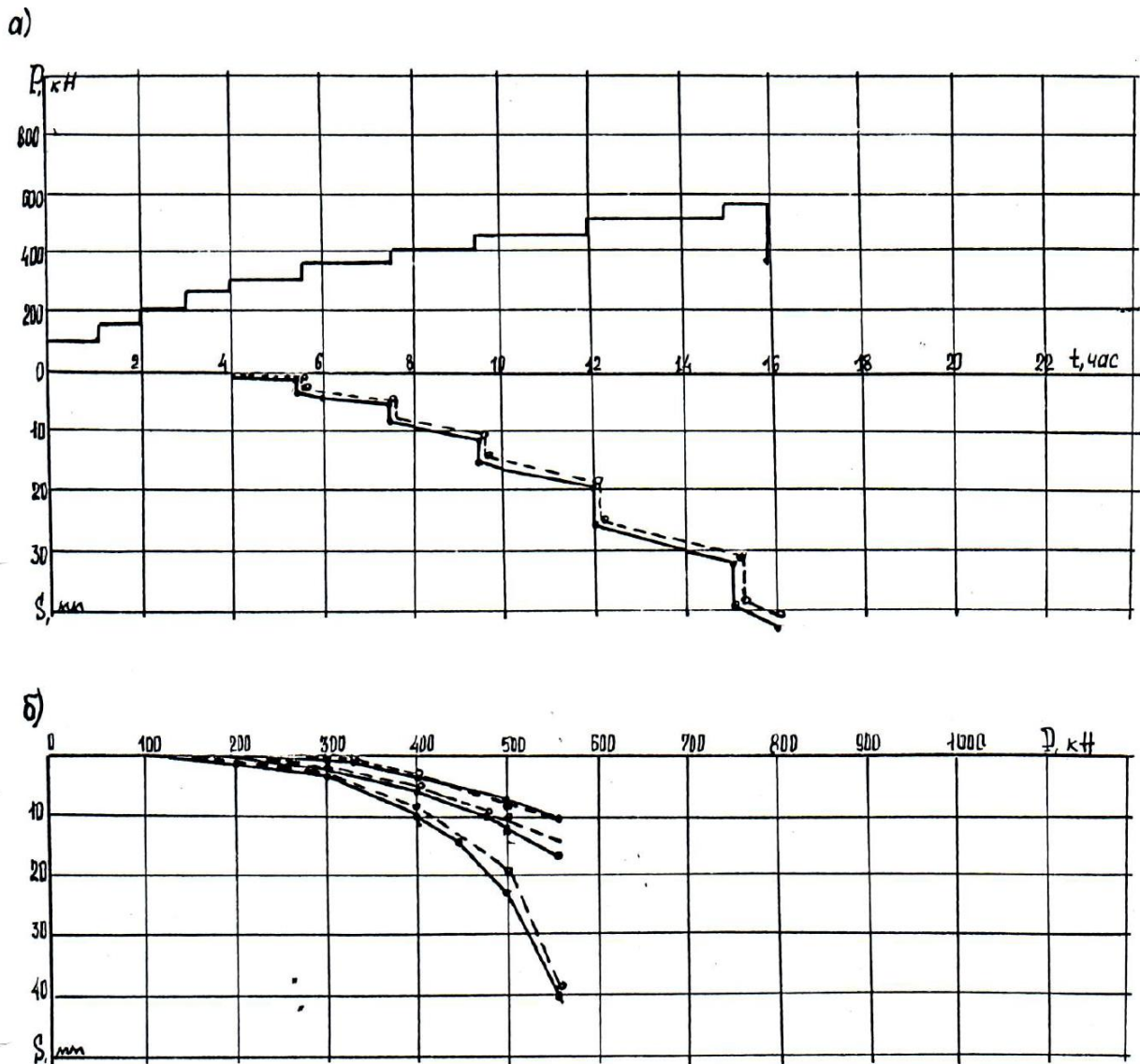


Рис. 6.36. Графики зависимости осадка свай от времени - а) и диаграммы "S - P" - б) полученные при статических испытаниях свай на площадках ЛНПО "Пигмент" при  $T=60$  суток: 1 - полных; 2 - мгновенных; 3 - временных для  $t_{str}$ ; ———— - экспериментальные; - - - - - рассчитанные по формуле (6.32).

В основу принципа назначения усиления свайных фундаментов ставится установление дефицита несущей способности, который может быть найден по формуле:

$$F_{dд} = F_{dN} - F_{d(t)f} \quad (6.39)$$

где  $F_{dд}$  - дефицит несущей способности свайного фундамента, кН;  
 $F_{dN}$  - требуемая несущая способность, необходимая для восприятия нагрузок после реконструкции, кН;  $F_{d(t)f}$  - фактическая несущая способность свайного основания на момент обследования, кН. Фактическая несущая способность свай  $F_{d(t)f}$  - может быть определена по

формуле СНиП с использованием предлагаемых повышающих коэффициентов  $K_t$  или по данным статического испытания сваи в конструкции свайного ростверка.

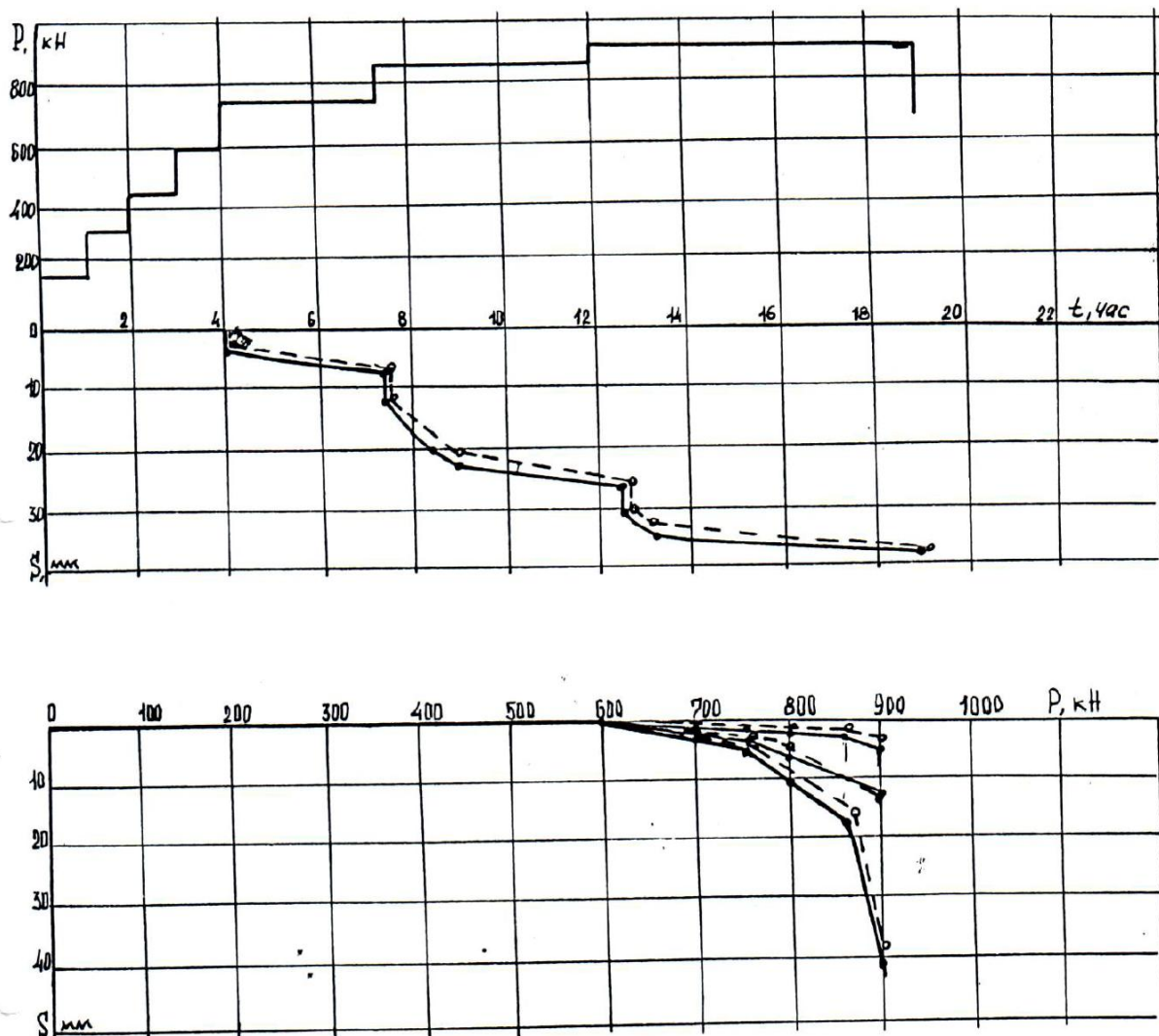


Рис. 6.37. Графики зависимости осадка сваи от времени - а) и диаграммы "S - P" - б) полученные при статических испытаниях сваи на площадке ЛНПО "Пигмент" при времени  $T=26$  лет: 1 - полных; 2 - мгновенных; 3 - временных для  $t_{str}$ :

- \_\_\_\_\_ - экспериментальные;
- - рассчитанные по формуле (6.32).

При выполнении условия  $F_{d(t)N} \leq F_{d(t)F}$  (6.40) - усиление не требуется.

Для возможности передачи дополнительной нагрузки на свайные фундаменты при реконструкции требуется также проверка выполнения условий расчета оснований по деформациям:

$$\Delta S_a \leq K_s \times \Delta S_u, \quad (6.41)$$

$$S_a \leq K_s \times S_u, \quad (6.42)$$

где:  $S_{a0}$ ,  $\Delta S_a$  - дополнительная максимальная осадка по расчету, при увеличении нагрузок и величина дополнительной неравномерности осадки здания;  $S_u$ ,  $\Delta S_u$  - предельно допустимые по СП 22.13330.2016 [233] значения максимальной осадки и величины неравномерности осадки здания, принимаемые как относительные разности осадки  $\Delta S/L$ ;  $K_S$  - коэффициент снижения предельно допустимой осадки здания вследствие старения конструкций, наличия деформаций на момент реконструкции: для свайных фундаментов в порядке первого приближения может быть принят равным значениям для фундаментов на естественном основании: при износе 20% -  $K_S = 0,4$ ; 30% - 0,3; при износе свыше 50% - 0,2.

Для инженерных расчетов результаты исследований обобщены и представлены в табличном виде (табл. 6.4)

Таблица 6.4.

**Зависимость повышающего коэффициента  $K_t$   
от вида грунта и срока эксплуатации здания в годах.**

Грунт	Значение повышающего коэффициента $K_t$ при сроке эксплуатации здания в годах.							
	5-15		15-25		25-50		Свыше 50	
	$K_{tR}$	$K_{tF}$	$K_{tR}$	$K_{tF}$	$K_{tR}$	$K_{tF}$	$K_{tR}$	$K_{tF}$
Пески крупные и средней крупности	1,0	1,0	1,05	1,05	1,10	1,05	1,15	1,1
Пески мелкие и пылеватые водонасыщенные	1,0	1,05	1,05	1,05	1,10	1,10	1,15	1,15
Супеси пластичные	1,1	1,15	1,15	1,20	1,20	1,25	1,25	1,30
Суглинки: Текучепластичные $I_L = 0,5 - 0,75$	1,10	1,15	1,20	1,25	1,40	1,45	1,50	1,50
тугопластичные $I_L = 0,25 - 0,5$	1,10	1,10	1,15	1,15	1,20	1,25	1,30	1,30
полутвердые $I_L = 0 - 0,25$	1,10	1,05	1,10	1,10	1,15	1,20	1,20	1,25

При обследовании деформированных зданий на сваях возникает необходимость в установлении причин их деформаций. Как показывает анализ известных аварий в

строительстве и практический инженерный опыт обследования деформированных в процессе эксплуатации зданий на сваях, причины возникновения неравномерных осадок зданий на свайных фундаментах, можно разделить на следующие группы:

- влияние инженерно-геологических условий площадки строительства или реконструкции;
- ошибки проектирования;
- ошибки строительства.

При проведении расчетов по деформациям в условиях слабых грунтов при оценке предельных значений абсолютных осадок и их неравномерности могут быть использованы таблицы СП 22.13330.2016 и ТСН 50-302-2004, где величина деформации связана с состоянием здания. Состояние здания устанавливается в процессе технического обследования.

## **6.6. Выводы по главе 6**

1. При выполнении геотехнических работ при реконструкции старых зданий, устройстве заглубленных помещений и освоении подземного пространства зданий исторической застройки выбор способа усиления фундаментов и укрепления грунтов основания зависит от технического состояния конструкций, принятого технического решения и состояния грунтов основания.

При реконструкции зданий и сооружений с увеличением нагрузки на существующие фундаменты, при модернизации промышленных предприятий, связанных с их техническим перевооружением, при капитальном ремонте зданий, а также при возведении новых зданий около существующих, производится расчетная оценка возможных дополнительных деформаций фундаментов существующих реконструируемых и попадающих в зону влияния от проводимых геотехнических работ зданий. Значения дополнительных деформаций с учетом принятых методов усиления должны соответствовать предельно-допустимым значениям и критериям, обеспечивающим их дальнейшую нормальную эксплуатацию.

2. Проектирование усиления реконструируемых зданий, также как и вновь возводимых, производится с учетом принципов расчетов фундаментов по предельным состояниям на основе комплексного подхода к геотехнической оценке, обоснования и научно-технического сопровождения на всех стадиях геотехнического строительства.

При техническом обследовании грунтов основания и фундаментов старых зданий возможность использования резервов основания за счет уплотнения и упрочнения грунтового массива за счет длительной эксплуатации является важным фактором, влияющим на состав и конструктивные решения при разработке проекта реконструкции. Следует обратить внимание,

что при углублении или устройстве подвалов, и , особенно, при освоении подземного пространства под существующими фундаментами данные условия в расчет не принимаются.

3. Выбор конструктивного решения и технологии усиления оснований и фундаментов зависит от различных природных и техногенных факторов, а также вида предполагаемых работ по реконструкции, реставрации с приспособлением исторического здания к современному использованию или же его консервации. Используемые конструктивные решения при реконструкции позволяют решать задачу увеличения нагрузки на существующие фундаменты.

4. На основании проведенного анализа конструктивных и технологических решений был предложен способ реконструкции зданий, позволяющий устраивать подземные и заглубленные помещения с предотвращением развития деформаций несущих и ограждающих конструкций здания в слабых, пылеватоглинистых водонасыщенных грунтах (RU 2 065 001 C1)[193].

5. Установлен механизм изменения несущей способности сваи во времени на основе экспериментальных данных, полученных при статических испытаниях свай через различные периоды времени после забивки. Исследованиями отмечается, что процесс повышения сопротивления сваи, находящейся в грунте, и в том числе, под нагрузкой, протекает длительное время.

6. На основе проведенных экспериментальных исследований на приборе ПВС-3 (ЛИСИ) были установлены закономерности восстановления физико-механических характеристик пылеватоглинистого грунта во времени после его разрушения при перемятии: сцепление грунта возрастает пропорционально логарифму времени, при этом, изменение угла внутреннего трения было незначительно.

7. Исследования, проведенные по изучению изменения несущей способности свай, работающих длительное время в конструкции фундаментов реконструируемых зданий, показали, что значения несущей способности свай могут увеличиваться во времени пропорционально логарифму. На основании анализа графиков испытания свай отмечено, что , что порог осадки во времени увеличивается пропорционально логарифму времени.

8. На основании проведенных полевых и лабораторных исследований изучения зависимости изменения во времени параметров прочности грунта и несущей способности сваи можно сделать вывод о том, что основным фактором, влияющим на увеличение несущей способности сваи в процессе длительной эксплуатации сооружения является возрастания сцепления грунта.

9. Для целей реконструкции зданий на свайных фундаментах на основе положений теории наследственной ползучести и установленного порога осадки свай предложена

методика длительного прогноза осадок свайных фундаментов на слабых грунтах, учитывающая изменение деформационных свойств околосвайного грунта за время эксплуатации сооружения.

## **Глава 7. ОБОСНОВАНИЕ ИСПОЛЬЗОВАНИЯ НАБЛЮДАТЕЛЬНОГО МЕТОДА ПРОЕКТИРОВАНИЯ ФУНДАМЕНТОВ И ПОДЗЕМНЫХ СООРУЖЕНИЙ В ПЛОТНОЙ ГОРОДСКОЙ ЗАСТРОЙКЕ НА СЛАБЫХ ГРУНТАХ**

### **7.1. Использование численного моделирования в сочетании с BIM-технологией при проектировании подземных частей зданий и подземных сооружений для целей минимизации рисков строительного периода**

Известно, что устройство фундаментов, геотехническое и подземное строительство подвержены большому числу рисков. В связи с этим, задача обеспечения безопасности выполнения геотехнических работ при устройстве фундаментов, строительстве подземных частей зданий и подземных сооружений в плотной городской застройке возможны только посредством структурирования и снижения геотехнических рисков подземного строительства. Исследования показывают, что рискообразующие факторы присутствуют на всех этапах геотехнического и подземного строительства. Возникновение риска определяется реализацией этих факторов. Инструментарием для минимизации условий возникновения рисков может быть риск-менеджмент. Использование информационной технологии BIM (Building Information Modeling) является действенным инструментом риск-менеджмента. Создание BIM-модели представляет собой базу данных со структурированной информацией по её элементам. Потребность использования информационной технологии BIM при осуществлении геотехнических и строительных проектов продиктована возможностью интерактивного контроля и расчетного сопровождения строительства при том, что в рамках сопровождения геотехнических проектов на практике мы фиксируем значительное количество различного рода отклонений от проекта. На рис. 7.1 приведена схема применения системы интерактивного проектирования при реализации проекта. Транспонирование полученных в результате геотехнического мониторинга данных происходит через интерфейс первичного преобразования, который представляет компонент системы поддержки принятия решений (СППР) по ликвидации нештатных ситуаций [Авраменко В.П. Система поддержки принятия решений по ликвидации нештатных ситуаций// Радиоелектроніка. Інформатика. Управління. №2, 2009,- с.107-111], устройство отображения информации с выводом информации для наглядности и визуального восприятия на дисплей рабочего компьютера.

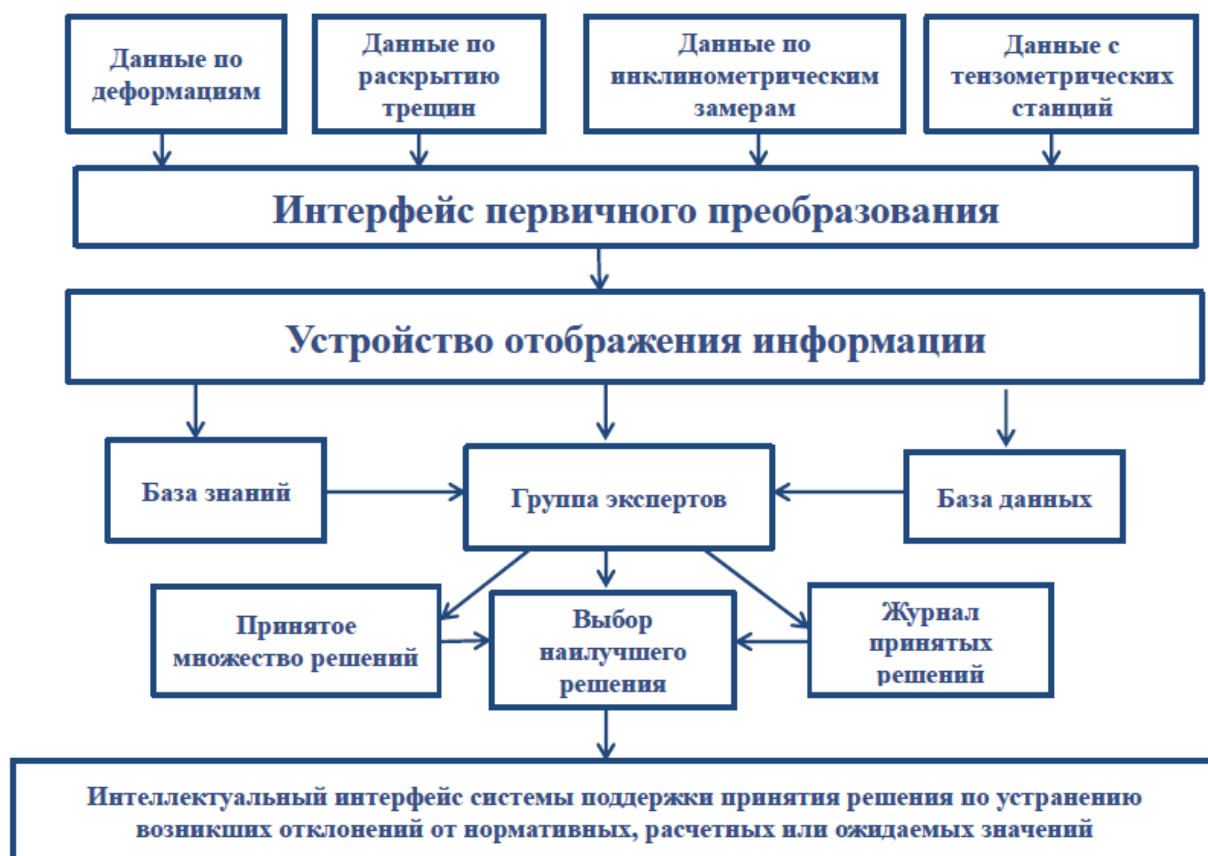


Рис.7.1. Схема системы интерактивного проектирования при реализации проекта

Информация поступает в группу экспертов, которые основываясь на опыте (база знаний) и данных геотехнического мониторинга (база данных), рассматривают варианты возможных решений для исключения наступления нештатной ситуации с учетом степени отклонения контрольных показателей от нормативных или проектных значений. Анализ поступающей информации проводимого геотехнического мониторинга позволяет определить возможное развитие инженерной ситуации, спрогнозировать поведение массива грунта и подземных конструкций при взаимодействии с ним на основе численного моделирования с использованием геотехнических программ.

При реализации проектов подземного и геотехнического строительства возникают ситуации, при которых необходимо выполнить корректировку расчетного обоснования и проектных решений из-за уточнения инженерно-геологических условий строительства, изменения исходных данных и с учетом влияния технологических процессов. СП 333.1325800.2017 требует при обосновании инвестиций создания инженерной цифровой модели местности (ИЦММ), которая должна служить источником информации для комплексной оценки, анализа инженерно-геологической среды и составления долгосрочных прогнозов на возможные изменения этих условий на период строительства и последующей

эксплуатации объекта. Геотехническая составляющая включается в модель в виде геоподосновы (ИЦММ), которая состоит из цифровой модели рельефа и цифровой модели здания. Геотехнические аспекты и геологические особенности местности должны быть отражены в геоподоснове и отдельно не рассматриваются.

Использование BIM- технологий и численного моделирования с возможностью совместных расчетов существующих зданий (основание, фундамент, подземные конструкции, надземные конструкции) для управления технологическим процессом геотехнических работ позволяет снижать издержки и уменьшает геотехнические риски. Опрос, проводимый среди строительных компаний с участием международного консалтингового агентства *McGraw Hill Construction*, обозначил основные преимущества внедрения BIM – технологий в проектно-строительную практику. Прежде всего это – сокращение ошибок (41%); повышение коммуникационной эффективности между руководителями и проектировщиками (35%); сокращение количества проектных изменений (31%); снижение стоимостных показателей строительства (23%); возможность более точно прогнозировать и в последующем контролировать расходы (21%); сокращение времени на реализацию проекта (19%).

На рис. 7.2 представлены составляющие процесса управления геотехническими рисками с использованием системы научно-технического сопровождения строительства, как центра планирования управления рисками.

Проведение научно-технического сопровождения регламентируется СП 539.1325800.2024 «Научно-техническое сопровождение инженерных изысканий, проектирования и строительства. Общие положения» с учетом положений СП 22.13330.2016, СП 248.1325800.2016, СП 305.1325800.2017, ГОСТ 27751-2014 «Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения»

Целью НТС, согласно СП 539.1325800.2024, является обеспечение надежности сооружений и их дальнейшей безопасности с учетом своевременного учета всех возможных техногенных и природных воздействий, возникающих в ходе строительства, содействия в решении сложных и наукоемких задач, возникающих в процессе строительства при выявленных отклонениях, для продолжения строительства, применения нестандартных расчетных методов, конструктивных и технологических решений [247].

Под научно-техническим сопровождением понимают комплекс работ научно-аналитического, методического, информационного, экспертно-контрольного и организационного характера, осуществляемых специализированными организациями в процессе изысканий, проектирования и возведения объектов строительства для обеспечения качества строительства, надёжности (безопасности, функциональной пригодности и

долговечности) зданий и сооружений, с учётом применяемых нестандартных проектных и технических решений, материалов и конструкций. [233,247]

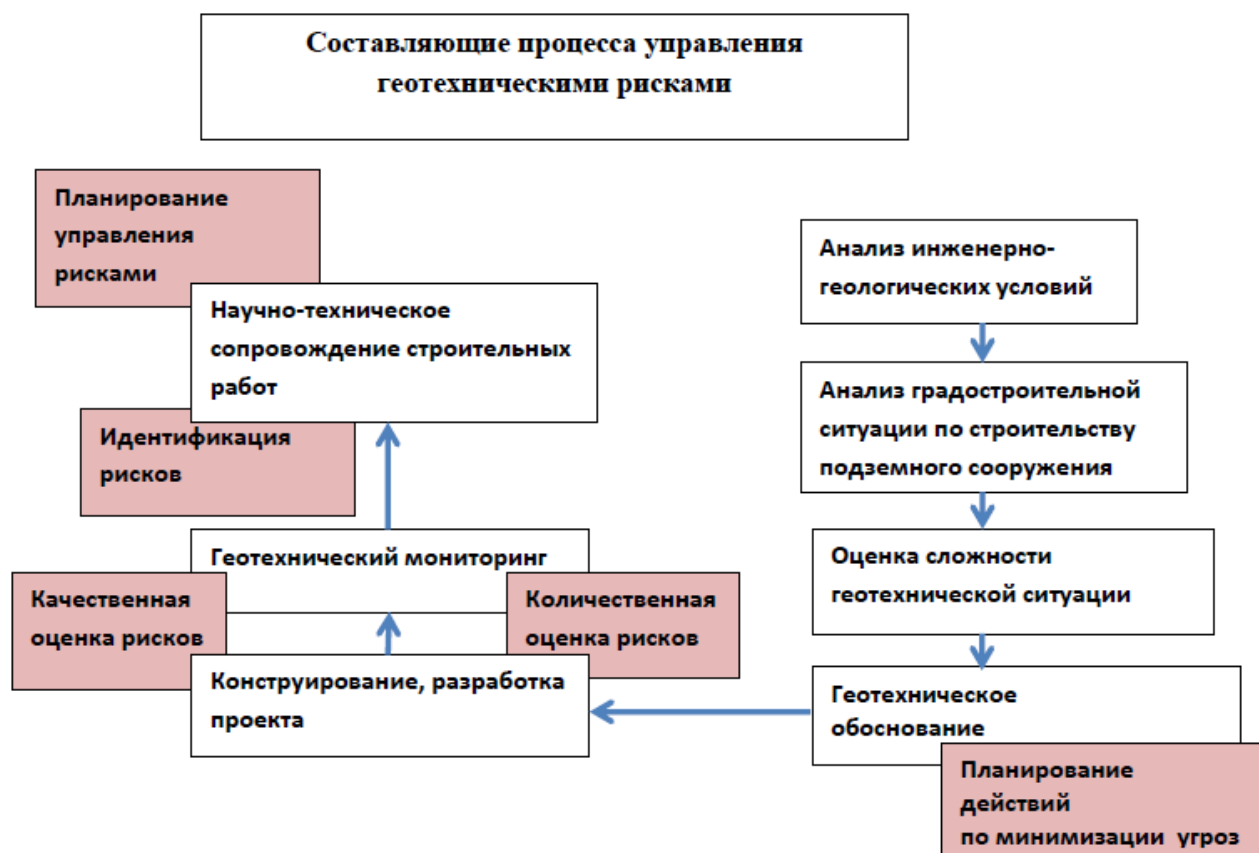


Рис.7.2. Схема управления геотехническими рисками

В таблице 7.1 представлена классификация основных возможных нештатных ситуаций, которые могут возникать при строительстве глубоких котлованов в слабых грунтах.

Таблица 7.1

**Классификация основных возможных нештатных ситуаций при строительстве глубоких котлованов в слабых грунтах**

№ п/п	Нештатная ситуация	Возможные причины возникновения нештатной ситуации	Возможный результат нештатной ситуации	Действия научно-технического сопровождения при строительстве (НТСС)
1	2	3	4	5
1.	Наличие валунных включений при откопке траншеи при устройстве конструкции	1.1.1.Несоответствие данных инженерно-геологических изысканий.	1.2.1. Отклонение конструкции «стена в грунте» от проектного положения; 1.2.2. Отсутствие технической возможности выполнения проектного решения по	1.3.1.Получение информации о фактическом положении валунных включений; 1.3.2. Разработка рекомендаций с определением способов проходки

	«стена в грунте»		<p>глубине конструкции «стены в грунте»;</p> <p>1.2.3. Возникновение условий образования каверн, пустот, разрывов в конструкции «стена в грунте»;</p> <p>1.2.4. Срыв сроков выполнения работ.</p>	<p>валунных включений;</p> <p>1.3.3. Диагностика последствий проходки валунных включений для конструкции «стена в грунте»</p>
2.	Сверхнормативные отклонения конструкций по геометрии	<p>2.1.1. Наличие валунных включений;</p> <p>2.1.2. Ошибки геодезической разбивки осей конструкции;</p> <p>2.1.3. Не соблюдение проектных решений при устройстве форшахты.</p>	<p>2.2.1. Возможно нарушение геометрических проектных габаритных размеров сооружения;</p> <p>2.2.2. Необходимость частичного демонтажа конструкции при нарушении габарита сооружения;</p> <p>2.2.3. Возникновение разрывов между панелями конструкции «стена в грунте» (из плоскости);</p> <p>2.2.4. Задержки выполнения работ на этапе экскавации.</p>	<p>2.3.1. Контроль исполнительной схемы форшахты, информация по возникающей нештатной ситуации при наличии валунных включения;</p> <p>2.3.2. Анализ возможных рисков отклонения конструкции «стена в грунте» от проектного положения;</p> <p>2.3.3. Численная проверка влияния возможного отклонения конструкции на устойчивость ограждения котлована;</p> <p>2.3.4. Выполнение поверочных расчетов; при значительных эксцентриситетах принять решение по усилению конструкции.</p>
3.	Деформации конструкции «стена в грунте», наличие трещин, и частичное нарушение сплошности конструкции «стена в грунте»	<p>3.1.1. Нарушение проектного решения;</p> <p>3.1.2. Не соблюдение требований проекта организации строительства;</p> <p>3.1.3. Не соблюдение регламентов и стандартов организаций;</p> <p>3.1.4. Вибрационное и динамическое воздействие на грунты при бурении буровых свай по железобетонной конструкции «стена в грунте», при дроблении валунов.</p>	<p>3.2.1. Развитие деформирования по всей плоскости конструкции «стена в грунте»;</p> <p>3.2.2. Деформации поверхности, дорог, трамвайных путей, инженерных коммуникаций;</p> <p>3.2.3. Деформации зданий и сооружений соседней застройки;</p> <p>3.2.4. Развитие процесса разрушения конструкции «стена в грунте» в зоне активного деформирования.</p> <p>3.2.5. Необходимость корректировки графика выполнения работ с возможной задержкой на</p>	<p>3.3.1. Визуальное и инструментальное техническое обследование участка с деформациями или нарушением сплошности;</p> <p>3.3.2. Анализ исполнительной документации по участку конструкции с нарушениями целостности;</p> <p>3.3.3. Выявление причин возникновения дефекта;</p> <p>3.3.4. Выполнение поверочных и прогностических расчетов с определением степени опасности для работоспособности конструкции «стена в грунте»</p> <p>3.3.5. Согласование технологической карты по устранению возникших дефектов, в том числе при</p>

			время ликвидации дефектов.	необходимости с мероприятиями по усилению конструкции.
4.	Обрушение конструкции «стена в грунте»	<p>4.1.1. Несоответствие качества выполненных работ проекту;</p> <p>4.1.2. Нарушения требований ПОС по размещению грузоподъемных механизмов и площадок складирования у бровки котлована, значительное превышение расчетного давления по поверхности от проектного значения;</p> <p>4.1.3. Техногенное воздействие на конструкцию из-за аварии на инженерных сетях.</p>	<p>4.2.1. Деформации поверхности, дорог, трамвайных путей, инженерных коммуникаций;</p> <p>4.2.2. Деформации зданий и сооружений соседней застройки;</p> <p>4.2.3. Разрушение конструкций объекта, необходимость его полного демонтажа и последующего восстановления.</p> <p>4.2.4. Необходимость корректировки сроков строительства, значительные финансовые капиталовложения на ликвидацию последствий и восстановление объекта.</p>	<p>4.3.1. Анализ поступающей исполнительной документации и замечаний авторского и строительного надзоров;</p> <p>4.3.2. Разработка рекомендаций по минимизации возможного негативного влияния на окружающую застройку и сохранение целостности конструкций сооружения;</p> <p>4.3.3. Выполнение поверочных расчетов, определение конструктивных мер по минимизации последствий нештатной ситуации;</p> <p>4.3.4. Информирование представителей Заказчика, ГАСН, Госгортехнадзора, МЧС, Администрации города о возможных социальных последствиях нештатной ситуации.</p>
5.	Затопление котлована, фильтрационные выпоры водопритока и массы со дна котлована	<p>5.1.1. Наводнение, подъем уровня воды в водоемах из-за нагонной волны;</p> <p>5.1.2. Наличие водовмещающих грунтов, не выявленных при инженерно-геологических изысканиях;</p> <p>5.1.3. Техногенные протечки инженерных сетей, связанные с переувлажнением грунтов;</p> <p>5.1.4. Ливневые дожди и активное снеготаяние, приводящие к резкому повышению уровня подземных вод.</p> <p>5.1.5. Низкое качество выполненной</p>	<p>5.2.1. Нарушение естественной структуры грунта, его переувлажнение, снижение физико-механических свойств;</p> <p>5.2.2. Изменение НДС сооружения, повышение давления на ограждающие котлован конструкции;</p> <p>5.2.3. Возникновение пльвинных процессов, поступление водоприточной массы в котлован, формирование мульды осадки вокруг сооружения;</p> <p>5.2.4. Деформации зданий и сооружений окружающей застройки, деформации инженерных сетей, нарушение их работоспособности;</p> <p>5.2.5. Невозможность продолжать работы\ из-за подтопления котлована, срыв</p>	<p>5.3.1. Анализ ситуации по результатам технического обследования источников поступления воды, наличия гидровыворотов, организации строительного водопонижения, построения дренажа с уточненным объемом водопритока в котлован;</p> <p>5.3.2. Численное моделирование гидрогеологической и гидрологической ситуации с учетом фактического водопритока;</p> <p>5.3.3. Разработка мероприятий по исключению гидровыворотов, изменению конфигурации строительного водопонижения с разработкой проекта;</p>

		конструкции «стена в грунте» , отсутствие сплошности ограждения котлована, некачественное изготовление ограничительных элементов;	срока выполнения работ;	
6.	Деформирование распорных конструкций	<p>6.1.1. Отклонения от проектных требований при монтаже конструкций;</p> <p>6.1.2. Ошибки проекта;</p> <p>6.1.3. Несоответствие поставленных для монтажа конструкций проектным требованиям;</p> <p>6.1.4. Изменение величины нагрузки из-за изменения конструктивной схемы работы ограждающей конструкции при наличии отклонений от проекта;</p> <p>6.1.5. Возникновение давлений, превышающих расчетные при техногенных или природных условиях;</p> <p>6.1.6. Влияние гидропрорыва по дну котлована;</p>	<p>6.2.1. Образование трещин в конструкции «стена в грунте», деформирование конструкции, возможна потеря устойчивости ограждающей конструкции с частичным обрушением;</p> <p>6.2.1. Образование при деформировании конструкции разрывов в сопряжении панелей конструкции «стена в грунте» с поступлением в котлован плавучих грунтов, изменение НДС системы: «ограждение котлована-распорные конструкции-грунтовый массив с внешней стороны котлована»;</p> <p>6.2.3. Возможны задержки в выполнении работ на период ликвидации нештатной ситуации.</p>	<p>6.3.1. Анализ исполнительной документации, данных геотехнического мониторинга , геотехнических расчетов и проектных решений;</p> <p>6.3.2. Выполнение поверочных расчетов с оценкой степени опасности потери устойчивости ограждающих конструкций;</p> <p>6.3.3. Разработка рекомендаций по усилению конструкций раскрепления котлована, изменения технологических этапов экскавации и устройства подземного сооружения;</p> <p>6.3.4. Разработка рекомендаций по закреплению грунтового массива в примыкании к ограждающей конструкции.</p>

В таблицу 7.1 на основе анализа практического опыта включены возможные нештатные прогнозируемые ситуации, при которых необходимо участие научно-технического сопровождения строительства (НТСС). Проведение НТСС по выявлению, локализации и устранению влияния возникающих прогнозируемых нештатных ситуаций на объект строительства, на существующие инженерные сети, здания и сооружения окружающей застройки рассматривается на основании представленного классификатора (таблица 7.1) и осуществляется по установленному алгоритму с учетом положений СП 359.1325800.2024 (таблица 7.2). Представленный алгоритм применим для действия НТСС в обстоятельствах при

возникновении нештатных, неучтенных и непредвиденных ситуаций во время выполнения строительных работ на всех этапах.

Таблица 7.2.

**Алгоритм научно-технического сопровождения строительства глубоких котлованов в условиях слабых грунтов (по СП 539.1325800.2024)**

<b>№ п/п</b>	<b>Этап НТСС/ направление НТСС</b>	<b>Задачи НТСС</b>
<b>1.</b>	<b>Подготовительный</b>	<b>Анализ исходных данных</b>
1.1.		Составление программы работ по НТС и заданий на геотехнический и иные виды мониторинга, согласование программы с Заказчиком (застройщиком) совместно с проектной организацией;
1.2.		Ознакомление с проектом сооружения станции, объемно-планировочными и конструктивными решениями;
1.3.		Ознакомление и анализ инженерно-геологических условий строительства;
1.4.		Ознакомление с организационно-технологической документацией ПОС, ППР, ПОР;
<b>2.</b>	<b>Основной</b>	<b>Основные работы</b>
2.1.	Анализ ИД	Анализ результатов геотехнического мониторинга;
2.2.	Анализ ИД	Анализ исполнительной документации;
2.3.	Анализ ИД	Информация от авторского надзора;
2.4.	Анализ ИД	Предписания и замечания от контролирующих и надзорных организаций;
2.5.	Контроль качества	Выборочное инженерно-техническое обследование в целях освидетельствования текущего состояния строящегося объекта и объектов, расположенных в зоне влияния
2.6.	Контроль качества	Выполнение поверочных расчетов при наличии отклонений контролируемых параметров по данным геотехнического мониторинга;
2.7.	Экспертная оценка	Локальная оценка проектных решений и проведение независимых экспертиз, расчетов и оценок выполненных строительных конструкций, в том числе при изменении проекта или обнаружении отклонений от проекта;
2.8.	Экспертная оценка	Экспертная оценка выполненных расчетов на возможность прогрессирующего обрушения и разработка рекомендаций по защите сооружения от прогрессирующего обрушения;
2.9.	Экспертная оценка	Оценка и анализ рабочей документации на предмет обеспечения механической безопасности, пригодности к нормальной эксплуатации, соответствию проектной документации заданию, соответствия нормам

		оформления. Проведение поверочных расчетов, проверка конструктивных решений на соответствие нормам и правилам конструирования.
2.10.	Контроль качества	Уточнение регламентов арматурных, бетонных и сварочных работ, контроль производства работ
2.11.	Контроль качества	Выборочная проверка качества поступающих строительных материалов, контракций, изделий на строительную площадку;
2.12.	Контроль качества	Выборочный контроль СМР на всех этапах строительства по программе НТС, при необходимости разработка предложений по изменению конструкций
2.13.	Контроль качества	Участие в комиссионной приемке (на всех этапах) особо ответственных узлов и конструкций, определенных в соответствии с утвержденной проектной документацией на основе условий договора на НТС между сторонами;
2.14.	Научно-технический консалтинг	Разработка рекомендаций по внесению изменений и дополнений в тома ТРК (если по результатам поверочных расчетов установлена необходимость усиления конструкций), ПОС, ПОР, ППР и регламенты при использовании новой техники, технологий, материалов и оборудования;
2.15.	Научно-технический консалтинг	Выполнение прикладных научных исследований по оценке совершенствования нормативной базы при строительстве на слабых грунтах
2.16.	Научно-технический консалтинг	Разработка рекомендаций, заключений и предложений по техническим вопросам, возникающим в процессе строительства сооружения, совершенствованию технологии СМР, оптимизации технических решений в соответствии с критерием оптимизации, установленным Заказчиком (застройщиком).
<b>3.</b>	<b>Составление отчетов (заключений)</b>	<b>Составление научно-технических отчетов (заключений) по объекту строительства</b>
3.1.	Промежуточные научно-технические отчеты (заключения)	Составляются на регулярной основе ежемесячно в соответствии с Программой НТСС. В случае обнаружения потенциальной угрозы безопасности объекта на основе проведенных поверочных расчетов и (или) установленных геотехническим мониторингом значений отклонения от предельных значений контролируемых параметров, составляется Заключение о необходимости принятия мер по обеспечению механической безопасности объекта с разработкой соответствующих рекомендаций, а при необходимости, устанавливаются требования о приостановке работ на объекте в связи с угрозой механической безопасности объекта.
3.2.	Итоговый научно-технический отчет (заключение)	Составляется на основе промежуточных научно-технических отчетов (заключений), обобщает данные проведенных работ по НТСС на объекте строительства.

Перед началом строительства, согласно представленному алгоритму, разрабатывается Программа НТСС, которая согласовывается с проектировщиком и утверждается застройщиком (техническим заказчиком).

Описание ситуации, сложившейся на одном из объектов в Санкт-Петербурге, показывает влияние сочетания различных геологических, гидрогеологических,

конструктивных и технологических факторов на инженерную ситуацию и формирование геотехнических рисков.

При проектировании, производстве работ по устройству глубоких котлованов в условиях городской застройки важным обстоятельством, определяющим технологические требования, состав и последовательность экскавационных работ является безопасность выполнения всего цикла подземных работ для окружающей застройки, существующих подземных коммуникаций, возводимых конструкций подземной части здания. Вопросы безопасности обеспечиваются комплексным подходом, который включает анализ инженерно-геологических и гидрогеологических условий площадки строительства, выполнение расчетного обоснования и экспертный анализ возможных вариантов ограждения котлована, обеспечения устойчивости откосов. При таком подходе, разработка проектного решения должна осуществляться с учетом уже имеющегося положительного опыта подземного строительства с использованием современных геотехнологий, принимая во внимание в качестве ключевых критерии высокой надежности, технологичности, экономической целесообразности. Одним из непреложных условий безопасного выполнения геотехнических и фундаментных работ, связанных с откопкой глубоких котлованов, является организация и осуществление в период всего строительства геотехнического мониторинга, состоящего из гидрогеологического сопровождения и с привлечением научных специализированных организаций.

Площадка строительства административного здания с многоуровневым подземным пространством в центральной части Санкт-Петербурга с глубиной откопки котлована 13,5 м (приямки под оборудование - до 15,3 м) расположена в непосредственной близости от р. Невы. Согласно данным исторической карты гидрографической сети города и островов дельты р. Невы на месте строительства располагалась заболоченная территория с прудами, засыпанными в XIX веке. В геологическом отношении с поверхности земли до глубины 0,6-4, 5 м участок перекрыт техногенными насыпными грунтами неоднородными по составу и плотности. Под насыпными грунтами залегает толща озерно-морских отложений ( mIV), которые представлены песками пылеватыми, мелкими, средней крупности, крупными и гравелистыми, а также суглинками пылеватыми текучепластичными. Пески имеют по данным зондирования среднюю плотность сложения. Мощность толщи песчаных отложений составляет 15,5 – 18,3 м. Вся она находится в водонасыщенном состоянии. Согласно проведенным исследованиям, пески средней крупности и крупные отнесены к сильно-проницаемым грунтам. Под слоем озерно-ледниковых отложений на глубине 18, 5- 22, 8 м залегают ледниковые отложения лужской морены (gIIIz), представленные супесями пылеватыми, пластичными с включениями гравия, гальки и валунов кристаллических пород.

По данным проведенных исследований, мощность ледниковых отложений на участке строительства составляет до 30,4 м. Разность отметок поверхности участка строительства составляла до начала строительных работ до 2,0 м с уклоном в сторону р.Невы. Уровень воды в р. Неве вблизи участка колеблется около абсолютной отметки 0,8 м. Уровень подземных вод на участке строительства гидравлически связан с уровнем воды в р. Неве, но расположен немного выше – на абсолютных отметках от 0,8 до 1,14 м.

Устраиваемый котлован имеет в плане размеры 50 х 70 м, максимальную глубину – 15,3 м и сооружался под защитой конструкции «стена в грунте» толщиной 800 мм, которая устраивалась до глубины 25 м.

При выполнении строительных работ по созданию котлована на глубине 7,9 м произошел прорыв водонасыщенной песчаной массы объемом до 150 м<sup>3</sup> с подтоплением части котлована и с образованием мульды сдвижения во внешней зоне рядом с ней. Параметры мульды, которая вышла за границы строительной площадки и развилась на проезжей части набережной, составили: ширина до 15 м, длинна около 10 м, глубина (максимальная) – 0,29 м. На момент прорыва фактический водопиток в котлован составил от 600 до 700 м<sup>3</sup>/сут.

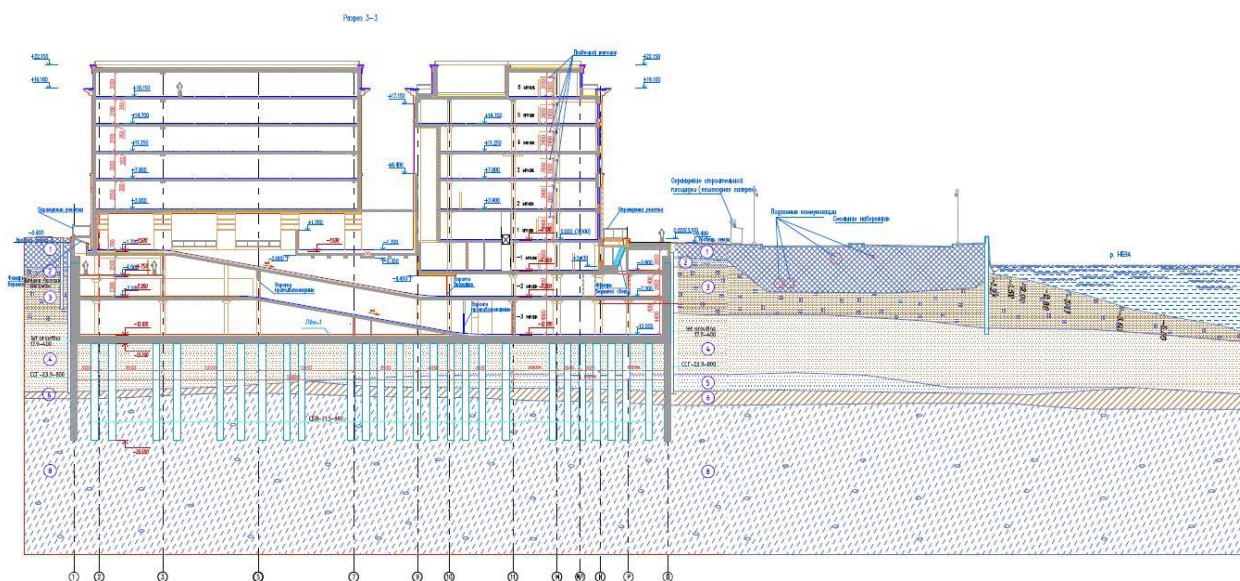


Рис.7.3. Разрез строящегося здания

Наблюдением было отмечено, что поступление воды в котлован происходило в виде восходящих потоков, разгружающихся на дне котлована с образованием «грифонов» на расстоянии от 1,5 до 3,5 м от ограждения котлована. Ликвидация прорыва осуществлена пригрузом дна котлована мешками с песком в объеме, достаточном для предотвращения дальнейшего развития данного гидрогеомеханического процесса. Разработка мероприятий по

безопасным условиям дальнейшего строительства котлована и подземного паркинга потребовала проведения дополнительного объема гидрогеологических работ и исследований, в выполнении которых принимали участие АО «НИИОСП им. Н.М. Герсевича», ЗАО «ЛЕНТИСИЗ» и ООО НПФ «КАРБОН». Мероприятия включали наблюдения за напорами и притоками воды, а так же их гидрогеологический и гидрогеомеханический анализ и прогноз с использованием численного моделирования.

По результатам инженерных изысканий установлено, что приповерхностная часть участка строительства, которая сложена насыпными грунтами имеет коэффициент фильтрации от 2 до 5 м/сут. Однако, при анализе фактических водопритоков в котлован на разработанной гидродинамической модели объекта было установлены значения коэффициентов фильтрации, значительно превышающие их значения. Залегающий ниже по разрезу комплекс озерно-морских послеледниковых отложений, включающий переслаивание песков (от мелкозернистых до крупнозернистых), гравия и пылеватых супесей, имеет изменяющийся коэффициент фильтрации для пород комплекса от 0,1 до 54 м/сут, а по анализу фактических притоков в котлован составил в среднем 15 м/сут. Расположенные в нижней части геологического разреза ледниковые пылеватые супеси Лужской морены имеют коэффициент фильтрации, определенный по результатам лабораторных исследований - 0,01 м/сут. По результатам полевых опытно-фильтрационных работ, включавших налив и откачку в одиночную скважину, средний коэффициент фильтрации ледниковых супесей оказался равным  $2,2 \times 10^{-4}$  м/сут. Следовательно, при разработке гидродинамической модели отложения Лужской морены рассматривались нами как относительный водоупор.

В процессе осуществления геотехнического мониторинга, который включал и гидрогеологическое сопровождение с измерением водопритоков в котлован. В процессе этих работ было установлено, что поступление воды в котлован происходит через его днище и обуславливается отсутствием совершенной завесы, функцию которой должно выполнять ограждающая котлован конструкция. Можно предположить, что поступление воды в зону откопки происходит через прослойки песчаных разностей в ледниковых отложениях – лужской морене, гидравлически связанных с р. Невой, через возможные нарушения целостности ограждающей конструкции в ее нижней части на участках распространения сильно-проницаемых грунтов, что могло привести к возникновению даже гидравлических «окон». Анализ водопритоков на гидродинамической модели позволил установить осредненный коэффициент фильтрации равный 0,11 м/сут. Возможное образование дефектов в нижней части ограждающей конструкции, так называемых гидравлических «окон», объясняется отсутствием достаточной исходной гидрогеологической информации, сложностями

устройства конструкции «стена в грунте» при проходке траншеи в несвязном водонасыщенном грунте при высоком коэффициенте фильтрации 54 м/сут, что требовало специальных мер по стабилизации окружающего выработку грунта за счет специальных утяжеляющих добавок в бентонитовый раствор, либо проведение предварительной кольматации указанных слоев сильно-проницаемых грунтов глинисто-цементными суспензиями до начала устройства конструкции «стена в грунте».

Несвязный грунт может перемещаться восходящим потоком воды вертикально вверх при критическом градиенте напора  $I_{кр}$ , который определяется по зависимости К. Терцаги:  $I_{кр} = (\gamma - \gamma_0)(1 - n) / \gamma_0$ , (где:  $\gamma$  – плотность частиц грунта,  $\gamma_0$  – плотность воды,  $n$  – пористость породы в долях единицы). Градиент напора  $I$  является отношением разности (перепада) напоров  $\Delta H$  на пути фильтрации  $l$  ( $I = \Delta H / l$ ). В рассматриваемом случае перепад напоров равен высоте столба воды у внешней стороны «стены» над дном котлована. При решении практических задач можно считать, что градиент, при котором может произойти выпор, обычно чуть больше единицы (1,1 – 1,2). При известной величине напора воды на внешней стороне ограждающей конструкции по отношению к отметке дна котлована несложным вычислением оценить величину пути фильтрации воды при случившемся выпоре. Данная методика может быть полезна и в случаях когда, ограждающая конструкция имеет по высоте дефекты – гидравлические «окна». Так, глубина дефекта в «стене», спровоцировавшего выпор, равна длине пути фильтрации за вычетом толщины «стены». Такая методика позволяет быстро оценивать глубину дефекта в «стене» и целенаправленно производить инъекционную герметизацию установленного дефекта через специальные скважины с внешней стороны ограждающей конструкции либо через устройство специальных инъекционных скважин через массив конструкции «стена в грунте».

Герметизация протечек в ограждающей конструкции в условиях хорошо водопроницаемых грунтов заключается в создании локальных или площадных противофильтрационных завес с использованием технологии высоконапорной инъекции «Jet Grouting», когда массив грунта обрабатывается и закрепляется цементным раствором под давлением 600 Bar с восстановлением сплошности ограждающей конструкции.

В условиях хорошо водопроницаемых грунтов считается, что самые большие градиенты возникают в пристенной зоне ограждения котлована при фильтрации непосредственно у самого дна котлована. При фильтрации через дно котлована вдали от ограждающей конструкции градиенты напоров измеряются не более, чем первыми десятками долями единицы (таблица 7.3). При таких малых градиентах напоров в потоке воды,

фильтрующей вертикально вверх через дно котлована, несколько снижаются эффективное напряжение в скелете грунта и плотность грунта на дне котлована.

Таблица 7.3

**Градиенты напоров при фильтрации воды в котлован  
через «стену в грунте» и через дно**

№№ п/п	Глубина котлована, м	Понижения уровня воды, м	Максимальные градиенты напора	
			на «конструкции» ограждения»	на дне котлована
1	2,3	0	0,00	0,00
2	4	1,7	0,50	0,01
3	6	3,7	2,67	0,05
4	8	5,7	4,60	0,10
5	10	7,7	6,46	0,13
6	13,5	11,7	9,57	0,16

При идеальной непроницаемости «стены в грунте», которая в нашем случае должна быть глубиной 54 м, водоприток в котлован не будет превышать  $23 \text{ м}^3/\text{сут}$ . В принятом техническом решении с глубиной ограждающей конструкции 25 м он фактически оказался достаточно большим. Исходя из производственных задач по строительству здания, в рамках гидрогеологического мониторинга с помощью численного моделирования выполнялись оперативные прогнозы водопритоков в котлован для условий полностью открытого дна и при среднем коэффициенте фильтрации ограждающей конструкции, равном  $0,11 \text{ м}/\text{сут}$ . Прогнозируемые водопритоки к различным участкам котлована при разных его глубинах показаны в таблице 7.4. Они мало отличались от фактических водопритоков. Например, при максимальной глубине дна котлована 13,5 м прогнозный водоприток равен  $3090 \text{ м}^3/\text{сут}$ , а установившийся фактический водоприток –  $3600 \text{ м}^3/\text{сут}$ .

Анализ указанной геотехнической ситуации показал, что использование технологии «стена в грунте», даже при значительных водопритоках в котлован, позволяет обустроить глубокие подземные пространства в условиях весьма водообильных грунтов вблизи водоемов с неограниченными запасами воды при достаточно низких

понижениях естественных уровней подземных вод на окружающих территориях. Так, по результатам режимных наблюдений за уровнями воды в наблюдательных скважинах, расположенных вдоль всего периметра котлована в нескольких метрах от внешней стороны «стены в грунте», уровень воды в них в среднем (при водопритоке в котлован 3600 м<sup>3</sup>/сут) не опускался ниже, чем на 1,0 м. Этот результат достигнут благодаря тому, что «стена» была заглублена в слой относительного водоупора, и все водопонижительные скважины и иглофильтровые установки были оборудованы внутри котлована.

Таблица 7.4

**Распределение водопритоков в котлован  
по его сторонам при различных глубинах дна в м<sup>3</sup>/сут**

№№ п/п	Глубина котлована, м	Водоприток в котлован, м <sup>3</sup> /сут				
		через «стену в грунте» со стороны			через дно	всего
		Невы	застройки	боков		
1	4	540	320	580	210	1650
2	6	400	110	300	1190	2000
3	8	350	90	200	1640	2280
4	10	320	160	270	2020	2770
5	13,5	290	250	370	2180	3090

Учитывая изложенное, следует подчеркнуть, что при использовании BIM – технологии важным направлением остается задача интеграции инженерно-геологических условий в цифровую модель с возможностью интерактивного регулирования гидрогеологических, инженерно-геологических и геотехнических условий строительства с целью безопасного выполнения подземных работ.

При гидрогеологическом сопровождении технология «стена в грунте» может использоваться для ограждения глубоких котлованов в несвязных водообильных грунтах с коэффициентами фильтрации до 15 м/сут и более.

В процессе реализации проекта, была разработана и внедрена отработана методика обнаружения мест нарушения сплошности восстановления целостности конструкции «стена в грунте» с использованием технологии высоко-напорной инъекции Get Grouting.

При устройстве котлованов внутри застроенных территорий обязательным условием безопасности выполнения работ является выполнение строительного водопонижения в дренаже, водопонижительных скажин или использования иглофильтров внутри котлована, имеющем ограждающую конструкцию замкнутого типа.

## **7.2. Использование интерактивного наблюдательного метода при наличии аварийных ситуаций и для обеспечения безопасности строительных геотехнических процессов в условиях плотной городской застройки на слабых грунтах**

При строительстве зданий, заглубленных и подземных сооружений в плотной городской застройке важным фактором, определяющим безопасность строительства, является осуществление геотехнического мониторинга с расчетной оценкой изменения напряженно-деформированного состояния в основных конструктивных элементах подземного сооружения или подземной части строящегося здания. Своевременная оценка усилий, возникающих в конструкциях строящегося сооружения, характер развития деформаций ограждающих конструкций котлована позволяют принять оптимальное решение по конструкциям и технологии устройства подземной части строящегося здания. В качестве такого примера рассматривается строительство жилого дома со встроенными помещениями и подземной автостоянкой в объединённой охранной зоне исторического центра Санкт-Петербурга, в Центральном районе, на Стремянной ул.

Окружающая застройка представляет собой исторически сложившийся жилой квартал центральной части города, состоящий из жилых зданий малой этажности, постройки XVIII–XIX вв. Площадка строительства расположена в условиях плотного примыкания к соседним домам, один из которых, по Стремянной ул., является выявленным объектом культурного наследия – «Дом А.Ф. Мюзера» 1885 г. постройки, арх. В.В. Шауб.

В геологическом строении участка в пределах глубины бурения, по данным ПК «Универсал» принимают участие современные техногенные, морские и озёрные отложения, верхнечетвертичные озёрно-ледниковые и ледниковые отложения, среднечетвертичные озёрно-ледниковые отложения и верхнепротерозойские отложения.

Геологическое строение участка строительства является характерным для центральной части Санкт-Петербурга. Пылевато-глинистые грунты с растительными остатками, слагающие верхнюю часть разреза до глубины 9,5 м, являются слабыми, водонасыщенными, сильносжимаемыми и обладают целым рядом отрицательных строительных свойств (при динамическом воздействии они приобретают плавунные свойства, значительно снижается структурная прочность). Пески пылеватые, насыщенные водой, при нарушении условий естественного залегания и динамическом воздействии разжижаются и переходят в плавунное состояние; супеси пылеватые с примесью органических веществ являются сильносжимаемыми грунтами и обладают тиксотропными свойствами; суглинки слоистые и ленточные при нарушении естественного сложения и промерзании теряют структурную прочность и переходят в текучее состояние. Нарушение условий естественного залегания грунтов на участке и динамическое воздействие на них работающей техники могут

спровоцировать деформации примыкающих зданий, суффозионные процессы. Моренные отложения, представленные суглинками лёгкими пылеватыми и глинами пылеватыми твёрдыми, находятся на глубине 9,5 м.

Установившийся уровень грунтовых вод зафиксирован на глубине 1,8-2,2 м.

В целом, площадка, вследствие наличия мощной толщи (до глубины 9,5 м) слабых сильносжимаемых грунтов ( $E=4,0$  МПа), характеризуется сложными инженерно-геологическими условиями (СП 11-105-97, часть 1, ТСН 50-302-2004, п.7,11).

**Конструктивное решение строящегося здания.** Строящееся здание по ул. Стремянная, представляет собой жилой дом бизнес-класса со встроенными помещениями и подземной автостоянкой. Его размеры в плане составляют 20×45 м. Здание имеет 7 надземных и 1 подземный этаж, предназначенный для размещения подземной автостоянки. Общая высота здания от уровня отметки планировки составляет 26,750 м, высота подземной части – 3,750 м.

Конструктивная схема здания – каркасно-стеновая. Несущие стены, колонны и перекрытия здания выполнены из монолитного железобетона. Наружные стены – кирпичные самонесущие. Фундамент здания – свайный, сваи диаметром 640 мм и длиной 30 м от поверхности земли изготавливаются под защитой обсадной трубы. Несущим слоем свай служат суглинки лёгкие пылеватые с гравием, галькой, с прослоями песка с супесями тугопластичные ( $\gamma_{II}=2,08$  т/м<sup>3</sup>;  $\varphi_{II}=23^\circ$ ;  $c_{II}=0,15$  кг/см<sup>2</sup>;  $E=12$  МПа). Несущим слоем плиты ростверка служат пески пылеватые с растительными остатками плотные насыщенные водой ( $\gamma_{II}=2,07$  т/м<sup>3</sup>;  $\varphi_{II}=35^\circ$ ;  $c_{II}=0,04$  кг/см<sup>2</sup>;  $E=24$  МПа).

**Характеристика примыкающих зданий.** Непосредственно к площадке строительства примыкают жилые дома по адресу: ул. Стремянная, д. 13 и Поварской пер., д. 3.

Здание по адресу: ул. Стремянная, д. 13 – 6-4 – этажное, с цокольным этажом и чердаком, с продольными и поперечными несущими кирпичными стенами. Здание №3 по Поварскому пер. – 5-4 – этажное, с цокольным этажом, полуподвалом и чердаком, с продольными и поперечными несущими кирпичными стенами. Фундаменты зданий – бутовые, ленточные, глубиной заложения 2,50 м и шириной подошвы 0,70 м. Основанием фундаментов служат пески пылеватые с растительными остатками плотные насыщенные водой ( $\gamma_{II}=2,07$  т/м<sup>3</sup>;  $\varphi_{II}=35^\circ$ ;  $c_{II}=0,04$  кг/см<sup>2</sup>;  $E=24$  МПа). На основании обследования, выполненного в 2010 году, зданиям присвоена II категория технического состояния.

В целях обеспечения сохранности здания при дальнейших строительных работах и ограничения дальнейшего развития существующих трещин, предварительно, до начала производства строительных работ на площадке, примыкающие к участку строительства стены домов были усилены – фундаменты существующих зданий и снесённого объединены

совместным ростверком и пересажены на сваи Titan 73/53 длиной 22 м, выполненные с шагом 1 м. Учитывая выполненное усиление, при расчётах ограждения котлована на основании передавалось 50% нагрузки от существующих зданий.

**Разработка котлована комплексным методом.** Для обеспечения надежного производства работ при устройстве шпунтового ограждения, сохранности окружающей застройки, а также для снижения стоимости и продолжительности строительства разработка котлована производилась комплексным методом, совмещающим частичную отрывку котлована открытым способом и последующую отрывку котлована по технологии «Top-Down».

В качестве ограждения использовался шпунт Ларсен 5-УМ переменной длины (14 м и 16 м), погружаемый способом статического вдавливания при помощи установки STILL WORKER WP-150 и принятый на основании расчёта при заделке в несущий слой грунта. Котлован в плане имеет прямоугольную форму размерами 46,3×20,8 м. Глубина котлована составляет 4,27 м.

Учитывая наличие слабых грунтов, а также недопустимость развития осадок зданий исторической застройки, вплотную примыкающих к котловану, была разработана последовательность проведения работ нулевого цикла комплексным методом в 3 этапа.

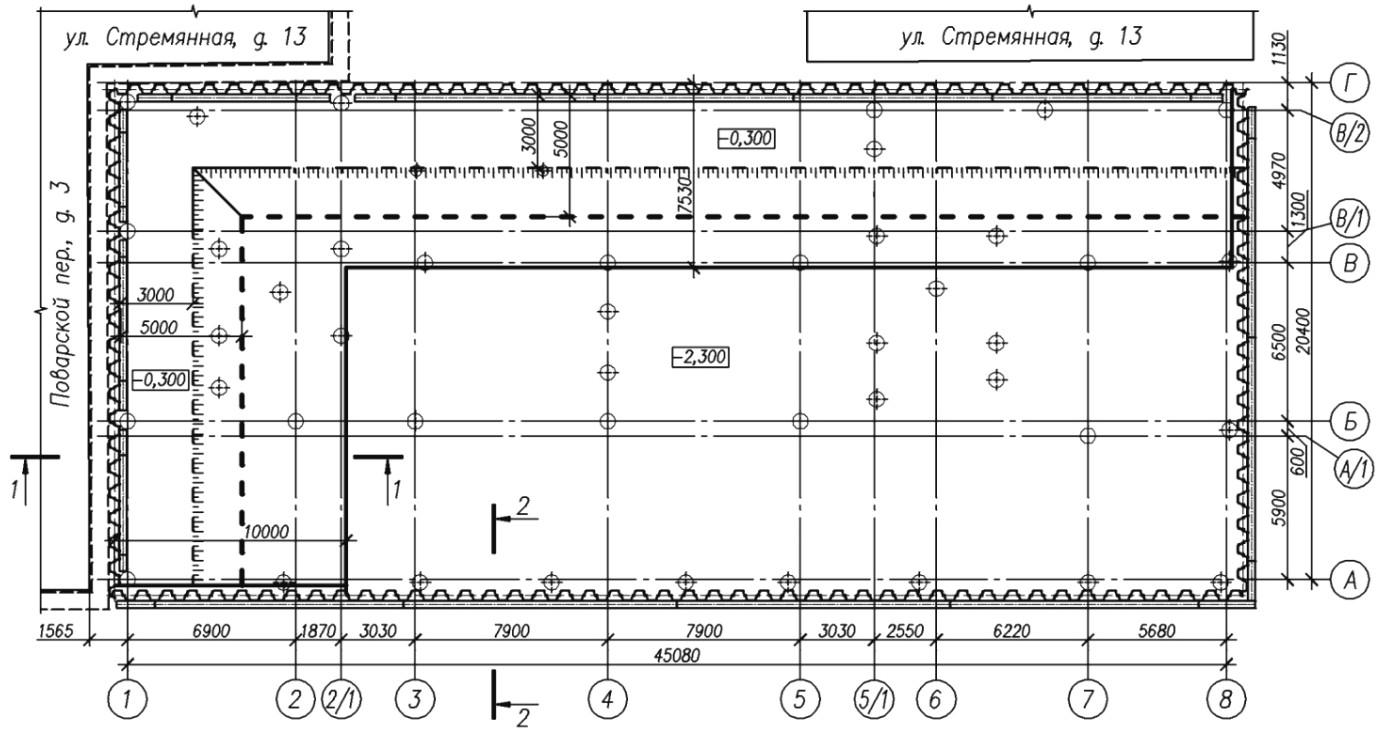
*1 этап.* После устройства шпунтового ограждения, обвязочных балок по его периметру и изготовления свай, в зоне примыкания к существующим зданиям проектом предусматривалось устройство «Г»-образной части железобетонной плиты перекрытия, выполняющей роль первого распорного уровня крепления ограждения (рисунок 7.4 а). Ширина участков перекрытия составила ~ 7,0 м. Далее производилась откопка части котлована до проектной отметки открытым способом с оставлением откосов по периметру шпунтового ограждения со стороны примыкания его к существующим зданиям (рисунок 7.4а,б). После завершения откопки выполнялось бетонирование фундаментной плиты ростверка в пределах разработанной части котлована.

*2 этап.* На втором этапе работ нулевого цикла предусматривалась срезка части откосов до глубины 2,2 м с оставлением грунтовых берм у зданий с целью установки второго уровня распорной системы ограждения котлована – обвязочных балок с металлическими раскосами и подкосами (рисунок 7.5а,б). Подкосы одним концом опирались в торец фундаментной плиты, другим – в устроенные обвязочные балки 2-ого уровня.

*3 этап.* После устройства второго уровня распорной системы ограждения котлована бетонировалась оставшаяся часть плиты перекрытия. Далее разработка котлована осуществлялась по технологии «Top-Down», что позволило заключительные работы нулевого

цикла производить одновременно с возведением надземной части здания. После разборки грунтовых брем выполнялось бетонирование участков фундаментной плиты, примыкающих к шпунтовому ограждению, и осуществлялся демонтаж подкосов.

а)



б)

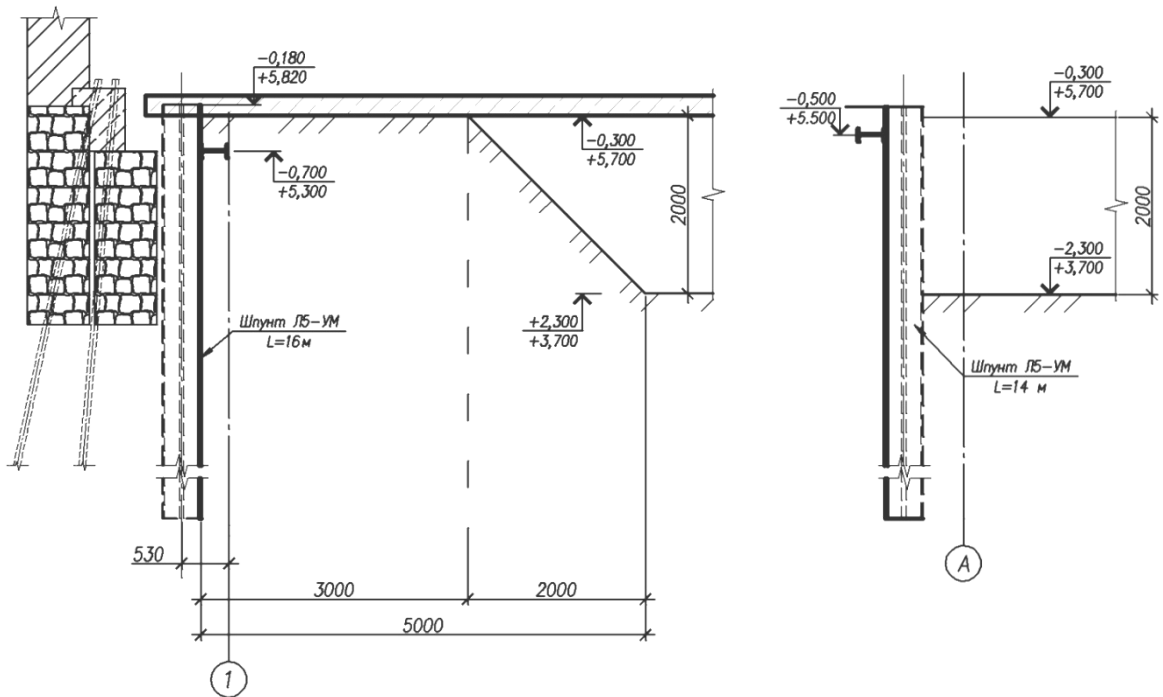
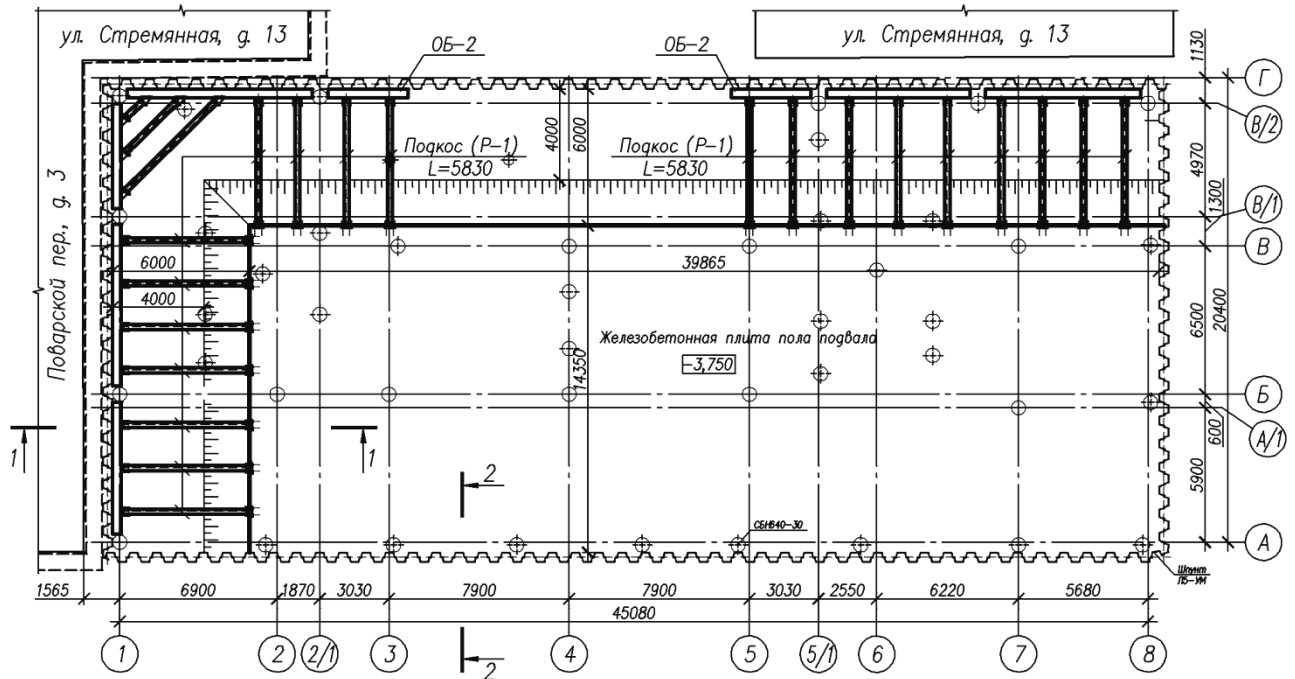


Рис. 7.4. а) схема разработки котлована комплексным методом на этапе 1;  
б) разрез 1-1, разрез 2-2.

а)



б)

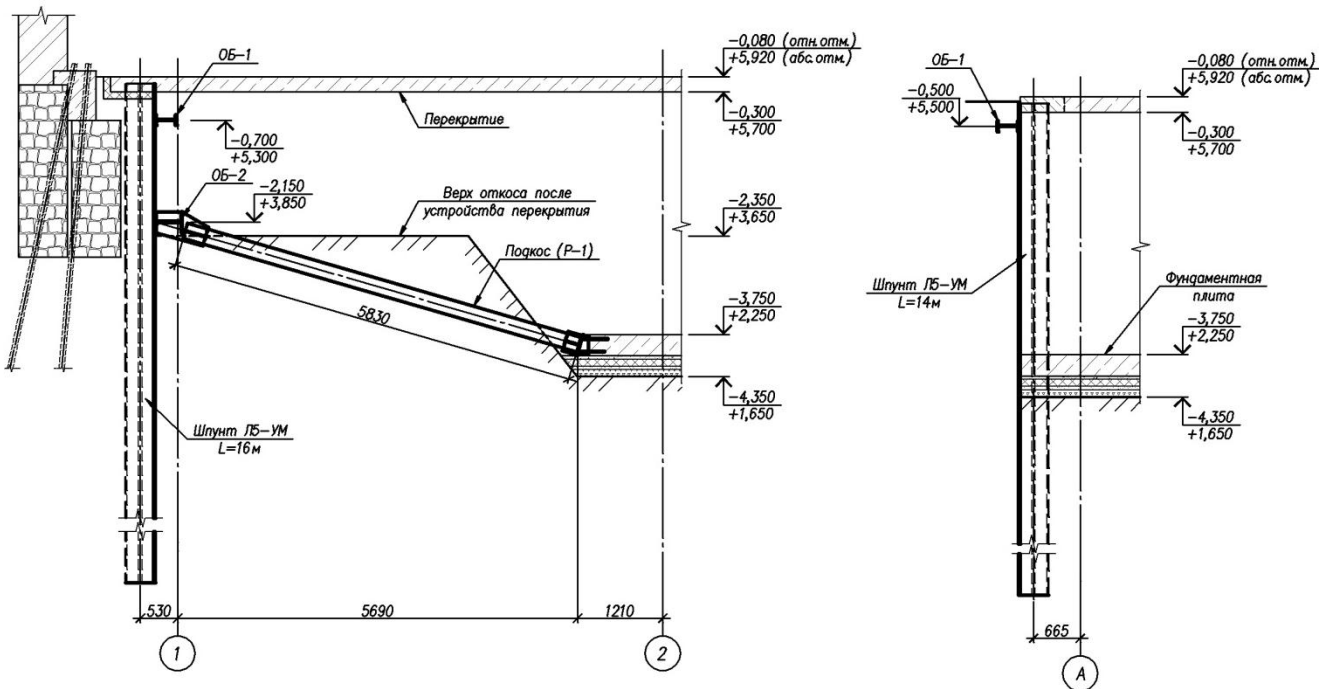


Рис. 7.5. а) схема разработки котлована комплексным методом на этапе 2;  
 б) разрез 1-1, разрез 2-2.

При производстве работ по возведению здания ООО ФПГ «РОССТРО» - ПКТИ» под руководством Левинтова Г.В. осуществлялся постоянный мониторинг за домами окружающей застройки (установлено 43 осадочные марки). На основании результатов наблюдения был

выполнен анализ влияния строительных работ на осадки примыкающих жилых домов. Положение деформационных марок на существующих зданиях и расстояние между ними приведено на рисунок 7.6.

Комплексная технология возведения здания, сочетающая открытую разработку котлована с методом строительства «top-down» позволила не только оказать наименьшее воздействие на примыкающие непосредственно к строящемуся жилые дома, но и значительно ускорить продолжительность возведения нулевого цикла, сократить затраты на применение малогабаритной техники при производстве работ.

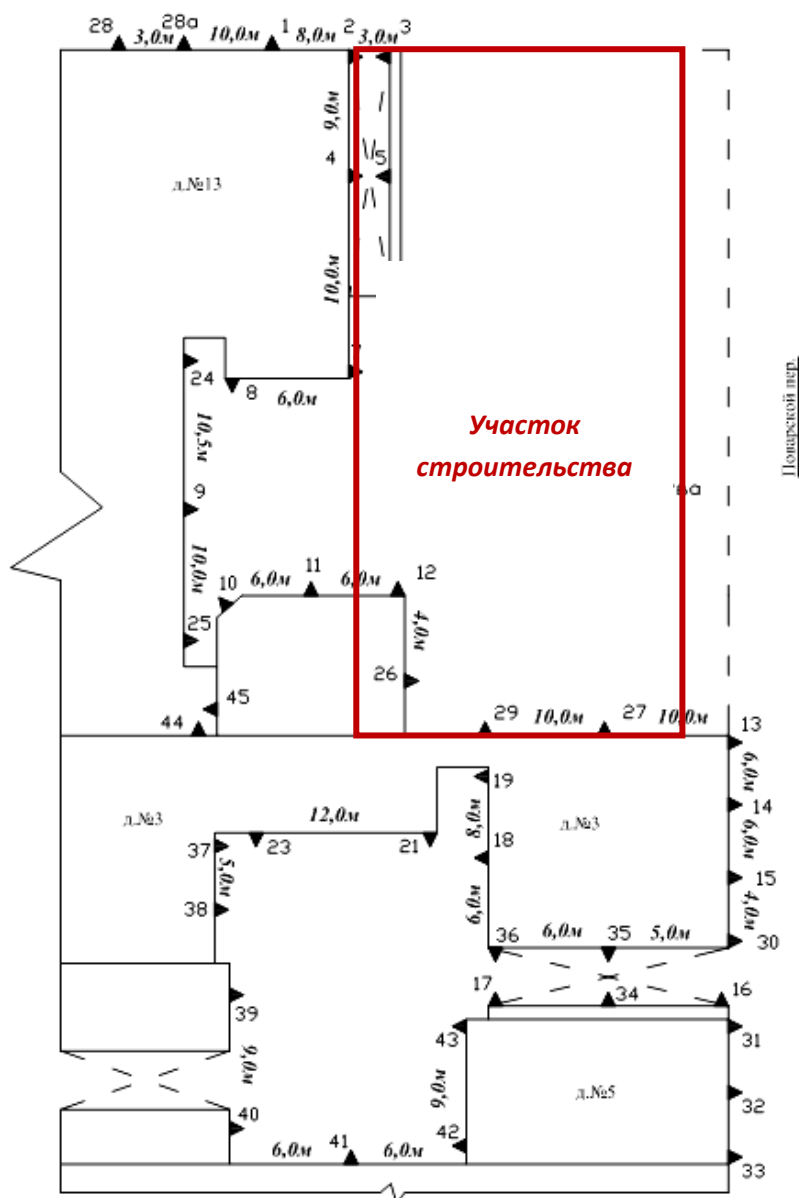


Рис. 7.6. Схема расположения деформационных марок.

Оценка влияния различных видов работ на деформации примыкающих зданий выполнена на основании анализа осадок наиболее характерных марок, показавших наибольшее смещение

– марки №5 и №12, установленные на доме №13 по Стремянной улице (рисунок 7.7), и марки №13 и №19 установленные на здании №3 по Поварскому переулку (рисунок 7.8).

Таблица 7.5.

**Оценка влияния видов строительных работ на деформации соседних зданий**

№	Вид работ	Влияние отдельного вида работ, %	
		ул. Стремянная, д. 13	Поварской пер., д. 3
1.	Погружение шпунта (А)	41	40
2.	Устройство свай (Б)	17	9
3.	Устройство распорной части перекрытия (Г)	4	9
4.	Разработка части котлована открытым способом (Д)	11	7
5.	Устройство оставшейся части перекрытия (Е)	3	4
6.	Разработка оставшейся части котлована закрытым способом (Ж)	3	10
7.	Устройство надземной части здания (З)	21	21

Примечание: В – вспомогательные работы нулевого цикла

Полученные результаты показывают, что наиболее существенное влияние на деформации окружающей застройки оказывают работы по погружению шпунта – в среднем 40-41% от общей осадки примыкающих зданий. В меньшей мере на окружающую застройку влияет устройство свай (9-17%) и возведение надземной части здания (21%). Разработка котлована открытым способом хотя и оказывает немного большее воздействие на деформации примыкающих домов (7-11%), чем выемка грунта малогабаритной техникой (3-10%), но позволяет существенным образом сократить продолжительность этих работ, а соответственно и время воздействия на окружающие здания.

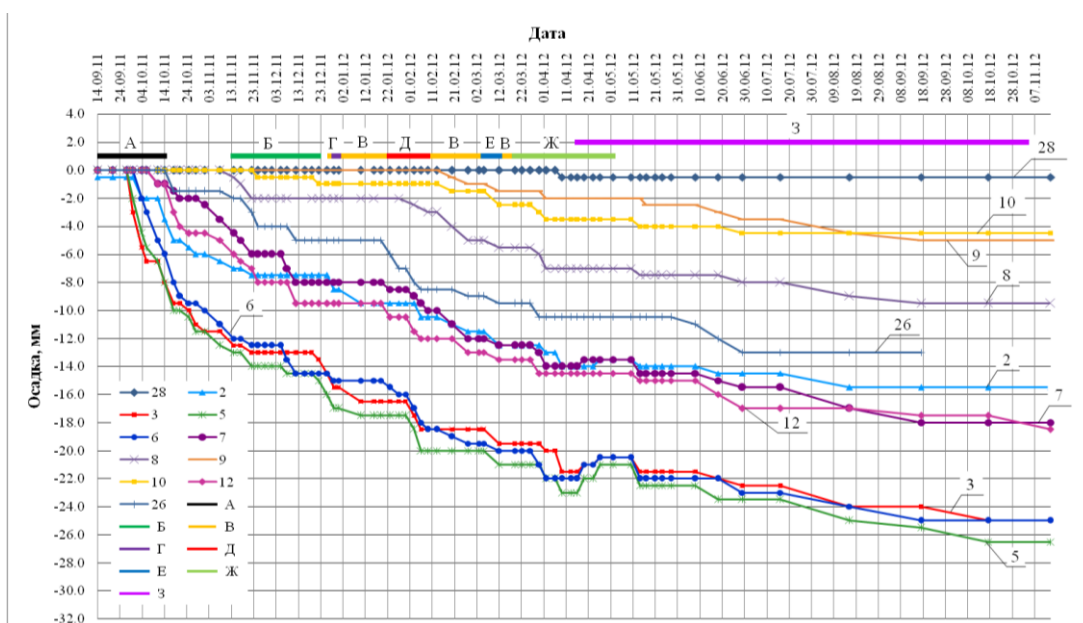


Рис. 7.7. График развития осадок по маркам 2, 3, 5-10, 12, 26 (ул. Стремянная, д. 13)

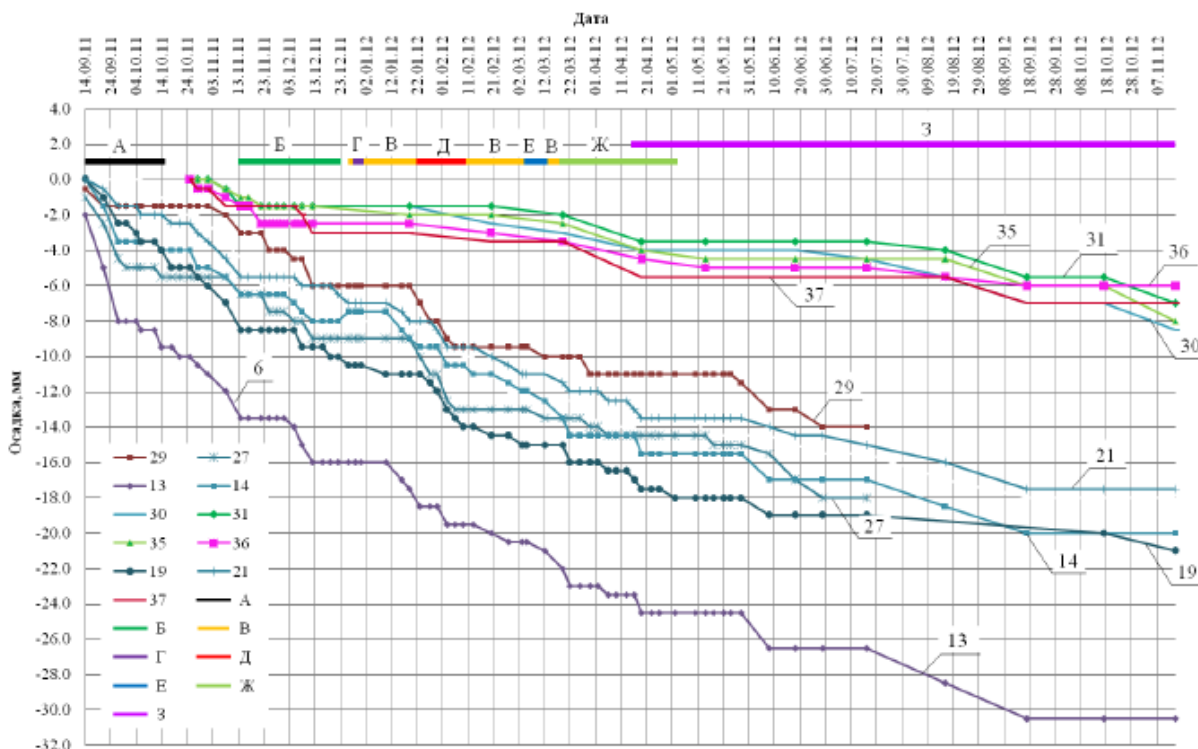


Рис. 7.8. График развития осадок по маркам 13, 14, 19, 21, 27, 29-31, 35-37 (Поварской пер., д. 3)

На сохранность исторической застройки, однако, гораздо больше влияет не величина осадки, зафиксированной на отдельных марках, а относительные максимальные различия осадок на различных участках зданий.

Таблица 7.6

**Наибольшие относительные различия осадок по деформационным маркам, расположенным на доме № 13 по ул. Стремянная маркам**

№ марок	Осадки марок S, мм	Разность осадок ΔS, мм	Расстояние между марками l, м	Относительная разность осадок ΔS/l
3	25,0	9,5	3,0	0,00317
2	15,5			
2	15,5	15,0	21,0	0,000714
28	0,5			
7	18,0	2,5	19,0	0,000132
2	15,5			
12	18,5	14,0	12,0	0,00117
10	4,5			

**Наибольшие относительные разности осадок по деформационным маркам,  
расположенным на доме № 3 по Поварскому пер.**

№ марок	Осадки марок S, мм	Разность осадок $\Delta S$ , мм	Расстояние между марками l, м	Относительная разность осадок $\Delta S/l$
13 30	30,5 8,5	22,0	16,0	0,00137
13 29	30,5 14,0	16,5	20,0	0,000825
13 19	30,5 21,0	9,5	11,0	0,000864
29 36	14,0 6,0	8,0	16,0	0,0005

Полученные величины относительных неравномерностей позволяют сделать вывод, что в среднем деформации зданий равномерные и не превышают предельно допустимых величин, установленных нормами.

Строительство современных зданий с развитым подземным пространством в один или несколько этажей в условиях плотной исторической застройки центральной части Санкт-Петербурга является довольно сложной и актуальной в настоящее время задачей. В условиях слабых грунтов Санкт-Петербурга производство работ по устройству подземного объема зданий, несомненно, оказывает существенное влияние на состояние окружающей застройки, вызывая неравномерные деформации и осадки. Расчетное обоснование с учетом изменения НДС к конструкциям строящегося подземного сооружения и соответствующие проектные конструкторские решения позволяют уменьшить зону влияния строительства, уменьшить значения дополнительных деформаций соседних домов, однако, как показывает практика. Полностью избежать их не удастся. Рассмотренный комплексный способ возведения одного из таких зданий, совмещающий открытую разработку котлована и строительство методом «top-down», позволил щадящим образом вести работы вплотную к примыкающим зданиям, и сократить продолжительность отдельных видов работ.

Мониторинг и анализ деформаций окружающих жилых зданий, измеренных в процессе строительства, позволил оценить влияние отдельных видов работ нулевого цикла на их общую осадку. Наибольшее воздействие на деформации домов оказали работы по погружению

шпунта, прирост осадки зданий в процессе его устройства составил 40% от её общего значения за весь период работ по возведению здания. В меньшей мере влияние оказало устройство свай и возведение наземной части здания. Прирост осадки в процессе разработки котлована как открытым способом, так и по технологии «Top-Down» оказался минимальным и практически не повлиял на состояние окружающих зданий.

### **7.3. Основные принципы выбора контролируемых параметров и определения контрольных точек геотехнического мониторинга для обеспечения безопасности существующих зданий, находящихся в зоне влияния подземного строительства**

Активное освоение подземного пространства в центре города – очень трудный процесс. Сложные инженерно-геологические условия центральной части Санкт-Петербурга, непосредственное примыкание к участку застройки существующих исторических зданий XVIII – XIX вв. постройки, возведённых на естественном основании и, самое главное, значительная глубина подземного объёма проектируемого здания, создают основные трудности при освоении строительных площадок в центральной части города. Большая глубина разрабатываемых котлованов предполагает мощные системы ограждений со сложными распорными раскреплениями, что в свою очередь существенным образом усложняет и удорожает как проектные решения, так и, главным образом, проведение строительно-монтажных работ. Серьёзный комплекс расчётов по проектированию системы ограждения котлованов и качественное производство работ на площадке должны в полной мере обеспечивать безопасность на участке и сохранность окружающих зданий. Но даже при качественно рассчитанном и проработанном проекте можно наблюдать аварийные ситуации, вызывающие значительные деформации соседней застройки. Причины аварий могут быть различными: неполное соответствие реальных геологических условий результатам изысканий, технологическое воздействие при производстве работ, особенности применяемых машин и механизмов и многое другое. И предугадать возможное аварийное развитие строительного сценария сложно, а порой, и не возможно.

Выявить влияние и развитие неблагоприятных факторов при производстве работ позволяют регулярные наблюдения за ходом строительства – внедрение и использование комплексной системы мониторинга. Она включает целый комплекс инструментальных измерений (геодезические наблюдения, инклинометрия, тензометрия и др.), позволяя:

- производить постоянные, нередко в режиме реального времени, наблюдения за процессом производства работ;

- оценивать состояние и обеспечивать сохранность возводимых конструкций со своевременным выявлением дефектов;
- обеспечивать надёжное (безаварийное) производство работ на всех этапах строительства (работы по демонтажу окружающих зданий, устройство ограждающей конструкции и удерживающей системы, выполнение свай, экскавация грунта из котлована, сооружение подземной и наземной частей здания в целом и пр.);
- оценить правильность прогнозов, принятых методов расчёта и проектных решений;
- снизить стоимость и продолжительность строительства за счёт возможной корректировки проектно-технологических решений.

В СП305.1325800.2017 определены контролируемые параметры при геотехническом мониторинге вновь возводимых и реконструируемых сооружений, конструкций ограждения котлована, массива грунта, окружающего вновь возводимые и реконструируемые сооружения; сооружений окружающей застройки, расположенных в зоне влияния нового строительства или прокладки инженерных коммуникаций; подземных инженерных коммуникаций, расположенных в зоне влияния нового строительства (реконструкции) или при прокладке подземных инженерных коммуникаций.

Состав контролируемых параметров для каждого объекта определяется на основе результатов геотехнического обоснования анализа геотехнической ситуации площадки, наличия в непосредственной близости от строительной площадки зданий исторической застройки, конструктивных особенностей возводимого сооружения, геотехнической категории площадки по рекомендациям СП 22.13330.2016 и особенностей инженерно-геологических условий территории [233].

Контролируемыми параметрами для вновь возводимого сооружения в соответствии с рекомендациями СП 305.1325800.2017 [243] назначаются следующие :

- осадки фундаментов;
- относительная разность осадок;
- крен;
- напряжение под подошвой фундаментов;
- послойные осадки грунтов основания;
- напряжения под пятой свай и в стволе свай;
- усилия в грунтовых анкерах;
- напряжения в конструкциях подземной части (фундаменты, колонны, перекрытия);
- уровень подземных вод;
- поровое давление и др.

В качестве примера применения комплексной подхода к проведению геотехнического мониторинга рассматривается строительная площадка, расположенная в историческом центре Санкт-Петербурга (рисунок 7.9). Описание строительной ситуации площадки, анализ инженерно-геологических условий приведен в п.7.1 настоящей главы.



Рис.7.9. Общий вид площадки строительства

Участок застройки имеет целый ряд факторов, осложняющих проведение работ при строительстве здания – близкое расположение охраняемых исторических зданий, сложные инженерно-геологические условия и, при этом, большая глубина запроектированного котлована, предполагающая устройство мощной системы ограждения и щадящей технологии ведения строительных работ.

Фундамент здания – свайный, с плитой ростверка толщиной 1100 мм. Для устройства свайного основания приняты буровые сваи  $\varnothing 880$  мм длиной 21,5 м, которые выполняются с отметки -4,000 м.

Большая глубина подземного объёма здания, сложные геологические условия площадки и близкое расположение окружающих зданий предопределили разработку мощной системы ограждения. Общая глубина котлована под здание составляет 13,1 м от поверхности земли. Для обеспечения устойчивости грунта и исключения развития дополнительных осадок под фундаментами существующих зданий окружающей застройки во время производства работ на площадке, ограждение котлована запроектировано в виде железобетонной «стены в грунте» длиной 23,9 м и толщиной 800 мм, выполняющей одновременно функции подпорной стенки и противодиффузионной завесы. Конструкция опирается на супеси пылеватые с гравием и галькой, пластичные с модулем деформации  $E = 16$  МПа, показателем текучести  $I_L = 0,39$ , коэффициентом пористости  $e = 0,462$ .

Разработка котлована предусмотрена по щадящей технологии «top-down» с последовательным устройством междуэтажных перекрытий подземных этажей и фундаментной плиты здания, выполняющих роль распорных креплений ограждения.

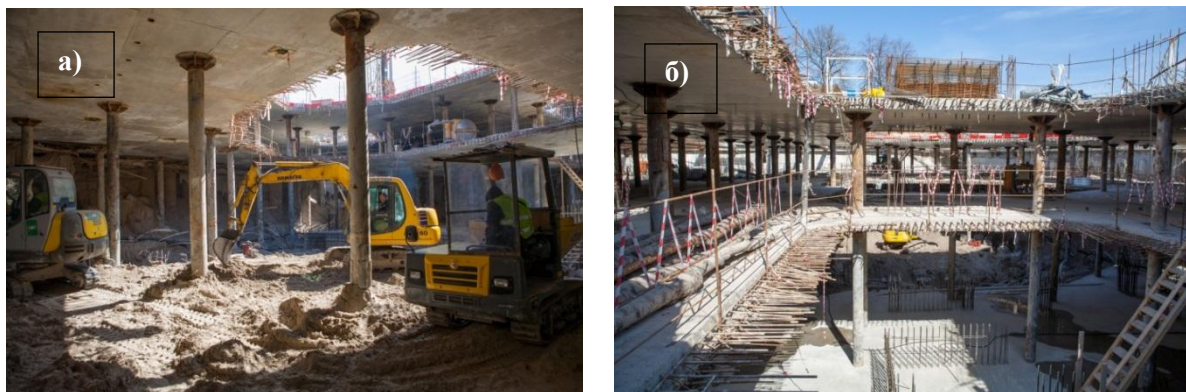


Рис 7.10. Разработка котлована по технологии «top-down»

Сложные инженерно-геологические условия участка застройки, близость окружающих исторических зданий, находящихся под охраной города, и значительная глубина устраиваемого котлована предопределили применение при производстве строительных работ системы геотехнического мониторинга. Она включает целый комплекс наблюдений за строящимся и примыкающими зданиями, а также массивом грунта, окружающим котлован: геодезические наблюдения, инклинометрические измерения массива грунта и ограждающей конструкции, замеры колебания уровня грунтовых вод, измерения усилий в возводимых конструкциях и др.

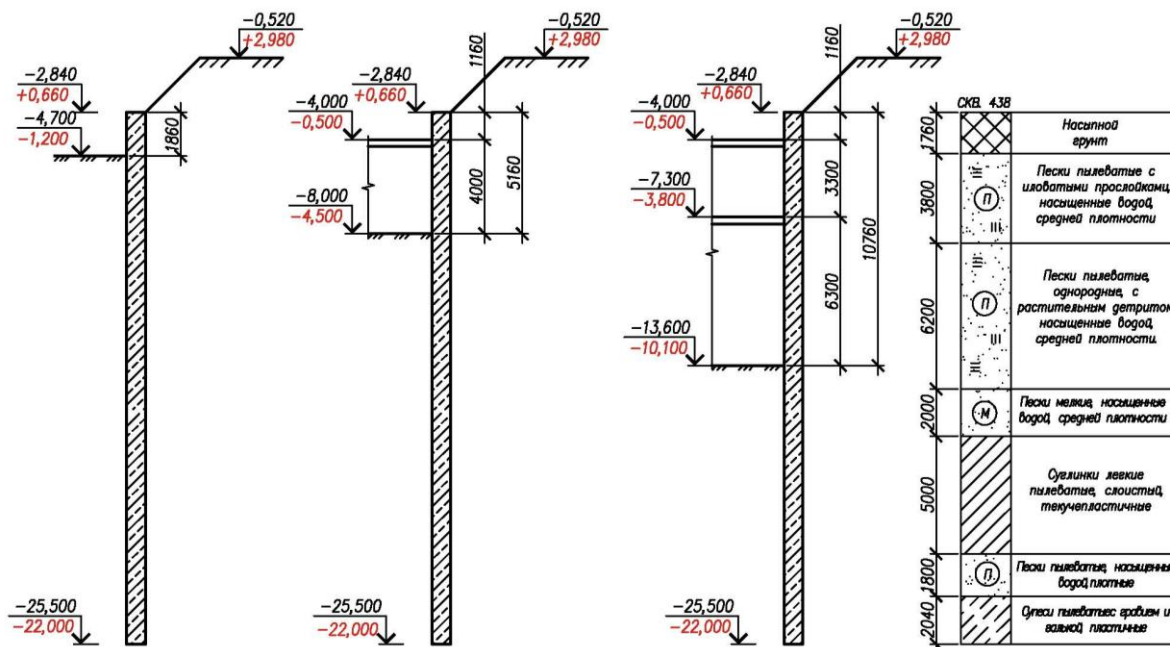


Рис. 7.11. Последовательность разработки котлована по технологии «top-down»

В настоящей работе выполнено сравнение результатов расчётных значений перемещений «стены в грунте» с фактическими результатами наблюдений - отклонениями

ограждения на основании наблюдений по инклинометрическим скважинам, а также мониторинг колебания уровня грунтовых вод и его влияние на перемещения и усилия в конструкции.

Расчетные значения горизонтальных перемещений конструкции «стена в грунте» были получены в программном комплексе Wall-3. Решение контактной задачи осуществлялось с использованием метода конечных элементов, при этом давление на грань подпорной конструкции определяется с учетом ее смещения, а сама конструкция рассматривается как балка на упруго-пластическом основании с коэффициентом постели, линейно изменяющимся с увеличением глубины.

Расчет горизонтальных перемещений конструкции «стена в грунте» выполнен для следующих этапов разработки котлована:

1. Откопка на глубину ~4.2 м до абс. отм. -1.200 м с консольной конструкцией крепления откосов;
2. Откопка котлована а глубину ~7.5 м до абс. отм -4.500 м с устройством перекрытия на абс. отм. -0.500 м;
3. Откопка котлована на всю глубину с двумя уровнями распорных конструкций (перекрытия на абс. отм. -0.500 м и -3.800 м).

Последовательность разработки котлована приведена на рисунке 7.11.

Таблица 7.8.

**Значения максимальных горизонтальных перемещений (см) и максимальных изгибающих моментов в конструкции «стена в грунте» (кН·м) по результатам расчета**

	Этапы		
	1-й этап (на глубину ~4,20 м)	2-й этап (на глубину ~7,50 м)	3-й этап (на глубину ~13,10 м)
Максимальные перемещения, см	<u>2.237</u>	<u>1.852</u>	<u>4.539</u>
Максимальный изг. момент, кН м	569.21	600.25	2663.15

В расчете учтены нагрузки от напластования грунтов со стороны котлована и со стороны ненарушенного грунта, давление подземных вод с глубины 0.9 м от дневной поверхности в соответствии со скважины С-438. Также учтено давление от грунта выше бровки котлована, нагрузка от складированных материалов и движения строительных машин и механизмов (суммарно 66 кПа) (указанная нагрузка приложена на расстоянии 0.5 м от бровки котлована).

Максимальное значение горизонтального перемещения стены составило 4.539 см на третьем этапе откопки. Результаты расчета сведены в таблицу 7.8 и представлены на графиках (рисунок 7.12).

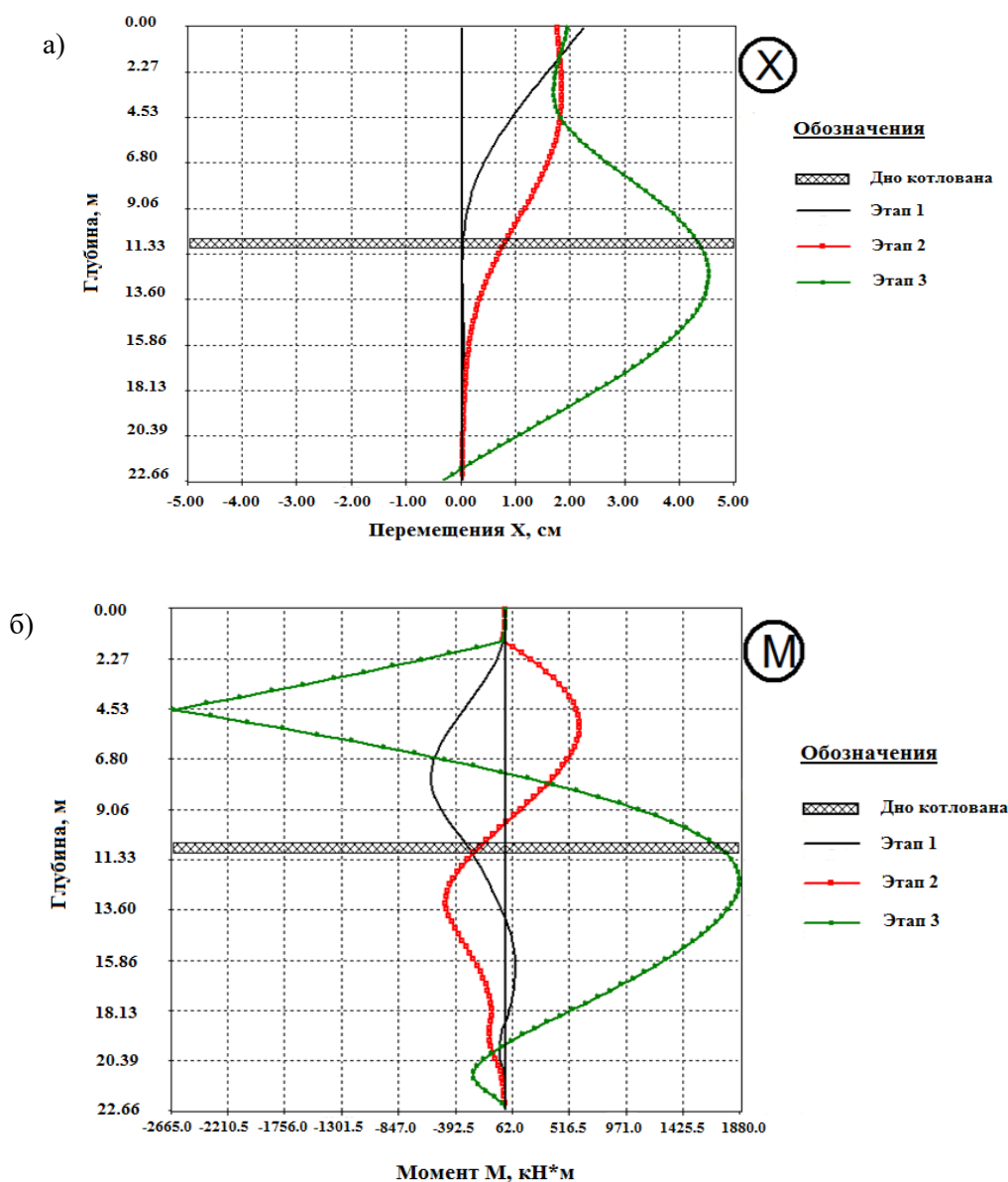


Рис. 7.12. Горизонтальные перемещения (а) и изгибающий момент (б) в конструкции «стена в грунте» на 1...3 этапах откопки

Программой мониторинга был предусмотрен контроль уровня грунтовых вод (УГВ) на всех этапах откопки. Для рассматриваемого участка строительства анализ инженерно-гидрологической ситуации особенно важен – он вызван близостью р. Невы, сезонным колебанием уровня грунтовых вод, наличием большой толщи слабых хорошо фильтрующих грунтов (пески мелкие, пески пылеватые). На площадке строительства необходимо контролировать водопонижение с целью снижения риска возникновения дополнительных осадок зданий окружающей застройки и дорожного полотна на прилегающей территории.

Совокупность вышеизложенных факторов при построении расчетной модели учитывается многочисленными допущениями и коэффициентами, что ведет к многократному запасу прочности и удорожанию проектных и строительных работ. Данные мониторинга, в свою очередь, позволяют оценить принятые расчетные методы и модели и корректировать принятое проектное решение с целью ускорения производства работ и экономии.

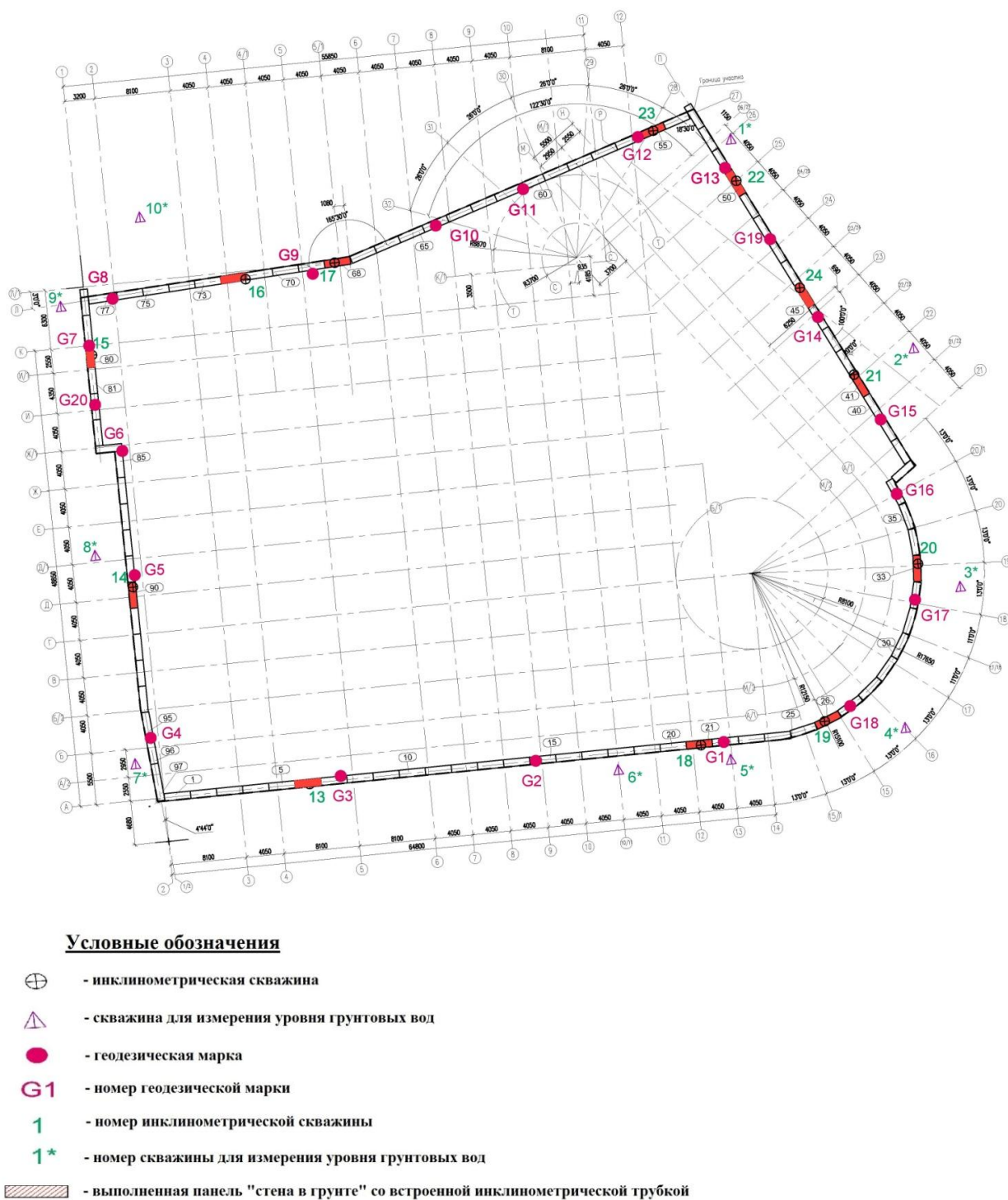


Рис.7.13. Схема расположения инклинометрических и пьезометрических скважин

Проектом мониторинга предусмотрено устройство десяти пьезометрических скважин для контроля уровня грунтовых вод, расположенных по периметру ограждения котлована. Для рассматриваемой панели №41 экспериментальные данные были получены в результате наблюдения за уровнем грунтовых вод по режимной скважине № 2 (рисунок 7.13).

В соответствии с данными инженерно-геологических изысканий при расчете «стены в грунте» давление грунтовых вод было принято с абс. отметки +2.000 м, в процессе водопонижения уровень грунтовых вод опустился до отм. +0.470 м (рисунок 7.14), что было учтено при повторном расчете ограждающих конструкций котлована.

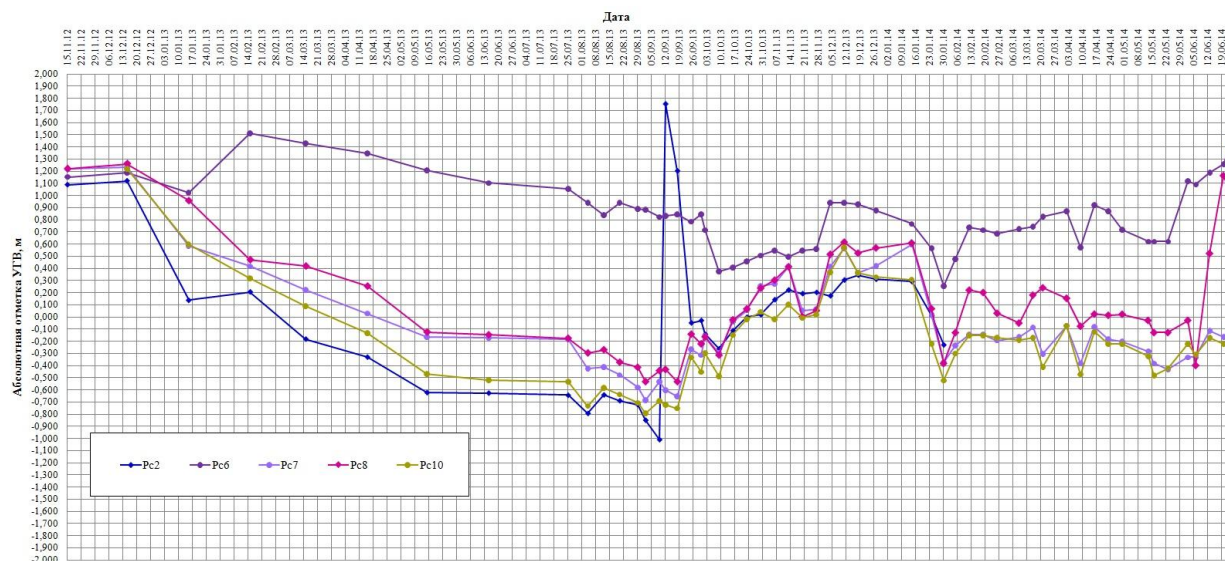


Рис. 7.14. График результатов измерения уровня грунтовых вод по режимным скважинам Pc2, Pc6, Pc7, Pc8, Pc10

Расчет с корректировкой данных показал, что горизонтальные перемещения и усилия в конструкции «стена в грунте» уменьшаются. Расчетные данные сведены в таблице 7.9 и приведены на графиках рисунка 7.15.

Таблица 7.9

**Значения максимальных горизонтальных перемещений (см) и максимальных изгибающих моментов в конструкции «стена в грунте» (кН·м) по результатам скорректированного расчета**

	Этапы		
	1-й этап (на глубину ~4,20 м)	2-й этап (на глубину ~7,50 м)	3-й этап (на глубину ~13,10 м)
Максимальные перемещения, см	<u>1.959</u>	<u>1.643</u>	<u>4.347</u>
Максимальный изг. момент, кН м	541.51	580.74	2606.3

В составе работ по геотехническому мониторингу производились наблюдения за деформациями (горизонтальными перемещениями) «стены в грунте», возникающими при поэтапной откопке котлована. С этой целью в 12-ти панелях конструкции были устроены инклинометрические трубки. Схема расположения скважин с инклинометрическими трубками представлена на рисунке 7.14.

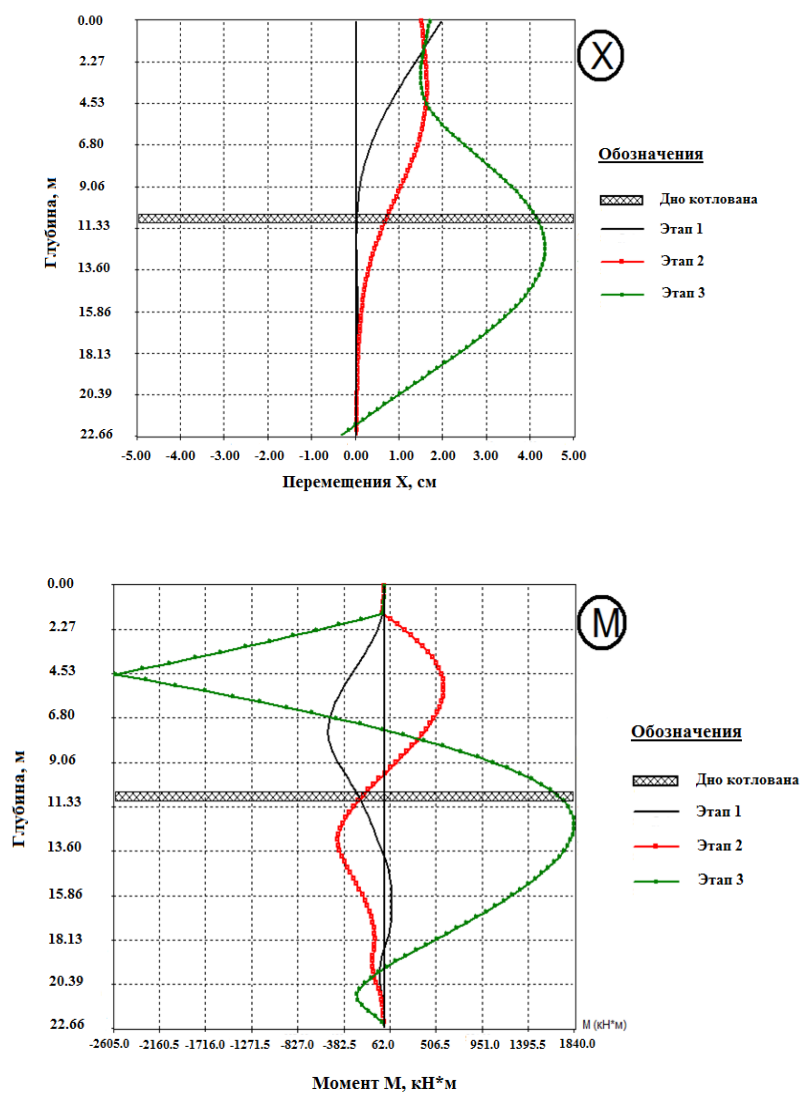


Рис. 7.15. Горизонтальные перемещения и изгибающий момент в конструкции «стена в грунте» на 1...3 этапах откопки при понижении УГВ

В ходе инклинометрических наблюдений зондом-датчиком отслеживались перемещения инклинометрической трубки и, как следствие, конструкции «стены в грунте».

Графики горизонтальных перемещений инклинометрических трубок, устроенных в панелях №19 и 20 представлены на рисунке 7.16 соответственно.

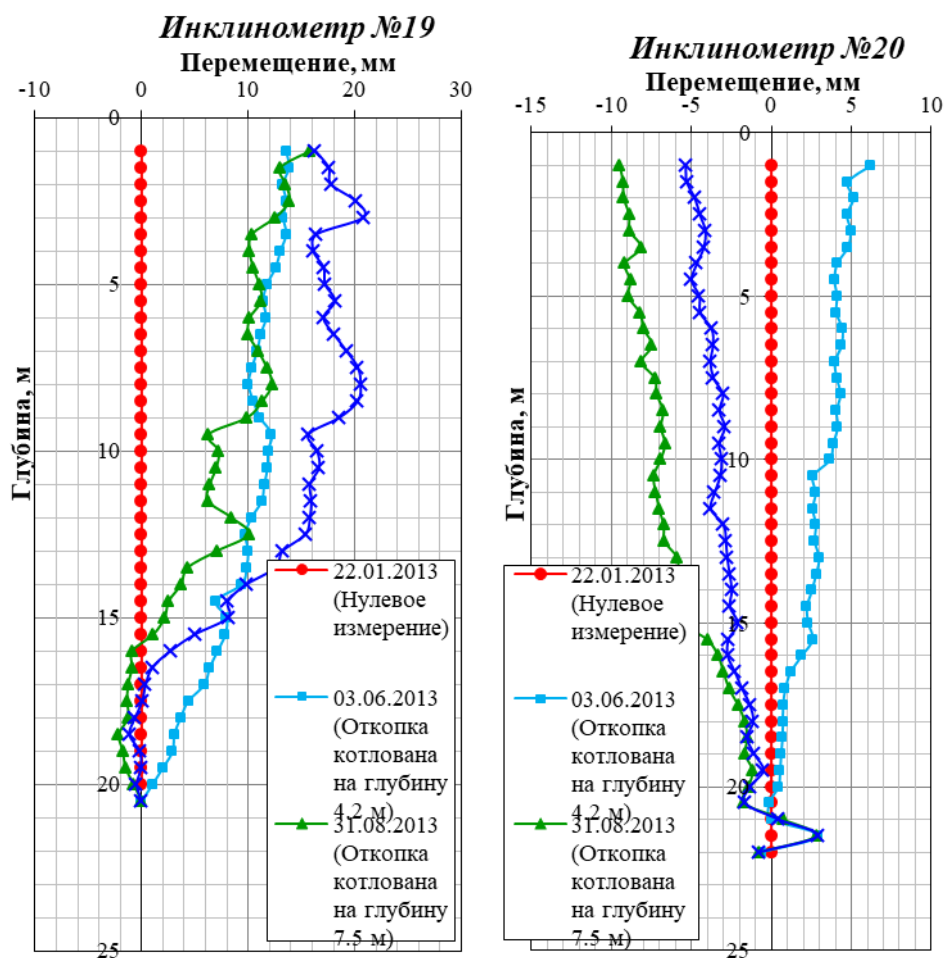


Рис. 7.16. Графики горизонтальных перемещений инклинометрических трубок, устроенных в панелях №19 и 20.

Результаты горизонтальных перемещений «стены в грунте» при поэтапной разработке котлована представлены в таблице 7.10.

Таблица 7.10

**Максимальные перемещения конструкции ограждения котлована «стена в грунте» по результатам инструментального геотехнического мониторинга**

Измеряемые величины	Этапы разработки котлована		
	1-й этап (на глубину ~4,20 м)	2-й этап (на глубину ~7,50 м)	3-й этап (на глубину ~13,10 м)
Максимальные перемещения «стены в грунте» (от нулевого измерения), см	1,00	1,15	1,35

Сравнивая результаты инклинометрических измерений горизонтальных перемещений «стены в грунте» за весь период разработки котлована с расчётными значениями (таблица 7.7), можно сказать, что фактические максимальные перемещения конструкции более чем в 2 раза меньше рассчитанных. Характер графиков перемещений на 1-м и 2-м этапах разработки

котлована аналогичен эпюре перемещений, однако при откопке 3-го этапа значительного изгиба конструкции на глубине ~12,0 м не зафиксировано – стена деформируется в сторону котлована относительно равномерно.

Многочисленные факторы – коэффициенты запаса (в т.ч. принимаемое значение угла трения грунта по стене), учтённые в расчёте; понижение фактического уровня грунтовых вод при разработке котлована; достаточно условно построенный характер напластования на инженерно-геологических разрезах – не в полной мере отражает истинную работу «стены в грунте» при разработке котлована. В большинстве случаев натурные измеренные перемещения конструкции получаются гораздо меньше полученных при расчёте.

Наряду с инклинометрическими измерениями, контроль перемещений верха конструкции «стена в грунте» производился также в процессе геодезического мониторинга. На экспериментальные панели были установлены геодезические марки (рисунок 7.13) и производилось ежемесячное снятие отсчетов. Нулевой отсчет был снят при положении конструкции «стена в грунте» после разработки котлована до отм. -4.500 м. Рассматриваемой панели № 41 соответствует марка G15. Измерения горизонтальных перемещений в процессе геодезических наблюдений показало, что максимальное приращение горизонтальных деформаций верха «стены в грунте» на третьем этапе откопки не превысило 1 мм, что значительно меньше расчетного значения (рисунок 7.16).

В процессе проведения комплекса мероприятий, предусмотренных программой мониторинга, получены данные, на основании которых можно сделать следующие выводы:

1. Зафиксированное понижение уровня грунтовых вод при разработке котлована уменьшает перемещения и усилия в конструкциях ограждения, по сравнению с расчетом по данным изысканий.
2. Измеренные перемещения конструкций «стена в грунте» более чем в 2 раза меньше расчетных значений.
3. Наряду с контролем деформаций необходимо осуществлять измерения напряжений в сечении ограждающих конструкций котлована.

#### **7.4. Оценка экономического эффекта от внедрения активного геотехнического мониторинга при комплексном рассмотрении системы минимизации рисков деформирования зданий, попадающих в зону влияния при подземном строительстве**

Для оценки экономического эффекта разработана методика оценки экономической выгоды от безаварийного строительства подземных сооружений в условиях слабых водонасыщенных грунтов и плотной городской застройки. Экономический эффект такого строительства определялся как разность между затратами на обеспечение безопасности

соседней застройки и величиной предотвращенного ущерба от негативного влияния подземного строительства и выполняемых геотехнических работ при устройстве фундаментов.

Указанная методика уточнена по определению числа зданий, попадающих в зону влияния при устройстве котлована в зависимости от его глубины в соответствии с требованиями действующих нормативных документов.

В основу представленного анализа положена методика профессора С.Н. Сотникова и Г.Л. Кофф [Сотников С.Н., Кофф Г.Л., 1990] по оценке экономической эффективности комплекса защитных мероприятий по сохранению зданий окружающей застройки при подземном строительстве на основе практического опыта полученного автором в период 1990-2020 годов. Интерес представляет методический подход, который применяется при оценки влияния сейсмических воздействий на здания и сооружения, изложенный в ряде источников таких авторов, как Л.В. Канторович, В.И. Кейлис-Борок, А.М. Уздин, О.А. Сахаров, К.С. Богданов, В.В. Сигидов, Ю.Л. Рутман, Н.И. Ватин, А.Ю. Иванов, Y.K. Wen, Y.J. Kang, A.S. Whittarer, M. Fragiadakis, G.M. Calvi и др. В предлагаемой методике мы использовали некоторые положения по оптимизации сейсмостойких конструктивных решений, изложенные в работе Ю. Л. Рутмана, А.Ю. Иванова и Мелешко В.А.

В этом случае, общий экономический эффект  $\mathcal{E}_{\text{кгм}}$  от использования комплекса мероприятий, обеспечивающего предотвращение повреждений конструкций и аварий жилых домов при строительстве на смежных с ними участках, может быть оценен следующим образом (формула 7.1):

$$\mathcal{E}_{\text{кгм}} = N (Z_p + Z_m + Z_{\text{мф}} / T_n - E_n C_n - C_n), \quad (7.1)$$

где,  $N$  – вероятное количество зданий, которые могут получить повреждения в результате застройки смежных участков в условиях плотной городской застройки (применительно к инженерно-геологической ситуации, глубине котлована и иным условиям для данного города);

$Z_p$  – затраты на восстановительный ремонт здания;

$Z_m$  – затраты на необходимое отселение жителей дома при его ремонте;

$Z_{\text{мф}}$  – удельные затраты, включая амортизационные отчисления на содержание и капитальный ремонт маневренного фонда;

$T_n$  – нормативный срок службы зданий ( $T_n = 100$  лет);

$C_n$  – затраты на создание научного методического подхода: организацию, выполнение геотехнического прогноза, геотехнического мониторинга и научно-технического сопровождения объекта подземного строительства [229];

$C_{п}$  – затраты на осуществление защитных мероприятий по предотвращению аварий (на основе геотехнического прогноза);

$E_{н} = 0,15$  – нормативный коэффициент экономической эффективности затрат на мероприятия по использованию научных исследований и инновационных технологий;

Анализ практики строительства с выполнением работ в стесненных городских условиях при наличии в непосредственной близости от площадки исторических зданий и зданий-памятников, являющихся объектами культурного наследия, показывает, что удельные средние затраты на превентивные защитные мероприятия и выполнение работ по предотвращению влияния геотехнического строительства составляют от 0,3 до 2,5% полной стоимости объекта строительства. Затраты на необходимые защитные мероприятия определяются инженерно-геологическими и гидрогеологическими условиями площадки строительства, глубиной котлована, конструкцией ограждения котлована, конструктивными особенностями подземного сооружения, применяемой технологией подземного строительства и категорией технического состояния зданий окружающей застройки.

Практическое участие автора в технической экспертизе и разработке рекомендаций по устранению аварийных ситуаций и реализации проектов противоаварийных мероприятий на ряде объектов, выполняемых заказчиками и подрядными организациями при отсутствии защитных мероприятий, позволило определить затраты на восстановительный ремонт и отселение жителей поврежденного здания, которые составили от 1,5% до 18% стоимости объекта строительства. При этом потери от простоя стройки на время выполнения противоаварийных мероприятий составили от 2,1 % до 19,0% стоимости объекта строительства в зависимости от срока выполнения работ по ликвидации аварийной ситуации.

На основании обобщения практического опыта в оценке ущерба в случае разрушения здания от неправильно выполняемых геотехнических работ, при проектных и технологических ошибках строительства подземных сооружений и необходимости его полного восстановления, затраты на восстановление могут составлять до 28-32% стоимости объекта строительства. В качестве примера использованы построенные объекты в Центральном, Адмиралтейском, Петроградском и Василеостровском районах города Санкт-Петербурга.

Для расчета экономического эффекта от применения защитных мероприятий при подземном строительстве в стесненных условиях были приняты следующие исходные данные: вероятное количество зданий  $N$ , которые могли получить повреждения в результате застройки смежных участков в условиях плотной городской застройки. Значение  $N$  отражает возможное сочетание возникновения аварийных последствий на соседних зданиях с учетом глубины котлована, среднее количество которых при обработке данных по нижеуказанным

строительным площадкам принято равным 6,28 на одну площадку, при этом отмечается, что в строительной практике максимальное число зданий с возможным возникновением аварийных последствий, попадающих в зону влияния, было равным 12 по нескольким объектам. Зона влияния при устройстве котлованов и строительстве подземных сооружений зависит от совокупности геотехнических факторов, особенностей конструкции ограждения и раскрепления котлована и технологии строительства.

Были проанализированы более 60 площадок строительства подземных сооружений в Санкт-Петербурга за последние 20 лет. При этом, на 85% площадок были выполнены защитные мероприятия. На 9 площадках строительство осуществлялось без реализации защитных мероприятий, при этом, на них возникли аварийные ситуации по зданиям соседней застройки, в том числе, по двум зданиям возникла необходимость расселения зданий.

Общее число вероятного количества зданий, которые могли получить аварийные деформации при смежном подземном строительстве в течение года составляет 18,84 зданий/год ( $N = (60 * 6,28) / 20 = 18,84$ ).

Средняя стоимость капитального ремонта или противоаварийных мероприятий фактически составила на 1 м<sup>2</sup> от 35 тыс. рублей до 128 тыс. рублей. По данным, полученным участниками авторского коллектива, средняя площадь дома, пришедшего в аварийное состояние составляет 3150 м<sup>2</sup>. Стоимость восстановления одного здания в результате негативного воздействия из-за проектных и производственных технологических ошибок при откопке котлована в непосредственной близости от него составила от 110 250 тыс. рублей до 393 750 тыс. рублей.

Затраты на отселение жителей аварийного дома составили 18,75 млн. руб/год. Затраты на создание, эксплуатацию маневренного фонда по историческим районам города Санкт-Петербурга составляют  $(128 * 3150 * 0,8) / 100 = 3,225$  млн.руб./год. Средние подсчитанные затраты на создание научного методического подхода, выполнение геотехнического прогноза, организацию геотехнического мониторинга и научно-технического сопровождения составляют 38,5 млн.руб./год на объект строительства. В данном случае,  $E_n * C_n = 0,15 * 38,5 = 5,775$  млн. рублей/год. Усредненные затраты на выполнение превентивных защитных мероприятий на один объект строительства составляют 15,0 млн. рублей/год (формула 7.2).

$$\Delta_{\text{кгм}} = N (Z_p + Z_m + Z_{\text{мф}} / T_n - E_n C_n - C_{\text{п}}) = 18,84 (393,75 + 18,75 + 3,225 - 5,775 - 15,0) = 7440,858 \text{ млн.руб,} \quad (7.2)$$

Таким образом, средний годовой экономический эффект от использования превентивных защитных мероприятий в условиях слабых грунтов составляет 7440,858 млн. рублей. Максимальный годовой экономический эффект при попадании в зону влияния 12

вблизи расположенных зданий и сооружений, которые могли получить аварийные деформации, составляет 14 218,20 млн. руб.

На один дом средней площадью 3150 м<sup>2</sup>, который при смежном строительстве получил аварийные деформации, максимальные затраты на восстановление составляют – 394,95 млн. рублей.

Тогда, ориентировочный годовой экономический эффект в расчете на 1 рубль затрат на создание научного методического подхода, выполнение геотехнического обоснования, организацию и проведение геотехнического мониторинга и научно-технического сопровождения составил 3,22 рубля ( $7440,858 / (60 * 38,5) = 3,22$  руб.), что свидетельствует о высокой эффективности выполненных научно-исследовательских работ, связанных с обеспечением безопасности строительства подземных сооружений и частей зданий в плотной городской застройке.

Таким образом, ориентировочный экономический эффект работы состоит в обоснованной возможности сохранения зданий, расположенных вблизи построенных подземных сооружений, их работоспособности в процессе строительства в результате использования новых конструкционных и технологических решений. В первую очередь, это касается сохранения исторических зданий, находящихся в центральной части городов и являющихся памятниками культурного наследия.

## **7.5. Выводы по главе 7**

1. Использование BIM- технологии для проектирования и информационного обеспечения строительства представляет собой инструмент, которые позволяет оперативно отражать все изменения и особенности возникающие в процессе строительства с учетом получаемых дополнительных данных в цифровой модели объекта, что способствует сокращению времени проектирования и строительства, а также позволяет использовать данные автоматизированного мониторинга, как одного из этапов реализации указанного подхода.

2. BIM – технология включает в состав модели осуществление автоматизированного мониторинга за поведением конструкций ограждения котлована, деформаций вблизи расположенных зданий и сооружений, а также данных, получаемых при мониторинге грунтового массива и гидрогеологических режимов, что позволяет своевременно уточнять и корректировать конструктивные решения и технологические этапы производства геотехнических работ.

3. Современный уровень интеграции геотехнических данных в общую BIM – модель здания пока не имеет единых параметров ввода и учета геотехнической информации в

процессе строительства. Исходя из практической стороны реализации объектов геотехнической направленности, можно заключить, что необходимыми для включения в BIM-модель являются прочностные и деформационные свойства грунтов, получаемые при инженерно-геологических исследованиях на площадке строительства до начала и в процессе выполнения строительных работ, данные статического зондирования.

4. Строительство современных зданий с развитым подземным пространством в один или несколько этажей в условиях плотной исторической застройки центральной части Санкт-Петербурга является сложной задачей. В условиях слабых грунтов Санкт-Петербурга производство работ по устройству подземного объёма зданий, несомненно, оказывает существенное влияние на состояние окружающей застройки, вызывая неравномерные деформации и осадки. Расчетное обоснование с учетом изменения НДС к конструкциям строящегося подземного сооружения и соответствующие проектные конструкторские решения позволяют уменьшить зону влияния строительства, уменьшить значения дополнительных деформаций соседних домов, однако, как показывает практика. Полностью избежать их не удастся. Рассмотренный комплексный способ возведения одного из таких зданий, совмещающий открытую разработку котлована и строительство методом «top-down», позволил щадящим образом вести работы вплотную к примыкающим зданиям, и сократить продолжительность отдельных видов работ.

5. Мониторинг и анализ деформаций окружающих жилых зданий, измеренных в процессе строительства, позволяет оценивать влияние отдельных видов работ нулевого цикла на их общую осадку. Наибольшее воздействие на деформации домов оказали технологические осадки, связанные с выполнением ограждения котлована (погружение шпунта дал прирост осадки зданий в процессе его устройства составил 40% от её общего значения за весь период работ по возведению здания; устройство конструкции «стена в грунте» привело к дополнительной осадке в диапазоне до 50% от общей осадки ). В меньшей мере влияние оказало устройство свай и возведение надземной части здания. Прирост осадки в процессе разработки котлована как открытым способом, так и по технологии «Top-Down» оказался минимальным и практически не повлиял на состояние окружающих зданий.

Совокупный анализ влияния на дополнительную осадку существующих зданий отдельных этапов производства строительных работ позволит уже в начале геотехнического мониторинга прогнозировать конечное значение их фактической осадки

6. Проведенный геотехнический мониторинг показал, что одновременно на одно и то же здание существующей исторической застройки может быть оказано влияние от строительства или реконструкции двух и более объектов. В настоящей нормативной документации по строительству отсутствуют указания по подобному совместному

воздействию. Тем не менее, создание рекомендаций в виде введения повышающего коэффициента или дополнительных таблиц при комплексном влиянии работ позволяет более корректно оценивать состояние контролируемых зданий и влияние на них.

7. Экономический эффект от геотехнического мониторинга определялся как разность между затратами на обеспечение безопасности соседней застройки и величиной предотвращенного ущерба от негативного влияния подземного строительства и выполняемых геотехнических работ при устройстве фундаментов. Ориентировочный годовой экономический эффект в расчете на 1 рубль затрат на создание научного методического подхода, выполнение геотехнического обоснования, организацию и проведение геотехнического мониторинга и научно-технического сопровождения строительства составил 3,22 рубля, что свидетельствует о высокой эффективности работ по обеспечению безопасности строительства подземных сооружений в исторической части городских территорий. Экономический эффект геотехнического мониторинга определяется системой мероприятий по определяющих обоснованность принимаемых технологических решений в процессе выполнения строительных работ с обеспечением безопасности и сохранности зданий исторической застройки, обеспечения их работоспособности в процессе строительства в результате использования новых конструкционных и технологических решений.

## **Глава 8. ОСОБЕННОСТИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ЗАЩИТНЫХ МЕРОПРИЯТИЙ В ЗОНЕ СТРОИТЕЛЬСТВА ПОДЗЕМНЫХ ЧАСТЕЙ ЗДАНИЙ И ПОДЗЕМНЫХ СООРУЖЕНИЙ НА СЛАБЫХ ГРУНТАХ**

### **8.1. Практика использования различных технических и технологических решений в качестве защитных мероприятий при подземном строительстве на слабых грунтах**

Для усиления фундаментов и стабилизации грунтов в основании существующих зданий и сооружений используются самые различные методы, анализ которых приведен в главе 6 работы.

В качестве примера комплексного подхода к решению технической задачи обеспечения безопасности зданий соседней застройки при проведении геотехнических работ, рассмотрим опыт реконструкции шестиэтажного здания с подземным пространством в центральной части Санкт-Петербурга, где были использованы сразу несколько технологий усиления фундаментов.

Реконструируемое здание расположено в Центральной части Санкт-Петербурга на углу набережной реки Фонтанки и Невского проспекта и представляет собой 6-ти этажное

здание в монолитном железобетонном каркасе высотой 24,0 м и максимальной высотой 27,7 м. Здание во время блокады пострадало от прямого попадания авиационной бомбы.

Под всем зданием гостиницы предусмотрен заглубленный этаж для автостоянки автомобилей и технических помещений размерами в плане 66,9 x 20,09 м. Фундаментами сооружения служат буронабивные сваи диаметром 410 и 550 мм, изготавливаемые по технологии уплотнения грунта DDS с использованием бурового оборудования фирмы «Baueg» (RG 25S).



Рис. 8.1. Вид д. 68 по Невскому пр. ориентировочно в 1944 до восстановления.

В непосредственном примыкании к строящемуся зданию по наб. Фонтанки находится 4-5 этажное жилое кирпичное здание (д. 40), отнесенное к III категории технического состояния в соответствии с ТСН 50-302-2004. С другой стороны к площадке строительства гостиницы примыкает здание д.70 по Невскому проспекту - «Дом журналиста-Петербургское купеческое общество- Дом И.О.Сухозанета»- памятник истории и архитектуры позднего классицизма, которое представляет собой 3- 4 -5 этажное административное здание с продольными и поперечными несущими стенами. Годы строительства – 1826-1830, капитальный ремонт произведен в 1946-50 гг. Фундаменты здания – ленточные бутовые или кирпичные на естественном основании с глубиной заложения 1,1 и 1,5 м. от поверхности основания. В подвале выполнена прижимная плита и прижимная стенка. Стены здания выполнены из полнотелого красного кирпича на известковом растворе. Толщина наружных стен 810 мм, внутренних - 580– 640 мм.

В ходе технического обследования соседнего здания «Дома журналиста» выявлены многочисленные дефекты и повреждения в несущих конструкциях. Наружные стены характеризуются наличием множества наклонных и вертикальных трещин в межоконных поясах, простенках и перемычках. Развитие трещин носило повсеместный характер, а ширина

их раскрытия достигает 15 мм. Имеются сквозные трещины с раскрытием до 6 мм. Согласно СП 13-102-2003, техническое состояние стен было охарактеризовано как ограниченно работоспособное.

По результатам обследования это здание было отнесено к III категории технического состояния в соответствии с ТСН 50-302-2004 с элементами аварийности. Для данной категории зданий предельное ограничение дополнительной осадки – 20 мм, дополнительного перекоса – 0,001 и дополнительного крена – 0,002, допустимое ускорение колебаний фундаментов при реконструкции не должно превышать  $0,15\text{ м/с}^2$ . (табл. 4.2. ТСН 50-302-2004).

Причинами раскрытия трещин на фасадах и стенах здания, которые существовали до начала строительства, следует считать общий износ, понижение жесткости здания в целом, низкие деформационные характеристик грунтов основания. Грунты этого типа основания предрасположены к тиксотропными изменениям в процессе незначительных динамических воздействий (в частности транспорта, сезонного промерзания и др.).

Проведенные на площадке реконструкции инженерно-геологические исследования показали, что на ней выявлены следующие грунтовые напластования на площадке строительства (рисунок 8.2).

В верхней части основания залегают техногенные отложения (tg IV), представленные насыпными антропогенными образованиями. Мощность техногенных отложений составляет до 3,2 м. Ниже расположены озерно-морские отложения (ml IV), представленные песчаными и пылевато-глинистыми отложениями: пески пылеватые, серые, насыщенные водой, супесь пылеватая пластичная желтая и серая, с прослойками песка и суглинка пылеватого мягкопластичного. Общая мощность этих отложений составляет 4,1-9,0 м.

Их подстилают озерно-ледниковые отложения (lg III) в виде суглинков текучих и текучепластичных, ленточных и слоистых и супесей пластичных, пылеватых с прослойками песков. Мощность этих отложений составляет 3,4 – 10,2 м.

Отметим, что современные озерно-морские отложения (ml IV) и озерно-ледниковые отложения (lg III) являются тиксотропными грунтами, склонных к переходу в текучее состояние при динамических воздействиях и ухудшению деформационных и прочностных характеристик. Под этими грунтами залегают ледниковые отложения (g III), озерно-ледниковые отложения (lg II), ледниковые отложения (g II), представленные супесями пластичными и песчанистыми с прослойками песка и гравия, а также суглинки полутвердые с включениями гравия и отдельных валунов. Общая мощность этих отложений составляет от 7,8 до 20 м.

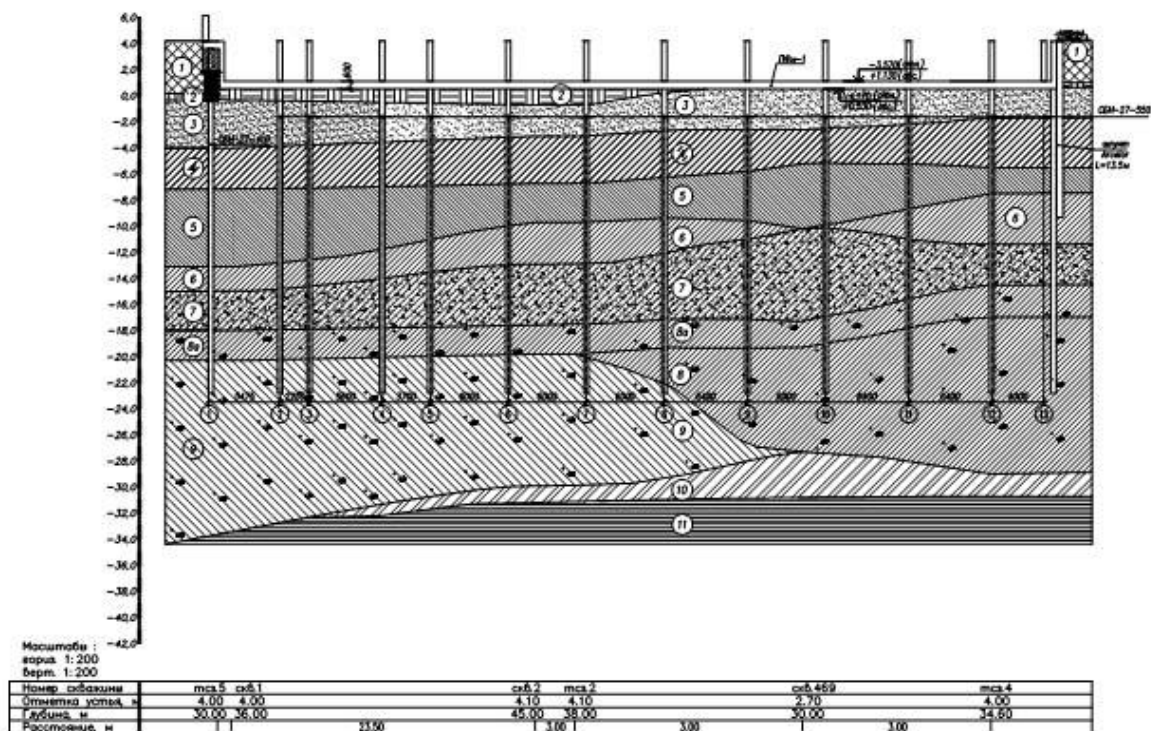


Рис. 8.2. Инженерно-геологический разрез основания по площадке строительства

Коренные отложения в виде протерозойских твердых глин ( $V kt_2$ ) подсечены на глубинах 34-37 м. Основные физико-механические и прочностные характеристики грунтов основания приведены в таблице 8.1.

Уровень подземных безнапорных вод находится на глубинах 1,2-1,6 м от дневной поверхности грунта.

Таким образом, грунтовые условия площадки строительства отвечают основным характерным особенностям напластования грунтов для центральной части Санкт-Петербурга [Далматов Б.И., 1988; Заварзин Л.Г., 1991, Мангушев Р.А., 2010].

Результаты динамического мониторинга за параметрами колебаний конструкций зданий окружающей застройки, показали, что для дома № 70 по Невскому пр. векторное значение ускорений колебаний при ручной разборке составило  $0,022-0,158 \text{ м/с}^2$ , а при механизированной разборке  $0,011 - 0,355 \text{ м/с}^2$ . при допускаемых значениях для такой категории здания  $0.15 \text{ м/с}^2$  (ТСН 50-302-2004), т.е. в ряде случаев почти в два раза превышал допустимые значения.

В связи с высоким износом основных несущих конструкций соседних зданий, попадающих в 30 метровую зону риска (здание д. 70 по Невскому пр., и д. 40 по наб. Фонтанки), после демонтажа оставшихся существующих конструкций реконструируемого

объекта было выполнено усиление фундаментов примыкающих стен в соответствии с проектом, выполненным ООО «Гидрокор».

Таблица 8.1.

**Физико-механические и прочностные характеристики  
грунтов основания**

№ п/п	Наименование грунта	Уд. вес, $\gamma$ кН/м <sup>3</sup>	$e$	$W$	$I_L / C_b$	$c$ , кПа	$\varphi$ град	$E$ , МПа	$K_\phi$ м/сут
1	Насыпные грунты, слежавшиеся	$R_0 = 0,1$ МПа							1,00
2	Заторфованные грунты, насыщенные водой	В качестве основания не рекомендуется						5,0	0,05
3	Пески пылеватые с прослоями супесей	19,9	0,55	Нас. водой	-	6	31	18,0	5,0
4	Супеси пластичные, пылеватые с прослоями суглинка текучепластичного	19,7	0,73 1	0,26	1,00/ 0,41	1	11	7,0	0,01
5	Суглинки текучие и текучепластичные с прослоями песков	16,5	1,02 2	0,37	1,13/ 0,37	13	5	5,0	0,01
6	Супеси пластичные тиксотропные с единичными включениями гравия	20,7	0,57 9	0,21	0,71/ 0,20	13	14	7,5	0,01
7	Супеси пластичные с редким гравием галькой до 5%	21,9	0,41 1	0,15	0,65/ 0,32	35	22	16,0	0,01
8	Супеси пластичные с редким гравием галькой	21,2	0,50 0	0,18	0,71/-	35	23	13,0	0,01
8а	Супеси пластичные	21,3	0,48 1	0,18	0,73/ 0,20	17	19	9,0	0,01
9	Суглинки полутвердые с прослоями тугопластичных	21,2	0,52 2	0,15	0,25/ 0,02	27	18	18,0	0,001
10	Супеси пластичные	20,4	0,61 7	0,22	0,38/ -0,07	29	23	10,0	0,01
10а	Супеси твердые	22,3	0,32 4	0,12	-0,38/-	58	27	19,0	0,001
11	Глины твердые	21,4	0,50 8	0,18	-0,46/ -0,27	90	15	23,0	0,001

Усиление фундамента в примыкающей к площадке строительства выполнено ООО «Геоизол». В состав работ по усилению фундаментов входило инъекционное укрепление тела фундамента при помощи инъекции цементного раствора, а также установка 75 наклонных анкерных свай по технологии «Титан» 73/75 длиной 25 м и диаметром 200 мм с поверхности основания установкой HUTTE HBR 202D. Скважины под анкерные сваи бурились без



Динамический мониторинг проводимый в процессе усиления фундаментов показал (ЗАО «Строй-Эксперт», 2009), что для дома № 70 по Невскому пр. векторное значение ускорений колебаний при инъектировании цементного раствора под подошву составило  $0,110 - 0,146 \text{ м/с}^2$ , а при устройстве свай усиления «Титан» составило  $0,015-0,234 \text{ м/с}^2$ , что также превысило допустимые значения для такой III категории технического состояния здания -  $0.15 \text{ м/с}^2$  по ТСН 50-302-2004.

На площадке строительства было организовано измерение кренов межевых стен д. № 70 по Невскому пр. (4 сечения). В трех сечениях были отмечены крены в сторону площадки выше допустимых ТСН 50-302-2004 табл. 4.2 значения  $0,002$ . Они составили: по сечению № 1 –  $0,00056$ , по № 2  $0,0053$ ; № 3 –  $0,0037$  и по № 4  $0,0049$ .

Причиной этого могли быть изначальные крены стен, а так же работы по демонтажу и усилению фундаментов отдельных стен. Влияние ускорения колебаний при этих видах работ могло служить изменению свойств тиксотропных грунтов озерно-морских и озерно-ледниковых отложений и быть причиной дополнительных неравномерных осадок стен примыкающих котловану.

Дополнительным обоснованием этого могут быть результаты наблюдений за вертикальными перемещениями осадочных марок, расположенных на межевой стене д. 70 по Невскому пр.

Так, наблюдался подъем всех осадочных марок и их дальнейшее неравномерное оседание. В этот же период наблюдения с использованием щелемеров и маяков показали дополнительное раскрытие существующих трещин в стенах дома № 70 по Невскому пр.

Рассмотрим особенности выполнения работ нулевого цикла с устройством ограждения котлована, выполнению свайного поля и фундаментной плиты, как комплекса геотехнического анализа, направленного на разработку оптимального и безопасного решения для зданий окружающей застройки.

Первоначально для ограждения котлована было предусмотрено использование металлического шпунтового ограждения с глубиной погружения  $27,0 \text{ м}$ , а также устройство конструкции «стена в грунте». На стадии выполнения рабочего проекта были выполнены поверочные расчеты, которые позволили уменьшить глубину погружения шпунта из условия безопасности и отказаться от дорогостоящего решения с устройством конструкции «стена в грунте». В дальнейшем ограждение котлована, его раскрепление и разработка, устройство буронабивных свай, и фундаментной плиты осуществлялось по проекту ЗАО «Геострой» (Авторский коллектив: А.И. Осокин, Н.К.Войтович, Н.Б.Юдина, Т.Н.Шахтарина, К.В.Дзержинская, Д.О.Карлов).

Вдоль оси «И» и оси «13» ограждение котлована выполнялось металлическим шпунтом «Arselor» AZ 37-700 длиной 13,5 м.

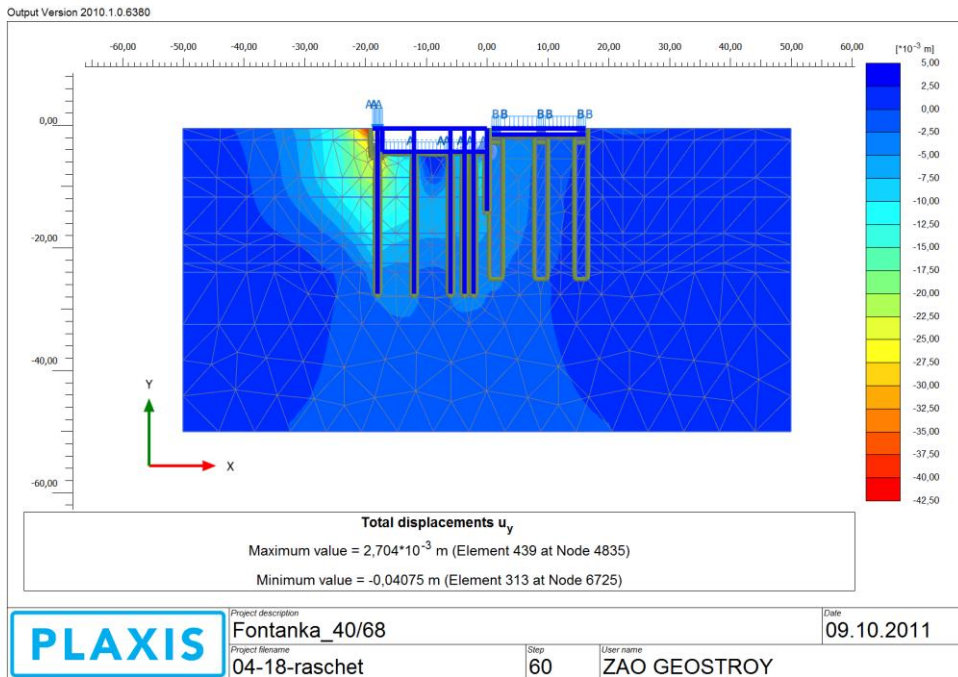


Рис. 8.5. Оценка расчетных деформаций зданий примыкающей застройки при численном моделировании откопки котлована

Вдоль существующего фундамента с внутренней стороны выполнялись сваи Jet-grouting с шагом 450 мм на глубину не менее 2 м от подошвы существующих фундаментов (рисунок 8.6).

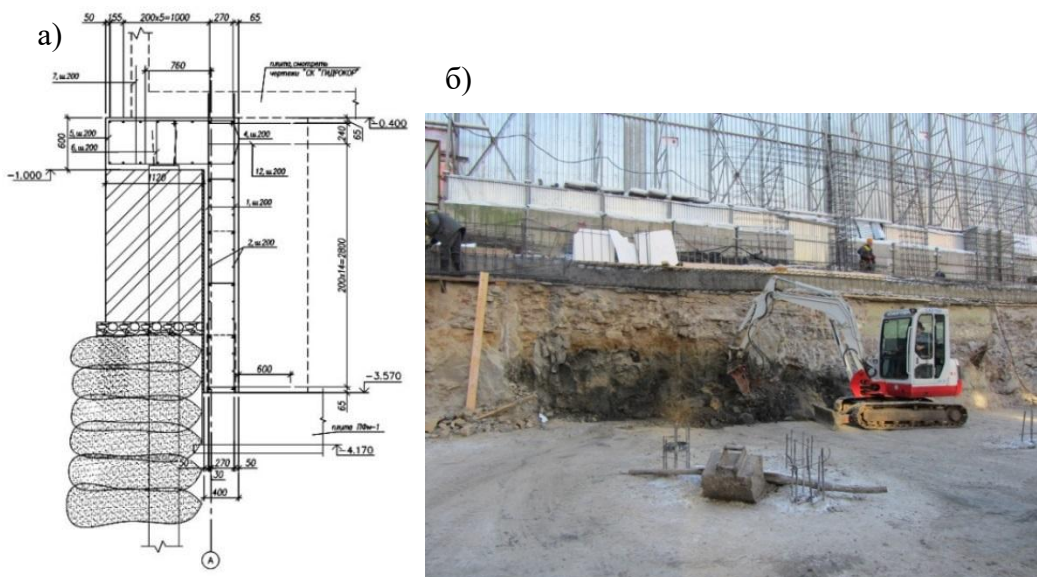


Рис. 8.6. Схема усиления фундаментов по технологии сваи Jet-grouting (а) и работы по разборке участков грунтоцемента для устройства прижимной стенки(б)

Ограждение котлована со стороны набережной р. Фонтанки и Невского проспекта осуществлялось с использованием старого фундамента, через который устраивались буронабивные сваи 410 мм длиной 27 м.

На рисунке 8.7 приведен план расположения шпунтового ограждения, выполненного Jet-grouting и ограждения из буронабивных свай.

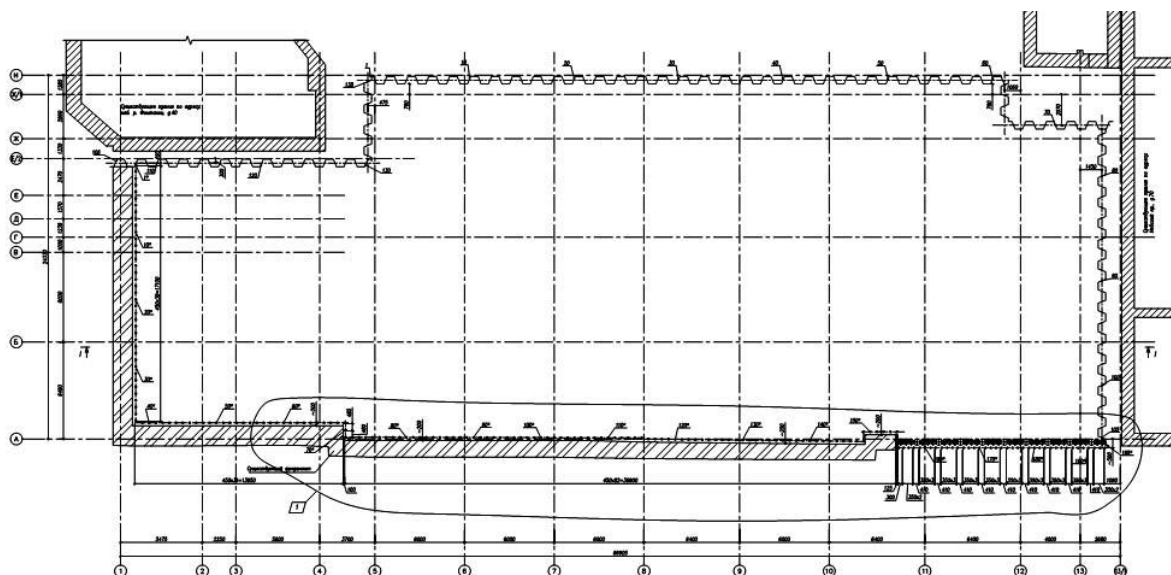


Рис.8. 7. План расположения шпунтового ограждения и выполненного Jet-grouting

Для устройства свайного основания под каркас здания приняты буронабивные сваи диаметром 550 мм длиной 27 м от дневной поверхности, изготовленные по технологии фирмы «Bauer». Всего было изготовлено 162 буронабивные сваи. План расположения свай приведен на рисунке 8.8.

При отрывке котлована для обеспечения устойчивости шпунта устраивались распорки из металлических труб (рисунок 8.9).

При изготовлении свай и устройстве шпунтового ограждения производился геотехнический мониторинг измерения ускорений колебаний. Так, при изготовлении первых 10 свай векторное значение ускорений колебаний составило 0,011-0,038 м/с<sup>2</sup> при допустимом значении 0,15 м/с<sup>2</sup>.

Регулярные геодезические наблюдения за развитием вертикальных деформаций фундаментов зданий попадающих в 30 м зону риска, показали некоторый подъем осадочных марок связанный, очевидно, с незначительным выпором грунта основания при изготовлении буронабивных свай. Этот подъем осадочных марок д. 70 по Невскому пр. не превысил в среднем 3-5 мм и может считаться безопасным для конструкций здания.

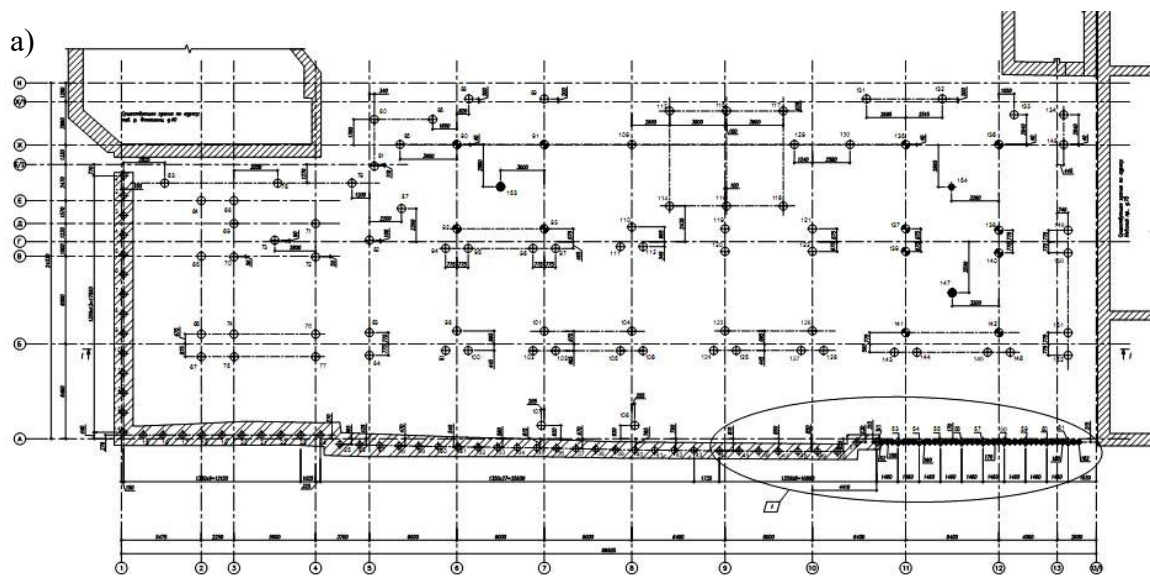


Рис. 8.8. План свайного поля из буронабивных свай ( а) и вид буровой машины при изготовлении свай ( б)

В дальнейшем, при откопке котлована, устройстве плиты и при проведении работ по возведению надземной части отмечались незначительные осадки геодезических марок на стенах д. 70. При этом максимально зафиксированная дополнительная вертикальная деформация осадочных марок, расположенных на межевой стене дома № 70 не превысила 8 мм. Наибольшая осадка составляла 15 мм.

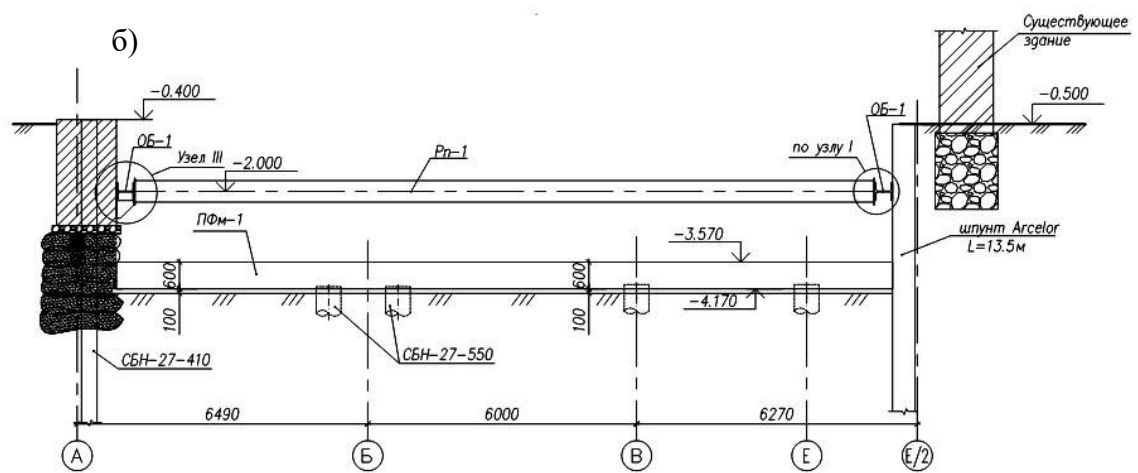
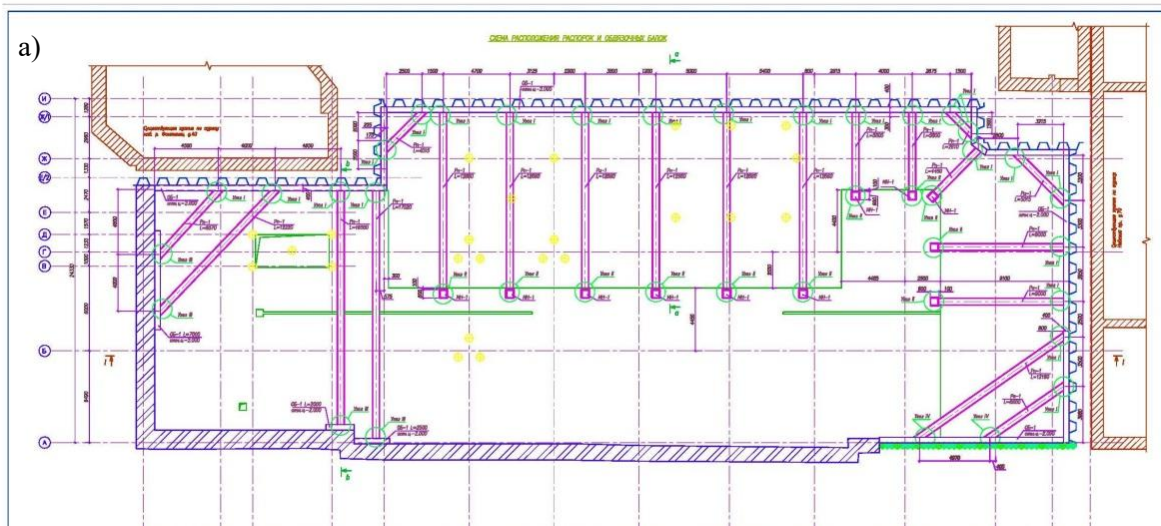


Рис. 8.9. План (а) и схема (б) устройства распорок при вскрытии котлована. Вид котлована при выполнении армирования с распорными конструкциями(в). Армирование плиты и бетонирование плиты выполнено подрядной компанией ООО «Стройфорт»

Отметим, что в процессе всех работ нулевого цикла и начала строительства надземной части величина дополнительных осадок марок установленных на «Доме журналиста» (д. 70)

по Невскому проспекту не превышала предельно допустимого для данного здания значения - 20 мм. При дальнейшем возведении конструкций надземной части реконструируемого здания некоторые геодезические марки были закрыты или утрачены для дальнейшего мониторинга.

Таким образом, характер развития дополнительных осадок и динамика раскрытия трещин в стенах соседнего здания д.70 по Невскому пр. не вызвал опасений при дальнейших строительных работах по реконструкции здания.

На основании проводимого научно-технического сопровождения объекта были сделаны следующие выводы:

1) Выполнение геотехнических работ по устройству подземных частей зданий в стеснённых условиях городской застройки на слабых грунтах требует выполнения геотехнического обоснования применяемых способов устройства котлованов с учетом инженерно-геологических и гидрогеологических условий, строительной ситуации площадки, технического состояния зданий окружающей застройки, организационных особенностей выполнения геотехнических работ по выбранному варианту на основе технико-экономического обоснования.

2) При проведении работ в стесненных условиях строительства обязательным являются регулярный мониторинг и научно-техническое сопровождение реконструируемого и соседних с ним зданий. Критерием правильности выбранных проектных решений являются условия безопасности выполнения геотехнических работ и применение щадящих технологических решений для усиления фундаментов зданий окружающей застройки.

3) При работах нулевого цикла – устройстве буронабивных свай, откопке котлована, бетонировании плиты и начале работ по сооружению надземной части дополнительные осадки фундаментов соседних зданий не должны превышать значений предельно-допустимых дополнительных осадок в соответствии с требованиями нормативных документов. Так в СП 22.13330 указано значение величины предельно-допустимой дополнительной осадки для исторических зданий и ОКН 5,0 мм (при III категории технического состояния здания). Рекомендации ТСН 50-302-2004 предполагают значение допустимой осадки для грунтовых условий Санкт-Петербурга 20 мм. Данное противоречие разрешается экспертными организациями в сторону принятия б'ольших значений возможных деформаций зданий на слабых грунтах. Так, в частности, осадки соседнего здания - «Дома журналиста» (д.70) по Невскому пр. не превысили 20 мм. Такие дополнительные осадки не являлись опасными для соседнего сооружения. Это было достигнуто благодаря приведенным превентивным мероприятиям по усилению фундаментов примыкающих зданий с использованием комплексного подхода по выбору технологии усиления.

## **8.2. Методика оценки и выбора эффективного защитного мероприятия на основе совместных расчетов «грунт основания - фундамент- конструкция усиления» при подземном строительстве**

При выполнении совместных расчетов системы «грунт основания-фундамент-конструкции- усиления – конструкции надземной части усиливаемого здания» важным условием, обеспечивающим прогнозируемый результат по исключению деформаций усиливаемого здания является обоснованный выбор конструктивного решения и способа усиления существующего здания. Проводимое численное моделирование с использованием программного комплекса SCAD или Liga позволяют выполнить такую оценку из условия повышения жесткости конструкций надземной части здания при проведении соответствующих конструктивных мероприятий.

Однако, возможности усиления конструкций надземной части здания ограничены необходимостью расселения зданий или остановки его эксплуатации на период выполнения указанных мероприятий. В некоторых расчетных случаях повышение жесткости надземных конструкций не исключает развития неравномерных деформаций с образованием кренов и перекосов, что указывает на необходимость выбора конструктивных и технологических решений по усилению фундаментов и грунтов основания зданий, оказывающихся в зоне влияния.

Конструктивное решение с использованием буроинъекционных свай относится к пассивным мероприятиям защиты зданий и сооружений, попадающих в зону влияния строительства подземного сооружения (СП 361.1325800.2017). При использовании буроинъекционных свай мы должны быть уверены в достаточности принятых мер для воспрепятствования возможным неравномерным деформациям, которые могут возникать в массиве грунта при устройстве подземного сооружения [244] .

В условиях возникающих объемных деформаций, вызванных горизонтальными перемещениями грунта при откопке котлованов и деформации ограждающей конструкции, расчетно и технически обоснованными являются активные защитные мероприятия, которые позволяют осуществлять воздействие на НДС массива грунта. Данный подход может быть обеспечен использованием манжетной технологии компенсационного нагнетания.

Методика выбора технологии усиления и укрепления оснований и фундаментов зданий и сооружений с применением инъекционных технологий приведена в СТО 31041820 002 2006, разработанного автором в ходе работы над диссертацией в соавторстве с А.Г. Мацегорой, В.А, Ермолаевым, М.В, Лебедевым.

В слабых грунтах в последние годы активное применение получила манжетная технология, которая позволяет производить инъецирование простых, сложных и

композиционных растворов в широкий спектр грунтов, как различного состава, так и различных по плотности сложения, консистенции, в т.ч. и в трещиноватые основания.

Инъектирование укрепляющих растворов через манжетную колонну осуществляется следующим образом [201]:

- под глинистым раствором выполняется бурение проектной длины инъекционную скважину с использованием превентора;
- в скважину устанавливается манжетная колонна, которая представляет собой единую или сборную трубу с перфорированную отверстиями через 0,3–0,5 м. Отверстия каждого уровня закрыты снаружи плотной резиновой манжетой, выполняющей роль обратного клапана;
- в манжетную колонну опускают двойное пакерное устройство, которое устанавливают против одной из манжет, в которую будут производить нагнетание укрепляющего раствора;
- через двойное пакерное устройство по инъекционной колонне нагнетается цементно-глинистый раствор, который через манжеты выходит в затрубное пространство и вытесняет промывочный раствор;
- после заполнения цементно-глинистым раствором (обойменным раствором) скважину оставляют на суточную выдержку, а манжетную колонну промывают;
- после набора прочности схватившегося цементно-глинистого раствора 1,0–1,5 МПа и образования обоймы, надежно связывающей трубу с грунтом, начинают проводить нагнетание укрепляющего раствора.

Инъектирование укрепляющего раствора производится с помощью специального пакерного устройства, которое свободно перемещается внутри перфорированной трубы и последовательно устанавливается против каждой соответствующей манжеты, в которую подается раствор, разрывая под давлением нагнетания манжетное кольцо и цементно-глинистую обойму. Раствор в виде плоских струй внедряется в грунт, создавая гидроразрыв в массиве грунта. Как правило, инъектирование через манжеты осуществляют последовательно от забойной к устьевой манжете. Количество раствора, необходимое для укрепления грунта через каждую манжету, определяют в зависимости от типа раствора и характеристик грунта.

Объем инъекционного раствора на основе цемента при проектировании необходимо определять исходя из геометрических размеров зоны упрочнения:

$$V_p = V_r \cdot n \cdot k_1 \cdot k_2 \cdot k_3, \quad (8.1)$$

где  $V_r$  – объем укрепляемого грунта, м<sup>3</sup>;

$n$  – коэффициент пористости грунта;

$k_1$  – коэффициент заполнения трещин и пор (0,65...0,9);

$k_2$  – коэффициент, учитывающий потери растворов в результате распространения за контур зоны закрепления (1,1...1,25);

$k_3$  – коэффициент, учитывающий выход цементного камня (1,0...1,2).

При укрепительной инъекции принимают одну из следующих инъекционных технологий: для укрепления тела фундамента и контактной зоны «фундамент – грунт» применяют инъекцию наступающими заходками в направлении от устья скважины до ее забоя и в обратном направлении – от забоя скважины к ее устью. При этом возможны два варианта инъекционных работ:

- через трубу-кондуктор – при частично (до 50 %) или полностью разрушенном материале связки в кладке фундамента;
- с использованием пакерующих устройств при сохранившейся более чем на 50% материала связки в кладке фундамента.

Для стабилизации грунтов оснований или компенсационного их уплотнения инъекционные работы выполняют с использованием манжетной технологии. Эффективность этой технологии заключается в инъекции грунтового массива отдельно по интервалам и в возможности вернуться к инъекции в любой, ранее обработанный интервал, если в этом возникает необходимость.

Комплекс работ по инъекционному укреплению фундаментов и оснований выполняется в три этапа: организационно-подготовительный, основной и заключительный.

Организационные и подготовительные работы предусматривают:

- обеспечение объекта работ проектно-сметной документацией;
- комплектацию бригады для выполнения работ;
- устройство временных складов для хранения необходимых материалов;
- завоз материалов, бытовых помещений и оборудования на объект производства работ;
- монтаж технологического оборудования, нагнетательных линий;
- разметку устьев скважин.

Основные работы заключаются:

- в бурении инъекционных скважин;
- обустройстве скважин;
- приготовлении и нагнетании инъекционных растворов.

Заключительный этап включает:

- бурение контрольных скважин и контроль качества укрепления;

- оценку качества выполненных работ и составление акта с представителями заказчика, исполнителя и проектной организации;
- демонтаж, вывоз оборудования и сдача объекта для производства последующих работ.

При укреплении тела фундамента и контактной зоны, а также при инъекции скальных грунтов бурение скважин и инъекцию рекомендуется выполнять:

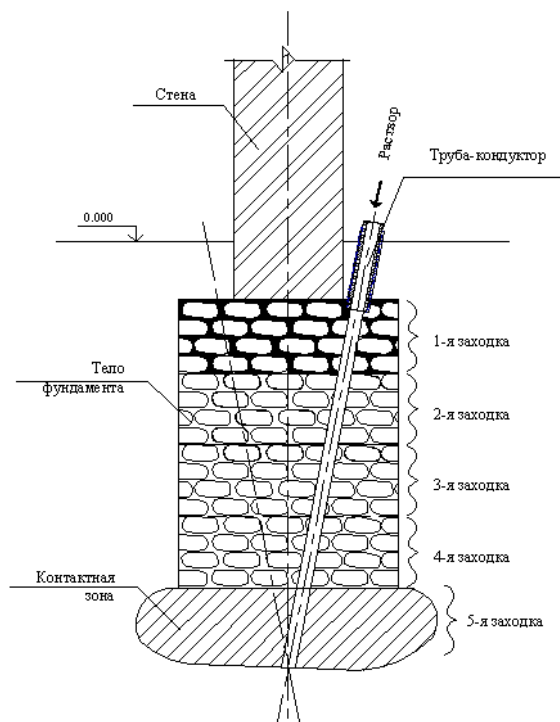


Рис. 8.10. Укрепление тела фундамента и контактной зоны через трубу-кондуктор

а) способом нисходящих заходок с использованием кондуктора: скважина бурится на глубину первой заходки и после промывки инъецируется. Затем цементный камень после ОЗЦ в пределах заинъецированной зоны разбушивается, скважина углубляется на следующую заходку, производится нагнетание инъекционного раствора в эту заходку, ОЗЦ, разбушивание цементного камня и т. д. до тех пор, пока не будет выполнено нагнетание раствора в контактную зону (рисунок 8.10);

б) способом как нисходящих, так и восходящих заходок с использованием одинарного пакерующего устройства: в первом случае с бурением скважины на длину заходки, во втором случае – на полную глубину; после установки на проектную глубину пакера (в первом случае начинают с 1-й заходки, во втором случае – с 5-й заходки) интервал скважины инъецируется, скважина оставляется на ОЗЦ, после чего цикл повторяют (рисунок 8.11).

Для укрепления грунтов основания с низкой несущей способностью следует применять инъекционную технологию с использованием манжетных колонн, которая позволяет выполнять инъекцию грунтового массива как в восходящем, так и в нисходящем

порядке, причем при манжетной технологии имеется возможность возврата к нагнетанию в любом интересующем интервале.

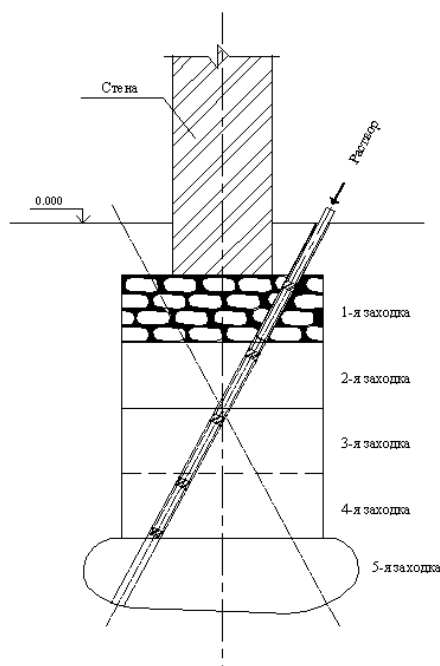


Рис. 8.11. Укрепление тела фундамента и контактной зоны с использованием пакерного устройства

Порядок выполнения операций при этом следующий (рисунок 8.12):

- бурение инъекционной скважины на проектную глубину с укреплением при необходимости ее стенок;
- установка в скважине манжетной колонны, оборудованной центраторами;
- установка в манжетной колонне на последней манжете двойного пакера-обтюратора;
- нагнетание в затрубное пространство обойменного раствора до выхода его через устье скважины;
- выстойка скважины в течение 5...7 суток с целью набора прочности обойменного раствора  $0,8 \pm 0,2$  МПа;
- инъецирование в грунт укрепляющих растворов в каждый интервал нагнетания последовательно в направлении снизу вверх до проектного значения, предварительно разрывая при повышенном давлении обойму через установленный напротив каждой манжеты двойной пакер. Давление разрыва определяют в процессе опытных работ;
- промывка манжетной колонны, что позволяет при необходимости выполнить повторное нагнетание инъекционного раствора.

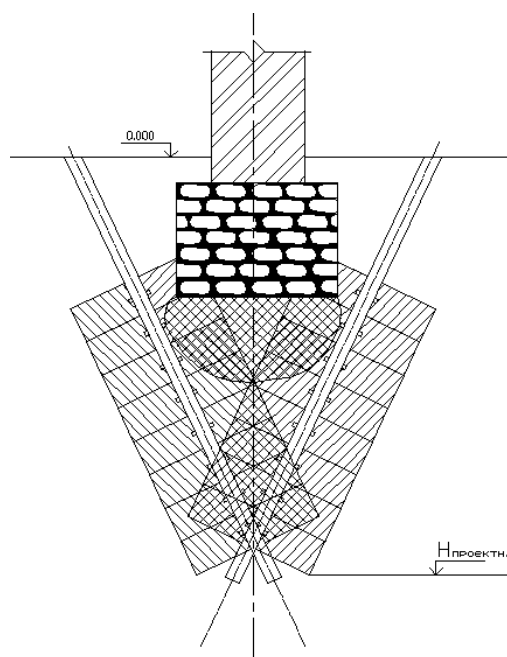


Рис. 8.12. Стабилизация грунтов основания фундамента с использованием манжетной технологии

Представленная выше манжетная технология позволяет выполнять регулирования НДС грунтового массива в интерактивном режиме с нагнетанием инъекционных растворов, основываясь на данных, получаемых в процессе проводимого геотехнического мониторинга [251].

### **8.3. Практическая реализация принципов научно-технического обоснования и сопровождения работ по усилению фундаментов и стабилизации слабых грунтов основания зданий при подземном строительстве**

При строительстве станции метро «Адмиралтейская», в состав которой входило строительство вестибюля, наклонного хода и восстановление здания над станцией метро, возникла необходимость проведения комплекса превентивных мероприятий по обеспечению безопасности эксплуатации зданий соседней застройки при устройстве глубокого стартового котлована, проведении проходческих работ по сооружению наклонного хода метро и работ по восстановлению здания над станцией метро. Для этой цели нами были предложены и реализованы мероприятия по усилению фундаментов домов №6 по Малой Морской и д. №13/3 по Кирпичному пер., непосредственным примыкающих к площадке строительства (рис.8.13). Данное инженерное решение было продиктовано рядом причин: физическим износом фундамента зданий, построенных в конце XIX века, а также возможными технологическими осадками при строительстве станции метро.

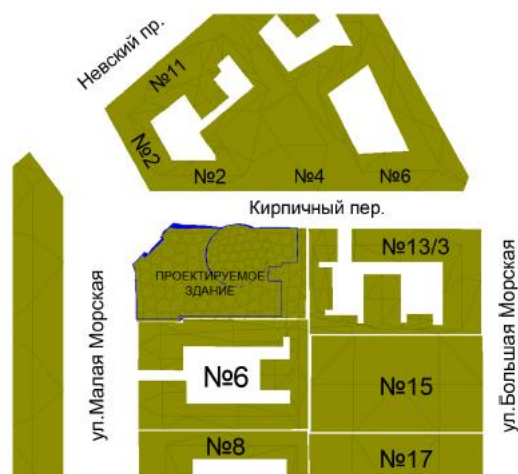


Рис. 8.13 . Схема расположения объекта

Согласно представленным данным технического обследования зданий, попадающих в зону риска при строительстве павильона станции метро «Адмиралтейская», выполненных специализированными организациями в 2009 году в соответствии с ТСН 50-302-2004, обследованные здания относятся к следующей категории технического состояния (Таблица 8.2).

Исходя из анализа статических условий работы основания, наиболее приемлемым из возможных вариантов фундаментов под проектируемое здание метрополитена Санкт-Петербурга под вестибюль и наклонный ход ст. метро «Адмиралтейская», был выбран вариант сплошной фундаментной плиты на свайном основании и монолитных стен с развитой консольной верхней частью.

Таблица 8.2.

**Значения предельно-допустимых дополнительных деформаций зданий, попадающих в зону влияния от строительства на основании ТСН 50-302-2004**

№ п/п	Обследуемое здание	Категория технического состояния	Максимальная осадка, мм	Перекос	Крен
1.	ул. Большая Морская, д. 13/3	III	20	0,001	0,002
2.	ул. Малая Морская, д. 6	III	20	0,001	0,002
3.	Кирпичный пер., д. 2/11	II	30	0,0015	0,002

Подвальный этаж с машинным помещением эскалаторов представляет собой заглубленное подземное пространство с ограждающими конструкциями из монолитного железобетона. Толщины конструкций от 600 до 800 мм.

Функционально подвальный этаж одновременно является фундаментной системой, принимающей на себя все постоянные и полезные нагрузки от проектируемого здания.

Несущие стены на всю высоту подвального этажа - монолитные, армированные по типу балки-стенки; по верху стенок устраиваются консоли для опирания колонн несущего каркаса дома.

Все несущие монолитные железобетонные конструкции выполняются из бетона класса В25, W8, F100, армируются арматурой класса АШ (для монтажной арматуры - класс АІ) с ориентировочным насыщением арматурой из расчета 80,0-90,0 кг/м<sup>3</sup> бетона.

В геологическом строении участка строительства принимают участие характерные для центральной части города грунтовые напластования, которые представлены четвертичными отложениями озерно-морского, водно-ледникового и ледникового генезиса, перекрытые насыпными грунтами. Толща четвертичных отложений суммарной мощностью 54-56м залегает на коренных глинах верхнекотлинской подбиты венда.

Гидрогеологические условия определяются развитием грунтового водоносного горизонта, приуроченного к озерно-морским пескам и супесям, реже - к подошве насыпных грунтов, а также к песчано-пылеватым прослоям в озерно-ледниковых позднечетвертичных отложениях. Зеркало грунтовых вод располагается на глубине 2-2.5м. Коэффициенты фильтрации водовмещающих пород изменяются от 0.05 до 2-5 м/сут. (от супесей к пескам средней крупности). Условным (относительным) водоупором грунтового водоносного горизонта являются суглинки лужской морены (7/9), поэтому суммарная мощность грунтового водоносного горизонта составляет 24-26м.

Напорные воды приурочены к отдельным прослоям и линзам водосодержащих грунтов в толще лужской морены и повсеместно-к гравийно-галечному слою (8/1). Величина напора последнего достигает 44м водного столба, пьезометрический уровень устанавливается вблизи зеркала грунтовых вод. Верхним водоупором горизонта являются суглинки межморенные (8/11), нижним-коренные глины или переотложенные (слои 12/1, 14/1). Коэффициент фильтрации пород напорного водоносного горизонта достигает 10-15 м/сут.

Для оценки возможных геотехнических рисков была принята геомеханическая модель массива грунта с расчетная глубиной 45 м.

Соединение станционного узла «Адмиралтейская» с дневной поверхностью предусматривается через эскалаторный тоннель на четыре ленты. Обделка наклонного хода имеет круговое очертание внутренним диаметром 9,4м и наружным диаметром 10,4м (рисунок 8.14). Каждое кольцо собирается из 8 водонепроницаемых высокоточных блоков переменной ширины от 1,02м до 0,98м. Гидроизоляция стыков обделки обеспечена установкой герметизирующих уплотнительных прокладок из специализированного

резинового профиля, выполненных в виде замкнутого контура по наружному периметру блоков.

Учитывая сложные инженерно-геологические и гидрологические условия строительства тоннеля наклонного хода, для блоков сборной железобетонной обделки принят бетон класса прочности на сжатие В50, марка по морозостойкости F150, по водонепроницаемости W8.

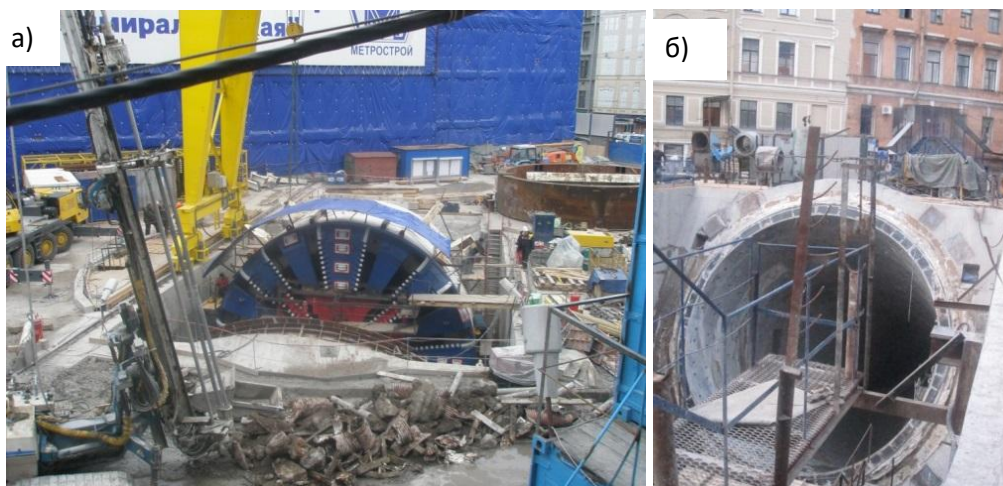


Рис.8.14. Вид смонтированного проходческого щита (а) и наклонного тоннеля (б) метро станции «Адмиралтейская»

Наклонный ход, сооруженный в сборной обделке, соединяется с натяжной камерой через веерную часть, частично расположенную в оставляемой после проходки наклонного хода оболочке щита.

Снизу к веерной части примыкает слепой ствол, соединяющий нижнюю часть наклонного хода с нижним вентиляционным узлом. Вместе примыкания ствола к веерной части оболочка щита вырезается.

Веерная часть выполнена из монолитного бетона класса прочности на сжатие В25, марка по морозостойкости F150, по водонепроницаемости W6.

Примыкание слепого ствола к веерной части осуществляется через монолитную железобетонную раму. Для обслуживания коммуникаций над рамой ствола и в самом стволе предусмотрены металлические площадки и лестницы между ними.

Внутренние конструкции наклонного хода предусмотрены из сборного и монолитного железобетона.

Представленные расчеты НДС выполнялись методом конечных элементов (МКЭ) с помощью программы Plaxis 3D Foundation апробированной при проектировании большого числа возводимых сооружений, как на плитно-свайном, так и на естественном основании. Для моделирования напряженного состояния грунта были использованы 15-узловые треугольные

элементы. Работа грунта описывалась упруго-пластической моделью с упрочнением (Hardening soil). Программой также могут использоваться другие специальные типы элементов:

- интерфейсные элементы для моделирования взаимодействия окружающих конструкций с грунтом (контакт между свайей и окружающим грунтом);

- балочные элементы - линейные элементы для моделирования ограждающих конструкций, фундаментных и надземных конструкций зданий;

- специальные элементы - линейные элементы для моделирования существующих фундаментов и свай.

Геомеханическая модель основания строилась на основе анализа и обобщения материалов инженерно-геологических изысканий, выполненных на объекте строительства.

По результатам расчетов с использованием программы Plaxis 3D Foundation установлено, что максимальная осадка от строительства вестибюля ст.м. «Адмиралтейская» составит 18,0 мм. В таблице 8.3 приведены результаты прогностических осадок соседних зданий при строительстве вестибюля станции метро.

Таблица 8.3

#### Результаты численного расчета по программе Plaxis 3D Foundation

	Осадка <sup>1</sup> (новое строительство), мм.	Осадка <sup>2</sup> (разработка котлована), мм.	Осадка <sup>3</sup> (общая), мм.	Относит. разность осадок
1) ул. Малая Морская, д.6	3	0	3	0,00024
2) ул. Большая Морская, д.13/3	2	3	5	0,00035
3) Кирпичный пер., д.2/11	0	5	5	0,00012

<sup>1</sup>) Осадка соседних зданий от строительства вестибюля ст.м. «Адмиралтейская».

<sup>2</sup>) Осадка соседних зданий при устройстве ограждения котлован и разработке котлована до проектной отметки.

<sup>3</sup>) Общая осадка соседних зданий от разработки котлована и строительства вестибюля ст.м. «Адмиралтейская».

На рис. 8. 15 приведены результаты расчета вертикальных деформаций зданий окружающей застройки при строительстве вестибюля станции метро «Адмиралтейская».

Максимальная значения осадки существующих зданий не превысили нормативных значения допустимых дополнительных деформаций.

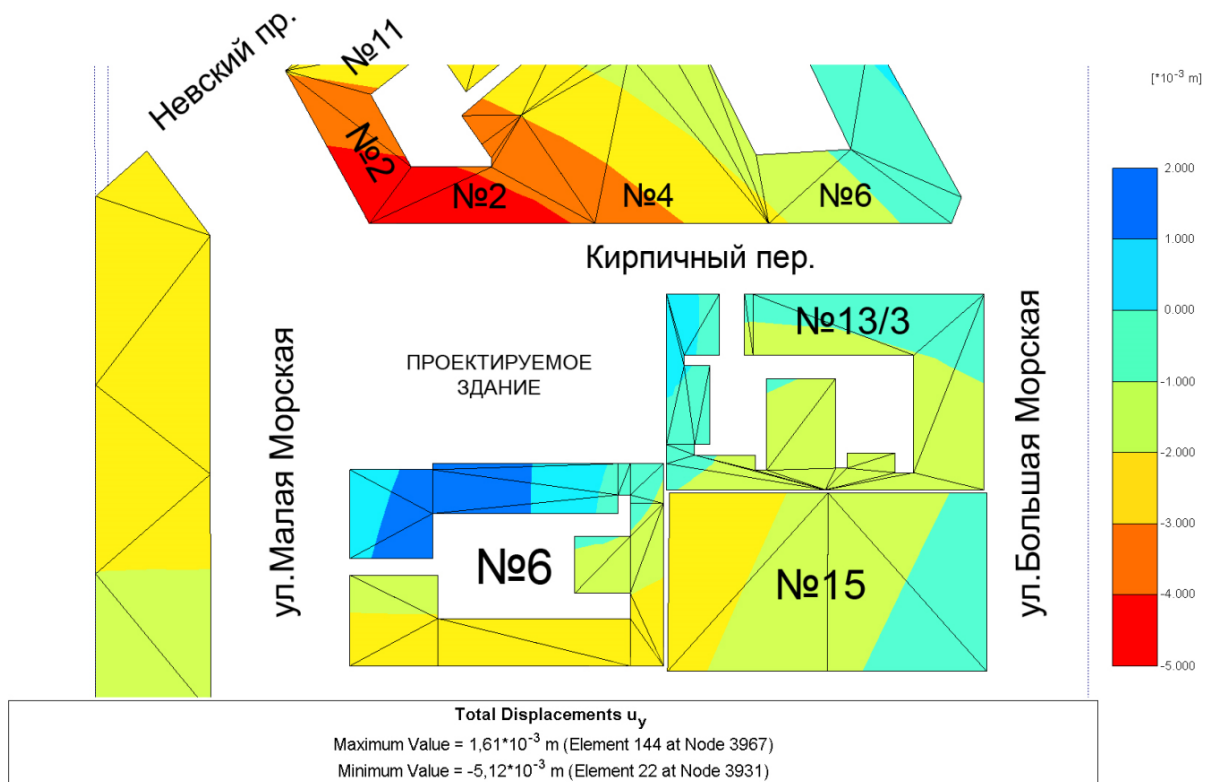


Рис. 8.15. Вертикальные перемещения существующих зданий при строительстве вестибюля

Обязательным условием при выполнении строительных работ на рассматриваемой площадке был назван контроль за динамическими параметрами строительства, который осуществлялся с помощью специальных датчиков, устанавливаемых на межевых стенах и на грунте, что позволяло определять параметры динамических воздействий. Контроль проводился в течение всего процесса изготовления свай и шпунтового ограждения. Допустимое значение ускорения колебаний фундамента назначалось равным  $\alpha=0,15 \text{ м/с}^2$  по табл.Е.1 (ТСН 50-302-2004). При превышении допустимых параметров колебаний работы должны быть приостановлены. Они возобновляются после выполнения рекомендаций по снижению динамических воздействий, оперативно выданных контролирующей организацией.

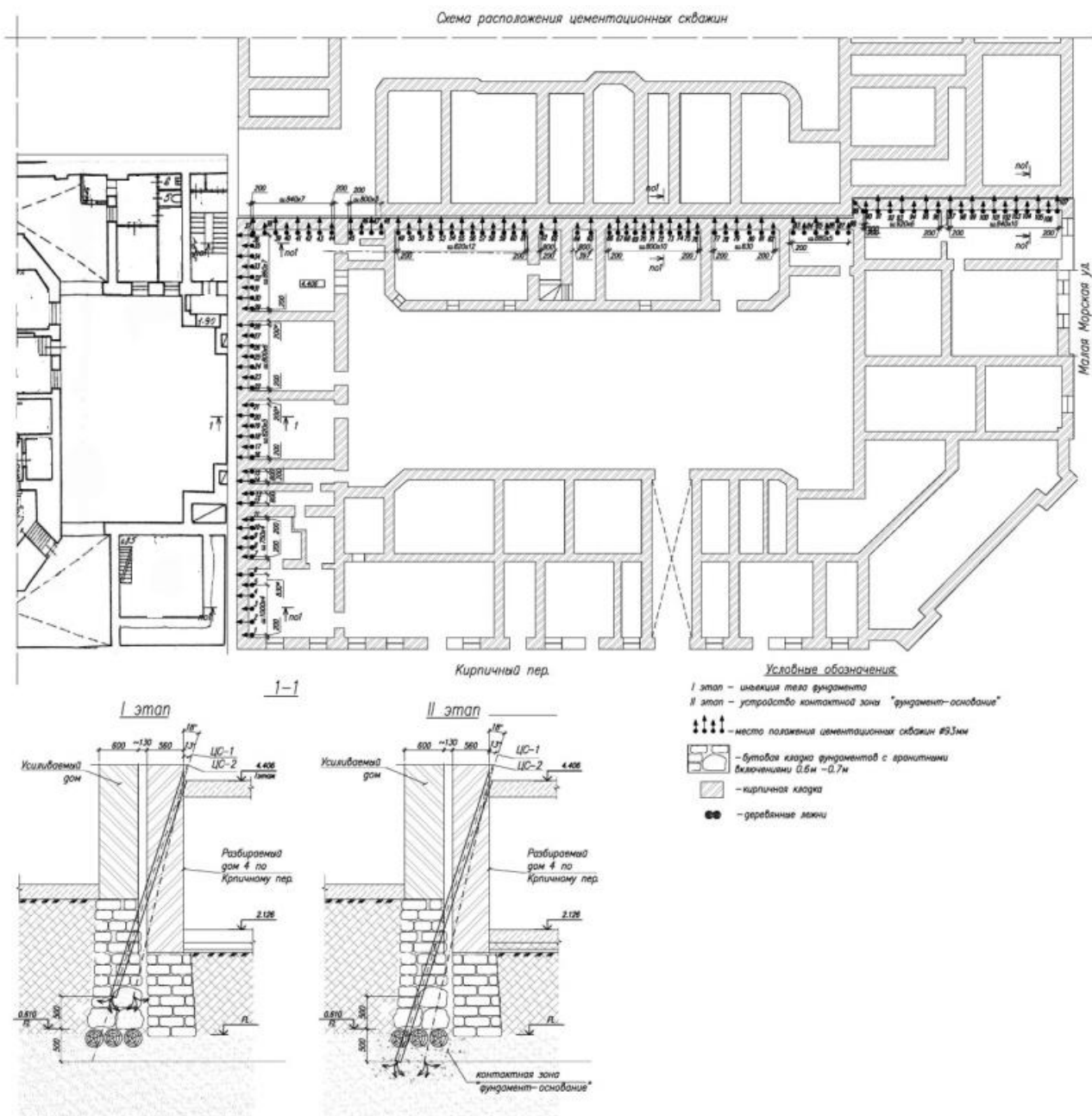


Рис. 8.16. Схема усиления фундаментов здания и грунтов основания соседней застройки с использованием инъекционного укрепления фундаментов и закрепления грунтов

Для обеспечения устойчивости фундаментов здания, расположенного в непосредственной близости от ограждения котлована было выполнено усиление фундаментов при помощи буроинъекционных свай, устраиваемы бурением под защитой глинистого раствора. Диаметр свай был выбран по обеспечению минимального технологического воздействия на грунты основания и был принят 151 мм, длина свай обеспечивала заделку нижних концов в моренные отложения и составляла 23,5 м (рисунок 8.17).



Рис. 8.17. Устройство скважины под кондуктор в теле старого фундамента при устройстве буроинъекционных свай усиления (а) и вид откопанных оголовкой выполненных буроинъекционных свай (б)

Учитывая, что в зону влияния попадало здание, имеющее аварийное состояние надземных конструкций, которое на момент выполнения работ по устройству станции метро находилось в эксплуатации (рисунок 8.18), было предложено решение осуществление в его основании компенсационного нагнетания для исключения деформаций в процессе проходки наклонного хода рядом со зданием (рисунок 8.19).



Рис. 8.18. Вид трещин внутри здания (а), по стене дворового фасада (б), на фасаде со стороны Кирпичного пер. (в)

Устройство скважин для установки манжетных колонн в помещениях здания выполнялись с использованием малогабаритных буровых станков СБУ 132 и «Стерх» по разработанному технологическому регламенту. Для приготовления цементного и глинистого раствора использовались растворосмесительные комплексы РМ -350 и Gertec, подача

раствора для нагнетания к скважине производилась при помощи инъекционного комплекса HANI, MAT, Gertec, PM-350 с PH-16), установленных на строительной площадке.

Работы по инъекционному закреплению (компенсационному уплотнению) грунтов основания по манжетной технологии предусматривают создание сети наклонных и вертикальных скважин Ø93 мм с шагом ~1000 мм по всей площади дома (рисунки 8.19 и 8.20). Работы по устройству манжетных труб ведутся с дневной поверхности земли со стороны двора, а также с пола цокольного этажа. Частично работы ведутся из помещений газовой котельной.

Работы по инъекционному закреплению грунтов основания выполняются в следующей последовательности:

- разметка местоположения буровых скважин;
- установка бурового оборудования для устройства скважины на точку;
- бурение лидерных скважин Ø93 мм с шагом ≈1000 мм на проектную глубину с одновременной подачей обойменного раствора;
- установка колонны манжетных труб Ø70x8 мм в скважину (нижний торец колонны манжетных труб герметизируется пробкой, например деревянной);
- ожидание затвердевания обойменного раствора в течение 5-7 суток (ОЗЦ) с целью набора прочности 0,8МПа;
- установка пакера в заданный интервал (горизонт нагнетания);
- подсоединение к скважине нагнетательной системы;
- нагнетание инъекционного раствора при следующих ориентировочных параметрах: начальные давления нагнетания 0,2...0,5МПа, конечные 1-1,5Мпа. За конечное принимается давление 1,0-1,5МПа при расходе раствора 5л/мин;
- перестановка пакера на следующие интервалы для возможности повторного нагнетания (при необходимости выполняется промывка манжетной колонны).

Инъекционный раствор приготавливается из портландцемента М400 с добавками пластификатора С-3 и жидкого стекла.

Состав раствора на 100 л с В/Ц=0,5:

- портландцемент М400 - 120 кг;
- пластификатор С3 - 0,25 кг (концентрат);
- жидкое стекло - 1,2 кг;
- вода - 60 л.

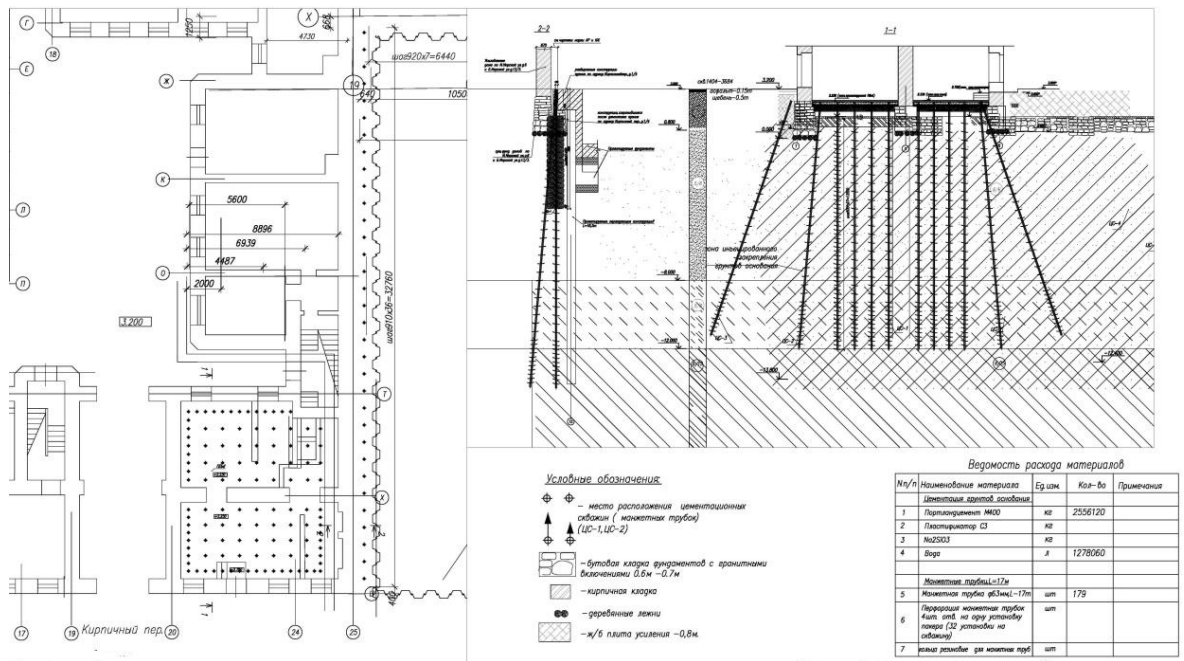


Рис.8.19. Схема выполнения компенсационной инъекции для исключения деформаций здания в зоне влияния подземных работ



Рис.8.20. Производства работ по устройству лидерных скважин для установки манжетных колонн (а) и вид выпусков манжетных колонн при нагнетании закрепляющего раствора

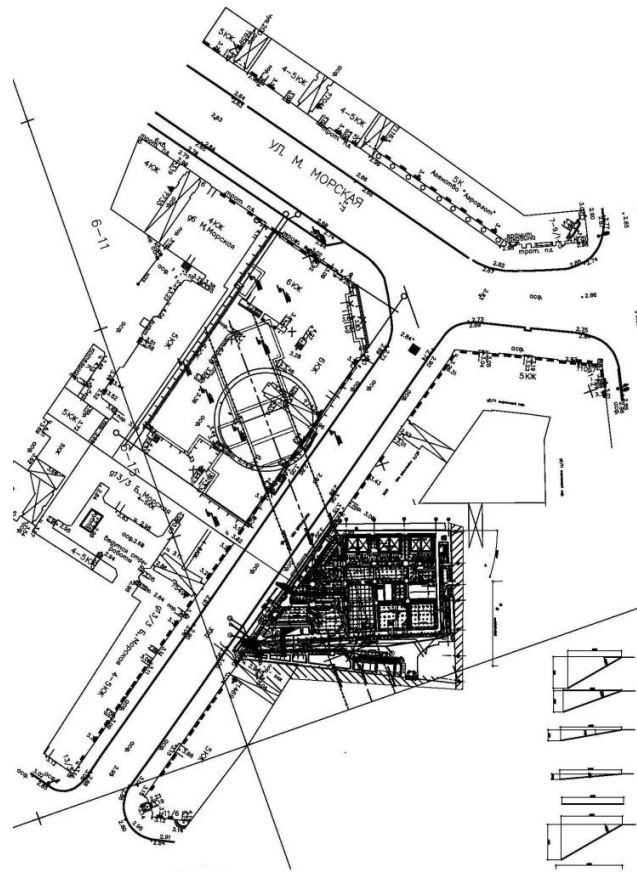


Рис.8.21. Схема расположения стартовой камеры и наклонного хода

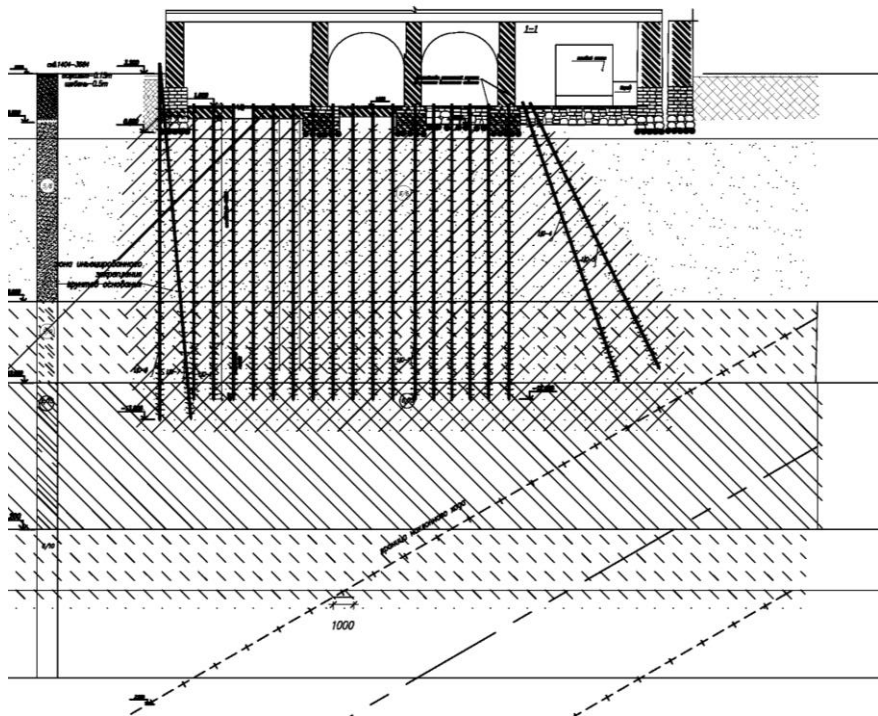


Рис. 8.22. Поперечный разрез по зданию, совмещенный со схемой расположения манжетных колонн под зданием

Система компенсационного инъецирования позволила при осуществлении проходки наклонного тоннеля существенно снизить осадки зданий, находящихся на поверхности путем инъецирования закрепляющих растворов в зоны сдвижения массива грунта под зданиями, что позволило обеспечить возможность эксплуатации зданий при проведении проходки. Естественно, данные работы реализовывались в комплексе горно-проходческих мероприятий, направленных на снижение влияния работ для зданий на поверхности. Значимое место в данном комплексе по созданию безопасных условий уделялось геотехническому мониторингу, который обеспечивал непрерывный геодезический контроль за деформациями конструкций станции, зданий соседней застройки, попадающих в зону влияния.

#### **8.4. Особенности научно-технического сопровождения геотехнических работ при усилении фундаментов и выведении зданий-памятников и зданий исторической застройки из аварийного состояния при реконструкции**

В настоящее время строительная отрасль в Санкт-Петербурге активно развивается – Застройщиками производится масштабное освоение новых пригородных территорий, возводятся крупные жилые комплексы и зачастую застраиваются целые районы, проектируются новые общественные деловые и торговые центры. Тем не менее, наибольшим спросом и популярностью всегда пользуются участки для строительства в центре города. Центральная историческая часть Санкт-Петербурга остаётся наиболее востребованной для Застройщиков, сразу предполагая выгодное освоение вложенных средств.

Однако стоит понимать, что участок для строительства в центральной части города всегда ограничен окружающей исторической застройкой, не располагая к «размеренному» ведению работ. Стройка в центре всегда ведётся в стеснённых условиях – территория очень дорога, высота новых зданий нормируется и ограничена историческим обликом города, поэтому практически весь участок предполагается под застройку. В результате, в настоящее время, всё большее развитие набирает альтернативное решение – освоение подземного пространства под проектируемыми зданиями, увеличение количества этажей ниже поверхности земли. В Ленинграде - Санкт-Петербурге до начала 1990-х годов среди проектировщиков и чиновников существовало мнение, что устройство подвальных помещений и освоение подземного пространства в центральной части города при встройках, реконструкции и приспособлении весьма небезопасно для окружающей застройки, в результате чего рекомендовалось минимизировать котлованные работы, избегая устройства подземных этажей. Появление практической геотехники в гражданском строительстве в начале 90-х годов позволило выполнять ограждение котлованов глубиной до 3-5 м. За последние 10 лет заглубление подземных частей здания увеличилось до 6-7 м (1-2 этажа).

Сегодня глубина устраиваемых котлованов в центральной части города уже преодолела отметку 14,5 м (3-4 этажа). Увеличение полезного объёма здания за счет освоения подземного пространства для центральной части Санкт-Петербурга вызывает несомненный инвестиционный интерес у Заказчиков и Застройщиков, заранее предопределяя более чем выгодное освоение участка. Сразу решается вопрос с размещением технических и подсобных помещений, торговых площадей, а самое главное, парковок, для которых свободных городских участков как всегда не хватает.

Активное освоение подземного пространства в центре города – очень сложный с технической и технологической точки зрения процесс. Особенности грунтов, формирующих инженерно-геологические условия центральной части Санкт-Петербурга, наличие в непосредственной близости от участка застройки существующих зданий 18 – 19 вв. постройки, возведённых на естественном основании и являющихся архитектурными и историческими памятниками – существенные факторы, определяющие объём финансирования для любого инвестиционного проекта. Но, пожалуй, самым главным фактором риска остается значительная (от 4 - 15 м) требуемая глубина подземного объёма проектируемого здания, что и определяет основные условия по выбору технологии и оборудования при ведении подземного строительства в центральной части города.

Большая глубина разрабатываемых котлованов предполагает либо ограждения с мощными сложными многоуровневыми распорными системами, либо использование дисковой системы раскрепления котлована типа «TOP-DOWN». Это, в свою очередь, существенным образом усложняет и удорожает как проектные решения, так и, главным образом, проведение строительно-монтажных работ. Серьёзный комплекс расчётов по проектированию системы ограждения котлованов и качественное производство работ на площадке должны в полной мере обеспечивать безопасность на участке и сохранность окружающей застройки. Однако, даже при качественно рассчитанном и проработанном проекте, можно наблюдать развитие деформаций, а порой и возникновение аварийных ситуаций, вызывающих значительные повреждения конструкций соседней застройки. Причины развития деформация и возникновения аварийных ситуаций могут быть различными: неполное соответствие реальных геологических условий результатам изысканий, технологическое воздействие при производстве работ, особенности применяемых машин и механизмов и многое другое. Предугадать эти причины не всегда возможно.

Выявить влияние и развитие неблагоприятных факторов при производстве работ позволяют регулярные наблюдения за ходом строительства – внедрение и использование комплексной системы мониторинга. Она включает целый комплекс инструментальных измерений (визуальное и инструментальное наблюдение за техническим состоянием зданий,

контроль за деформациями конструкций путем постановки «маячков», геодезические наблюдения, инклинометрия, тензометрия и др.). Выполнение комплексного геотехнического мониторинга позволяет:

- производить постоянные наблюдения за состоянием конструкций окружающей застройки в процессе производства работ, в том числе в режиме реального времени;
- вести геотехнический мониторинг за процессом выполнения работ, обеспечивая его безопасность и соответствие технологическим регламентам;
- оценивать техническое состояние и обеспечивать сохранность возводимых конструкций со своевременным выявлением дефектов;
- обеспечивать надёжное (безаварийное) производство работ на всех этапах строительства (работы по демонтажу окружающих зданий, устройство ограждающей конструкции и удерживающей системы, выполнение свай, экскавация грунта из котлована, сооружение подземной и наземной частей здания в целом и пр.);
- оценить соответствие фактических деформаций и напряжений, возникающих в конструкциях, прогностическим, выявить правильность принятых методов расчёта и соответствие проектных решений критерию геотехнической безопасности;
- снизить стоимость и продолжительность строительства за счёт возможной оптимизации и корректировки проектно-технологических решений.

В качестве примеров использования комплексной программы мониторинга в статье рассмотрена организация и проведение работ на строительной площадке, расположенной в историческом центре Санкт-Петербурга: реконструкция здания под гостиницу с организацией подземного пространства на ул. Правды, д. 10 в Центральном районе Санкт-Петербурга.

По данным результатов проведённых изысканий (трест ГРИИ, 2007 г.) инженерно-геологические условия площадки реконструкции представлены характерным для данной части города напластованием грунтов. С поверхности залегают техногенные отложения ( $t_{IV}$ ), представленные насыпными грунтами, мощностью до 1,6 – 1,9 м. Далее расположены современные морские и озерные отложения ( $m, 1_{IV}$ ) суммарной мощностью 4,9 – 5,0 м, представленные песками пылеватыми, средней плотности, насыщенными водой, с растительными остатками, с прослоями и слоями торфа, и песками пылеватыми, плотными, насыщенными водой. Их подошва залегает на глубине 6,7 – 7,0 м. Данный слой является несущим для фундаментов на естественном основании существующей части здания. Ниже по разрезу залегают верхнечетвертичные озерно-ледниковые ( $lg III$ ) отложения в виде суглинков тяжелых, пылеватых, ленточных, текучей консистенции с мощностью слоя 3,2 – 6,5 м, обладающих очень низкими прочностными характеристиками. Удельное сопротивление под конусом зонда 0,7 – 0,9 МПа. В нижней части разреза расположены верхнечетвертичные

ледниковые (g Ш) отложения, представленные супесями пылеватыми, пластичными, с гравием, галькой и валунами до 20%, с гнездами и линзами песка, и суглинками легкими, пылеватыми, с редким гравием, тугопластичными. Подошва ледниковых отложений не вскрыта. Пройденная бурением и статическим зондированием их мощность составляет 20,5 м.

Гидрогеологические условия площадки характеризуются наличием грунтовых вод со свободной поверхностью на глубинах 1,5 – 1,9 м, приуроченных к насыпным грунтам, морским и озерным пескам пылеватым, а также прослоям песка в суглинках ленточных, пылеватых. Относительным водупором служат ледниковые супеси. Максимальное положение уровня грунтовых вод ожидается в периоды обильного снеготаяния и выпадения атмосферных осадков на глубине 0,8 – 1,0 м.

Проектом реконструкции исторического здания под гостиницу предполагалось устройство в его сохраняемой части подвального этажа и заглубление дворовой части здания, с целью организации подземного объема для размещения технических помещений (рисунок 8.23).

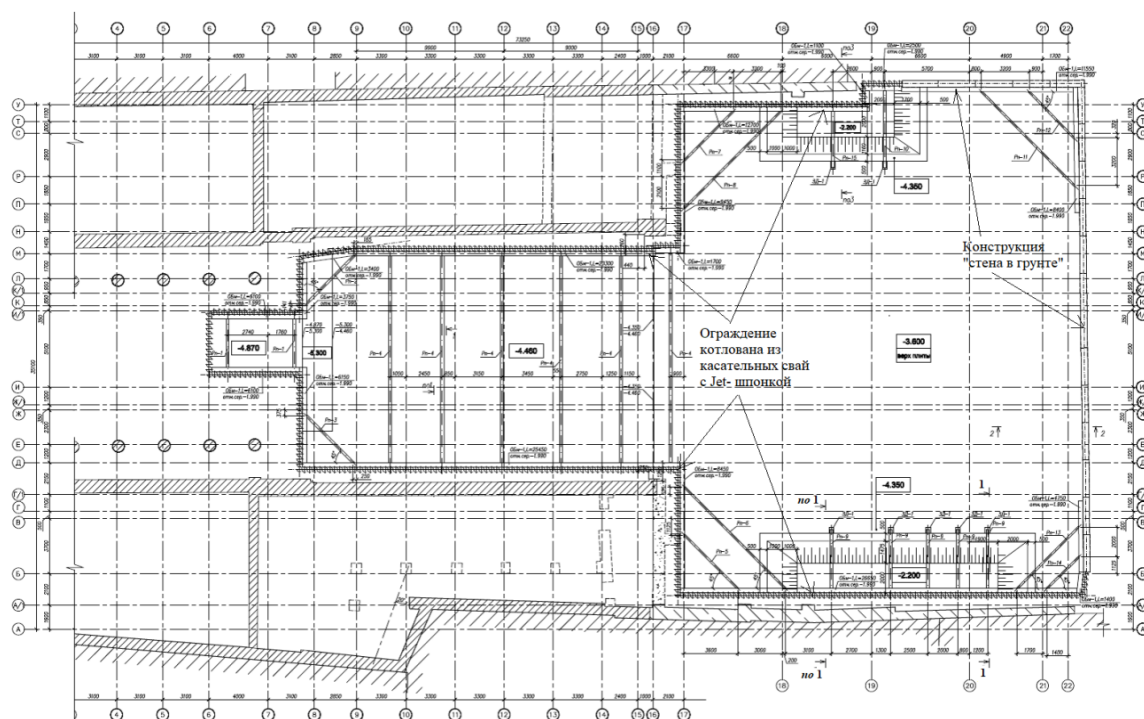


Рис.8.23. План конструкций ограждения устраиваемого котлована для организации подземного пространства с распорными конструкциями

Реконструируемое здание было построено в 1850 г. для купца Лобова, позже, по проекту гражданского инженера А.Г. Голубкова (в 1912 – 1913 г.) перестроено под Железнодорожный клуб, а затем в 1935 г. по проекту архитектора В.П.Макашова реконструировано под Дом культуры. В период перестройки с конца 1980 г. оно неоднократно меняло и собственников и свое назначение. В 2005 г. в здании случился пожар, и проблема его

сохранения стояла очень остро. В 2007 году у здания появился новый собственник и инвестор – ЗАО «Международная Балтийская Инвестиционная Компания», руководители которого, являясь настоящими патриотами Санкт-Петербурга, в период с 2008 по 2013 г. осуществили проект великолепной гостиницы, которая сегодня является официальной гостиницей Эрмитажа.



Рис. 8.24. Устройство конструкции ограждения котлована «стена в грунте» на участке строительства подземной части.

Согласно проекту реконструкции, на объекте предусмотрена откопка котлована глубиной до 5,2 м, что потребовало выполнения геотехнического обоснования и расчета с определением зон влияния строительства на окружающую застройку (рисунок 8.26). Учитывая, что часть здания сохраняется, для обеспечения устойчивости существующих строений и исключения развития дополнительных осадок под фундаментами домов вблизи строительной площадки, было принято хорошо зарекомендовавшее себя конструктивное решение, сочетающее устройство ограждающей конструкции из буронабивных свай (диаметром 350 мм длиной 10,0 и 13,0 м) и конструкции «стена в грунте» при толщине стенки 400 мм и глубиной погружения панелей 10,0 м от дневной поверхности (рисунки 8.24 и 8.25). Для герметизации стыков панелей «стены в грунте» и буросекущихся свай по проекту предусмотрена обработка участков каждого стыка высоконапорной инъекцией по технологии Jet Grouting.

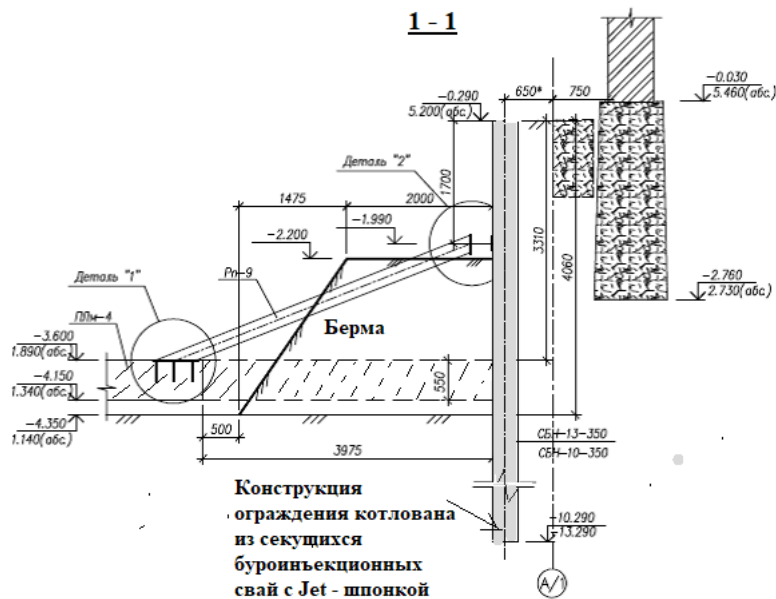


Рис. 8.25. Разрез конструкции ограждения котлована

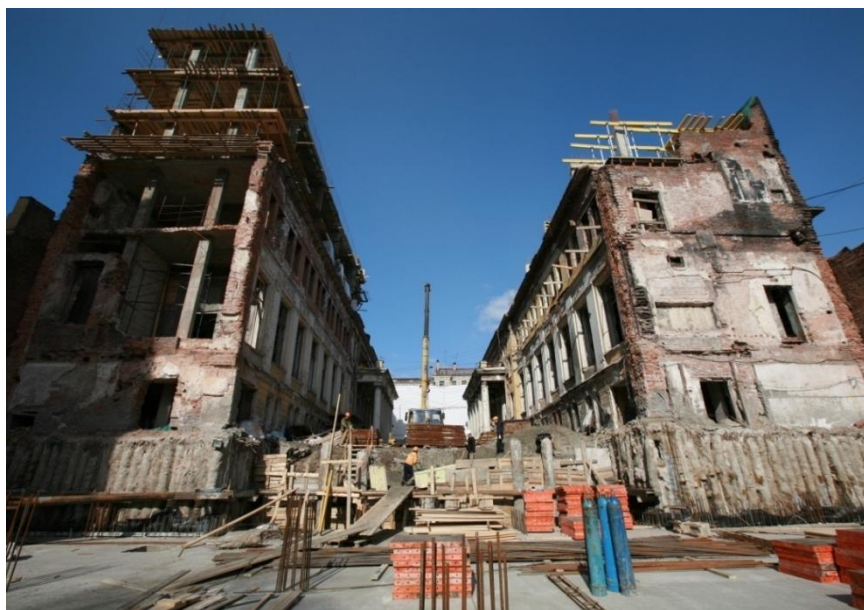


Рис.8.26. Вид площадки реконструкции здания с уровня выполненной железобетонной плиты подземного уровня.

При строительстве здания (рисунок 8.28) был организован геотехнический мониторинг, целью которого являлось обеспечение безопасного выполнения комплекса геотехнических работ при устройстве котлована и работ по строительству подземной части здания. Специально разработанная программа мониторинга включала: геодезический контроль за деформациями зданий окружающей застройки и конструкций реконструируемого здания; системные наблюдения за деформациями ограждающих конструкций в процессе откопки котлована и строительства, с установкой инклинометрических трубок и деформационных марок; наблюдение за колебанием уровня грунтовых вод при строительстве; наблюдение за

состоянием деформационных маяков, установленных на трещинах зданий окружающей застройки; геологический мониторинг, с обеспечением подтверждения физико-механических характеристик грунтов несущего (опорного) слоя свайных фундаментов и свай усиления.



Рис. 8.27. Ограждение котлована при приспособлении исторической части здания с устройством подземного этажа.

В процессе ведения работ контролировалось устройство ограждающих конструкций котлована по технологической последовательности, соблюдению технологических параметров, обеспечению минимизации технологического воздействия на существующие фундаменты при примыкании к ним, за счет контролируемых параметров технологической выдержки устраиваемых свай и панелей «стены в грунте».



Рис. 8.28. Вид построенной гостиницы «Эрмитаж». 2013 г.

Проведенный комплекс выполненных работ по научно-техническому сопровождению позволил реализовать данный проект в установленные сроки без нарушения эксплуатации зданий соседней застройки и сохранением реконструируемых частей здания, составляющих архитектурную ценность.

### **8.5. Выводы по главе 8.**

1. При обеспечении научно-технического обоснования подземного строительства в стесненных условиях на слабых грунтах и обеспечения комплексного подхода к безопасности выполнения геотехнических работ вероятность возникновения рисков неравномерных деформаций зданий и сооружений окружающей застройки уменьшается и создаются благоприятные условия для развития подземного строительства в условиях городской среды.

2. Следует определить, что факторами, обеспечивающими минимизацию геотехнических рисков и оказывающих влияние на долговечность сооружений являются требования к безопасному выполнению геотехнических работ при строительстве сооружений, формулируемые на стадии ТЭО и составления программы инженерно-геологических изысканий, выполнения расчетного геотехнического обоснования строительства на стадии проектирования и при необходимости корректировка принятых решений на основе полученных опытно-экспериментальных данных при реализации проекта на строительной стадии, а также получение, обработка и накопление информации, получаемой при проведении геотехнического мониторинга как в процессе строительства объекта, так и при его эксплуатации в течение 5 лет.

3. Осуществление превентивных мероприятий по усилению грунтов основания и фундаментов зданий существующей застройки, попадающих в зону влияния подземного строительства, позволяет минимизировать риски негативного влияния и обеспечивает безопасность проведения подземных работ.

## **ЗАКЛЮЧЕНИЕ**

1. Анализ существующих методов геотехнического обоснования и строительства подземных сооружений в условиях плотной городской застройки на слабых грунтах показал, что в условиях слабых грунтов практически все осуществляемые конструктивные решения и применяемые технологии предполагают развитие деформаций окружающей застройки. Возможные изменения НДС основания зданий и сооружений оценивается расчетным образом, но в реальных условиях значения дополнительных деформаций фундаментов зданий окружающей застройки зачастую оказываются существенно отличными от прогнозируемых.

2. Разработана комплексная методика качественной оценки степени влияния различных технологических факторов при различных видах подземного строительства на НДС

окружающего грунтового массива и уточнены методологические положения при научно-техническом обосновании подземного строительства в плотной городской застройке на слабых грунтах. Методический комплекс дополнен разработанными и внедренными устройствами для определения прочностных и деформационных характеристик грунтов, показателей механических свойств грунтов, позволяющими выполнять определение характеристик в полевых условиях, конструктивное решение разделительной стенки из буровых свай, способом возведения в грунте несущих-ограждающих противодиффузионных конструкций, позволяющей минимизировать технологическое воздействие на грунтовой массив, основания и фундаменты зданий и сооружений, попадающих в расчетную зону влияния, разработанными СТО по проектированию, изготовлению и применению набивных свай вытеснения по технологии DDS и по усилению фундаментов и упрочнению грунтов оснований с применением инъекционных технологий.

3. Разработаны критерии безопасности применения конструктивных и технологических решений при подземном и геотехническом строительстве в слабых грунтах в застроенной части города, включающие в себя комплексную оценку возможных геотехнических рисков на основе численного моделирования работы конструкции в рамках геотехнического обоснования. Для минимизации технологических воздействий было разработано устройство для погружения свай, защищенное авторским свидетельством (а. с. 1604932 МКИ Е 02 Д 7/20 в соавторстве); устройство для возведения свай (а. с. № 2049855 МПК Е 02 Д 3/12 в соавторстве); способ реконструкции зданий, сооружений с устройством подвалов, подземных этажей (а. с. № 2065001 МПК Е 02 Д 35/00 в соавторстве); способ усиления фундаментов здания, сооружения (Патент РФ № 2081245 С1 МПК Е 02 D27/08 в соавторстве).

4. Разработан и обоснован комплекс превентивных мероприятий по повышению уровня безопасности зданий окружающей застройки при устройстве фундаментов глубокого заложения и освоении подземного пространства, включающий в себя инъекционное нагнетание закрепляющих растворов в грунтовой массив основание здания с использованием манжетной технологии, что позволяет снижать влияние технологических воздействий при закреплении грунтов, осуществлять компенсационное нагнетание при необходимости регулирования деформаций фундаментов зданий (подработка при устройстве подземных выработок, воздействие глубоких котлованов, расположенных вблизи зданий и т. п.), что получило отражение в разработанном СТО 31041820-002-2006.5. Предложены и внедрены новые конструктивные и технологические решения ограждающих котлован конструкций из касательных буронабивных свай с инъекционной шпонкой, устраиваемой под высоким давлением при помощи специальной буровой насадки (Патент RU 2378 453 С1 МПК Е 5/20), при котором производится устройство ограждения котлована из буронабивных или

бурионъекционных свай, устанавливаемых с зазором, без сопряжения друг с другом, во избежание вибрационно-динамического воздействия на грунтовый массив. Предложенные конструктивные и технологические решения позволили минимизировать геотехнические риски при строительстве подземных сооружений и подземных частей зданий.

6. Расчетно определена возможность образования технологических подъямов массива окружающего грунта и зданий окружающей застройки при устройстве свай вытеснения (набивных и свай вдаливания) в случае их выполнения вне границ защитной ограждающей конструкции в условиях слабых грунтов и выполнено их сравнение с предельными нормативными значениями. Установлены условия обоснованности использования предварительно выполненной конструкции разделительной стенки (геотехнического экрана) [Патент РФ ], как компенсационного (превентивного) защитного мероприятия. Мониторинг деформаций окружающей застройки, выполненный на ряде строительных площадок показал, что устройство предварительно изготовленной разделительной стенки обеспечивает значительное уменьшение величин технологических деформаций зданий окружающей застройки при погружении свай вытеснения. Предложена и обоснована методика аналитического решения задачи по определению влияния от устройства свай вытеснения, выполняемых в границах замкнутого контура ограждения, на дополнительные деформации поверхности грунта и зданий окружающей застройки.

7. Обоснованы принципы безопасного подземного строительства на основе результатов проводимого мониторинга деформаций зданий окружающей застройки, конструкций ограждения котлована, строящегося здания, НДС массива грунта и конструкций зданий, включающие в себя интерактивное уточнение данных, получаемых при мониторинге с проводимыми уточняющими расчетами на основе численного моделирования с целью выявления возможных рисков и последующего прогноза развития деформирования фундаментов зданий окружающей застройки и предложена схема управления строительными рисками. Научно обосновано и выполнено усовершенствование оборудования для проведения геотехнического мониторинга при измерении послойных деформаций грунтов основания (а. с. №1596015 МКИ Е 02 Д 1/00).

8. На основе проведенных исследований и практического опыта разработана методика оценки геотехнических рисков, предложена схема управления строительными рисками при производстве работ нулевого цикла, обоснованы и сформулированы требования по безопасному ведению подземных работ при реконструкции зданий и сооружений.

## БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Абелев М.Ю. Слабые водонасыщенные глинистые грунты как основания сооружений. – М.: Стройиздат, 1973 -288с.
2. Абелев М.Ю. Строительство промышленных и гражданских сооружений на слабых водонасыщенных грунтах., - М.: Стройиздат, 1983.- 248с.
3. Авт. свид. №1604932 СССР, МКИ E02 Д 7/20. Устройство для погружения свай: опубл. - бюл. № 41 от 07.11.1990 / Р.А. Мангушев, А.Ф. Питулько, А.И. Осокин.; заявитель Ленинград. инж.-строит.институт -3с.:ил.
4. Авт. свид. № 1534143 СССР, МКИ E02 Д 33/00. Способ определения сопротивления грунта по боковой поверхности и острию сваи: опубл. бюл. № 1 от 07.01.1990 / В.Н. Бронин, В.М. Улицкий, А.И. Осокин.; Заявитель - Ленинград. инж.-строит.институт - 2с.:ил.
5. Авт. свид. № 1596015, МКИ E02 Д 1/00. Устройство для измерения послойных деформаций грунта: опубл.бюл. № 36 от 30.09.1990 /А.В. Голли, А.А. Кисляков, А.И. Осокин, Ф.А. Шахрур.; заявитель Ленинград. инж.-строит.институт -3с.:ил.
6. Авт. свид. № 1675485, МКИ E 02 Д 1/00. Устройство для определения прочностных и деформационных характеристик грунтов: опубл.бюл. № 33 от 07.09.1991 / В.Н. Бронин, С.В. Татаринов, А.И. Осокин.; заявитель Ленинград. инж.-строит.институт -3с.:ил
7. Авт. свид. № 1715955, МКИ E 02 Д 1/00. Устройство для определения показателей механических свойств грунта: опубл.бюл. № 8 от 29.02.1992 /В.Н. Бронин, Л.К. Пронев, А.И. Осокин.; заявитель Ленинград. инж.-строит.институт -4с.:ил
8. Байбурин А.Х., Головнев С.Г. Качество и безопасность строительных технологий: монография.– Челябинск: Изд-во ЮУрГУ, 2006.– 453 с.
9. Барвашов В.А., Федоровский В.Г. Трехпараметрическая модель грунтового основания и свайного поля, учитывающая необратимые структурные деформации грунта.// Основания, фундаменты и механика грунтов, №4 - М., 1978, С.17-20
10. Барвашов В.А., Экимян И.Б., Аршба Э.Т. Методы оценки несущей способности свай при действии вертикальной нагрузки./ науч. Ред. Дорошкевич Н.М., - Обзор – М.: ВНИИС, 1986. – 68с.
11. Бартоломей А.А. Основы расчета ленточных свайных фундаментов по предельно-допустимым осадкам. – М. :Стройиздат, 1982 – 128с.
12. Бартоломей А.А., Юшков Б.С. Изменение несущей способности свайного фундамента, работающего в слабых глинистых грунтах во времени.// Основания, фундаменты и механика грунтов. – Сб.тр. ПермПТИ.- Пермь, 1980.- С 22-28
13. Бартоломей А.А., Юшков Б.С., Дуракова Л.В. Влияние изменения физико-механических характеристик глинистых грунтов на увеличение несущей способности свай во

- времени.// Труды II Всесоюзн. Конф. «Расчет и проектирование свай и свайных фундаментов.»- Одесса, 1990 – С.98-101.
14. Бахолдин Б.В., Джантимиров Х.А., Разводовский Д.Е. Несущая способность свай в кусте. Сборник «Свайные фундаменты». Москва: Стройиздат, 1991. - С.41-44.
  15. Бахолдин Б.В., Ястребов П.И. Экспериментальное исследование изменения бокового давления глинистого грунта во времени.//Основания, фундаменты и подземные сооружения. – Тр. ВНИИОСП., вып. 82, - М., 1980 – С. 7-14
  16. Безродный К.П., Самосудов В.Г., Осокин А.И., Лебедев М.В., Ждахина Н.Ю. Технологические особенности устройства временных буронабивных свай в грунтовых и инженерных условиях строительства второй сцены Мариинского театра// Сб. науч.-техн.статей «Проектирование и строительство подземной части нового здания(второй сцены) Государственного академического Мариинского театра» под общ.ред В.А.Ильичева, А.П.Ледяева, Р.А. Мангушева;- СПбГАСУ- СПб, 2011 –С.109-121
  17. Безродный К.П., Мацегора А.Г., Маслак В.А., Осокин А.И., Болтинцев В.Б., Ильяхин В.Н. Контроль инъекционного укрепления в грунтовых условиях Санкт-Петербурга // Жилищное строительство. – 2009. – №2.– С. 4-9
  18. Белых А.В. Усиление фундаментов методом задавливания свай с последующим наращиванием./ Волгоградский МЦТИ, инф.л. № 86-12, - Волгоград, 1986 – 4с.
  19. Березанцев В.Г. Расчет оснований сооружений. Издательство литературы по строительству. Ленинград, 1970. -205с.
  20. Богданов Е.Н. Определение несущей способности свай по прочностным свойствам связных грунтов.// Рациональные фундаменты в условиях слабых грунтов. – Л.:ЛДНТП,- 1978.- С.18-20
  21. Богданов В.В., Сливец К.В. О результатах комплексного мониторинга, проведенного на опытной площадке строительства второй сцены государственного академического Мариинского театра: Межвуз. тем. сб. трудов «Актуальные научно-технические проблемы современной геотехники», т. 1. СПб. – С. 41–48.
  22. Богов С.Г. Использование геотехнологий для усиления оснований и фундаментов зданий //Реконструкция городов и геотехническое строительство. № 9, 2005. – С. 229–235.
  23. Большаков Н.М. Исследование процесса упрочнения глинистого грунта вокруг свай/ Автореф. дисс.к.т.н., - М., 1973 – 22с.
  24. Бройд И.И. Струйная геотехнология.–М.: Изд. АСВ, 2004.–448 с.
  25. Бронин В.Н., Вершинин В.П., Осокин А.И., Хурамшин Р.Я., Галиопа А.А. Проектирование и устройство свайных фундаментов и разделительных стенок в

- условиях стесненной застройки Санкт-Петербурга// Реконструкция Санкт-Петербурга - 2000,- Матер. 3-го междунар. Симпозиума., ч.5 – СПб, 1995 – С.72-77
26. Бронин В.Н., Далматов Б.И., Федоров В.Г. Расчет осадок свайных фундаментов во времени.- Рига: ЛатНИИНТИ, - 1982.- 40с.
27. Бронин В.Н., Татаринов С.В., Осокин А.И., Денисова О.О. Совмещенный метод разработки котлована по технологии TOP-DOWN и открытым способом при строительстве в стесненной городской застройке// Науч.- технич. журнал «Вестник гражданских инженеров» № 3 (38)- СПб.: СПбГАСУ, 2013 – С. 93-100
28. Бронин В.Н., Улицкий В.М., Осокин А.И. Прогноз несущей способности свай по результатам моделирования напряженного состояния основания в стенде специальной конструкции.// Расчет и проектирование свай и свайных фундаментов., -
29. Бугров А.К. Усиление основания и реконструкция невской ограды летнего сада Санкт-Петербурга. ж. Реконструкция городов и геотехническое строительство, № 1, 1999, С 29-34
30. Ван Импе В., Верастеги Флорес З.Д. Проектирование, строительство и мониторинг насыпей на шельфе в условиях слабых грунтов: Пер. с англ. / Под ред. В.М. Улицкого, А.Б. Фадеева, М.Б. Лисюка; НПО «Геореконструкция-Фундаментпроект»- СПб.2007- 168с.
31. Васильев Б.Д. Возведение капитальных зданий на сильносжимаемых основаниях. – Л.– М.: Госстройиздат, 1952. – 127 с.
32. Васильев Ю.Н., Назаров В.Ф.и др. Генеральная схема планировочной организации и использования подземного пространства Ленинграда – Л.: Главное архитектурно-планировочное управление институт «ЛенНИИпроект»,1977 – 298с.
33. Вентцель Е.С. Теория вероятностей.- М.: Наука, 1964 – 557с.
34. Верстов В.В., Гайдо А.Н., Иванов Я.В. Технологии устройства ограждений котлованов в условиях городской застройки и акваторий/ Под ред. В.В. Верстова – СПб, Лань, 2014 – 366с.
35. Вишневецкий Г.Д. Основы расчета стержневых систем на ползучесть и релаксацию.// Уч.пособ. для студ. ЛИСИ- Л.: ЛИСИ- 1979 – 84с.
36. Власов С.Н., Маковский Л.В., Меркин В.Е. Аварийные ситуации при строительстве и эксплуатации транспортных тоннелей и метрополитенов.- М.: ТИМР, 2000 – 198с.
37. Вознесенская Е.С., Татаринов С.В., Осокин А.И., Ермолаев В.А. Расчет напряженно-деформированного состояния основания при инъецировании методом гидроразрыва с использованием программы PLAXIS// Вестник гражданских инженеров. – 2009. – №2(19), СПб. – С. 77-82

38. Вознесенская Е.С., Татаринцов С.В., Осокин А.И., Ермолаев В.А. Сопоставление результатов натурных исследований и численного моделирования изменений порового давления при инъецировании грунтов // Инженерные изыскания. –М., 2013. – №7.– С. 68-71
39. ВСН 16–84 Инструкция по усилению фундаментов аварийных и реконструируемых зданий многосекционными сваями, НИИПромстрой, М.,-1984 – 19с..
40. ВСН 490–87 Проектирование и устройство свайных фундаментов и шпунтовых ограждений в условиях реконструкции промышленных предприятий и городской застройки.-ВНИИГС, Минмонтажспецстрой, Л.-М.,1988 -29с.
41. Второе рождение Каменоостровского театра //Строительство и городское хозяйство. Выпуск 110, 2009. – С. 80–81.
42. Галиопа А.А. Опыт строительства здания с подземным гаражом в песчаных водонасыщенных грунтах вблизи аварийного здания в Санкт-Петербурге/ А.А. Галиопа, А.И. Осокин, В.Н. Бронин, С.Н. Сотников, А.М. Рукавцов, Г.В. Левинтов // Труды У1 Международной конференции по проблемам свайного фундаментостроения. Том 1У. Москва, 1998 – С.31-34
43. Ганичев, И. А. Устройство искусственных оснований и фундаментов / И. А. Ганичев. – М.: Стройиздат, 1981. – 543 с.
44. Герсеванов Н.М., Польшин Д.Е. Теоретические основы механики грунтов и их практическое применение.– М.: Военморстройиздат, 1948 – 247с.
45. Гендель Э.М. Инженерные работы при реставрации памятников архитектуры.- М.- 1980 – 168с.
46. Глозман, Л. М. Динамический мониторинг при возведении фундаментов глубокого заложения в условиях Санкт-Петербурга / Л. М. Глозман // Тр. Междунар. конф. по геотехнике, посвящено 300-летию Санкт-Петербурга: в 2 т. – СПб., М.: Изд-во АСВ, 2003. – Т. 2. – С. 67–72.
47. Голли А.В. К вопросу об определении мощности ограниченной сжимаемой толщи в глинистых грунтах //Информационный бюллетень: Инженерно–строительные изыскания. – М, 1971, вып. 3/24 -14с.
48. Голубев Г.Е. Подземная урбанистика.- М.: Стройиздат, 1972 – 53с.
49. Гольдштейн М.Н. Механические свойства грунтов.–М.:Стройиздат, 1971- 367с. .
50. Гольдштейн М.Н. Проблемы прочности слабых водонасыщенных грунтов // Материалы Всесоюзного Совещания по новым методам возведения промышленных и гражданских сооружений на слабых водонасыщенных глинистых грунтах. Проблемы строительства на слабых грунтах: Сб.тр. – Рига: РПИ, 1972.– С. 29–34.

51. ГОСТ 5686–2020 Грунты. Методы полевых испытаний сваями. М.- 2020.- 51с
52. ГОСТ 20522–2012 Грунты. Методы статистической обработки результатов испытаний.М.- 2012 – 16с.
53. ГОСТ 27751-2014 Надежность конструкций и оснований. М.: Стандаринформ, 2019-15с.
54. ГОСТ 31937-2024 Здания и сооружения. Правила обследования и мониторинга технического состояния –М., Российский институт стандартизации,- 2024 -69с
55. Готман Н.З., Шапиро Д.М. Математическое моделирование взаимодействия свай с грунтом в сплошном свайном поле. Труды международного семинара по механике грунтов, фундаментостроению и транспортным сооружениям. Москва, 2000. — С. 171-174.
56. Готман Н.З. Определение параметров свайного поля свайно-плитного фундамента. Основания, фундаменты и механика грунтов. 2003. №3. - С.2-6.
57. Гуменский Б.М., Новожилов Г.Ф. К вопросу использования тиксотропного упрочнения в глинистых грунтах при проектировании и возведении свайных оснований. // Мат. Совещ. ЛИИЖТ- Л., 1959 –С.41-49
58. Гусман С.Я., Рукавишников Н.Е. Метод расчета осадок кустов свай во времени в водонасыщенных глинистых грунтах.// Основания , фундаменты – сб.тр.Пермск.ПТИ- Пермь, 1980 – С.29-35
59. Гурский А.В. Расчет дополнительной технологической осадки от вдавливания стального шпунта // Вестник гражданских инженеров – СПб.:СПбГАСУ – 2016- №2 (55) – С.73-80
60. Далматов Б.И. Механика грунтов, основания и фундаменты.- М.: Высшая школа, 1988 – 415с.
61. Далматов Б.И. Расчет оснований зданий и сооружений по предельным состояниям.- Л.: Стройиздат, 1968.- 141с.
62. Далматов Б.И. Устройство свайных фундаментов в условиях слабых грунтов.// Свайные основания в условиях слабых грунтов- Ч.1, - Л.:ЛДНТП, 1966 – С.5-18
63. Далматов, Б. И. Некоторый опыт строительства на слабых грунтах (на примере строительства транспортно-коммерческого центра в Санкт-Петербурге) // Реконстр. городов и геотехн. стр-во. – СПб., 1999. – № 1. – С. 4–7.
64. Далматов Б.И. Строительство в условиях слабых водонасыщенных глинистых грунтов // Материалы Всесоюзного Совещания по новым методам возведения промышленных и гражданских сооружений на слабых водонасыщенных глинистых грунтах. Проблемы строительства на слабых грунтах: Сб.тр. – Рига: РПИ, 1972.– С. 105–116.

65. Далматов Б.И. Фундаменты зданий на слабых грунтах // VII Дунайско–Европейская конференция по механике грунтов и фундаментостроению: Т.III.– Кишинев, 1983.– С. 79–96.
66. Далматов Б.И. и др. Основания и фундаменты: Учебник для вузов. – М.: Изд-во АСВ; СПбГАСУ, 2002. – 387 с.
67. Далматов Б.И., Бронин В.Н., Улицкий В.М., Пронев Л.К., Особенности устройства фундаментов на пылевато-глинистых грунтах в условиях реконструкции.// Основания, фундаменты и механика грунтов. №5 – М.,-1986 – С.4-6
68. Далматов Б.И., Лапшин Ф.К. Несущая способность висячих свай в грунтовых условиях Ленинграда.// Несущая способность свай в слабых грунтах., Ч.II, - Л.: ЛДНТП, 1966 – С.3-12
69. Далматов Б.И., Лапшин Ф.К., Россихин Ю.В. Проектирование свайных фундаментов в условиях слабых грунтов. – Л.: Стройиздат, 1975.- 240с.
70. Далматов Б.И., Улицкий В.М. Обследование оснований и фундаментов реконструируемых зданий (текст лекций).- Л.:ЛИСИ, 1985 – 36с.
71. Далматов Б.И., Яковенко И.П., Жданов В.В. Инженерные проблемы реконструкции на слабых грунтах Петербурга //Реконструкция городов и геотехническое строительство. № 1, 2000. – С. 4–8.
72. Дашко Р.Э. Инженерно-геологический анализ и оценка водонасыщенных глинистых пород как основания сооружений.- СПб, Институт «Геореконструкция», 2015 – 380с.
73. Дашко Р.Э. Анализ деформаций водонасыщенных глинистых грунтов в основании сооружений.// Межвуз.Темат. Сб.тр «Основания и фундаменты гражданских и промышленных зданий. -Л.: ЛИСИ, 1990, С. 104-113
74. Дашко Р.Э. Особенности разрушения подземных конструкций архитектурно-исторических памятников при агрессивном воздействии компонентов подземной среды в Санкт-Петербурге. // Сб. материалов междунар. науч.-практич. конф. «Опыт сохранения культурного наследия: проблемы реставрации камня»- СПб, 2014 - С. 76-87.
75. Дашко Р.Э. Инженерно-геологическая интерпретация подземного пространства как многокомпонентной среды - повышение безопасности его освоения и использования (на примере Санкт-Петербурга). Материалы годичной сессии Научного совета РАН на тему: «Инженерно-геологические и геоэкологические проблемы городских агломераций». Вып. 17, 2014- с. 128 - 134.

76. Дашко Р.Э., Александрова О.Ю., Котюков П.В., Шидловская А.В. Особенности инженерно-геологических условий Санкт-Петербурга/«Развитие городов и геотехнического строительства», вып. №1/2011 – С.24-71
77. Дашко Р.Э., Волкова А.В., Захарова Е.Г. Инженерно-геологический и геоэкологический анализ и оценка условий строительства и эксплуатации зданий и сооружений в историческом центре Санкт-Петербурга// Материалы годичной сессии Научного совета РАН по проблемам геоэкологии, инженерной геологии и гидрогеологии. Вып.№5- М., ГЕОС, 2003 – С.159-162
78. Дашко Р.Э., Карпова Я.А. Учет инженерно-геологических и геоэкологических факторов при освоении и использовании подземного пространство мегаполисов // Материалы годичной сессии Научного совета РАН по проблемам геоэкологии, инженерной геологии и гидрогеологии «Сергеевские чтения XV». -М.:РУДН.,2013. – С.233-238
79. Денисова О.О. Влияние работ по выполнению свай вдавливания и устройства глубинной распорной диафрагмы на дополнительные деформации зданий окружающей застройки// Вестник гражданских инженеров – 2023.-№5(100)- С.52-63
80. Джантимиров Х.А. Разработка конструкций и методов расчета буроинъекционных свай: диссертация... к.т.н.:05.23.02 – м., 1985,- 166с.
81. Дмитриев В.В. Оптимизация лабораторных инженерно-геологических исследований.- М.: Изд-во Недра, 1989 – 183с.
82. Добромислов А.Н. Анализ аварий промышленных зданий и инженерных сооружений// Промышленное строительство. – 1990. - №9 – С.9-10
83. Дорошкевич Н.М., Грязнова Е.М., Кудинов В.И. Влияние параметров свайных фундаментов на несущую способность свай в группе.- Экспресс-инф., Серия: специальные строительные работы, вып.5, - М., 1988 – С.20-22
84. Дорошкевич Н.М., Знаменский В.В., Кудинов В.И. Инженерные методы расчета свайных фундаментов при различных схемах их нагружения. Вестник МГСУ. Москва, 2006. №1, -С.119-132.
85. Драновский А. Н., Колашникова О.Н. Буронабивные сваи и фундаменты типа «стена в грунте» в сложных инженерно-геологических условиях: учеб. Пособие / Под. ред. М. Т. Кулеева. – Казань: Изд-во КХТИ, 1985. – 80 с.
86. Драновский А.Н., Фадеев А.Б. Подземные сооружения в промышленном и гражданском строительстве. Учеб.пособие - Казань, Изд-во КГУ, 1993.- 355с.
87. Дьяконов И.П. Влияние технологии изготовления на несущую способность материала набивной сваи.// Вестник гражданских инженеров., СПб. 2017.-№1- С.133-136

88. Егоров А.И., Юдина В.Я., Муштай И.А., Улицкий В.М. Методические рекомендации по применению буринъекционных свай. – ООО «Восстановление», М., 1997 – 36 с.
89. Ермолаев В.А., Мацегора А.Г., Осокин А.И., Трифонова И.И., Шахтарина Т.Н. Усиления оснований и фундаментов зданий вблизи расположенной застройки при строительстве глубоких котлованов в условиях городской застройки.// Сб. науч.-техн. статей «Проектирование и строительство подземной части нового здания(второй сцены) Государственного академического Мариинского театра» под общ.ред В.А.Ильичева, А.П.Ледяева, Р.А. Мангушева;- СПбГАСУ- СПб, 2011 –С.146-157
90. Заварзин Л.Г. Палеография Ленинграда в постледниковое время: Межвуз. тем. сб. трудов «Строительные свойства слабых и мерзлых грунтов, используемые в качестве оснований сооружений». – Л.: ЛИСИ, 1991. – С. 91–99.
91. Заварзин Л.Г., Сотников С.Н., Фадеев А.Б. Инженерная геология и гидрогеология: Учеб. пособие. – СПб.: СПбГАСУ, 1994. – 191 с.
92. Захаров М.С., Мангушев Р.А. Инженерно-геологические и инженерно-геотехнические изыскания в строительстве: Учебн. Пособие. – М.: Изд-во АСВ, 2014.- 176 с.
93. Зенкевич О., Морган К. Конечные элементы и аппроксимация. Москва: Мир, 1986. - 318с.
94. Зерцалов М.Г., Конюхов Д.С., Меркин В.Е. Использование подземного пространства: Учебник – М.: АСВ, 2015 -416с.
95. Знаменский В.В. Работа свайного фундамента в глинистых грунтах и расчет их по деформациям: Дис. канд. техн. наук. Москва, 1971 – 14с.
96. Знаменский В.В., Рузаев А.М. Влияние параметров свайного фундамента на работу низкого ростверка. Труды международной конференции по геотехнике «Геотехнические проблемы мегаполисов». Москва, 2010. Том 4. -с.1250-1251.
97. Журнаджи В.А., Филатова М.П. Усиление оснований и фундаментов при ремонте зданий.- М., 1970 – 95с.
98. Иванов П.Л. Грунты и основания гидротехнических сооружений. М.: Высшая школа, 1991 – 447с..
99. Иванов Ю.К., Коновалов П.А., Мангушев Р.А., Сотников С.Н. Основания и фундаменты резервуаров. – М.: Стройиздат, 1989 – 223с..
- 100.Ивахнюк В.А. Строительство и проектирование подземных и заглубленных сооружений. – М.: Изд-во АСВ, 1999 – 298 с.
- 101.Ильичев В.А., Мангушев Р.А. Проблемы строительства и основные технические решения при устройстве подземной части второй сцены Государственного

- академического Мариинского театра (ГАМТ) в Санкт-Петербурге // Основания, фундаменты и механика грунтов, №4, 2010 – С.2-7
- 102.Ильичев В. А., Мангушев Р. А. Справочник геотехника. Основания, фундаменты и подземные сооружения / под общ. ред. В. А. Ильичева и Р. А. Мангушева. 2-е изд., доп. и перераб. М.: АСВ, 2016. С. 709-717
- 103.Ильичев В.А., Мангушев Р.А., Никифорова Н.С. Опыт освоения подземного пространства российских мегаполисов// Основания, фундаменты и механика грунтов. №2, 2012- С.15-17
- 104.Ильичев В.А., Никифорова Н.С., Коренева Е.Б. Метод расчета деформаций оснований зданий вблизи глубоких котлованов// Основания, фундаменты и механика грунтов, №6, 2006 – С.2-6
- 105.Иджвейхан В.Д. Закономерности нелинейной деформируемости песчаного основания при осесимметричном нагружении с учетом природных напряжений./ Автореф. дисс... к.т.н., - Л.: ЛИСИ, 1988 – 22с.
- 106.Каган А.А, Расчетные характеристики грунтов.- М.: Изд-во Стройиздат, 1985- 247с.
- 107.Картозия Б.А. Некоторые научно-технические проблемы освоения подземного пространства.- М.: Изд-во МГГУ, 2001 – 36с.
- 108.Кауфман Л.Л., Лысиков Б.А. Геотехнические риски подземного строительства. Монография./ под. Общ.ред. Л.Л. Куфмана, - Донецк.: Изд-во Норд-Пресс, 2009 -362с.
- 109.Классификатор основных видов дефектов в строительстве и промышленности строительных материалов / Госстрой России. Главная инспекция Госархстройнадзора России. – М.: Изд-во «Архграсс», 1993. – 48 с.
- 110.Кожобаев К.А. Исследование природы тиксотропных явлений в глинистых грунтах Автореф.дисс...к.г.-м.н.- М.: МГУ, 1977 – 18с.
- 111.Колыбин И.В. Подземные сооружения и котлованы в городских условиях – опыт последнего десятилетия. Российская геотехника – шаг в XXI век// Тр. Юбилейн. конф., посвященной 50-летию РОМГГиФ, М., 2007 – С.114-153
- 112.Колыбин И.В. Уроки аварийных ситуаций при строительстве котлованов в городских условиях: В сборнике «Развитие городов и геотехническое строительство», №12.- СПб., 2008 – С.90-107
- 113.Комаров И.С. Накопление и обработка информации при инженерно-геологических исследованиях. – М.: Изд-во Недра. 1972 – 295 с.
- 114.Коновалов П.А. Проблемы упрочнения оснований и усиления фундаментов реконструируемых зданий // Основания, фундаменты и механика грунтов. – М.,1986 – С.3-5

115. Коновалов П.А., Коновалов В.П. Основания и фундаменты реконструируемых зданий./ Монография.- 5-е изд.. переаб. И доп. – М.: Изд-во АСВ, 2011 – 384 с.
116. Конюхов Д.С. Использование подземного пространства. Учеб. пособие для вузов.- М.: Архитектура-С, 2004 – 296 с.
117. Конюхов Д.С. Строительство городских подземных сооружений мелкого заложения. Специальные работы. Учеб. пособие – М.: Архитектура –С, 2005 -304 с.
118. Конюхов Д.С., Говорова Т.Б. Городские подземные сооружения.- М.: ИМПЭ, 2000 - 260с.
119. Кузнецов А.В., Парамонов М.В. Геотехнический мониторинг. – СПб.: Медиа-копир, 2023 -56с.
120. Кулагин Н.И. Пересадочные узлы на линиях метрополитена глубокого заложения.- М.: ТИМР, 2004 – 124с.
121. Куликова Е.Ю. Классификация рисков при строительстве городских подземных сооружений.//Горн. Информ.-аналитич. бюллетень МГГУ, М., 2006 - С.29-43
122. Кульчицкий Г.Б. Экспериментально-теоретическое развитие методов оптимального проектирования свайных фундаментов с учетом их надежности: Дис. .д-ра техн. наук в форме науч. докл. Пермь, 1994 – 57с.
123. Курилло С.В., Скороходов А.Г., Федоровский В.Г. К расчету осадок свайных и свайно-плитных фундаментов. Труды международной конференции по геотехнике. СПб, 2005. Том 2.- С. 117-122.
124. Кутепов Ю.И., Стрельский Ф.П., Осокин А.И., Быстров Д.В., Смирнов Л.К. Гидрогеологическое сопровождение строительства подземного трехуровневого паркинга в хорошо водопроницаемых грунтах, гидравлически связанных с Невой в Санкт-Петербурге//С32.Сергиевские чтения. Инженерно-геологические и геоэкологические проблемы городских агломераций. Вып.17.,Материалы годичн. Сессии научного совета РАН по проблемам геоэкологии, инж.геологии и гидрогеологии (19-20.03.2015) Москва-РУДН, 2015- С. 382-388
125. Лапшин Ф.К. Расчет свай по предельным состояниям. – Саратов., 1979 – 151с.
126. Лапшин Ф.К. Расчет оснований забивных свай по деформациям. // Проектирование и устройство фундаментов в условиях слабых грунтов.- Л.:ЛНДП, 1990 – С.10-16
127. Ларионов А.К. Свойства слабых грунтов, их природа и методы исследования // Материалы Всесоюзного совещания по новым методам возведения промышленных и гражданских сооружений на слабых водонасыщенных глинистых грунтах. – Рига: РПИ, 1972. – С. 24–34.

- 128.Лернер В.Г. Петренко Е.В. Систематизация и совершенствование технологий строительства подземных объектов. – М.: ТИМР, 1999- 20 с.
- 129.Лешин Г.М., Ханин Р.Е., Трофименков Ю.Г. Причины значительных деформаций некоторых зданий и сооружений на свайных фундаментах. Балтийская конференция, 1988. Том 2. – С .205-208.
- 130.Мальшев М.В. О некоторых вопросах исследований связанных с использованием слабых глинистых грунтов в качестве оснований сооружений // Материалы Всесоюзного Совещания по новым методам возведения промышленных и гражданских сооружений на слабых водонасыщенных глинистых грунтах. Проблемы строительства на слабых грунтах: Сб.тр.– Рига: РПИ, 1972. – С. 35–38.
- 131.Мангушев Р.А. Усиление фундаментов зданий и сооружений – памятников архитектуры на примере Санкт-Петербурга // Промышленное и гражданское строительство. 2023. №8 doi:10/33622/0869-7019.2023.08.77-86 С.77-86
- 132.Мангушев Р.А. Опыт устройства гидроизоляции подвального помещения здания Сената в Санкт-Петербурге //Основания, фундаменты и механика грунтов. № 2, 1998. – С. 26–27.
- 133.Мангушев Р.А. Технологические методы устройства подземных пространств в городской застройке. Труды межрегиональной конференции «Освоение подземного пространства в городской застройке. Проектирование и строительство». ЛенНИИпроект, 24–26 октября, 2007. – С. 65–73.
- 134.Мангушев Р. А., Веселов А. А., Конюшков В. В., Сапин Д. А. Численное моделирование технологической осадки соседних зданий при устройстве траншейной «стены в грунте» // Вестник гражданских инженеров. 2012. № 5 (34). –СПб.-С. 87-97
- 135.Мангушев Р.А., Готман А.Л., Знаменский В.В., Пономарев А.Б. Сваи и свайные фундаменты. Конструкции, проектирование и технологии/ под ред. Чл.-корр. РААСН, д.т.н., проф. Р.А. Мангушева – М.: Изд-во АСВ, 2015- 320с.
- 136.Мангушев Р.А. , Гурский А.В. Оценка влияния вдавливания шпунта на дополнительные осадки соседних зданий.// Геотехника- М.,- 2016.-№2 – С.30-37
- 137.Мангушев Р.А., Дьяконов И.П., Полуниин В.М. Численные расчеты в геотехнической практике.(Опыт применения конечно-элементного программного комплекса «ПЛАКСИС»): учеб.-практич. пособие/ Под ред. чл.-корр. РААСН д-ра техн. наук, проф. Р.А. Мангушева.- М.: Изд-во АСВ, 2022.- 316с.
- 138.Мангушев Р.А., Ершов А.В., Осокин А.И. Современные свайные технологии. – М.: Изд-во АСВ; СПб.: СПбГАСУ, 2007. – 160 с.

139. Мангушев Р.А., Бояринцев А.В., Зуев И.И., Камаев И.С. Эффект воздействия изготовления свай «Фундекс» на ранее выполненные конструкции// Жилищное строительство.- М., 2021-№9 – С.28-35
140. Мангушев Р.А., Карлов В.Д., Сахаров И.И., Осокин А.И. Основания и фундаменты: учебник для бакалавров строительства.- М.: Изд-во АСВ; СПб.: СПбГАСУ, 2011-392с.
141. Мангушев Р.А., Конюшков В.В., Дьяконов И.П. Анализ практического применения завинчиваемых набивных свай// Основания и фундаменты, механика грунтов, 2014, №5, С.11-16.
142. Мангушев Р. А., Конюшков В. В., Сапин Д. А. Инженерно-геотехнические изыскания при реконструкции и новом строительстве в условиях плотной городской застройки // Промышленное и гражданское строительство. 2016. № 5. С. 76-83.
143. 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.
144. Мангушев Р.А., Никифорова Н.С., Конюшков В.В., Осокин А.И., Сапин Д.А. Проектирование и устройство подземных сооружений в открытых котлованах.: Уч. Пособие – М., СПб.: Изд-во АСВ, 2013.- 256с.
145. Мангушев Р.А., Осокин А.И. Особенности устройства фундаментов исторических зданий Санкт-Петербурга // Жилищное строительство. -М.,– 2009. – №2. – С. 46-48
146. Мангушев Р.А., Осокин А.И. Устройство подземного пространства при реконструкции административного здания// Жилищное строительство.-М., – 2014. – №9. – С. 3-9
147. Мангушев Р.А., Осокин А.И. Геотехника Санкт-Петербурга. Монография.– М.: Изд-во АСВ, 2010.- 264с.
148. Мангушев Р.А., Осокин А.И., Дьяконов И.П., Калач Ф.Н. Геотехнические аспекты обеспечения сохранности зданий исторической застройки при выполнении подземных и котлованных работ в центральной части Санкт-Петербурга// Журнал Тоннельной ассоциации России (ТАР) «Метро и тоннели», М., №4, 2023 –с.24-27
149. Мангушев Р.А., Осокин А.И., Калач Ф.Н. Обеспечение сохранности зданий исторической застройки при освоении подземного пространства в городской среде//Проектирование, строительство и эксплуатация подземных сооружений транспортного назначения: Сб. статей ОАО «Ленметрогипротранс»/ под ред. М.О. Лебедева – М.: Изд-во «Перо», 2021 –с.184-194
150. Мангушев Р.А., Осокин А.И., Сотников С.Н. Геотехника Санкт-Петербурга. Опыт строительства на слабых грунтах.: Монография / Под ред.чл.-корр. РААСН, д.т.н., проф. Р.А. Мангушева – М.: Изд-во АСВ, 2018 – 386с.

151. Мангушев Р.А., Осокин А.И., Конюшков В.В., Дьяконов И.П., Ланько С.В. Проектирование оснований, фундаментов и подземных сооружений (учебное и практическое пособие)/ под ред. Чл.-корр.РААСН, д-ра техн.наук, проф. Р.А, Мангушева – М.: Изд-во АСВ, 2021 – 632с.
152. Мангушев Р.А., Осокин А.И., Усманов Р.А. Основания и фундаменты в условиях слабых грунтов Евразийских регионов. Геотехнические проблемы при устройстве оснований и фундаментов в сложных грунтовых условиях. – Saarbrücken: OmniScriptum GmbH & Co.KG; LAP LAMBERT Academic Publishing, Germany, 2014 – 457с.
153. Мангушев Р.А., Осокин А.И., Левинская П.Г. Перспективы устройства подземных паркингов в условиях стесненной –застройки исторического центра Санкт-Петербурга// Вопросы проектирования и устройства надземных и подземных конструкций зданий и сооружений. Межвузовский тематич. Сб.тр., - СПбГАСУ, СПб., 2018 – с.5-32
154. Мангушев Р.А., Ошурков Н.В. Мониторинг строительства зданий повышенной этажности на свайных фундаментах //Вестник гражданских инженеров. № 1(2), 2005. – С. 25–32.
155. Мангушев Р.А., Ошурков Н.В., Игошин А.В. Оценка влияния техногенных факторов на изменение характеристик грунтов при устройстве подземного пространства большого объема// Труды междунар.конф.»Геотехнические проблемы мегаполисов» -«ГеоМос-2010»,т.4 – М., 2010.- С. 1453-1459
156. Мангушев Р.А., Полуниин В.М. Численное моделирование ситуации возникновения дополнительных деформаций основания фундаментов объекта нового строительства при виброизвлечении шпунтовых свай// Природные и техногенные риски. Безопасность сооружений. – 2020.-№4 (47) – С.36-39
157. Мангушев Р.А., Сахаров И.И. Основания и фундаменты: Учебн. Для бакалавров строительства и специалистов по направлению «Строительство уникальных зданий и сооружений»/ Под ред.чл.-корр. РААСН, д.т.н., проф. Р.А. Мангушева.- М.: Изд-во АСВ, 2019- 468 с.
158. Мангушев Р. А., Сахаров И. И., Конюшков В. В., Ланько С. В. Сравнительный анализ численного моделирования системы «здание-фундамент-основание» в программных комплексах SCAD и PLAXIS // Вестник гражданских инженеров. 2010. № 3 (24). С. 96-101
159. Маркова Е.В., Лисенков. А.Н. Комбинаторные планы в задачах многофакторного эксперимента. Москва: Наука, 1979. -346с.
160. Маслов Н.Н. Прикладная механика грунтов.– М, Изд-во Машстройиздат, 1949 – 328с.

161. Маслов Н.Н. Физико-техническая теория ползучести глинистых грунтов в практике строительства. – М.: Стройиздат.- 1984 – 246с.
162. Мацегора А.Г., Осокин А.И., Ермолаев В.А. Инъекционное укрепление грунтов основания фундаментов // Промышленное и гражданское строительство. – 2006. – №7. – С. 52-53
163. Методика обследования и проектирования оснований и фундаментов при капитальном ремонте и надстройке зданий. НИИАКХ - М.: Стройиздат. – 1972 -86с.
164. Методическое пособие по устройству ограждений из буронабивных свай. – М.: ПКТИпромстрой, 2001.-69с.
165. Нарбут Р.М. Работа свай в глинистых грунтах. – Л.: Стройиздат.- 1972 – 160с.
166. Никитенко, М. И. Буринъекционные анкеры и сваи при возведении и реконструкции зданий и сооружений / М. И. Никитенко. – Минск: БНТУ, 2007. – 580 с.
167. Никифорова Н.С., Коновалов П.А. Мониторинг в геотехнике и требования к нему // Основания и фундаменты реконструируемых зданий. Разд.5, Гл.4 – М.: ВНИИГТИ, 2000 – С.135-144
168. Никифорова Н.С. Закономерности деформирования оснований зданий вблизи глубоких котлованов и защитные мероприятия: Автореф. дисс. доктора техн. наук – М., 2008 – 35с.
169. Никифорова Н.С., Коновалов П.А., Зехниев Ф.Ф. Геотехнические проблемы при строительстве уникальных объектов// Основания, фундаменты и механика грунтов, №5, 2010 – С.2-8
170. Новожилов Г.Ф. Особенности устройства свай и определение их несущей способности при переустройстве зданий. // Опыт реконструкции и технического перевооружения предприятий, реконструкции общественных зданий. – Л.: ЛНДП, 1986 – С.7-13
171. Новожилов Г.Ф. Степень увеличения сопротивления свай в слабых грунтах.// Несущая способность свай в слабых грунтах. Ч.II – Л.: ЛДНТП,- 1966 – С.84-86
172. Новожилов Г.Ф. Пути повышения эффективности проектных решений при реконструкции зданий на свайных фундаментах. Л.: ЛДНТП,- 1989.- 41с.
173. Новожилов Г.Ф. Прогнозирование изменения во времени несущей способности свай в фундаменте с учетом релаксационных процессов в грунтах.// Рациональные фундаменты в условиях слабых грунтов. – Л.: ЛДНТП,- 1979 – С.60-67
174. Об усилении свайных фундаментов строящегося 12-этажного жилого дома в условиях слабых грунтов/ Сотников С.Н., Бакенов Х.З., Лаврентьев В.А., Кудрявцев С.А., Осокин А.И., Цой В.А. // Основания и фундаменты гражданских и промышленных зданий.- Межвуз. Сб.тр. – Л.: ЛИСИ, 1989 – С.45-58

175. Опыт строительства здания с подземным гаражом в песчаных водонасыщенных грунтах вблизи аварийного здания в Санкт-Петербурге./ Галиопа А.А., Бронин В.Н., Сотников С.Н., Рукавцов А.М., Левинтов Г.В., Осокин А.И.//Тр. VI Междунар. конф. по проблемам свайного фундаментостроения. «Усиление оснований и фундаментов при реконструкции зданий и сооружений», т.IV – М.; Пермь: Изд-во Пермского гос.тех.университета, 1998 – с.31-34
- 176.Осокин А.И. Передача на сваи дополнительной нагрузки в условиях реконструкции.: автореф. дисс....к.т.н.: 05.23.02 – СПб.: СПбГАСУ, 1995 – 19с
- 177.Осокин А.И. Натурные исследования несущей способности свай в условиях реконструкции. // Геотехника Поволжья–IV. – Тез.докл.науч.-техн. конф. – Саратов, 1989 – С.50
- 178.Осокин А.И. Конструктивные и технологические решения устройства подземных сооружений на слабых грунтах в условиях плотной городской застройки // Геотехника. – Том XV. – №4/2023. – М., 2023. – С.32-44
- 179.Осокин А.И., Ивлева О.В.,Шахтарина Т.Н.,Зарецкий Р.Б., Шешукова Н.В. Комплексный подход- условие успешного освоения подземного пространства (на примере строительства ТРК на Лиговском пр.)// Межвуз.тематич.сб.тр.»Актуальные научно-технические проблемы современной геотехники» т.1- СПбГАСУ, СПб, 2009 – С.14-21
- 180.Осокин А.И., Серебрякова А.В., Шахтарина Т.Н., Штоцер Э., Доблер А. Современные геотехнологии при подземном строительстве в исторической части Санкт-Петербурга: Межвузовский тематический сборник трудов «Геотехника: актуальные теоретические и практические проблемы». – СПб.: СПбГАСУ, 2006. – С. 157–162.
- 181.Осокин А.И., Серебрякова А.Б., Шахтарина Т.Н., Шубин А.И. Подземные паркинги- основа совершенствования городской инфраструктуры мегаполисов (на примере Санкт-Петербурга)// Жилищное строительство. – 2010. – №5. – С. 28-32
- 182.Осокин А.И., Татаринов С.В., Денисова О.О. Система геотехнического мониторинга как средство обеспечения безопасности существующих зданий окружающей застройки // Вопросы проектирования и устройства надземных и подземных конструкций зданий и сооружений. Межвузовский тематич. Сб.тр., - СПбГАСУ, СПб., 2018 – с.195-205
- 183.Осокин А.И., Татаринов С.В., Сбитнев А.В., Серебрякова А.Б. Особенности устройства буронабивных свай в слабых грунтах (из опыта работы ЗАО «Геострой») //Промышленное и гражданское строительство. – 2006. – № 6. – С. 50-52
- 184.Осокин А.И., Татаринов С.В., Серебрякова А.Б., Левинтов Г.В., Денисова О.О. Опыт геотехнического мониторинга на объектах подземного строительства в слабых грунтах:

- особенности и определение критериев технологического риска.// Геотехника-Том XV, №4/2023 – М., 2023,- С.60-78
- 185.Осокин А.И., Шахтарина Т.Н., Денисова О.О. Технологическое обеспечение подземного строительства в условиях городской застройки.// Журнал «Жилищное строительство», М., 2014, №3,- С.16-21
- 186.Основания, фундаменты и подземные сооружения: Справочник проектировщика. / под общ.редакцией д-ра техн.наук, проф. Е.А. Сорочана и к.т.н. Ю.Г. Трофименкова– М.: Стройиздат, 1985.- 480с.
- 187.Основания и фундаменты (Краткий курс)./ Н.А. Цытович, В.Г. Березанцев, Б.И. Далматов, М.Ю. Абелев. Под ред Н.А. Цытовича – М.: Высшая школа, 1970. - 384 с.
- 188.Отчет о НИР « Усиление оснований и фундаментов капитально-ремонтируемых и реконструируемых зданий в Ленинграде» № гос.рег.01860007204 - Л.: ЛИСИ, 1988 – 104с.
- 189.Оценка влияния напряженного состояния грунта на его расчетное сопротивление по острию и боковой поверхности свай/ Бронин В.Н., Улицкий В.М., Исаев В.И., Осокин А.И. // Вопросы сельского строительства в Среднем Поволжье, - Межвуз. Сб. тр - Куйбышев, 1987 – С. 92-96
- 190.Парамонов В.Н. Факторы риска при устройстве подземных сооружений в сложных инженерно-геологических условиях //Жилищное строительство. № 2, 2009. – С. 35–37
- 191.Парамонов В.Н. Метод конечных элементов при решении нелинейных задач геомеханики. – СПб.: Изд-во ГК «Геореконструкция» .2012 – 264 с.
- 192.Патент № 94 007 986 Рос.Федерации, МПК E02D5/30, E35/00. Разделительная стенка : опубл. 1995.12.10 / В.Н. Бронин, А.И. Осокин, Р.Я.Хурамшин; заявитель В.Н.Бронин - 4 с.: ил.
- 193.Патент № 2065001 Рос. Федерации, МПК E 02 Д 35/00 E04G 23/00. Способ реконструкции зданий, сооружений: опубл.бюл. № 22 от 10.08.1996 / С.Г. Богов, В.М. Улицкий, А.И. Осокин, А.И. Егоров,; заявитель Санкт-Петербургск. арх-строит.университет. СПбГАСУ-3с.
- 194.Патент РФ№ 2378453 Рос. Федерации, C1 МПК E02D 5/20. Способ возведения в грунте несуще-ограждающих противодиффузионных конструкций и устройство для его осуществления: опубл.бюл. № 1 от 10.01.2010 / В.В. Верстов, А.Г. Мацегора, А.И. Осокин, В.Б. Иванищев.; заявитель ЗАО «Геострой»-9с.:ил
- 195.Петрухин В.П., Шулятьев О.А., Мозгачева О.А. Новые способы геотехнического проектирования и строительства - М.: АСВ, 2015 – 224с.
- 196.Перлей, Е. М. Свайные фундаменты и заглубленные сооружения при реконструкции

- действующих предприятий / Е. М. Перлей, В. Ф. Раюк, В. В. Беленькая, А. Н. Алмазов. – Л.: Стройиздат, 1989. – 176 с.
197. Перлей Е.М., Рукавцов А.М. Особенности проектирования и строительства свайных фундаментов и заглубленных помещений при реконструкции действующих предприятий // Монтажные и специальные строительные работы. Сер. « Спец.строит.работы»: Экспресс-информ.- Вып.6 , 1983 – 7с.
198. Полицук А.И. Основы проектирования и устройства фундаментов реконструируемых зданий.- Нортхэмптон:STT;Томск: STT, 2004- 476с.
199. Пономарев А.Б. Реконструкция подземного пространства. Учеб. пособие – М.: Изд-во АСВ, 2006 – 232 с.
200. Попов А.Н., Варфоломеев, Марков Ю.В., Казеко А.Н., Трифонова И.И., Осокин А.И. Спасение музея Писахова в Архангельске. Противоаварийные работы по восстановлению несущей способности фундаментов на деревянных сваях // Информ.аналитич.журнал – Вестник «Зодчий.21век». № 3. СПб, 2013 – С.66-71
201. Пособие по химическому закреплению грунтов инъекцией в промышленном и гражданском строительстве (к СНиП 2.02.01-83). НИИОСП Госстроя СССР. – М.: Стройиздат, 1986 – 129с.
202. Проектирование и строительство подземной части нового здания (второй сцены) Государственного академического Мариинского театра: сб. науч.-техн. статей/ Под общ.ред. В.А.Ильичева, А.П. Ледяева, Р.А. Мангушева; СПбГАСУ.- СПб., 2011.- 192 с.
203. Разводовский Д.Е. Взаимодействие свай и грунта в составе большеразмерных кустов свай и свайных полей: Автореф.дис. канд. техн. наук. Москва, 1999 – 24с.
204. Разводовский Д.Е., Чепурнова А.А. Оценка влияния усиления фундаментов зданий по технологии струйной цементации на их осадку // Промышленное и гражданское строительство. №10 - М.,2016 - С.64-72
205. Разоренов В.Ф., Моргун Э.М., Сакевич Л.А. Механические свойства грунтов и несущая способность свай.- Воронеж: Изд-во ВГУ, 1987.- 224с.
206. Рекомендации по применению буроинъекционных свай. – М.: НИИОСП, 1982 -48с..
207. Рекомендации по проектированию и устройству набивных свай в раскатанных скважинах. – М.: НИИОСП, 2000.-41с.
208. Ржаницын Б.А. Химическое закрепление грунтов в строительстве. – М.: Стройиздат, 1986. – 254 с.
209. Ройтман А.Г. Деформации и повреждения зданий. – М.: Стройиздат, 1987.- 160с.
210. Росихин Ю.В. Свайные фундаменты на слабых и оседающих грунтах. – Рига: Изд-во РПИ, 1974.

211. Россихин Ю.В. Опасные осадки сооружений. – Рига: «Зинатне», 1974 – 84с.
212. Россихин Ю.В., Битайнис А.Г., Крегер А.Ф., Тетерс Г.А. Метод оценки эффективности фундаментов с учетом фактора времени.- Рига.: Рижск.ПТИ, 1975 -215с.
213. РТМ 36.44.12.2–90 Проектирование и устройство фундаментов из свай, погружаемых способом вдавливания.-СПб., 1992 -18с.
214. Рудяк М.С. Рациональное использование городского подземного пространства для гражданских объектов. – М.: Изд-во МГГУ, 2003 – 235 с.
215. Рукавцов А.М., Светлов И.П., Шатохин Г.В. Несущая способность свайных фундаментов на слабых грунтах// Свайные фундаменты в условиях слабых грунтов. Ч.II – Л.: ЛДНТП, 1966- С.19-25
216. Савинов А.В. Применение свай, погружаемых вдавливанием, при реконструкции исторической застройки городов: Автореферат дис. д-ра техн. наук. Волгоград, 2008-34с.
217. Сальников Б.А. Исследование несущей способности свайных фундаментов в слабых глинистых грунтах: Автореф. дис. канд. техн. наук. Москва, 1969 – 12 с.
218. Сапин Д.А. Технологическая осадка соседних зданий при устройстве траншейной «стены в грунте» // Вестник гражданских инженеров. – 2014. – № 6 (47). – С. 133–139
219. Сахаров И.И. Обрушение девятиэтажного здания по улице Двинской в Петербурге. Ход процесса, причины и следствия //Вестник гражданских инженеров. № 4 (5), 2005. – С. 51–61.
220. Сбитнев А.В. Несущая способность свай, выполненных по технологии вытеснения в слабых грунтах.:Автореф. Дисс. Канд. Техн. наук –СПб.: СПбГАСУ, 2009. – 22 с.
221. Сирождидинов З. Несущая способность свайных фундаментов при центральных и внецентренных нагрузках.- Ташкент.: Изд-во «Узбекистан», 1981- 152с.
222. Смоленков В.Ю. Опыт фирмы «Геоизол» при строительстве заглубленных объектов в Санкт-Петербурге //Жилищное строительство. № 2, 2009. – С. 43–45
223. СНиП 2.02.03-85 Свайные фундаменты. – М.: Изд-во ЦИТИН ГС СССР, 1986 – 46с.
224. СНиП II-17-77. Свайные фундаменты. Нормы проектирования.- М.: Стройиздат, 1978.- 48с.
225. Соломин В.И., Шматков С.Б. Методы расчета и оптимальное проектирование железобетонных фундаментных конструкций. Москва: Стройиздат, 1986 – 207с.
226. Сотников С.Н. Геотехнические задачи реконструкции и реставрации на слабых грунтах.// Фундаменты реставрируемых и реконструируемых зданий и памятников архитектуры.- Л.: ЛИСИ, 1988 С.3-8

227. Сотников С.Н. Осадка Исаакиевского собора в Ленинграде // Фундаментостроение в условиях слабых грунтов: Межвуз. темат. сб. тр. ЛИСИ. – Л., 1986. – С. 7–18.
228. Сотников С.Н. Строительство и реконструкция фундаментов зданий и сооружений на слабых грунтах: дисс. д.т.н. – Л., МИСИ,- 1986 - 440 с.
229. Сотников С.Н., Кофф Г.Л. Методика выбора проектного решения фундаментов зданий, возводимых около существующих домов и сооружений, и его технико-экономическое обоснование.- Л.: ЛДНТП, 1990 – 36с.
230. Сотников С.Н., Осокин А.И., Горт О.В., Мацегора А.Г. Закрепление грунтов в основании фундаментов зданий в г. Санкт-Петербурге посредством технологии «Jet Grouting». Труды конференции «Реконструкция – Санкт-Петербург-2005». – СПб.: СПбГАСУ, 2005.– С. 247–251.
231. Сотников С.Н., Симагин В.Г., Вершинин В.П. Проектирование и возведение фундаментов вблизи существующих сооружений: (Опыт строительства в условиях Северо-Запада СССР) /под. ред С.Н. Сотникова.- М.: Стройиздат, 1986.- 96с
232. Сотников С.Н., Собенин А.А. Вопросы проектирования фундаментов в примыканиях к существующим зданиям. Сб. трудов ЛИСИ, № 112 «Механика грунтов, основания и фундаменты». – Л., 1976. – С. 5–15.
233. СП 22.13330.2016 Основания зданий и сооружений.- М., 2016 – 228с.
234. СП 24.13330.2021 «Свайные фундаменты». - М., 2021 -90с.
235. СП 45.13330.2017 «Земляные сооружения, основания и фундаменты»  
Актуализированная редакция СНиП 3.02.01-87- М., 2017- 171с.
236. СП 47.13330.2016 «Инженерные изыскания для строительства» -М., 2016 – 170с.
237. СП 63.13330.2018 «Бетонные и железобетонные конструкции» - М., 2018 – 148 с.
238. СП 50-102–2003 Проектирование и устройство свайных фундаментов.-М., 2003- 87с.
239. СП 248.1325800.2016 Сооружения подземные. Правила проектирования. – М., 2016 – 112с.
240. СП 249.1325800.2016 Коммуникации подземные. – М., 2016 -100с.
241. СП 250.1325800.2016 Здания и сооружения. Защита от подземных вод. – М., 2016 – 62с.
242. СП 291.1325800.2017 Конструкции грунтоцементные армированные. Правила проектирования. – М. 2017 – 41с.
243. СП 305.1325800.2017 Здания и сооружения. Правила проведения геотехнического мониторинга при строительстве. – М.. 2017 – 90с.

244. СП 361.1325800.2917 Здания и сооружения. Защитные мероприятия в зоне влияния строительства подземных сооружений – М., -2017 – 75с.
245. СП 381.1325800.2018 Сооружения подпорные. Правила проектирования. – М., 2018 – 108с.
246. СП 412.1325800.2018 Конструкции фундаментов высотных зданий и сооружений.- М., 2018 – 44с.
- 247.СП 539.1325800.2024 Научно-техническое сопровождение инженерных изысканий, проектирования и строительства. Общие положения.- М., 2024 -95с.
- 248.Справочник геотехника. Основания, фундаменты и подземные сооружения: изд. третье, доп. и переработ. / под общей ред. В.А. Ильичева и Р.А. Мангушева. – М.: Изд-во АСВ, 2023 – 1084с.
- 249.Справочно-методическое пособие по оценке и учету рисков при освоении подземного пространства в городе Москве / Правительство Москвы. Комиссия по градостроительной политике и строительству города Москвы. Авторский коллектив: Меркин В.Е., Пудов К.О., Зерцалов М.Г., Петрова Е.Н., Куликова Е.Ю., Чунюк Д.Ю., Беляев В.В., Лебедев М.О., Романевич К.В., Космин В.В., Ляпидевский Б.В., Пархоменко В.Н., Романчев А.Ю.- М.; Вологда: Инфра-Инженерия, 2021 -260с.
- 250.СТО 36554501-007-2006 Проектирование и устройство геотехнического барьера в вертикальной или наклонной плоскости методом компенсационного нагнетания. / АО «НИИОСП им. Н.М. Герсевича»–М.2006 – 22с.
- 251.СТО 31041820 002 2006. Усиление фундаментов и упрочнение грунтов оснований с применением инъекционных технологий при строительстве, реконструкции и капитальном ремонте наземных, заглубленных и подземных зданий и сооружений . / ЗАО «Геострой» -СПб,2006. – 65с.
- 252.СТО 31041820 003 2006. Изготовление буронабивных свай уплотнения по технологии DDS и их применение. / ЗАО «Геострой»– СПб,2006. – 45с.
253. Стрельский Ф.П., Кутепов Ю.И., Осокин А.И., Быстров Д.В., Смирнов Л.К. Гидрогеологическое сопровождение строительства подземного многоуровневого паркинга в хорошо водопроницаемых грунтах, гидравлически связанных с Невой в Санкт-Петербурге/ Ф.П. Стрельский , Ю.И. Кутепов , А.И. Осокин, Д.В. Быстров , Л.К. Смирнов // Сергеевские чтения. Инженерно-геологические и геоэкологические проблемы городских агломераций . Вып.17. Материалы годичной сессии Научного совета РАН по проблемам геоэкологии, инженерной геологии и гидрогеологии (23-24 марта 2015 г.),-М.: РУДН, 2015 -С. 382-387

254. Строкова Л.А. Численное моделирование оседания поверхности при проходке метрополитена // Основания, фундаменты и механика грунтов. – М., 2009. № 3. С.29–31
255. Татаринов С.В., Ермолаев В.А., Вознесенская Е.С., Осокин А.И. Моделирование напряженно-деформированного состояние грунта основания при инъецировании методом гидроразрыва на примере результатов работ по одному из объектов ЗАО «Геострой»// Тр. Междунар. Конф. По геотехнике «Геотехнические проблемы мегаполисов» -т.5 –М., 2010- с. 1641-1646
256. Теличенко В.И., Зерцалов М.Г., Конюхов Д.С., Королевский К.Ю., Король Е.А. Современные технологии комплексного освоения подземного пространства мегаполисов: Научное издание – М.: Изд-во АСВ, 2010 – 360 с.
257. Тер-Галустов, С. А. Буровые опоры глубокого заложения / С. А. Тер-Галустов. – М.: Изд-во м-ва коммун. хоз-ва РСФСР, 1961. – 128 с.
258. Терцаги К. Теория механики грунтов.- М.: Стройиздат, 1961 – 507с.
259. Тер-Мартиросян З.Г. Механика грунтов. Москва: Издательство АСВ, 2005.-488с.
260. Тер-Мартиросян З.Г. Напряженно деформированное состояние в грунтовом массиве при его взаимодействии со сваями и фундаментом глубокого заложения. Вестник МОГСУ. Москва, 2006. №1. — с.38-49.
261. Трофименков Ю.Г., Ободовский А.А. Свайные фундаменты для жилых и промышленных зданий.- М., 1970.- 240с.
262. Трофименков Ю.Г. Определение несущей способности свай при малом числе статических испытаний.// Основания, фундаменты и механика грунтов. №6- М., 1994- С.7-8
263. ТСН 50-302–2004 Проектирование фундаментов зданий и сооружений в Санкт-Петербурге. СПб., -2004 – 63с.
264. ТСН 50-302-96. Устройство фундаментов гражданских зданий и сооружений в Санкт-Петербурге и на территориях, административно подчиненных Санкт-Петербургу. Территориальные строительные нормы. Администрация Санкт-Петербурга. – Санкт-Петербург, 1997 – 96 с..
265. Улицкий В.М. Геотехническое обоснование реконструкции зданий на слабых грунтах. – СПб.: СПбГАСУ, 1995. – 146 с.
266. Улицкий В.М., Осокин А.И. Способы сохранения памятников архитектуры и реконструкции зданий на сваях и деревянных лежнях. – Л.: О-во «Знание» РСФСР, ЛО, ЛДНТП , 1990 – 36с.

267. Улицкий В.М., Осокин А.И. Оценка несущей способности свай для целей реконструкции. // Основания и фундаменты гражданских и промышленных зданий в условиях слабых и мерзлых грунтов.- Межвуз.Сб.тр. – Л.: ЛИСИ, 1989.- С.11-17
268. Улицкий В.М., Ленинградский В.В., Осокин А.И. Передача дополнительных нагрузок на сваи в условиях реконструкции. // Фундаменты и заглубленные сооружения при реконструкции в стеснённых условиях строительства.- Матер.науч.-техн.сем.- Л.:ЛДНТП, 1988.- С.22-25
269. Улицкий В.М., Осокин А.И. Натурные испытания свай в основании существующего здания для целей реконструкции. // Использование натуральных наблюдений для совершенствования проектирования фундаментов и изысканий в условиях свайных фундаментов. – Матер.науч.-техн.сем.- Л.: ЛДНТП, 1989.- С.31-36
270. Улицкий В.М., Осокин А.И., Бровин С.В. Усиление свайных фундаментов в условиях слабых грунтов. // Проектирование и устройство фундаментов в условиях слабых грунтов.- Матер.науч.-тех.сем.- Л.: ЛДНТП, 1990.- С.33.37
271. Улицкий В.М., Осокин А.И., Ласкин М.Б. Обследование и усиление зданий на свайных фундаментах. // Использование слабых и мерзлых грунтов в качестве оснований сооружений.- Межвуз.Сб.тр.- Л.: ЛИСИ, 1991 – С.14-21.
272. Улицкий В.М., Пронев Л.К., Осокин А.И. Комплексное решение вопросов обследования, проектирования и усиления фундаментов при реконструкции. // Фундаменты реставрируемых и реконструируемых зданий и памятников архитектуры.- Матер.конф. – Л.: ЛДНТП, 1991 – С.8-11
273. Улицкий В.М., Пронев Л.К., Осокин А.И., Глыбин Л.А. Фундаменты повышенной несущей способности для мобильных зданий и сооружений. // Мобильные и быстровозводимые здания, сооружения и комплексы.- Тез.докл. Всесоюзн.сем.- Пушкин, 1989 – С.205-209
274. Улицкий В.М., Шашкин А.Г., Лисюк М.Б. Ретроспективный анализ геотехнической ситуации с учетом взаимодействия здания и основания // Развитие городов и геотехническое строительство. № 10. – С. 47–55.
275. Улицкий В.М., Шашкин А.Г., Шашкин К.Г. Геотехническое сопровождение развития городов (практическое пособие по проектированию зданий и сооружений в условиях плотной застройки): Изд-во «Стройиздат Северо-Запад», группа компаний «Геореконструкция», -СПб, 2010- 558с.
276. Улицкий В.М., Шашкин А.Г., Шашкин К.Г., Шашкин В.А. Основы совместных расчетов зданий и оснований.- СПб.: Изд-во института «Геореконструкция», 2014. - 328с.

277. Утенов Е.С. Особенности проектирования зданий, возводимых в условиях существующей городской застройки // Труды 1 Центральноазиатского геотехнического симпозиума. Геотехнические проблемы строительства, архитектуры и геоэкологии на рубеже 21 века. – Астана, 2000. – С. 497–499.
278. Ухов С.Б. Расчет сооружений и оснований методом конечных элементов. Москва, 1973. – 158с.
279. Ухов С.Б., Семенов В.В., Знаменский В.В., Тер-Мартirosян З.Г., Чернышов С.Н. Механика грунтов, основания и фундаменты. Москва: Издательство АСВ, 2004. – 566с.
280. Фадеев А.Б. Метод конечных элементов в геомеханике. – М.: Недра, 1987. – 221с.
281. Фадеев А.Б., Прегер А.Л. Решение осесимметричной смешанной задачи теории упругости и пластичности методом конечных элементов. // Основания, фундаменты и механика грунтов. №4- М., 1984- С.17-20
282. Федоровский В.Г., Безволев С.Г. Метод расчета свайных полей и других вертикально армированных грунтовых массивов. Основания, фундаменты и механика грунтов, 1994. №3. -с. 11-15.
283. Федоровский В.Г., Левачев С.Н., Курилло С.В. Колесников Ю.М. Сваи в гидротехническом строительстве. Москва: Издательство АСВ, 2003. – 240 с.
284. Фи Х.Т. Использование метода многофакторного корреляционного анализа для прогноза оседания земной поверхности в городе Ханой (Вьетнам) // Проблемы геологии и освоения недр: Труды XVII Междунар. симп. им. акад. М.А. Усова студентов и молодых ученых. – Томск: Изд-во ТПУ. – 2013. – С. 480-482
285. Флорин В.А. Основы механики грунтов. – Т. I и II. – Л.-М.: Стройиздат, 1959-1961. – 922с.
286. Фурса В.М. Строительные свойства грунтов района Ленинграда – Л.: Сстройиздат, 1975 – 142с.
287. Хамов А.П. Оценка осадки и несущей способности свай с учетом фактора времени. // Тр. Моск. ин-та инж. ж.-д. транспорта, №613, - М.: МИИЖТ, 1978 – С.45-55
288. Хамов А.П. Исследование осадки и несущей способности группы свай с учетом фактора времени. Дис. . канд. технических наук. Москва, 1967.
289. Харитонов В.А. Подземные здания и сооружения промышленного и гражданского назначения. Учеб. Пособие. – М.: Изд-во АСВ, 2008 – 256с.
290. Цытович Н.А. Проблемы теории и практики строительства на слабых водонасыщенных глинистых грунтах // Материалы Всесоюзного Сопещения по новым методам возведения промышленных и гражданских сооружений на слабых водонасыщенных глинистых грунтах. Проблемы строительства на слабых грунтах: Сб.тр. – Рига: РПИ, 1972. – С. 3–8.

291. Цытович Н.А., Березанцев В.Г., Далматов Б.И., Абелев М.Ю. Основания и фундаменты.- М.: Высшая школа, 1970.- 384с.
292. Чернов В.К., Знаменский В.В., Юрков Ю.П. О деформациях глинистых грунтов вокруг забивных свай.// Строительство в районах Восточной Сибири и Крайнего Севера.- Красноярск, 1970- №17. С.26-30
293. Черняков А.В., Богомолова О.В., Капустин В.В., Истратов В.А., Бобачев А.А. Применение комплекса геофизических и геотехнических методов для организации контроля качества «скрытых» работ и мониторинга при крупном городском строительстве// Журнал «Геотехника» №1 – М.: 2013.- с.4-21
294. Шашкин А.Г. Технология устройства подземного объема под историческим зданием (на примере Каменноостровского театра)//Журнал «Геотехника», М., 2010, №5. С18-29.
295. Шашкин А.Г. Проектирование зданий и подземных сооружений в сложных инженерно-геологических условиях Санкт-Петербурга.- М.: Изд-во «Академическая наука»- Геомаркетинг, 2014, -352с.
296. Шашкин А.Г. Теоретические и методологические основы обеспечения безопасности строительства и эксплуатации зданий и сооружений в сложных инженерно-геологических условиях Санкт-Петербурга. Автореф. дисс...д.г.-м.н.: 25.00.08/ Шашкин Алексей Георгиевич, - СПб., 2011 – 40с.
297. Шашкин А.Г., Шацкий А.А. Влияние буронабивных свай вытеснения на деформации водонасыщенных глинистых грунтов// промышленное и гражданское строительство, №12 -М., 2017. – С.15-22
298. 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. Изд-во института «Геореконструкция», 2021.- 640с.
299. Швец В.Б., Феклин В.И., Гинсбург Л.К. Усиление и реконструкция фундаментов.- М.: Стройиздат, 1985.- 203с.
300. Шилин А.А. Освоение подземного пространства (зарождение и развитие): Учебное пособие для вузов. - М.: Издательство Московского государственного горного университета, 2005. - 305 с.:
301. Штоль, Т. М. Технология возведения подземной части зданий и сооружений / Т. М. Штоль, В. И. Теличенко, В. И. Феклин. – М.: Стройиздат, 1990. – 288 с.
302. Шулятьев О. А., Мозгачева О. А., Поспехов В. С. Освоение подземного пространства городов. Научное издание. М.: АСВ, 2017. – 510с.

303. Шулятьев О. А., Минаков Д. К. Технологические осадки при устройстве стены в грунте траншейного типа // Вестник Пермского нац. исслед. политехн. ун-та. Строительство и архитектура. 2017. № 3 (8). С. 41-50
304. Belgian screw pile technology: design and recent developments / J. Maertens, N. Huybrechts (eds). – Lisse: Swets & Zeitlinger, 2003. – 372 p.
305. Banerjee P.K., Davies T.G. Analysis of pile groups embedded in Gibson soil// Proc.of the IX ICMFE/- 1977v.1- p.381-386
306. Bjerrum L. Problem of soil mechanics and construction on soft clays, SOA report// Proc. of the 8<sup>th</sup> Int.Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Moscow, USSR, vol.3, 1973 – p.111-159
307. Bronin W.N., Osokin A.I., Tatarinow S.W. Fundamentverstärkung durch “Kettenpfähle” bei Gebuudenstruktionen// Proc. IX Int.kongress fur Industrielles Bauen (IKIB-1991) – Leipzig, 1991-p.37
308. Brown P.T.,oulos H.G., Wiesner T.J. Piled raft foundation design. Proceeding Symposium on raft foundation. Perth, CSIRO, 1975, pp. 13-21.
309. Calgaro, J.-A., Gulvanessian, H. Management of Reliability and Risk in the Eurocode System// Safety, risk, and reliability – trends in engineering. International Conference. Malta. 2001. Pp. 155–160.
310. Chang-Yu Ou Deep Excavation. Teory and Practice. London. CRCPress, 2006- 552p.
311. Dalmatov B.I., Fadeev A.B., Ulitskiy V.M., Bakenov H.Z., Osokin A.I. . Piles bearing capacity forecast based upon field test carried out at foundations of buildings in use //Field measurements in geomechanics.- Proc. of the 3 Int.symp. Oslo-Norway, 1991 – p. 901-908.
312. Dashko R., Karpova Ya. Underground Space of Saint-Petersburg as a Multicomponent System: Engineering Geological and Geotechnical Aspects of Its Development. //15-th International multidisciplinary scientific geoconference SGEM 2015. Science and Technologies in Geology, Exploration and Mining V.2 -2015 -pp. 827-833.
313. De Monferrand A.R. Egliscathedrale de Saint-Isaac. Description. Bellizard&C°, Thierry, 1845.
314. Eurocode 7. Geotechnical design. Part 1. General Rules. 1997.
315. Fadeev A.B., Mangushev R.A., Osokin A.I., Tatarinov S.V., Sbitnev A.V. Experimental Assessment of DDS Technology-based Bored Pile Effects on Soil Foundation //Geotechnical Engineering for disaster prevention & reduction –Proceeding of the International Geotechnical Symposium(IGSS,2007) -24-26<sup>th</sup> July, 2007 Yuzhno-Sakhalinsk, Russia, Kazakhstan Geotechnical Society, Publisher of Korean Publishing Company, Seoul, p.301-304

316. Gibson R.E., England G.L., Hussey M.J. The theory of one dimensional consolidation of saturated clay: Finite non-linear consolidation of thin homogeneous layers. *Geotechnique*, vol.17 no.3 1967 p.261-273
317. Ho, K., Leroi, E., and Roberds, B. Quantitative risk assessment: application, myths and future direction / Proc. of the International Conference on Geotechnical and Geological Engineering, Melbourne, Australia, 2000.
318. Hoej, N.P. Risk and Safety Considerations at Different Project Phases / Safety, risk, and reliability – trends in engineering. International Conference. Malta, 2001. Pp. 1–8.
319. Holts W.G., Hilf I.W. Settlement of soil foundation due to saturation. Proc. of the 5-th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering.– Paris, 1961.
320. Horikoshi K. and Randolph M.F. A contribution to optimal design of piled rafts. *Geotechnique*, Vol. 48, No. 3, 1998, pp. 307-317.
321. Horikoshi K. and Randolph M. F. Estimation of overall settlement of piled raft. *Soils and foundations*, Vol. 39, No 2. 1999, pp. 59-68.
322. <http://www.ovacia-shpunt.ru>.
323. <http://ardexpert.ru>
324. Katzenbach R., Reul O. Design and performance of piled rafts. Proceeding XIVth ICSMFE. Hamburg, Balkema, Rotterdam, Vol. 4. 1997, pp. 2253-2256.
325. Katzenbach R., Arslan U., Moorman C., Reul O. Piled raft foundation -Interaction between piles and raft. International Conference on Soil-Structure Interaction in Civil Engineering. Darmstadt Geotechnics, No. 4, Vol. 2, 1998, pp. 279-296.
326. Katzenbach R., Moorman C. Recommendations for the design and construction of piled rafts. Proceeding XVth ICSMFE. Istanbul, Balkema, Rotterdam, Vol. 2. 2001, pp. 927-930.
327. Katzenbach R., Hanisch J., Konig G. Kombinierte Pfahl Plattengründungen. Ernst & Sohn. Berlin, 2002, 222 p.
328. Kempfert H.-G., Rudolf M. Effects of actions due to group effect on the superstructure on pile groups. Proceeding XVIth ICSMFE. Osaka, Vol. 2. 2005, pp. 2133-2136.
329. Kopteva A., Osokin A., Kuchin V., Sidorkin D. Assessment of the impact of pile manufacturing technology on surrounding buildings in soft soil// E3S Web of Conferences 371, 02005 (2023) AFE-2022 <http://doi.org/10.1051/e3sconf/202337102005> – P. 1-9.
330. Koutsoftas D.C. State of Practice: Excavations in Soft Soils// Keynote Lectures from GeoCongress 2012 «Geotechnical Engineering State of the Art and Practice». Edited by K.Rollins, D.Zekkos -Geotechnical Special Publ.no.226 – ASCE- Geo-Institute, Virginia, USA, 2012 - p.678-729

- 331.Larssen R., Measurement and calculation of horizontal stresses in clay and their importance for strength– and deformation parameters, Goteborg, Geotechnical Department, 1975
- 332.Mangushev R., Osokin A. and etc. The use of the movable geotechnical RIG «GEOTECH 204D» for the investigation of change soft soil properties. The Proceedings of the International Geotechnical Symposium «Geotechnical Aspects of Natural and man-made Disasters», Astana, Kazakhstan Geotechnical Society, 2005. P. 175–178.
- 333.Mangushev R.A., Osokin A.I. Characteristics of Foundations of Historical Buildings in St. Petersburg. // Proceed. of Special Session on Geo-Engineering for Conservation of Cultural Heritage and Historical Sites. – 14<sup>th</sup> Asian Regional Conf. ISSMGE, 26.05.2011 – Hong Kong, China, 2011 – p. 77-80
- 334.Mangushev R.A., Osokin A.I., Harfoush W., Idjweihan W. The Field investigation of the influence of deep excavation construction fence on the mechanical and strength characteristics of soil// Tishreen University Journal for Research and Scientific Studes- Eng.Sci. Ser. Vol.(45) №(6)2023 – Lattakia, Syria, 2023- p.p. 11-22
- 335.Mangushev R.A., Lashkova E.B., Smolenkov V.Y., Osokin A.I. The construction of deep excavation ditch in weak soil in St.Petersburg //Proceed. of 7-th International Symposium on «Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground» - Rome, Italy, May 2011, p.p.653-659
- 336.Mangushev R.A., Rybnov E.I., Lashkova E.B., Osokin A.I. Examples of construction of deep excavation ditches in weak soils // Proceed.of reports 15-th World Conference of Associated research Centers for the Urban Underground Space (ACUUS-2016), St.Petersburg, Russia, 2016 p.p. 305-309
- 337.Mangushev R.A., Osokin A.I. Some problems of Foundations of Historical Buildings in St.Petersburg //Proceed. of the 4-th Central Asian Geotechnical Symposium (CAGS) «Geo-Engineering and Conservation of Culture Heritage and Historical Sites». Samarkand, Uzbekistan, 21-23 September, 2012 p.p. 47-52
- 338.Mangushev R.A., Osokin A.I. Characteristics of Foundations of Historical Buildings in St. Petersburg // Prossed.of the First U.S.A.-Russia Geotechnical Engineering Workshop. Institute of ASCE, Oaklend, USA. Publish House ASV, 2014 –p.p. 66-71
- 339.Mangushev R.A., Osokin A.I. Reconstruction of multi-stories building with construction of additional underground space in the central part of St.Petersburg. //Proceeding of 6<sup>th</sup> Int. Geotechn. Symposium on “Disaster Mitigation in Special Geoenvironmental Conditions”- 21-23.01.2015- Indian Institute of Technology, Madras, Chennai, India – p.420-426

340. Mangushev R.A., Osokin A.I. Construction of deep foundation ditch under a reconstructed multi- stories building on the main avenue of St.Petersburg // Transportation Geotechnics and Geocology, TGG 2017, 17-19 May 2017, Saint Petersburg, Russia- p.623-629
341. Mangushev R.A., Osokin A.I. Practical restoration-related experience with creation of basement level and underground parking into and near architectural monuments in down-town of Saint- Petersburg// Proceedings of the International Conference on Civil, Architectural and Environmental Sciences and Technologies (CAEST 2019) -19.11.2019. Vol.775, IOP Conf.Ser.: Mater.SCI.Eng.- Samara, Samara State Technical University, Russian Federation, 2020 p.1-15
342. Mangushev R.A., Osokin A.I., Garnyk L.V. Experience in preserving adjacent buildings during excavation of large foundation pits under conditions of dense development. // Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol.53, No.5, November, 2016 (Russian Original No.5, September-October,2016) DOI 10.007/s11204-016-9401-9- p. 291-296
343. Mangushev R.A., Osokin A.I., Kalach F.N., Podgornova S.A. Preservation of historical buildings during the development of underground space in an urban environment. //Proc/of the 2-nd International Conf. On Reconstruction of the Architectural Heritage (RRAH 2020), 25-28.03. 2020–Saint-Petersburg, Russia, Taylor&Francis Group, CRC Press, London 2020 –p.p. 199-205
344. Mangushev R.A., Osokin A.I., Tatarinov S.V., Sbitnev A.V., Lebedev M.V. Determination of the zone of influence during arrangement of bored cast-in-site piles in soft soils//Tagungsband der XIII. Donau-europäische konferenz für geotechnik, 29.-31. Mai 2006, Ljubljana, Slovenien. –P.637-640.
345. Matsegora A.G., Osokin A.I., Ermolaev V.A., Ivanischev V.B. Special Methods of Working in Soil, as a Geotechnical Tool for Improvement of Operating Conditions of the Foundations of Exploited Buildings and Constructions //Geotechnical Engineering for disaster prevention & reduction –Proceeding of the International Geotechnical Symposium(IGSS,2007) -24-26<sup>th</sup> July, 2007 Yuzhno-Sakhalinsk, Russia, Kazakhstan Geotechnical Society, Publisher of Korean Publishing Company, Seoul, p.354-357
346. Menzies, J.B. Hazards, risks and structural safety / The Structural Engineer. Vol. 73. No 21. 1995.
347. Mohan, D. Load-bearing capacity of piles / D. Mohan, G. Jain, V. Kumar // Geotechnique, 1963. – Vol. 13, № 1. – P.76–86.
348. Osokin A.I. Modern geotechnologies for construction on soft soil at new sites of St.Petersburg//Proceeding of the Second Russia-USA Geo-Engineering Symposium on the

- theme: «Improvement of Design Codes»/ Editors: J.-L.Briaud and V.A.Ilyichev, May 14-18, 2018- M., RSSMFGE, GEO-INSTITUTE of ASCE, 2018, - p.p.628-665
- 349.Osokin A.I., Ermolaev V.A., Kuzhelev A.I. Specifics of engineering support for installation of bored piles in cluttered urban setting. // Proceeding in Earth and geosciences «Geotechnics Fundamentals and Applications in Construction: New Materials, Structures, Technologies and Calculations» (GFAC 2019), Saint-Petersburg, Russia, 6-8 February 2019, V.2 – CRC Press Taylor&Francis Group, London, UK, 2019 – p.216-219
- 350.Osokin A.I., Efimov V.O., Kondratieva L.N. Specifics of engineering design of piled raft foundations in soft soil. // Proceeding in Earth and geosciences «Geotechnics Fundamentals and Applications in Construction: New Materials, Structures, Technologies and Calculations» (GFAC 2019), Saint-Petersburg, Russia, 6-8 February 2019, V.2 – CRC Press Taylor&Francis Group, London, UK, 2019 – p.220- 224
351. Osokin A.I., Kondratieva L.N., Efimov V.O. Development of Engineering Methods for Calculation Cjmbined Pile-Raft Foundation (CPRF) //9-th International Conf. on Contemporary problems of Architecture and Construction. Batumi, Georgia (September,2017) – p.441-445
- 352.Osokin A.I., Mironov D.A., Loseva E.S., Kuzhelev A.I. Specific features of diaphragm wall construction. // Proceedings of the International Conference on Civil, Architectural and Environmental Sciences and Technologies (CAEST 2019) -19.11.2019. Vol.775, IOP Conf.Ser.: Mater.SCI.Eng.- Samara, Samara State Technical University, Russian Federation, 2020 p.1-16
- 353.Osokin A.I., Kalach F.N., Diakonov I.P., Remizova N.V. Value of additional vertical deformations of foundations depending on injection grouting conditions. // Proceedings of the International Conference on Civil, Architectural and Environmental Sciences and Technologies (CAEST 2019) -19.11.2019. Vol.775, IOP Conf.Ser.: Mater.SCI.Eng.- Samara, Samara State Technical University, Russian Federation, 2020 p.1-16
- 354.Patent US 4458765, Int. Cl. E21B 7/26. Tool for forming a hole in macroporous compressible soil / V.I. Feklin, A.N. Mironenko, S.V. Shatov, N.S. Shvets, J.A. Kirichek (SU). – Appl. No: 377684; Filed: May 12, 1982; Date of Patent: Jul. 10, 1984.
- 355.Patent US 4484640, Int. Cl. E21B 7/26. Tool for forming of holes in macroporous compressible soils / V.I. Feklin, V.B. Shvets, B.M. Mazo (SU). – Appl. No: 397438; Filed: Jul. 12, 1982; Date of Patent: Nov. 27, 1984.
356. Patent US 4496011, Int. Cl. E21B 7/26. Tool for forming earth holes having fixed walls and method therefor / B.M. Mazo, V.I. Feklin (SU). – Appl. No: 402073; Filed: Jul. 26, 1982; Date of Patent: Jan. 29, 1985.

357. Patent US 4504173, Int. Cl. E02D 5/56. Apparatus for constructing cast in place tubular piles and method of constructing such piles by same apparatus / V.I. Feklin (SU). – Appl. No: 421090; Filed: Sep. 22, 1982; Date of Patent: Mar. 12, 1985.
358. Patent US 4623025, Int. Cl. E02D 5/36. Soil-displacement drill and method for manufacturing a pile / A.J. Verstraeten (BE). – Appl. No: 659790; Filed: Oct. 11, 1984; Date of Patent: Nov. 18, 1986.
359. Patent US 5722498, Int. Cl. F21B 7/26. Soil displacement auger head for installing piles in the soil / W.F. Van Impe, G.A.A. Cortvrindt (BE). – Appl. No: 637747; Filed: Oct. 28, 1994; Date of Patent: Mar. 3, 1998.
360. Patent US 6033152, Int. Cl. E02D 11/00. Pile forming apparatus / K.J. Blum (BE). – Appl. No: 09/045403; Filed: Mar. 20, 1998; Date of Patent: Mar. 7, 2000.
361. PLAXIS FEC for Soil and Rock Analyses (1998): Руководство пользователя. Модели грунтов (Перевод на русский язык выполнен компанией «НИП–Информатика», СПб – 2000).
362. PLAXIS 3D Foundation v. 1.5 / Eds R.B.J. Brinkgreve & W. Broere. Abingdon e.a.: Balkema, 2006, 634p.
363. Poulos H.G. and Davis E.H. Pile foundation analysis and design. John Wiley & Sons Ltd. New York, 1980, 397p.
364. Poulos H.G. Pile behavior theory and application. Geotechnique, Vol. 39, No. 3, 1989, pp. 365-415.
365. Poulos H.G. Effects of urban construction on existing pile foundations. Proceedings XIth ICSMGE. Czech Republic, Prague, Vol. 3, 2003, pp. 401-424.
366. Poulos H.G. Piled-raft foundation: design and applications. Geotechnique, Vol. 51, No. 2, 2001, pp. 95-113.
367. Randolph M.F. Settlement considerations in the design of axially loaded piles. Ground Engineering, Vol. 16, No. 4, 1983, pp. 28-32.
368. Randolph M.F. Design methods for pile groups piled rafts. XIIth ICSMFE. New Delphi, India, Rotterdam, Balkema, Vol. 4. 1994, pp. 61-82.
369. Randolph M.F., Clancy P. Efficient design of piled rafts. Proceedings of Deep Foundations on bored and auger piles. Brugge, 1993, pp. 119-131.
370. Randolph M.F., Wroth C.P. An analysis of the vertical deformation of pile groups. Geotechnique, Vol. 29, 1979, pp. 423-439.
371. Safety, risk, and reliability – trends in engineering. International Conference. Malta, 2001, 944 p.

372. Screw piles: installation and design in stiff clay / A. E. Holeyman (ed.). – Lisse: Swets & Zeitlinger, 2001. – 338 p.
373. Sêco e Pinto, P. Some reflections about risk analysis of geotechnical structures: Proc. of the 12<sup>th</sup> Danube-European Conference. Passau. 2002. Pp. 41–46.
374. Schmidt B. Excavations in soft ground in the United States – National report// Underground Construction in Soft Ground / ed. Fujita & Kusakabe – Rotterdam, Balkema, 1995 – p.61-64
375. Schmitt A., Katzenbach R. Bored and screwed piles. Proceeding XVIth ICSMFE. Osaka, Vol. 1. 2005, pp. 2129-2132.
376. Teparaksa, W., Thasnanipan, N., Maung, A.W. & Tangseng, P. Lessons from the collapse during construction of an intel pumping station: Geotechnical instrumentation aspects. Field measurements in geomechanics. Proc. of the 5-th Int. Symposium, Singapore, 1999- pp.247-252
377. Tomlinson, M. J. Pile design and construction practice / M. J. Tomlinson. – Abingdon: Taylor & Francis, 1994. – 411 p.
378. Ulitsky V.M. Geotechnical challenges in reconstruction on historical cities (as may be illustrated by St. Petersburg)// Труды международной конференции по геотехнике «Реконструкция исторических городов и геотехническое строительство», Санкт-Петербург, 2003. – Т. 1. С. 13–28.
379. Ulitskiy V.M., Egorov A.I., Osokin A.I. The estimation of the foundation soil state for reconstruction purposes// Proc. of the 4 Int. Symp. (FMGM 95) Bergamo-Italy, 1995 – p. 67-71.
380. Ulitskiy V.M., Egorov A.I., Osokin A.I. Bearing capacity of reconstructed pile foundations on soft soil // The interplay between Geotechnical Engineering and Engineering Geology.- Proc. of XI European Conf. on Soil Mech. and Found. Eng. (ECSMFE), V.8 - Copenhagen, 1995 – p.183-188
381. Ulitskiy V.M, Glibin L.A., Lashkova E.B., Osokin A.I. Strengthening of Constantinovsky Palace in the suburb of Strelna // Reconstruction of historical cities and geotechnical engineering.- Proc. Of the Int. geotechnical conf. V.1. Saint Petersburg – Moscow – Russia, 2003 – p. 273-282
382. Ulitsky, V.M., Osokin A.I. The pile foundation inspection and strengthening// Proc. of the 9-th Danube-European conf. on soil mechanics and foundation engineering, Budapest, Hungary, Akademiai Kiado, 1990- p.277-282
383. Ulitsky, V.M., Shashkin, A.G., and Shashkin C.G. Calculation of strain in subsoil, foundation and superstructure with allowance made for their interaction// 12<sup>th</sup> Danube-European Conference, Passau, Germany, 2002
384. Vaarts P., Boer A.D. Level III Reliability Methods for Complex Structures// Safety, risk, and reliability – trends in engineering. International Conference. Malta. 2001. Pp. 191–196.

385. Van Impe W.F. Ein Interaktionmodell für Pfahl Plattengründungen. Geotechnik 17, 1994, pp. 61-73.
386. Van Weel, A. F. A Method of separating the bearing capacity of a test pile into skin-friction and point-resistance/ A. F. Van Weel // Proc. 4<sup>th</sup> Int. Conf. Soil Mech. and Found. Eng. – London, 1957. – Vol. 2. – P. 76–80.
387. Whitaker T. A. New Approach to Pile Testing / T. A. Whitaker, R. W. Cooke // Proc. 5<sup>th</sup> Int. Conf. Soil Mech. and Found. Eng. – Paris, 1961. – P. 171–176.
388. Yesiller N., Hanson J.L., Usme M.. Ultrasonic assessment of stabilized soil// Soft ground technology. Proceed. of the soft ground technology conf. – Noordwijkerhout, Netherland, 2000 p.170-181
389. Zdravkovich L., Pott D.M., Kontoe S. Effect of wall stiffness on ground deformations and deep excavations in stiff clay. Proceedings of the 15<sup>th</sup> European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, 2011 - pp. 1599-1604