

Министерство образования и науки Российской Федерации
Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение
высшего образования «Санкт-Петербургский государственный
архитектурно-строительный университет»

На правах рукописи

Гурский Александр Витальевич

**МЕТОДЫ РАСЧЕТА ВЛИЯНИЯ ВДАВЛИВАНИЯ ШПУНТА НА
ДОПОЛНИТЕЛЬНУЮ ОСАДКУ СОСЕДНИХ ЗДАНИЙ**

Специальность 05.23.02 – Основания и фундаменты, подземные сооружения

Диссертация на соискание учёной степени
кандидата технических наук

Научный руководитель:
доктор технических наук,
профессор Мангушев Р. А.

Санкт-Петербург – 2016

Оглавление

ВВЕДЕНИЕ	4
1 ОПЫТ ПРОЕКТИРОВАНИЯ И СТРОИТЕЛЬСТВА ШПУНТОВЫХ ОГРАЖДЕНИЙ КОТЛОВАНОВ, ВЫПОЛНЯЕМЫХ МЕТОДОМ СТАТИЧЕСКОГО ВДАВЛИВАНИЯ	9
1.1 Установки, применяемые для вдавливания шпунта, сравнение конструктивно-технологических параметров	9
1.2 Анализ технологичности разных методов крепления стен котлованов, ускорения колебаний при вибрационном и статическом погружении шпунта	16
1.3 Принципы проектирования и устройства ограждений котлованов в условиях уплотненной застройки. Факторы, влияющие на дополнительную осадку зданий при новом строительстве	19
Выводы по первой главе	23
2 АНАЛИТИЧЕСКОЕ ОПРЕДЕЛЕНИЕ ДОПОЛНИТЕЛЬНОЙ ОСАДКИ ОКРУЖАЮЩИХ ЗДАНИЙ	24
2.1 Расчетная схема сил, действующих при погружении шпунта	24
2.2 Определение сил трения, действующих по боковой поверхности погружаемого шпунтового элемента	27
2.3 Распределение напряжений в массиве грунта, вызванных силами трения примыкающей к существующему зданию боковой поверхности погружаемого шпунта	34
2.4 Аналитический расчет напряжений, вызванных силами трения на дальней от здания стороне шпунта	50
2.5 Учет объемной составляющей напряжений при вдавливании шпунта	54
Выводы по второй главе	63
3 ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ РАСПРЕДЕЛЕНИЯ НАПРЯЖЕНИЙ В ГРУНТЕ ПРИ ВДАВЛИВАНИИ ШПУНТА	65
3.1 Испытательный комплекс и приборы контроля	65
3.2 Основы физического моделирования взаимодействия шпунта с массивом окружающего грунта	68
3.3 Лабораторные исследования изменения напряженного состояния грунтового массива при вдавливании шпунтового ряда	71
3.4 Лабораторные исследования изменения напряженного состояния грунтового массива при вдавливании объемной модели шпунта	76

Выводы по третьей главе.....	78
4 СОПОСТАВЛЕНИЕ РЕЗУЛЬТАТОВ РАСЧЕТОВ ПО ПРЕДЛОЖЕННОЙ МЕТОДИКЕ С ДАННЫМИ ГЕОДЕЗИЧЕСКИХ НАБЛЮДЕНИЙ.....	79
4.1 Васильевский остров, 14 линия	79
4.1.1 Расчет технологической осадки четырехэтажного здания по адресу: Васильевский остров, 14 линия, д. 51, лит. А	83
4.1.1.1 Расчет осадки, вызванной силами трения, действующими по боковой поверхности погружаемого шпунта	84
4.1.1.2 Расчет осадки, вызванной давлением под лобовой поверхностью шпунтового ряда.....	92
4.1.2 Расчет технологической осадки двухэтажного здания по адресу: Васильевский остров, 14 линия, д. 57, лит. Б.....	95
4.1.2.1 Расчет осадки, вызванной силами трения, действующими по боковой поверхности погружаемого шпунта	95
4.1.2.2 Расчет осадки, вызванной давлением под лобовой поверхностью шпунтового ряда.....	101
4.2 Здание по адресу: улица Глинки д.4, лит. А.....	103
4.2.1 Расчет осадки, вызванной силами трения, действующими по боковой поверхности погружаемого шпунта	107
4.2.2 Расчет осадки, вызванной давлением под лобовой поверхностью шпунтового ряда	113
Выводы по четвертой главе	115
ЗАКЛЮЧЕНИЕ	117
СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ.....	119

ВВЕДЕНИЕ

Актуальность темы. В процессе современного строительства больших городов все большее внимание уделяется освоению подземного пространства. Территории строительства новых административных и жилых зданий сильно ограничены по площади из-за уплотненной застройки свойственной центральной части мегаполисов, которая приводит к устройству дополнительных подземных этажей и разработке глубоких котлованов в непосредственной близости к существующим зданиям. При организации новых подземных объемов важным требованием является сохранение примыкающих к площадке строительства существующих зданий, обязательным условием которого может служить устройство ограждающих стен котлованов.

Наиболее распространенными в Санкт-Петербурге являются ограждающие шпунтовые стены, погружение которых производится с использованием вибропогружателей и, считающимся щадящим, методом статического вдавливания, последний из которых применяется в условиях примыкания шпунтовых стен к существующим зданиям. Основным преимуществом статического вдавливания является отсутствие вибраций при погружении. В инженерно-геологических условиях центральной части Санкт-Петербурга, включающих 20...30-ти метровую толщу слабых тексотропных пылевато-глинистых грунтов, динамические воздействия могут привести к значительному снижению механических характеристик грунтов, вплоть до перехода этих грунтов в состояние вязкой жидкости.

С целью сохранения существующих зданий, на проектной стадии, выполняется геотехническое обоснование с выполнением соответствующих расчетов оснований и фундаментов, направленных на определение влияния нового строительства на соседние здания, которые учитывают их дополнительную осадку в процессе откопки котлована и от веса возводимого сооружения. При этом, технологические осадки в геотехнических расчетах, практически, не учитываются и долгое время считалось, что их величиной можно пренебречь. Вместе с тем, многочисленные

результаты геодезических наблюдений и мониторинга показывают, что технологическая осадка от вдавливания шпунта может достигать величины 2-3 см, которая никак не учитывается в геотехнических расчетах.

В связи с этим, оценка и учет дополнительной осадки зданий при устройстве ограждающих шпунтовых стен методом статического вдавливания и разработка методики их расчета является **актуальной и малоисследованной** задачей при проектировании ограждений котлованов.

Цель исследования заключается в оценке влияния устройства ограждающих шпунтовых стен методом статического вдавливания на дополнительную осадку зданий окружающей застройки; разработке методики расчета дополнительной осадки зданий от вдавливания шпунта.

Задачи исследования:

1. определить силы взаимодействия между погружаемым статическим вдавливанием шпунтом и окружающим массивом грунта;
2. разработать методику расчета возникающих при вдавливании шпунта напряжений в окружающем массиве грунта;
3. оценить влияние всех возникающих при вдавливании шпунта сил на дополнительную осадку соседнего здания;
4. разработать и изготовить испытательный комплекс, позволяющий моделировать погружение линейных элементов, разработать методику проведения эксперимента согласно критериям физического моделирования, провести сопоставление полученных экспериментальных данных с результатами аналитических расчетов;
5. выполнить серию поверочных расчетов по предлагаемой методике и сравнить полученные результаты с данными геодезического мониторинга, что позволит оценить достоверность предлагаемого метода расчета.

Отметим, что осадка зданий соседней застройки во время вдавливания шпунта может быть вызвана сторонними факторами, нарушениями технологии устройства (непараллельное погружение шпунта, перебор грунта при откопке

лидерной траншеи, проходка валунов, чрезмерное динамическое воздействие на тиксотропные грунты) – такие ситуации в данной работе не рассматриваются.

Объект исследования - устройство шпунтовых стен, погружаемых методом статического вдавливания в примыкании к существующим зданиям.

Предмет исследования – влияние процесса вдавливания шпунта на дополнительную осадку соседних зданий.

Методология и методы исследования. По результатам анализа данных литературных источников было получено аналитическое решение, позволяющее рассчитывать дополнительную осадку соседних зданий от вдавливания шпунта. Возможность применения полученного аналитического решения проверялась выполненными модельными экспериментами, по результатам которых был получен корреляционный коэффициент, позволяющий более точно рассчитывать дополнительные напряжения в грунтовом массиве на расстояниях, превышающих 10 процентов от длины шпунта. Разработанная методика расчета была применена на двух реальных объектах, расположенных в центральной части Санкт-Петербурга и показала удовлетворительную сходимость с данными геодезического мониторинга.

Научная новизна работы:

1) Разработана аналитическая методика расчета осадки зданий, вызванной вдавливанием шпунта, позволяющая учесть различия в прочностных характеристиках каждого слоя грунта, а также увеличение давления на шпунтовую стенку с увеличением глубины заложения рассматриваемого слоя.

2) Разработана инженерная методика расчета дополнительной осадки зданий при вдавливании шпунта, даны рекомендации по применению представленной методики. На основе предложенной таблицы расчетных коэффициентов установлен характер распространения напряжений в окружающем массиве грунта от погружаемого корытообразного шпунта.

3) Выполнено точное определение распределения вертикальных напряжений на основе проведенных модельных экспериментов. Определен корреляционный

коэффициент, позволяющий более точно определять распространение дополнительных напряжений в массиве грунта от погружаемого шпунта.

4) Обоснована возможность применения разработанной методики для расчета влияния вдавливания шпунта на дополнительную осадку соседних зданий. Проведен сравнительный анализ результатов расчетов, выполненных по предлагаемой методике, с данными геодезического мониторинга на реализованных в Санкт-Петербурге объектах, по результатам которого разница расчетных значений с данными геодезического мониторинга не превысила 30 процентов.

Практическая значимость диссертационного исследования заключается в разработке принципов проектирования шпунтовых ограждений, выполненных методом статического вдавливания, при устройстве котлованов в условиях городской застройки. Предложенная методика расчета позволит определить величину и характер распространения напряжений от вдавливания шпунта для достоверного расчета дополнительной осадки, а также разработать комплекс мероприятий для снижения дополнительных технологических осадок соседних зданий при устройстве вблизи них котлована со шпунтовым ограждением, выполняемых методом статического вдавливания.

Положения, выносимые на защиту:

- 1) методика аналитического расчета технологической осадки зданий соседней застройки при устройстве ограждающих шпунтовых стен, погружаемых методом статического вдавливания;
- 2) экспериментальные исследования определения напряжений в окружающем массиве грунта при вдавливании шпунта;
- 3) результаты сравнительного анализа материалов аналитических расчетов, выполненных по разработанной методике, с данными геодезического мониторинга на реализованных объектах Санкт-Петербурга.

Степень достоверности и апробация результатов. Степень достоверности результатов исследований и выводов диссертационной работы подтверждаются применением основных положений и моделей механики грунтов, теории упругости, механики деформируемого тела; обеспечивается достаточным объемом

данных геодезического мониторинга, выполненного на построенных строительных объектах в условиях слабых водонасыщенных пылевато-глинистых грунтов и плотной городской застройки Санкт-Петербурга.

Основные теоретические положения и выводы диссертационной работы подтверждены апробацией на международных научно-практических конференциях: международной конференции посвященной 100-летию со дня рождения Б.И.Далматова «Актуальные вопросы геотехники при решении сложных задач нового строительства и реконструкции» (10-12 ноября 2010, СПбГАСУ, Санкт-Петербург), 63-й международной научно-технической конференции молодых ученых «Актуальные проблемы современного строительства» (2010, СПбГАСУ, Санкт-Петербург), трех научно-технических конференциях по геотехнике, механике грунтов, основаниям и фундаментам, проведенных в СПбГАСУ в 2012-2014 гг.

Структура и объем диссертационной работы. Диссертация изложена на 130 страницах печатного текста, состоит из введения, четырех глав, заключения, списка литературы, включающего 130 источников. В работе представлено 56 рисунков, 11 таблиц и 38 формул.

Диссертационная работа выполнена на кафедре геотехники Санкт-Петербургского государственного архитектурно-строительного университета под руководством чл.-корр. РААСН, д.т.н., профессора Рашида Абдуллоевича Мангушева. Работа соответствует паспорту специальности 05.23.02 «Основания и фундаменты, подземные сооружения», а именно: пункту 4 «Разработка методов расчета, конструирования и устройства фундаментов на естественном основании, глубокого заложения и свайных фундаментов с учетом взаимодействия их с надфундаментными конструкциями, фундаментами близрасположенных зданий и сооружений и конструкциями подземных сооружений».

Большая методическая помощь и поддержка оказана автору сотрудниками кафедры геотехники, НПК «Центра Геотехнологий» СПбГАСУ, а также ООО «ПКТИ Фундамент-тест», в частности генеральным директором Г.В. Левинтовым.

1 ОПЫТ ПРОЕКТИРОВАНИЯ И СТРОИТЕЛЬСТВА ШПУНТОВЫХ ОГРАЖДЕНИЙ КОТЛОВАНОВ, ВЫПОЛНЯЕМЫХ МЕТОДОМ СТАТИЧЕСКОГО ВДАВЛИВАНИЯ

1.1 Установки, применяемые для вдавливания шпунта, сравнение конструктивно-технологических параметров

Тенденции развития мегаполисов направлены на максимальное использование земельных участков в их центральной части, которая в Санкт-Петербурге насыщена историческими зданиями, имеющих в качестве грунтового основания, большую толщю слабых водонасыщенных пылевато-глинистых грунтов. В аналогичных инженерно-геологических условиях, плотная городская застройка вносит значительные трудности в процесс строительства, основной из которых является сохранение окружающих зданий. Центр Санкт-Петербурга в большинстве своем представлен историческими кирпичными зданиями с ленточными фундаментами мелкого заложения, такие здания не обладают высокой жесткостью и, в большинстве случаев имеют удовлетворительную категорию технического состояния [52, 58, 100]. В свою очередь, это приводит к развитию значительных неравномерных осадок, которые может вызывать новое строительство.

Современные градостроительные требования Санкт-Петербурга направлены на сохранение исторического облика города, одним из которых является выполнение требования высотного регламента при новом строительстве, что ограничивает высоту надземного объема строящегося здания. Это приводит к необходимости освоения подземного пространства и разработки глубоких котлованов, которые в стесненных городских условиях невозможно выполнить без дополнительного крепления стенок [68]. В этом случае, для устройства шпунтовых стен в стесненных условиях Санкт-Петербурга большое распространение получили установки статического вдавливания. Главными преимуществами технологии вдавливания шпунта являются [17]:

- Отсутствие шума при погружении;
- Затраты энергии по сравнению с ударным способом меньше в 2-3,5 раза;
- При использовании компактного самоходного оборудования возможно работать в непосредственной близости к существующим конструкциям, в том числе по дворах зданий.

В настоящее время в Санкт-Петербурге эксплуатируются следующие виды вдавливающих установок: УСВ 120(160), УВШТ200, СО450, СВУ-В-6, *Starke* 240 (320), *Still Worker*, *Giken*, последние две предназначены исключительно для вдавливания шпунта. Последние две предназначены исключительно для вдавливания металлического шпунта.

Основные конструктивно-технологические параметры вдавливающих установок *Still Worker* и *Giken*, представленных в таблице 1.1, даны в виде максимального и минимального значений, так как эти установки бывают разных размеров и с разными техническими характеристиками.

Таблица 1.1 – характеристики установок.

Параметр, характеристика установки	Вид установки					
	УСВ 120 (160)	УВТ 200, СО 450	Starke 240	СВУ В-6	Still Worker	Giken
Масса установки без грузов, т	117 (135)	22 (14)	100	112	4,0-7,2	4,9-7,8
Полная масса с грузами при максимальном усилии вдавливания, т	132 (160)	200	240	112	-	-
Максимальное усилие вдавливания, т	120 (160)	200	240	80	80-150	110-150
Максимальное усилие извлечения, т	160	-	240	-	90-160	120-160
Минимальное приближение оси шпунта к существующим конструкциям при максимальном усилии вдавливания, м	3,5 (3,5)	1,5	0,9	0,8	0,5	0,5

Установка вдавливания свай и шпунта УСВ-160 показана на рисунке 1.1. Преимуществом данной установки является наличие выносной платформы, на которую для увеличения вдавливающего усилия устанавливаются дополнительные инвентарные грузы из железобетонных или металлических плит. Минусом установки, при работе в условиях уплотненной застройки, является ее габариты, низкая маневренность и собственный вес; при вдавливании шпунта вся установка должна перемещаться на место погружения следующего элемента шпунтовой стенки. Динамика от маневрирования данной установки с весом 117, а с пригрузом - 135 т, может привести к нарушению структуры слабых грунтов в основании существующих зданий и к их дополнительной осадке. Помимо веса и низкой маневренности, установки УСВ-120(160), УВТ-200, СО-450 имеют ограничение по минимальному расстоянию приближения оси шпунта к существующим конструкциям зданий до 1,5 м, что приводит к дополнительным ограничениям применения данных установок.



Рисунок 1.1 - Установка для вдавливания свай и шпунта УСВ-160:

- 1 – передний аутригер; 2 – сварная несущая рама; 3 – гусеничная тележка экскаватора ЭО-6122;
4 - гидроцилиндры перемещения зажимного устройства; 5 – площадка для копровщика при наведении шпунта; 6 – погружаемая свая

Основным недостатком вдавливающей установки СО-450, представленной на рисунке 1.2, является необходимость её перемещения с помощью подъемного крана. Вес самой установки не обеспечивает возможность полного вдавливающего усилия и потенциала используемых гидроцилиндров, поэтому установка снабжена грузовой рамой, на которую укладывается пригруз, масса которого при максимальном вдавливающем усилии должна составлять 178 т, так как масса самой установки – 22 т. Её перемещение с грузом требует использования кранов с высокой грузоподъемностью, которые затруднительно разместить на строительной площадке в условиях уплотненной застройки, а снятие и размещение груза после вдавливания каждого элемента шпунтовой стенки для перемещения вдавливающей установки сильно скажется на сроках проводимых работ.



Рисунок 1.2 - Установка вдавливания СО-450:

1 - грузовая рама; 2 – гидроцилиндры; 3 – рабочая площадка с ограждением

Большое распространение в Санкт-Петербурге получили вдавливающие установки китайского производства *Starke* 240 (320). Вид установки представлен

на рисунке 1.3. Большую популярность эти установки приобрели за счет возможности увеличения вдавливающего усилия от 100 т (вес установки) до 240 т с помощью пригрузов. В то же время установка является самоходной и снабжена краном для подачи свай во вдавливающий узел, что избавляет от необходимости использования дополнительной техники. Применительно к вдавливанию шпунта в условиях уплотненной застройки данная установка обладает большим недостатком – это её габариты: 9,8 x 5,8 x 6,2 м и значительная масса 100-240 т.

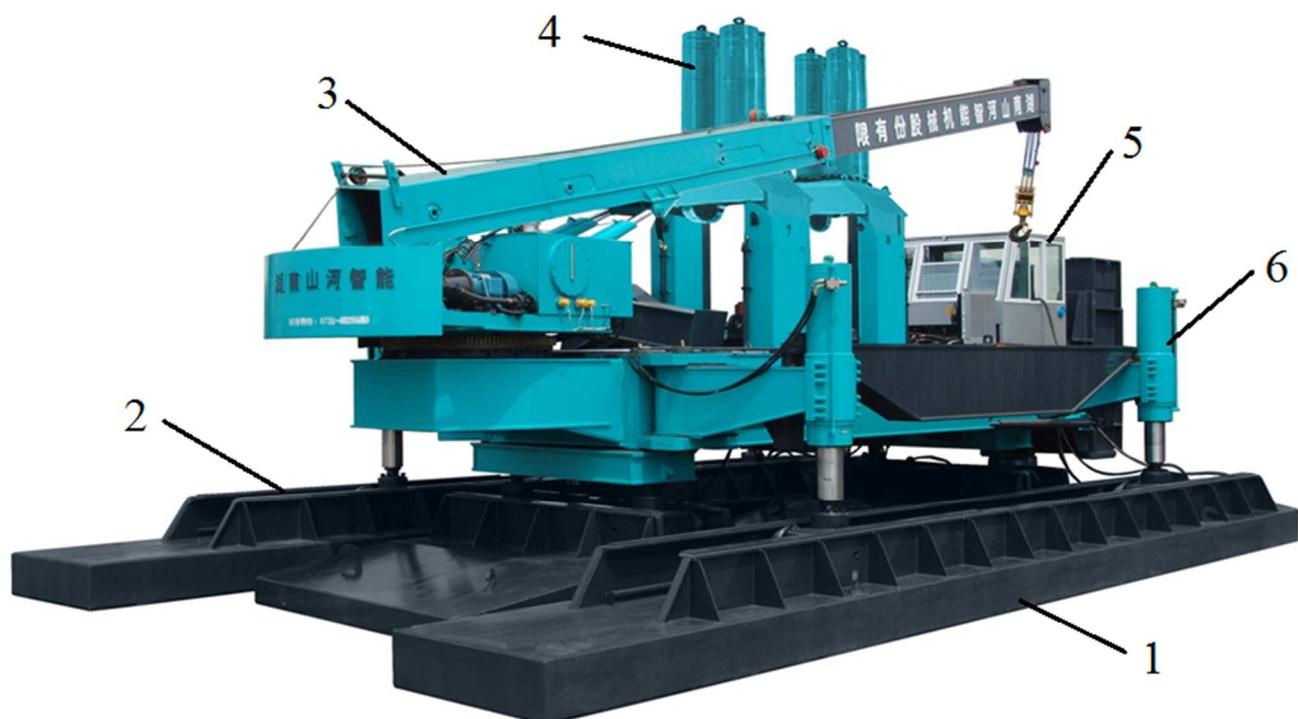


Рисунок 1.3 - Установка вдавливания *Starke* 240 (320):

1 – Боковые опорные балки; 2 – центральная опорная платформа; 3 – кран с кабиной управления; 4 – гидроцилиндры вдавливающего устройства; 5 – кабина управления процессом вдавливания; 6 – гидроцилиндры перемещения опорных балок

Недостатками вдавливающей установки СВУ-В-6 (рису 1.4), изображенной на рисунке 1.4, при её использовании для вдавливания шпунта, являются также, как и в предыдущих случаях её вес и низкая маневренность.

Рассмотренные установки УСВ-120(160), УВТ-200, СО-450, *Starke* 240 (320) и СВУ-В-6 предназначены скорее для вдавливания свай, а возможность вдавливания ими шпунта является дополнительной опцией, которая не является основной.



Рисунок 1.4 - Установка вдавливания СВУ-В-6:

1 – опорная плита, 2 – аутригер; 3 – пригруз; 4 - направляющая стойка; 5 – раскосы; 6 – Базовая машина кран РДК-250; 7 – гидростанция

Данные установки громоздки, имеют большой вес и низкую маневренность, все это приводит к дополнительным трудностям при вдавливании шпунта и увеличению сроков производства работ.

Установками, разработанными непосредственно для вдавливания шпунта являются Still Worker и Giken. Следует отметить, что проект установки аналогичной конструкции был разработан во ВНИИГС под названием УВШШ-120 в 80-х годах XX века [17], но их производство так и не было налажено.

Отличительной особенностью данных агрегатов является их передвижение по шпунтовому ряду и его использование в качестве анкеров для передачи реактивных усилий при вдавливании.

На первом этапе с помощью крана устанавливают инвентарную платформу, тем же краном на нее укладывают пригруз, необходимый для вдавливания одной шпунтовой сваи. Далее с помощью того же крана на инвентарную платформу устанавливается вдавливающая установка, производится последовательное погружение первых трех шпунтовых свай. После перемещения установки и захвата первых трех свай гидроцилиндрами установки, необходимость в инвентарной платформе пропадает, её разгружают и убирают, далее установка движется по шпунтовому ряду как это показано на рисунке 1.5.

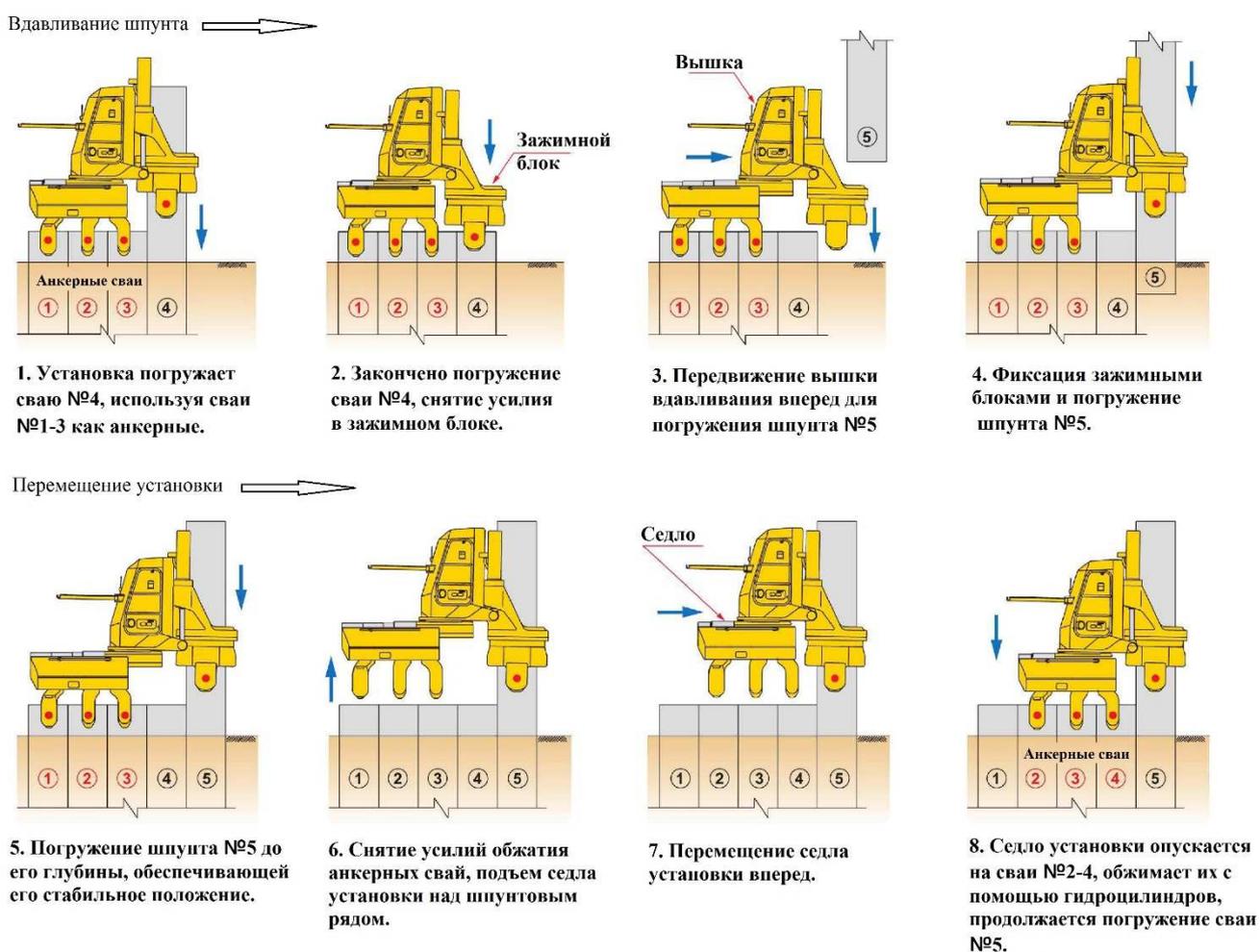


Рисунок 1.5 - Принцип работы установок Still Worker и Giken

Из преимуществ данной установки нужно отметить небольшие габариты, низкий вес и высокое вдавливающее усилие, которое обеспечивается креплением установки за ранее погруженные шпунтовые сваи. Данные установки практически не вызывают дополнительных динамических возмущений в окружающем массиве

грунта при погружении шпунта. Благодаря этим преимуществам данные установки получили широкое распространение в Санкт-Петербурге, центральная часть которого состоит из исторических зданий, опирающихся на 20...30-метровую толщу слабых тиксотропных грунтов.

В настоящее время вдавливание шпунта является одной из наиболее применяемых методик устройства ограждающих шпунтовых конструкций в специфических инженерно-геологических и стесненных условиях застройки центральной части Санкт-Петербурга.

1.2 Анализ технологичности разных методов крепления стен котлованов, ускорения колебаний при вибрационном и статическом погружении шпунта

Способы крепления стен котлованов, наиболее часто применяемые в условиях слабых грунтов Санкт-Петербурга [16,18,44,55,58,74,105]:

- 1) разработка грунта с сохранением естественных откосов;
- 2) вибрационное погружение или вдавливание стального шпунта;
- 3) «стены в грунте»: касательные или секущиеся сваи, траншейные стены в грунте.

Первый способ неэффективен при разработке котлованов глубиной свыше 3 м в стесненных условиях из-за необходимости задействования дополнительных территорий и сложности обеспечения устойчивости откосов при динамических воздействиях. По другим вариантам крепления стен котлованов в работе [17] проведен сравнительный анализ технологичности каждого метода, основанный на продолжительности работ, минимальной требуемой площади и стоимости работ. Технологичность разных методов устройства ограждающих стен оценивалась по «интегральному критерию технологичности», где 1,00 – максимальное значение, уменьшение которого свидетельствовало о снижении технологичности. По результатам проведенного анализа самым технологичным оказалось вибропогружение шпунта с последующим его извлечением (интегральный критерий технологичности – 1,00), вторым по технологичности способом является

вибропогружение шпунта без извлечения (интегральный критерий технологичности – 0,60), устройство стен котлована с помощью касательных свай имеет критерий технологичности 0,52, остальные способы креплений типа «стена в грунте» оценивались в пределах 0,16-0,32.

На основании приведенного анализа можно сделать вывод, что самым технологичным является способ крепления стен котлована с помощью металлического шпунта, погружаемого с помощью вибропогружателя, с последующим его извлечением. Однако, требования [7] ограничивают максимальный уровень колебаний существующих зданий при производстве строительных работ, а извлечение шпунта после окончания работ нулевого цикла может привести к значительной дополнительной осадке ближайших зданий. При устройстве ограждающих стен с помощью касательных свай также отмечаются высокие уровни колебаний окружающих зданий, что также вынуждает отказаться от данной технологии в условиях примыкания существующих зданий к площадке строительства. Остальные способы крепления стен котлована методом «стена в грунте» имеют низкую технологичность. Оптимальным вариантом крепления стен котлованов в условиях плотной городской застройки может служить устройство ограждающих шпунтовых стен методом статического вдавливания, который значительно снижает уровень динамических воздействий на грунты оснований существующих зданий при погружении шпунта.

Способ вдавливания хорошо зарекомендовал себя при погружении свайных элементов в условиях городской застройки, когда существуют требования минимизировать динамические воздействия. В СССР этот способ впервые был применен в 1955-1957 гг. в Донбассе при устройстве свайных фундаментов под опоры линий электропередачи и связи [74]. Со временем этот метод получил широкое распространение в условиях слабых тиксотропных грунтов Санкт-Петербурга. В настоящее время существует целый ряд установок, способных вдавливать как сваи и шпунт, а также легкие перемещающиеся по шпунтовому ряду легкие установки, позволяющие вдавливать шпунт в непосредственной близости к существующим зданиям.

Одним из примеров снижения уровня колебаний может служить опыт погружения шпунта на объекте по адресу: г. Санкт-Петербург, 14 линия, д. 57, лит. Б, где на расстоянии 3 м от здания погружался шпунт вибрационным и статическим методами. От каждого из способов с помощью виброметра SVAN-954 установленном на ближайшей к месту погружения шпунта стене здания, измерялись параметры возникающих колебаний. Результаты измерений представлены на рисунке 1.6 и 1.7.



Рисунок 1.6 - График значений ускорений колебаний в процессе вибропогружения шпунта

По результатам, приведенным на рисунке 1.1 видно, что среднеквадратичное ускорение колебаний при вибропогружении шпунта составило 0,11 м/с², а максимальное значение ускорения доходило до 0,228 м/с².

Результаты измерения ускорения колебаний при вдавливании шпунта приведены на рисунке 1.2, из которого видно снижение среднеквадратичного ускорения колебаний до 0,005 м/с² в сравнении с вибрационным методом, что соответствует фоновым значениям колебаний. Максимальное ускорение колебаний зафиксировано на отметке 0,033 м/с², которое можно характеризовать как мгновенный всплеск в самом начале погружения. Кратковременное увеличение колебаний на первых этапах вдавливания шпунта возникает в случае, когда на траектории погружаемого шпунта попадает какое-либо препятствие в виде строительного мусора, остатков фундамента старого здания, древесина и т.д. Кратковременные всплески ускорения колебаний также могут наблюдаться при погружении шпунта на последующих этапах, после прохождения техногенного

слоя, причиной которых служит заклинивание в замках шпунтовых свай при их непараллельном погружении. Этих проблем можно избежать при наличии квалифицированного рабочего и инженерного персонала.

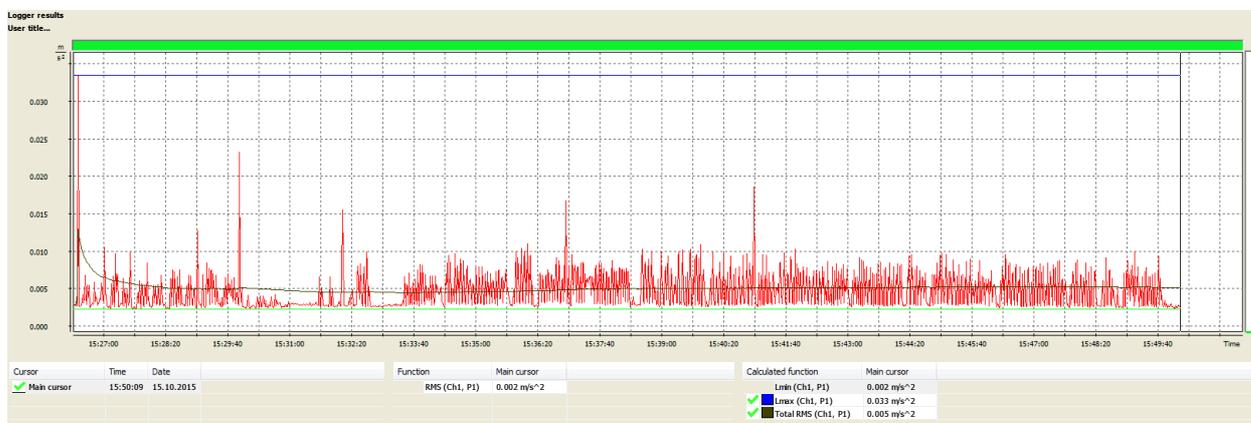


Рисунок 1.7 - График значений ускорений колебаний в процессе вдавливания шпунта

Проведенные замеры при вибрационном и статическом методах погружения шпунта показывают уменьшение среднеквадратичного ускорения колебаний в 20 раз при использовании статического метода. Значения ускорения колебаний при статическом погружении соответствуют фоновым значениям, что согласно [7] позволяет использовать данную технологию в условиях уплотненной застройки, а также при устройстве ограждающих стен в примыкании к памятникам архитектуры.

1.3 Принципы проектирования и устройства ограждений котлованов в условиях уплотненной застройки. Факторы, влияющие на дополнительную осадку зданий при новом строительстве

Основным критерием при проектировании ограждений котлованов в условиях плотной городской застройки является безопасность соседних зданий, которая выражена в ограничении их предельно допустимой дополнительной осадки. Действующие федеральные нормы [4] ограничивают предельно допустимую дополнительную осадку зданий исторической застройки значением 0,5...1,0 см, что в инженерно-геологических условиях Санкт-Петербурга с мощностью слабых тиксотропных грунтов в центральной части города 20-30 м

заставляет учитывать осадки, которые раньше считались незначительными. Одной из таких осадок является *технологическая осадка*, которая вызвана процессом производства тех или иных строительно-монтажных работ.

Натурные наблюдения за зданиями показывают, что при устройстве вблизи них ограждающих шпунтовых стен могут происходить различные повреждения, вызванные неравномерной осадкой, приводящие к трещинам в элементах зданий. Величина неравномерной осадки зависит от целого ряда факторов, которые по материалам института «Фундаментпроект» и ВНИИГС [68,86] могут быть представлены в виде следующей функции:

$$P = f(B; \mathcal{E}; \mathcal{Z}; M; C; r; \Phi; \Gamma; H; O; K), \quad (1.1)$$

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

В работе [36] самыми надежными и устойчивыми к дополнительной осадке названы свайные фундаменты. Основным преимуществом свайных фундаментов является перенос нагрузки от здания на нижние более прочные и устойчивые к динамическим воздействиям грунты. Самыми ненадежными для случая погружения свай и шпунта динамическими методами определены фундаменты в основании которых залегают рыхлые пески. Следует отметить, что в инженерно-геологических условиях центральной части Санкт-Петербурга в основании ленточных фундаментов исторических зданий часто встречаются тиксотропные грунты, снижающие свои прочностные характеристики при динамических воздействиях, что требует применения щадящих технологий при новом строительстве [55].

В качестве основных факторов формулы (1.1), которые оказывают наибольшее влияние на дополнительную осадку зданий, отмечены жесткость и тип

фундамента существующего здания, а также грунты в основании. Однако, в работе [36] также отмечено, что дополнительные осадки 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.

Расчетам устойчивости подпорных стен положила начало работа Ш. Кулона в 1773 г. [122] в которой была предложена теория давления грунта на вертикальные стенки. Предложенное решение Ш. Кулона являлось довольно простым и впоследствии появилось много уточняющих его предложений [15,39,85,93].

На основании теории Ш. Кулона были выполнены работы по расчету давления грунта на стенку с любым углом наклона, определению общей теории предельного равновесия грунтового массива в условиях плоской задачи с получением криволинейных поверхностей скольжения [99]. Новотворцевым В.И. [68] впервые была применена теория пластичности к грунтовым основаниям, Шихиевым Ф.М. [114,115] предложено определять давление на стенки с учетом их деформаций.

Получившая широкое распространение при расчетах устойчивости ограждающих стен, методика Якоби Э.К. [118] предполагала расчет и анализ активного и пассивного давлений, а также сдерживающих и опрокидывающих моментов.

Изучением работы внедренных в упругое полупространство конструкций занимались Жемочкин Б.Н. [31], Горбунов-Посадов М.И. [25,26], Снитко А.Н. [94,95], Симвулиди И.А. [92]. Схожие работы в модели Винклеровского основания были выполнены Пузыревским Н.П. [83], Снитко Н.К. [96,97,98], Крыловым А.Н. [45].

Возможность моделирования сложных геотехнических ситуаций и относительная простота применения послужили причиной разработки и распространения численных методов расчета. Такой тип расчетов появился в 70-е года в области гидротехники, и постепенно стал применяться в промышленном и

гражданском строительстве. В Санкт-Петербурге численный метод расчета впервые был применён Фадеевым А.Б. [108,109,110].

Моделированием ограждающих конструкций с использованием численных методов и расчетом дополнительных осадок существующих соседних зданий занимались Ильичев В.А. [34,35], Колыбин И.В., Шулятьев О.А., Тер-Мартirosян З.Г., Пономарев А.Б., Мангушев Р.А. [53,57,59,60,61], Никифорова Н.К. [67], Парамонов В.Н. [71,72,73], Петрухин В.П. [76,77], Сахаров И.И. [88,89,90], Улицкий В.М. [104,106], Шашкин А.Г. [105], Шашкин К.Г. [84,106] и другие.

В настоящее время численные методы расчета активно используются при геотехническом прогнозе дополнительных осадок окружающих зданий от нового строительства. Геотехнический прогноз, как правило, включает в себя расчет дополнительной осадки от откопки котлована [127,128,129] деформации ограждающих конструкций и от строительства нового здания [22]. Технологические осадки при прогнозировании влияния нового строительства на соседние здания в настоящее время в расчетах не учитываются. В то же время, геодезические наблюдения за зданиями показывают, что технологическая осадка от вдавливания шпунта может достигать 3 см и её учет необходим в разделе геотехнического прогноза. Требование учета технологической осадки также присутствует в нормативных документах [2,3,4,6].

Также нужно отметить, что глубина заложения подземной части зданий может достигать 10 метров, для чего необходимо устройство надежного ограждения котлована, обеспечивающего сохранность окружающих зданий. При выборе длины ограждающих стен, в большинстве случаев, руководствуются обеспечением гарантии устойчивости шпунта и глубиной залегания водоупорного слоя, так как ограждающие стены, доведенные до водоупорных слоев, предотвращают неконтролируемые откачки грунтовых вод из котлована приводящие к водопонижению на соседних участках, суффозионным явлениям, осадкам грунта и фундаментов соседних зданий [17]. Согласно п.5.6.40 СП 22.13330.2011 водоупорным считается слой с $I_L < 0,25$ и $k_{\phi} < 10^{-5}$ м/сут. Данным параметрам в Санкт-Петербурге отвечают только дочетвертичные отложения,

представленные вендскими и кембрийскими глинами твердой консистенции. В центральной части города эти грунты залегают с глубины 30 м [32,65,70,113], что практически соответствует длине применяемых на практике ограждающих стен. Выполнение ограждающих шпунтовых стен длиной 30 м на расстоянии порядка 1 м от здания с фундаментами на естественном основании неизбежно приводит к технологической осадке соседних зданий, методы расчета которой на данный момент отсутствуют.

Выводы по первой главе

1. Вдавливание шпунта значительно снижает динамические воздействия в окружающем массиве грунта при его погружении в сравнении с вибрационными способами и все чаще используется в строительстве.
2. Для условий уплотненной застройки, состоящей из исторических зданий на ленточных фундаментах с опиранием на толщу слабых тиксотропных грунтов, вдавливание шпунта является наиболее технологичным способом устройства ограждения котлована.
3. Существующие методы оценки дополнительных осадок окружающих зданий ориентированы на расчет устойчивости шпунтовых ограждений при откопке котлована и выявление зависимости между горизонтальным отклонением шпунтовых стен и дополнительной осадкой окружающих зданий; а также на определение влияния осадки нового здания на дополнительную осадку окружающих зданий. В сложившейся практике геотехнических расчётов принято не учитывать технологические деформации, что обусловлено отсутствием методик расчёта.

2 АНАЛИТИЧЕСКОЕ ОПРЕДЕЛЕНИЕ ДОПОЛНИТЕЛЬНОЙ ОСАДКИ ОКРУЖАЮЩИХ ЗДАНИЙ

2.1 Расчетная схема сил, действующих при вдавливании шпунта

Шпунтовые сваи представляют собой, как правило металлические плоские элементы различной геометрической формы в плане, погружаемые в грунт статическими, вибрационными и ударными методами. В случае статического вдавливания динамическая составляющая в воздействии на окружающий грунт при погружении шпунта практически отсутствует, что упрощает разработку методики расчета дополнительных осадок окружающих зданий. Однако, в случае объемной постановки задачи из-за многообразия форм сечения шпунтовых свай разработка универсальной методики расчета представляется маловероятной, а полученный результат будет малодоступен по причине трудоемкости расчета. Данное обстоятельство приводит к применению ряда допущений при разработке данной методики.

Изогнутое сечение шпунтовых свай применяется с целью повышения жесткости шпунтовой стенки, которая не допустит чрезмерного отклонения и изгиба шпунта в процессе откопки котлована и, как следствие, не допустит превышения допустимых дополнительных осадок окружающих зданий. Если подходить к шпунтовым сваям с точки зрения их сечения, то они представляются скорее объемными элементами, чем плоскими; плоским его можно считать с точки зрения отношения площади лобовой поверхности к боковой, которая на порядок меньше чем у свай.

При такой постановке вопроса становится очевидным, что первостепенную роль играет боковая поверхность, а влиянием лобовой поверхности можно пренебречь. Однако, сложная геометрическая форма и изгибы шпунта могут вызвать наложение напряжений (от сил сопротивления сдвигу по боковой поверхности) в отдельных областях шпунтового ряда, что, в свою очередь, может привести к значительному увеличению напряжений на уровне лобовой

поверхности. Концентрация напряжений на уровне лобовой поверхности шпунта, вызванная боковыми силами сопротивления сдвигу, должна быть рассмотрена при разработке методики расчета.

В расчетной модели шпунтовый ряд представлен в виде двух плоских пластин (рисунок 2.1), расположенных на расстоянии b друг от друга и погружаемых параллельно. В данном случае: b - толщина шпунтового ряда, L – его длина. По боковым граням шпунтовой стенки будут действовать силы сопротивления сдвигу $\tau_1, \tau_2, \tau_3, \tau_4$, вызывающие дополнительные напряжения в окружающем массиве грунта (τ_1, τ_2) и дополнительное давление на уровне лобовой поверхности шпунтового ряда (τ_3, τ_4). Силы τ_1 и τ_2 равны по значению и направлению, единственная между ними разница - τ_1 действует со стороны расположения фундамента, а τ_2 с противоположной стороны и отделена от фундамента шпунтовой стенкой и не может воздействовать на фундамент напрямую.

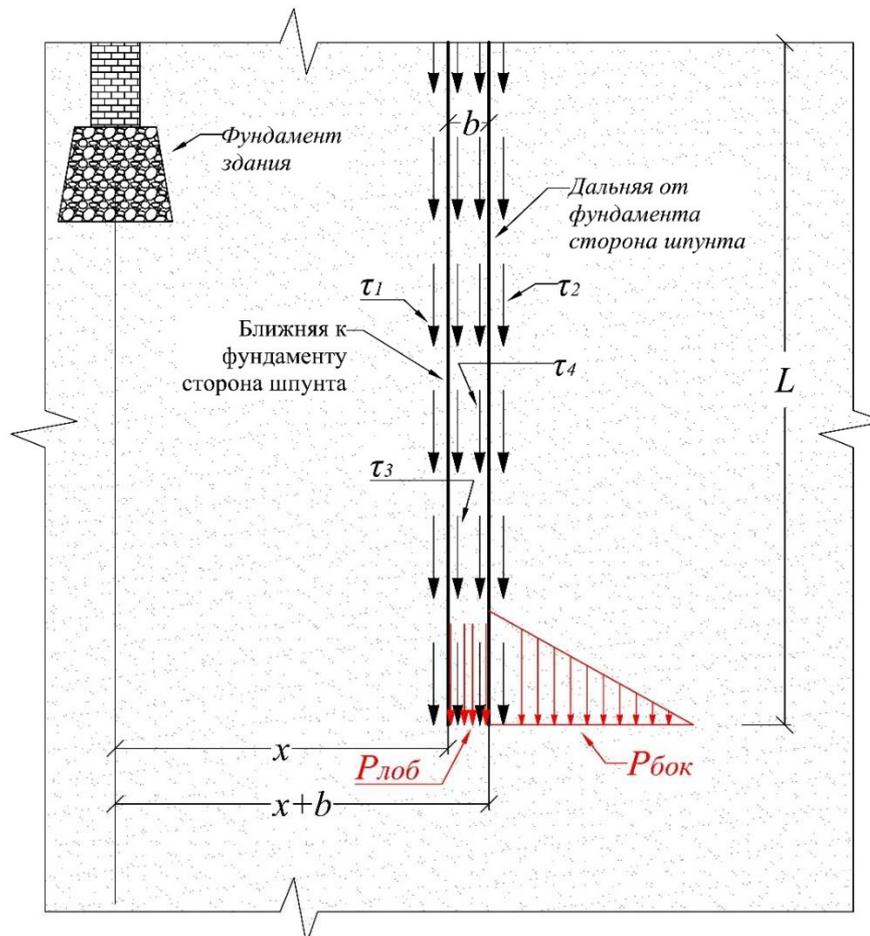


Рисунок 2.1 - Расчетная схема шпунтового ряда

С принятием допущения, что шпунтовая стенка является абсолютно жесткой и не подвержена деформациям изгиба, воздействие силы с противоположной от здания стенки шпунта (τ_2) возможно представить в виде распределенного по некоторому закону давления ($P_{бок}$) на глубине L (рисунок 2.1), которое создается силами сопротивления сдвигу τ_2 , распределенными по всей длине шпунта. На рисунке 2.1 $P_{бок}$ представлено схематично в виде треугольника.

Учитывая то, что шпунтовый ряд, в зависимости от марки применяемых шпунтовых свай может иметь различную толщину, в расчете напряжений от $P_{бок}$, принимаем толщину шпунтового ряда $b=0$. Это допущение приводит к увеличению напряжений под фундаментом существующего здания от действия сил $P_{бок}$ за счет уменьшения расстояния между ними, которое принимается в запас.

Силы τ_3, τ_4 тоже равны по значению и направлению силам τ_1, τ_2 , но приложены они в центре шпунтового ряда и могут оказывать воздействие на окружающий грунт через создаваемое на уровне лобовой поверхности давление $P_{лоб}$. Следовательно, создаваемые при погружении шпунта силы τ_3 и τ_4 заменяем распределенным на уровне лобовой поверхности давлением $P_{лоб}$.

Таким образом упрощенную расчетную модель шпунтового ряда, изображенную на рисунке 2.1, можно представить в виде трех составляющих:

1. Силы сопротивления сдвигу со стороны фундамента (τ_1).
2. Давление на подстилающие грунты ($P_{бок}$), вызванного силами сопротивления сдвигу τ_2 действующими с противоположной стороны здания.
3. Давление на уровне лобовой поверхности шпунта ($P_{лоб}$) от сил сопротивления сдвигу τ_3 и τ_4 , действующих на внутренних поверхностях шпунтового ряда.

Напряжения в основании от каждой составляющей общей нагрузки в процессе погружения шпунта рассчитываются отдельно. Это позволит оценить влияние каждой составляющей общей нагрузки на конечную дополнительную осадку здания.

Расчет полной технологической осадки соседнего здания, вызванный всеми компонентами создающихся при вдавливании шпунта нагрузок, можно представить в следующем виде:

$$S_{\text{тех}} = S_{\tau} + S_{p,\text{бок}} + S_{p,\text{лоб}}, \quad (2.1)$$

где $S_{\text{тех}}$ - общая технологическая осадка здания, м;

S_{τ} – осадка от действия силы сопротивления сдвигу τ_l , действующей по прилегающей к соседнему зданию стороне шпунта, м;

$S_{p,\text{бок}}$ – осадка от давления на подстилающие грунты вызванного давлением $P_{\text{бок}}$, м;

$S_{p,\text{лоб}}$ – осадка от возникающего в центральной зоне шпунтового ряда давления $P_{\text{лоб}}$, м;

2.2 Определение величины сил действующих по боковой поверхности погружаемого шпунтового элемента

При вдавливании шпунта важно понимать природу и величину действующих по боковой поверхности сил, так как именно они в большей мере оказывают влияние на изменение напряженно-деформированного состояния окружающего грунта и могут вызвать дополнительные осадки находящихся в «зоне влияния» зданий.

На величину вдавливающего усилия, требуемого для погружения шпунта, влияет ряд факторов: скорость погружения, вид грунта, тип шпунта, а также технологические особенности погружения.

Вдавливание шпунта в общем случае можно характеризовать как вертикальное разрезание грунта погружаемым элементом. Вопросы резания грунтов активно освещаются в области дорожного машиностроения. Данному вопросу посвящены работы А.Н. Зеленина, В.И. Баловнева [10], Е.И. Берестова, В.С. Бочарова, Р.С. Бурштейна, Ю.А. Ветрова [20], Д.П. Волкова [23], А.М. Завьялова, Г.И. Клиопа, Е.М.Кудрявцева, В.П. Станевского [101], Н.Д. Устинкина, В.К. Руднева, Л.С. Ушакова, И.А. Недорезова, Д.И. Федорова, М.И. Эстрина и др.

Ю.А. Ветров в 1965 г. опубликовал следующую эмпирическую формулу для расчета влияния скорости резания на силу резания зеленой мергелистой глины [20]:

$$P_v = k_v \cdot P + \Delta P_{кин}, \quad (2.2)$$

где P - сила резания при скорости, близкой к нулю, кН;

k_v – опытный коэффициент учета влияния физических факторов скорости резания;

$\Delta P_{кин}$ – дополнительная сила резания для сообщения движения отбрасываемым кускам грунта, кН.

Учитывая, что при вдавливании шпунта отделения стружки не происходит и отсутствуют отбрасываемые куски грунта, $\Delta P_{кин}$ равно нулю.

Зависимость коэффициента k_v от скорости резания представлена в таблице 2.1.

Таблица 2.1 – зависимость коэффициента k_v от скорости резания

Скорость резания, м/сек	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
k_v	1,00	1,00	1,02	1,05	1,08	1,11	1,15	1,19	1,24	1,30	1,71

В 1966 году инженером В.П. Станевским под руководством профессора Ю.А. Ветрова был проведен эксперимент по разрезанию суглинка ($\gamma=20,4$ кН/м³, $c=47$ кПа, $\phi=30^\circ$) под углом 45° динамометрическим зубом шириной $b=0,15$ м с разной скоростью резки (1,22-2,75 м/сек). По результатам проведенных замеров был сделан вывод об увеличении усилия резания в среднем на 12 процентов на каждый м/сек увеличения скорости [101].

Данилевич Д.В. определил зависимость силы резания от скорости резания песчаных грунтов и супесей при толщине среза 0,05 м и угле резания 50° . Проведенные исследования показали увеличение усилия резания на 10 процентов на каждый м/сек увеличения скорости [29].

Современные вдавливающие установки могут обеспечить скорость вдавливания до 0,59 м/с [130]. Основываясь на результаты проведенных в области дорожного машиностроения исследований, принимаем допущение об отсутствии влияния скорости вдавливания на напряженное состояние окружающего массива грунта.

Данный вывод характеризует работу действующих по боковой поверхности сил при увеличении скорости вдавливания шпунта, но не может описывать сопротивление под лобовой поверхностью т.к. при вдавливании шпунта отбрасываемые куски грунта отсутствуют, вместо этого происходит вытеснение грунта из-под лобовой поверхности в стороны и вверх.

Зона распространения напряжений от давления под лобовой поверхностью шпунта по [63,79] составляет $6b$ в глубину и $2b$ в ширину, где b – толщина металла шпунта. Если учесть тот факт, что толщина металла шпунта редко превышает 2 см, то можно сделать вывод о том, что данные напряжения не влияют на дополнительную осадку окружающих зданий, которые находятся на минимальном расстоянии 60 см от зоны вдавливания шпунта, что ограничено габаритами установки.

В дальнейших расчетах принимается допущение, что создаваемое лобовой поверхностью давление при вдавливании шпунта равняется нулю.

Вопрос сил трения, возникающих по боковой поверхности свай рассматривался в работах Б.В. Бахолдина, Ф.К.Лапшина, Н.Т.Игонькина, М.А.Метса, Л.Бьеррума, Б.Бромса, К.Флаате, П.Селнеса, Н.Янбу, А.Весича и др. Анализ разработанных методов определения несущей способности свай, основанных на использовании прочностных свойств грунтов показывает, что рекомендации сводятся к предложению использовать условие прочности Кулона при определении сил сопротивления грунта по боковой поверхности сваи при её нагружении.

Мнение авторов касемо давления обжатия ствола сваи разделились. Часть авторов (Б.В.Бахолдин, Н.Т.Игонькин, Л.Бьеррум, Н.Янбу и др.) рекомендуют принимать в расчетах природное горизонтальное давление грунта, другие (Ф.К.Лапшин, Б.Бромс, А.Весич и др.) считают, что давление обжатия ствола сваи при её изготовлении существенно превышает природное горизонтальное давление. В случае погружения плоского шпунта давлением обжатия, вызванным вытесненным объемом грунта, можно пренебречь и принимать в расчетах только бытовое давление.

Вдавливание шпунта происходит в режиме постоянного сдвига шпунта относительно окружающего грунта, следовательно, задача сводится к определению сил взаимодействия поверхности шпунта с окружающим грунтом в процессе его погружения.

Экспериментальные исследования, которые провел К.Рiерер (1969 г.) применительно к силосам свидетельствуют о том, что «угол трения о поверхность стены независимо от материала стены зависит только от угла внутреннего трения хранимого материала» [48]. Это обстоятельство можно объяснить, понимая природу резания грунтов, которая подробно описана в работе Ю.А. Ветрова [21].

В процессе резания грунтов поверхность ножа соприкасается с грунтом в отдельных микрообластях (пятнах). В первую очередь на вершинах выступов поверхности ножа и углах поверхности частиц грунта. Фактическая площадь контакта во много раз меньше номинальной. Поэтому фактическое давление по поверхности соприкосновения может достигнуть несколько тысяч $кг/см^2$ даже при среднем давлении порядка десятых долей $кг/см^2$.

Вследствие большого давления, пленки окислов и адсорбционных загрязнений на ноже, а также водные пленки на грунтовых частицах, разрушаются и отесняются. В местах, где давление превосходит предел текучести металла, частицы грунта с большей твердостью, чем у металла, внедряются в него. При взаимном смещении ножа и грунта эти частицы действуют как резцы и прорезают борозды в теле ножа.

Однако, кроме микрообластей контакта с большим или значительным давлением есть пятна соприкосновения с незначительным давлением: недостаточным для разрушения или отеснения пленок окислов, адсорбционных загрязнений и воды. Поэтому здесь нет непосредственного молекулярного взаимодействия металла с грунтовыми частицами. Но зато здесь действуют силы молекулярного притяжения между водными пленками на частицах, пленками окислов и адсорбций на поверхности ножа. Эти силы проявляются в так называемой липкости грунтов. Они зависят от толщин водных пленок, покрывающих частицы, формы соприкасающихся поверхностей и достигают

максимума при определенной влажности. Во время взаимного смещения шпунта и грунта силы липкости дают составляющую в плоскости смещения и увеличивают силу трения.

С увеличением нормальной силы в грунте начинаются качественные изменения. Напряжения в местах контактов между частицами достигают такой величины, что начинают разрушаться связи между ними. Частицы, выступающие из массива, уже не могут воспринимать усилия достаточные для прорезания в теле ножа борозд первоначальных размеров. Вследствие разрушения связей, частицы из поверхностных слоев начинают перемещаться относительно поверхности ножа не только поступательно, но и вращательно. Кроме того, значительное количество частиц захватывается неровностями поверхности ножа и перемещается вместе с ними. Благодаря этому сопротивления перемещению частиц вдоль поверхности ножа в значительной степени заменяются сопротивлениями смещению частиц из поверхностных слоев грунта по глубже лежащим.

Разрушение связей между частицами и переход, в значительной степени, от перемещений частиц по ножу к относительным смещениям частиц хорошо подтверждается сопоставлением коэффициентов внешнего и внутреннего трения грунтов. С увеличением давления значения коэффициентов сближаются. Сближение коэффициентов внешнего и внутреннего трения позволяет сделать весьма важный практический вывод: для условий резания коэффициент трения между ножом и грунтом можно считать практически равным коэффициенту внутреннего трения [21]. Данное обстоятельство также неоднократно наблюдалось при извлечении шпунта, на поверхности оставался тонкий слой грунта.

Результаты работ по определению несущей способности свай, а также работы по определению сил резания грунтов позволяют сделать вывод о том, что усилия, развивающиеся по боковой поверхности погружаемого элемента, не зависят от его материала, а зависят только от механических характеристик грунта. Следовательно, при расчете действующих по боковой поверхности шпунта сил необходимо рассматривать сдвиговые усилия в грунте.

С увеличением влажности сцепление падает. Эта зависимость подтверждена, в частности, опытами С.И. Мигина [64], С.Н. Максимова [50] и других исследователей.

Влиянием сил сцепления и прилипания грунтов можно пренебречь, что было доказано в работе Ю.А.Ветрова [21].

На основании анализа результатов описанных выше работ формула для сил сопротивления сдвигу, действующих по боковой поверхности шпунта (τ_i), может быть записана следующим образом:

$$\tau_i = p_{yi} \cdot \operatorname{tg} \varphi_i. \quad (2.3)$$

где, p_{yi} – горизонтальное бытовое давление грунта на шпунт на глубине i -го слоя, кПа;

φ_i – угол внутреннего трения грунта i -го слоя.

Однако, по исследованиям Ю.А. Ветрова [19], с увеличением влажности снижается коэффициент трения и сцепление грунтов. Дело в том, что при вдавливании шпунта происходит сжатие грунта в контактной зоне, уменьшается объем и поверхность пор. Поэтому увеличивается толщина водных пленок в частицах. Кроме пленок связанной воды может появиться рахлосвязанная и даже свободная, которая уменьшает липкость, а также играет роль смазки. Данное обстоятельство приводит к замене угла внутреннего трения (φ_i) в формуле (2.3) на угол трения между шпунтом и грунтом (φ_{si}). Угол φ_{si} отражает снижение механических характеристик грунтов, соприкасающихся с боковой поверхностью погружаемого шпунта, но не меняет природу происходящих процессов.

В [5] φ_{si} рекомендуется принимать не более $2/3$ угла внутреннего трения грунта (φ_i). В дальнейших расчетах принимаем допущение, что угол трения между шпунтом и грунтом не изменяется в процессе его погружения и составляет $2/3$ от угла внутреннего трения грунта.

$$\varphi_{si} = \frac{2}{3} \cdot \varphi_i. \quad (2.4)$$

С принятыми допущениями величину сил сопротивления сдвигу, действующих между шпунтом и грунтом (τ_i) можно определить по следующей формуле:

$$\tau_i = p_{yi} \cdot \operatorname{tg} \varphi_{si}. \quad (2.5)$$

Расчет горизонтального давления на шпунтовую стенку производится по формуле (2.6) с использованием коэффициента бокового давления (ξ) рассчитанного русским инженером Г.Е. Паукером [15], который получил широкое распространение в работах не только русских ученых, но и в иностранной методической и нормативной литературе [118, 120, 122 и др.].

$$p_{yi} = \xi_i \sum \gamma_i \cdot h_i. \quad (2.6)$$

где, ξ_i – коэффициент бокового давления i -го слоя грунта, определяемый по формуле (2.7);

φ_i – угол внутреннего трения грунта;

γ_i – удельный вес i -го слоя грунта;

h_i – мощность i -го слоя грунта.

$$\xi_i = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi_i}{2} \right). \quad (2.7)$$

Поскольку вдавливание шпунта идет в процессе непрерывного его сдвига относительно окружающего грунта, то необходимо знать максимальную величину сдвигающего усилия τ_i .

В работе Ф.К. Лапшина [48] рассмотрен вопрос развития сдвигающих усилий, действующих по боковой поверхности сваи.

На рисунке 2.2 представлен график развития сопротивления грунта сдвигу по боковой поверхности при её перемещении. Из графика видно, что сопротивление сдвигу сваи возрастает до определенного момента (по Ф.К. Лапшину «сдвиговая осадка») после которого боковое сопротивление остается постоянным. По исследованиям Ф.К. Лапшина сдвиговая осадка имеет максимальное значение у ленточных глин с $I_L > 0,5$ и составляет 2,5 см, что при вдавливании шпунта, длина которого измеряется метрами, имеет крайне малое значение. График «сопротивление сдвигу - осадка сваи» полученный Ф.К. Лапшиным представлен на рисунке 2.2. Следовательно, значение τ_i при вдавливании шпунта считаем максимальным и постоянным в течение всего процесса вдавливания.

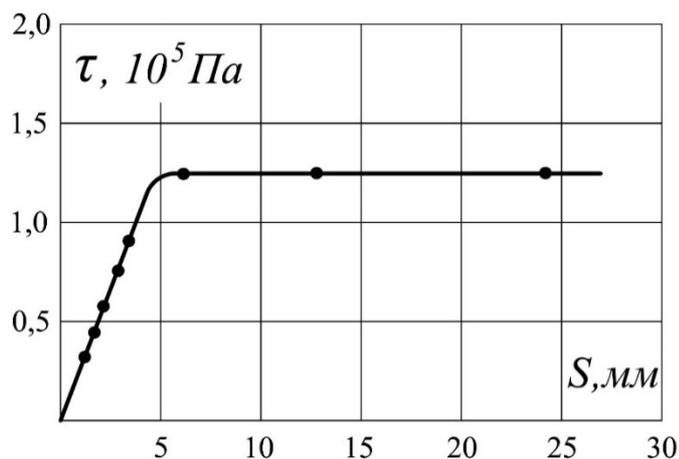


Рисунок 2.2 - График развития сопротивления грунта сдвигу по боковой поверхности при ее перемещении по [47].

2.3 Распределение напряжений в массиве грунта, вызванных силами действующими по примыкающей к существующему зданию боковой поверхности погружаемого шпунта

В данном разделе рассматривается влияние сил сопротивления сдвигу τ_l , изображенных на рисунке 2.1, на дополнительную осадку окружающих зданий. В дальнейших расчетах силы τ_l будут обозначаться как τ_i , где i -индекс, обозначающий номер рассматриваемого дискретного участка поверхности шпунта на котором определяется величина сил сопротивления сдвигу.

Плоская задача определения напряжений от силы, приложенной нормально к поверхности линейно-деформируемого упругого полупространства была решена в 1892 г. Фламаном [124]. Пространственная задача в той же постановке была решена в 1885 г. Буссинеском [120]. Позднее Р. Миндлиным [126] и Е. Миланом [125] были даны решения о распространении напряжений от силы, приложенной внутри упругого полупространства для пространственной и плоской задач соответственно. Для случая плоской задачи в решении Е. Милана была допущена погрешность, которая в 1945 г. исправлена М.И. Горбуновым-Посадовым [26].

В 1979 г. Ф.К. Лапшин [48] решил объемную задачу о распределении вертикальных напряжений в массиве вокруг сваи с использованием зависимостей

Р. Миндлина (1936 г.) о действии силы внутри упругого полупространства. В своих исследованиях Ф.К. Лапшин уделял внимание несущей способности сваи, поэтому напряжения рассчитывались в плоскости расположения пяты и на контуре сваи.

Шпунтовые стенки, в отличие от свай, имеют протяженную форму в плане, и поэтому рациональным решением будет разработка методики расчета для условий плоской задачи с использованием решения Милана с исправлениями Горбунова-Посадова о действии силы внутри упругого полупространства.

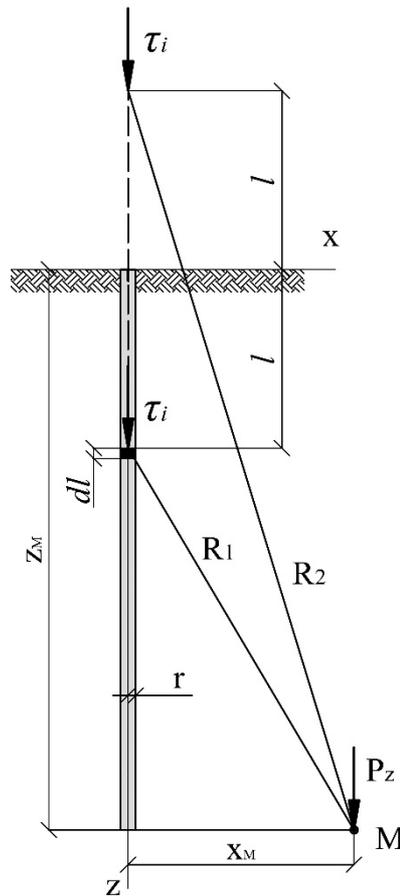


Рисунок 2.3 - Расчетная модель действия сил трения (τ_i) на участке dl боковой поверхности шпунта

Дополнительные вертикальные напряжения в массиве грунта ($\sigma_{mp,i}$) от сил сопротивления сдвигу (τ_i), развивающихся по боковой поверхности при погружении шпунтового ряда [10], могут быть определены по следующей формуле:

$$\sigma_{mp,i} = \tau_i \cdot \left[\frac{m+1}{2m \cdot \pi} \left[\frac{(z-l)^3}{R_1^4} + \frac{(z+l)[(z+l)^2 + 2lz]}{R_2^4} - \frac{8lz(l+z)x^2}{R_2^6} \right] + \frac{m-1}{4m \cdot \pi} \left[\frac{z-l}{R_1^2} + \frac{3z+l}{R_2^2} - \frac{4zx^2}{R_2^4} \right] \right], \quad (2.8)$$

где, $\sigma_{mp,i}$ – дополнительное напряжение точке в M , кН/м;

τ_i – сила сопротивления сдвигу, действующая в i -ой точке боковой поверхности шпунта на глубине l , кН;

m - коэффициент, зависящий от коэффициента Пуассона (μ) и определяемый по формуле (2.9);

x, z – координаты точки M , м.

R_1 и R_2 – радиус-векторы, м.

$$m = \frac{1 - \mu}{\mu}, \quad (2.9)$$

где μ – коэффициент Пуассона.

Величины R_1 и R_2 (рис.2.3), входящие в (2.8), определяются из геометрических построений с использованием подобия треугольников:

$$R_1^2 = (z - l)^2 + x^2, \\ R_2^2 = (z + l)^2 + x^2.$$

Из формулы (2.8) можно сделать вывод, что напряжение в точке M может быть представлено в виде произведения силы τ_i на коэффициент распределения давления (α_i^z), который является функцией координат точки M и глубины приложения силы $\alpha_i^z = f(x, z, l)$.

Представим формулу (2.8) в следующем виде

$$\sigma_{mp,i} = \tau_i \cdot \alpha_i^z, \quad (2.10)$$

где α_i^z – коэффициент распространения напряжений, определяемый по формуле (2.11), 1/м.

$$\alpha_i^z = \frac{m + 1}{2m \cdot \pi} \left[\frac{(z - l)^3}{R_1^4} + \frac{(z + l)[(z + l)^2 + 2lz]}{R_2^4} - \frac{8lz(l + z)x^2}{R_2^6} \right] + \\ + \frac{m - 1}{4m \cdot \pi} \left[\frac{z - l}{R_1^2} + \frac{3z + l}{R_2^2} - \frac{4zx^2}{R_2^4} \right]. \quad (2.11)$$

В случае вдавливания шпунта, действующие по его боковой поверхности силы можно представить в виде распределенной нагрузки (τ_i), тогда коэффициент распределения напряжений (α_i^z) будет представлен безразмерной величиной. Если

принять, что на некотором участке $dl=l_2-l_1$ значение τ_i является постоянной величиной, то решением поставленной задачи является интегрирование формулы (2.8) по участку шпунта длиной dl .

Пусть требуется определить вертикальное напряжение в точке M , расположенной на глубине z от поверхности грунта и на расстоянии x от поверхности шпунта (рисунок 2.3), от сил, развивающихся в пределах участка $dl=l_2-l_1$ боковой поверхности шпунта за счет сил сопротивления сдвигу между грунтом и боковой поверхностью шпунтовой стенки. В соответствии с принятыми ранее допущениями, толщина шпунтовой стенки $r = 0$.

При этом на элементарном участке dl распределенные по боковой поверхности сдвиговые усилия могут быть представлены в виде вертикальной сосредоточенной силы

$$d\tau = \tau_i \cdot dl,$$

где τ_i – среднее значение сил сопротивления сдвигу, распределенных на участке dl боковой поверхности шпунта.

Вертикальное напряжение в рассматриваемой точке M от действия сил сопротивления сдвигу на участке dl получаемое интегрированием решения Горбунова-Посадова:

$$\sigma_{mp,i} = \tau_i \cdot \int_{l_1}^{l_2} \alpha_i^z dl = \tau_i \cdot \int_{l_1}^{l_2} \left[\frac{m+1}{2m \cdot \pi} \left[\frac{(z-l)^3}{R_1^4} + \frac{(z+l)[(z+l)^2 + 2lz]}{R_2^4} - \frac{8lz(l+z)x^2}{R_2^6} \right] + \frac{m-1}{4m \cdot \pi} \left[\frac{z-l}{R_1^2} + \frac{3z+l}{R_2^2} - \frac{4zx^2}{R_2^4} \right] \right] dl. \quad (2.12)$$

Подынтегральное выражение (2.12) можно представить в виде суммы интегралов:

$$\int_{l_1}^{l_2} \alpha_i^z dl = \left[\frac{m+1}{2m \cdot \pi} \left[\int_{l_1}^{l_2} \frac{(z-l)^3}{R_1^4} dl + \int_{l_1}^{l_2} \frac{(z+l)[(z+l)^2 + 2lz]}{R_2^4} dl - \int_{l_1}^{l_2} \frac{8lz(l+z)x^2}{R_2^6} dl \right] + \frac{m-1}{4m \cdot \pi} \left[\int_{l_1}^{l_2} \frac{z-l}{R_1^2} dl + \int_{l_1}^{l_2} \frac{3z+l}{R_2^2} dl - \int_{l_1}^{l_2} \frac{4zx^2}{R_2^4} dl \right] \right].$$

После решения интегралов получаем формулу для определения напряжения в точке с координатами $(x; z)$ от распределенной на участке $dl=l_2-l_1$ силы τ_i

$$\begin{aligned} \sigma_{mp,i} &= \tau_i \cdot \alpha_i^z = \\ &= \tau_i \cdot \left[\frac{m+1}{2 \cdot m \cdot \pi} \left(\frac{1}{2} \cdot \ln \frac{R_{2(2)}^2 \cdot R_{1(1)}^2}{R_{1(2)}^2 \cdot R_{2(1)}^2} - z \cdot \frac{2 \cdot l_2 \cdot [x^2 \cdot R_{2(2)}^2 + (l_2 + z)^2 \cdot R_{1(2)}^2]}{R_{1(2)}^2 \cdot R_{2(2)}^4} \right) - \right. \\ &\quad \left. - z^2 \left(\frac{1}{R_{2(2)}^2} - \frac{1}{R_{2(1)}^2} \right) - z \cdot \frac{2 \cdot l_1 \cdot [x^2 \cdot R_{2(1)}^2 + (l_1 + z)^2 \cdot R_{1(1)}^2]}{R_{1(1)}^2 \cdot R_{2(1)}^4} \right] + \\ &\quad \left. + \frac{m-1}{4 \cdot m \cdot \pi} \left(\frac{1}{2} \cdot \ln \frac{R_{2(2)}^2 \cdot R_{1(1)}^2}{R_{1(2)}^2 \cdot R_{2(1)}^2} - 2 \cdot z \left[\frac{l_2 + z}{R_{2(2)}^2} - \frac{l_1 + z}{R_{2(1)}^2} \right] \right) \right], \end{aligned} \quad (2.13)$$

Величины $R_{1(1)}$, $R_{2(1)}$, $R_{1(2)}$, $R_{2(2)}$, входящие в (2.13), определяются из геометрических построений с использованием подобия треугольников:

$$R_{1(1)}^2 = (z - l_1)^2 + x^2,$$

$$R_{1(2)}^2 = (z + l_1)^2 + x^2,$$

$$R_{2(1)}^2 = (z - l_2)^2 + x^2,$$

$$R_{2(2)}^2 = (z + l_2)^2 + x^2.$$

Определим коэффициент распределения напряжений (α_i^z) выделив его из формулы (2.13)

$$\begin{aligned} \alpha_i^z &= \left[\frac{m+1}{2 \cdot m \cdot \pi} \left(\frac{1}{2} \cdot \ln \frac{R_{2(2)}^2 \cdot R_{1(1)}^2}{R_{1(2)}^2 \cdot R_{2(1)}^2} - z \cdot \frac{2 \cdot l_2 \cdot [x^2 \cdot R_{2(2)}^2 + (l_2 + z)^2 \cdot R_{1(2)}^2]}{R_{1(2)}^2 \cdot R_{2(2)}^4} \right) - \right. \\ &\quad \left. - z^2 \left(\frac{1}{R_{2(2)}^2} - \frac{1}{R_{2(1)}^2} \right) - z \cdot \frac{2 \cdot l_1 \cdot [x^2 \cdot R_{2(1)}^2 + (l_1 + z)^2 \cdot R_{1(1)}^2]}{R_{1(1)}^2 \cdot R_{2(1)}^4} \right] + \\ &\quad \left. + \frac{m-1}{4 \cdot m \cdot \pi} \left(\frac{1}{2} \cdot \ln \frac{R_{2(2)}^2 \cdot R_{1(1)}^2}{R_{1(2)}^2 \cdot R_{2(1)}^2} - 2 \cdot z \left[\frac{l_2 + z}{R_{2(2)}^2} - \frac{l_1 + z}{R_{2(1)}^2} \right] \right) \right]. \end{aligned} \quad (2.14)$$

Так как формулы (2.13) и (2.14), содержащие определение коэффициента α_i^z , представлены в виде решения интеграла на участке действия силы τ_i , распределенной на участке $dl=l_2-l_1$, то α_i^z на этом участке определяется как разность его значений при $l=l_2$ и $l=l_1$ по формуле (2.14). Формулы (2.13) и (2.14) не подходят для определения α_i^z при действии сосредоточенной силы, также невозможно с их помощью рассчитать напряжение от сосредоточенной силы.

Расчет коэффициентов α_i^z при различных коэффициентах Пуассона (μ) для точек, расположенных на глубине L при удалении на относительное расстояние x/L от линии действия равномерно распределенных по длине шпунта сил τ_i ,

представлен в таблице 2.2. По данным таблицы 2.2 с использованием формулы (2.14) были построены графики зависимости коэффициента α^z_i от коэффициента бокового расширения μ (рисунок 2.5).

Таблица 2.2 - зависимости коэффициента α^z_i от коэффициента бокового расширения μ

$\mu \backslash x/L$	0,005	0,025	0,05	0,1	0,15	0,2	0,25	0,5
1	2	3	4	5	6	7	8	9
0,1	1,510	1,112	0,939	0,767	0,663	0,590	0,530	0,336
0,2	1,560	1,143	0,964	0,783	0,676	0,599	0,537	0,336
0,3	1,624	1,184	0,995	0,804	0,692	0,611	0,546	0,337
0,35	1,663	1,210	1,014	0,817	0,702	0,618	0,552	0,337
0,42	1,729	1,252	1,047	0,840	0,718	0,630	0,561	0,338

По полученным результатам видно, что с увеличением μ происходит увеличение коэффициента α^z_i , разница значений на самом ближнем участке на расстоянии 0,005 x/L от шпунта для значений $\mu_1=0,1$ и $\mu_2=0,42$ составляет 14,5 процентов. Для грунтов, сложенных песками, супесями, суглинками и глинами, согласно [11], коэффициент Пуассона находится в пределах 0,3-0,42. Если для данных грунтов принять средний коэффициент Пуассона $\mu=0,35$, то максимальная погрешность значений α^z_i не превысит 4 процентов.

Формула (2.13) предполагает постоянное значение распределенной силы τ_i , действующей на заданном участке, поэтому рекомендуется, для повышения точности расчета, разделять длину действия силы на более мелкие участки, соответствующие разным геологическим слоям и производить вычисления напряжений для каждой точки окружающего массива грунта путем суммирования напряжений, создаваемых каждым участком по отдельности.

С целью определения характера распределения напряжений от вдавливания шпунта, был произведен расчет коэффициентов α^z_i для точек M , расположенных на глубине $z_m=L=30$ м с различным расстоянием x_m от линии действия равномерно распределенной по длине шпунта $L=30$ м силы τ_i . В данной задаче длина действия силы сопротивления сдвигу ($L=30$ м) представляет длину погруженного шпунта, расчетная схема – рисунок 2.4.

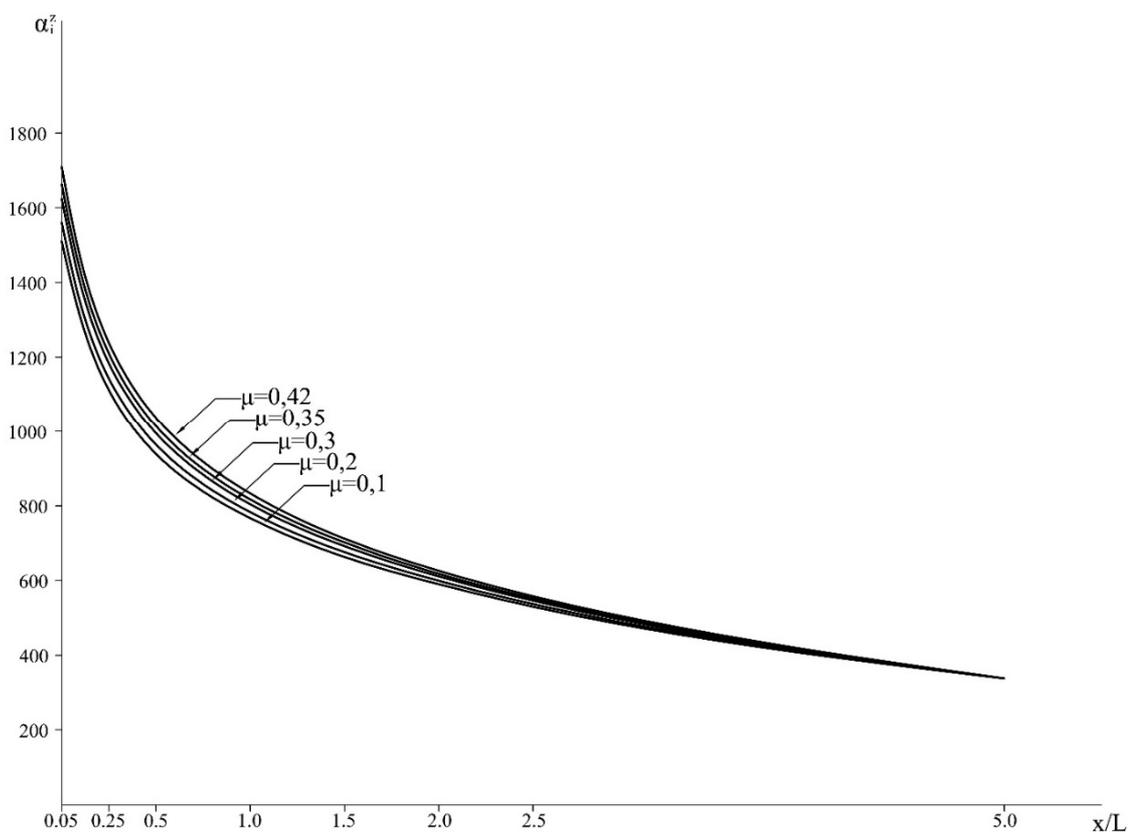


Рисунок 2.4 - Графики изменения коэффициентов α_i^z .

Значения α_i^z , рассчитывались по формуле (2.14) с использованием программного комплекса MS Excel в котором производились вычисления значений α_i^z при $\mu=0,35$ с последующей проверкой полученных значений путем интегрирования формулы (2.17) по dl в программном комплексе MathCad с теми же параметрами. Расчеты показали полную сходимость полученных результатов, которые представлены в таблице 2.3.

Таблица 2.3 - Значения коэффициентов α_i^z при длине шпунта 30 м и $\mu=0,35$

Слой \ R, м	0,2	0,7	1,5	3,0	5,0	7,0
1	2	3	4	5	6	7
1	0,021	0,021	0,021	0,021	0,020	0,019
2	0,022	0,022	0,022	0,021	0,021	0,019
3	0,022	0,022	0,022	0,022	0,021	0,020
4	0,022	0,022	0,022	0,022	0,021	0,020
5	0,023	0,023	0,023	0,022	0,021	0,020
6	0,023	0,023	0,023	0,022	0,022	0,020
7	0,023	0,023	0,023	0,023	0,022	0,020
8	0,024	0,024	0,024	0,023	0,022	0,021
9	0,024	0,024	0,024	0,023	0,022	0,021
10	0,022	0,024	0,025	0,024	0,023	0,021

Продолжение таблицы 2.3 - Значения коэффициентов α^z_i при длине шпунта 30 м и $\mu=0,35$

1	2	3	4	5	6	7
11	0,025	0,025	0,025	0,024	0,023	0,021
12	0,026	0,026	0,025	0,025	0,023	0,021
13	0,026	0,026	0,026	0,025	0,024	0,022
14	0,027	0,027	0,027	0,026	0,024	0,022
15	0,028	0,028	0,028	0,027	0,025	0,022
16	0,029	0,029	0,029	0,027	0,025	0,022
17	0,030	0,030	0,030	0,028	0,026	0,022
18	0,032	0,032	0,031	0,029	0,026	0,022
19	0,034	0,033	0,033	0,031	0,026	0,022
20	0,036	0,036	0,035	0,032	0,027	0,022
21	0,038	0,038	0,037	0,034	0,027	0,022
22	0,042	0,041	0,040	0,035	0,027	0,021
23	0,046	0,045	0,043	0,037	0,027	0,020
24	0,052	0,051	0,048	0,038	0,026	0,019
25	0,059	0,058	0,053	0,040	0,025	0,017
26	0,071	0,068	0,059	0,040	0,022	0,015
27	0,088	0,083	0,067	0,037	0,019	0,012
28	0,120	0,106	0,071	0,030	0,014	0,010
29	0,195	0,136	0,059	0,019	0,011	0,009
30	0,348	0,082	0,021	0,010	0,008	0,007

Значения коэффициентов распределения напряжений (α^z_i), характеризующих напряжение в массиве грунта от действующих по боковой поверхности погружаемого шпунта сил τ_i , определялись на участках ствола высотой 1 метр, на которые разбивалась длина шпунта. Нумерация участков принята сверху вниз от уровня поверхности основания до точки M . Влияние на вертикальные напряжения сил сопротивления сдвигу зависит, как видно из табл. 2.3, от взаимного расположения рассматриваемого участка боковой поверхности и точки, в которой определяются напряжения. Максимальные напряжения возникают на контуре шпунтовой стенки ($x \rightarrow 0$). При этом наибольшее влияние на σ_{mpi} оказывает самый нижний участок шпунтовой стенки. По мере удаления рассматриваемой точки от шпунтовой стенки уровень расположения участка с наибольшими значениями α^z_i повышается.

Распространение напряжений в массиве грунта вызванных равномерно распределенной нагрузкой, приложенной внутри упругого полупространства, рассчитывается как интегрированием выражения (2.19) по всей длине действия

силы, так и по формуле (2.14) при параметрах $l_1=0$ и $l_2=L$. Для определения конкретных значений напряжений в грунте необходимо знать количественные значения силы, действующей внутри упругого полупространства. Целью данных расчетов является анализ распространения дополнительных напряжений в грунте, поэтому ограничимся определением изменения коэффициента α_i^z .

В качестве примера рассмотрим равномерно распределенную силу, приложенную внутри упругого полупространства длиной L в грунте с коэффициентом Пуассона $\mu=0,35$. Полученные значения коэффициентов α_i^z представлены в таблице 2.4. Все значения коэффициентов α_i^z вычислялись для точек M , расположенных на различных относительных глубинах z/L от поверхности и на различных относительных расстояниях x/L от оси действия нагрузки, где L – длина (шпунта) действия распределенной нагрузки, изображенной на рисунке 2.5.

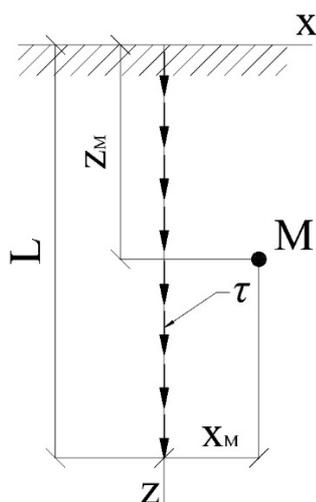


Рисунок 2.5 - Расчетная схема для определения характера распределения коэффициента α_i^z

Таблица 2.4 - Значения коэффициентов α_i^z при действии распределенной нагрузки τ длиной L , $\mu=0,35$

$x/L \backslash z/L$	0,005	0,025	0,05	0,10	0,15	0,20	0,25	0,5	0,75	1,00	1,25	1,50
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,03	0,306	0,160	0,064	0,019	0,009	0,005	0,003	0,001	0,000	0,000	0,000	0,000
0,05	0,317	0,256	0,161	0,065	0,034	0,020	0,014	0,004	0,001	0,001	0,000	0,000
0,10	0,325	0,307	0,262	0,166	0,105	0,070	0,049	0,014	0,005	0,002	0,001	0,000
0,15	0,334	0,325	0,302	0,235	0,173	0,128	0,096	0,031	0,012	0,005	0,002	0,001
0,20	0,345	0,340	0,326	0,280	0,228	0,182	0,145	0,052	0,021	0,009	0,004	0,002

Продолжение таблицы 2.4 - Значения коэффициентов α^z_i при действии распределенной нагрузки τ длиной L , $\mu=0,35$

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
0,25	0,359	0,356	0,346	0,313	0,271	0,228	0,190	0,076	0,032	0,014	0,006	0,003
0,30	0,375	0,373	0,366	0,341	0,306	0,268	0,213	0,102	0,045	0,020	0,009	0,004
0,35	0,394	0,393	0,387	0,367	0,337	0,303	0,268	0,128	0,058	0,026	0,012	0,006
0,40	0,416	0,414	0,410	0,392	0,367	0,335	0,301	0,154	0,073	0,034	0,016	0,008
0,45	0,440	0,439	0,434	0,419	0,395	0,365	0,332	0,179	0,087	0,042	0,020	0,010
0,50	0,467	0,466	0,462	0,447	0,424	0,395	0,362	0,202	0,101	0,050	0,025	0,013
0,55	0,497	0,496	0,492	0,477	0,453	0,424	0,390	0,224	0,115	0,058	0,030	0,015
0,60	0,532	0,530	0,526	0,510	0,484	0,453	0,417	0,243	0,129	0,067	0,035	0,019
0,65	0,571	0,569	0,564	0,545	0,517	0,482	0,443	0,261	0,142	0,076	0,041	0,022
0,70	0,616	0,614	0,608	0,585	0,551	0,511	0,468	0,277	0,154	0,084	0,046	0,026
0,75	0,670	0,667	0,658	0,628	0,586	0,539	0,491	0,291	0,165	0,092	0,052	0,030
0,80	0,735	0,731	0,718	0,676	0,621	0,564	0,511	0,303	0,176	0,101	0,058	0,034
0,85	0,818	0,811	0,791	0,726	0,654	0,586	0,527	0,313	0,185	0,109	0,064	0,038
0,90	0,935	0,919	0,879	0,774	0,680	0,602	0,538	0,322	0,195	0,116	0,069	0,042
0,95	1,131	1,077	0,974	0,807	0,695	0,612	0,546	0,330	0,203	0,124	0,075	0,046
1,00	1,662	1,209	1,014	0,817	0,701	0,617	0,551	0,338	0,211	0,131	0,081	0,051
1,05	1,137	1,083	0,980	0,814	0,702	0,620	0,555	0,344	0,218	0,138	0,087	0,055
1,10	0,947	0,932	0,891	0,788	0,694	0,618	0,556	0,349	0,225	0,145	0,093	0,059
1,15	0,836	0,829	0,809	0,746	0,676	0,610	0,553	0,354	0,232	0,151	0,098	0,064
1,20	0,759	0,755	0,743	0,702	0,650	0,597	0,546	0,358	0,237	0,157	0,103	0,068
1,25	0,699	0,697	0,689	0,661	0,622	0,579	0,536	0,360	0,243	0,163	0,109	0,073
1,30	0,652	0,650	0,644	0,624	0,594	0,559	0,523	0,361	0,247	0,168	0,114	0,077
1,35	0,612	0,610	0,606	0,591	0,568	0,539	0,509	0,362	0,251	0,173	0,118	0,081
1,40	0,577	0,576	0,573	0,561	0,543	0,520	0,494	0,360	0,254	0,177	0,123	0,085
1,45	0,548	0,547	0,544	0,535	0,520	0,500	0,478	0,358	0,257	0,182	0,127	0,089
1,50	0,522	0,521	0,519	0,511	0,498	0,482	0,463	0,355	0,259	0,185	0,131	0,093
1,55	0,498	0,498	0,496	0,489	0,479	0,465	0,449	0,351	0,260	0,189	0,135	0,097
1,60	0,477	0,477	0,475	0,470	0,461	0,449	0,435	0,347	0,261	0,192	0,139	0,100
1,65	0,458	0,458	0,457	0,452	0,444	0,434	0,421	0,342	0,261	0,194	0,142	0,103
1,70	0,441	0,440	0,439	0,435	0,429	0,420	0,409	0,337	0,261	0,196	0,145	0,107
1,75	0,425	0,425	0,424	0,420	0,414	0,406	0,397	0,332	0,260	0,198	0,148	0,110
1,80	0,410	0,410	0,409	0,406	0,401	0,394	0,385	0,326	0,259	0,199	0,151	0,113
1,85	0,396	0,396	0,396	0,393	0,388	0,382	0,374	0,320	0,258	0,201	0,153	0,115
1,90	0,384	0,384	0,383	0,380	0,376	0,371	0,364	0,315	0,256	0,201	0,155	0,118
1,95	0,372	0,372	0,371	0,369	0,365	0,360	0,354	0,309	0,254	0,202	0,157	0,120
2,00	0,361	0,361	0,360	0,358	0,355	0,350	0,345	0,304	0,252	0,202	0,158	0,122
2,05	0,351	0,351	0,350	0,348	0,345	0,341	0,336	0,298	0,250	0,202	0,160	0,124
2,10	0,341	0,341	0,340	0,339	0,336	0,332	0,327	0,293	0,247	0,202	0,161	0,126
2,15	0,332	0,332	0,331	0,330	0,327	0,324	0,319	0,287	0,245	0,201	0,162	0,128
2,20	0,323	0,323	0,322	0,321	0,319	0,316	0,312	0,282	0,242	0,201	0,162	0,129
2,25	0,315	0,315	0,314	0,313	0,311	0,308	0,304	0,277	0,239	0,200	0,163	0,131
2,30	0,307	0,307	0,307	0,305	0,303	0,301	0,297	0,272	0,237	0,199	0,163	0,132
2,40	0,293	0,293	0,292	0,291	0,290	0,287	0,284	0,262	0,231	0,197	0,164	0,134
2,45	0,286	0,286	0,286	0,285	0,283	0,281	0,278	0,257	0,228	0,196	0,164	0,135
2,50	0,279	0,279	0,279	0,278	0,277	0,275	0,272	0,253	0,225	0,194	0,164	0,135

Для наглядного отображения распространения напряжений в массиве грунта по коэффициентам α_i^z , представленных в таблице 2.4 с помощью графической программы Surfer были построены изолинии распространения напряжений, представленные на рисунке 2.6.

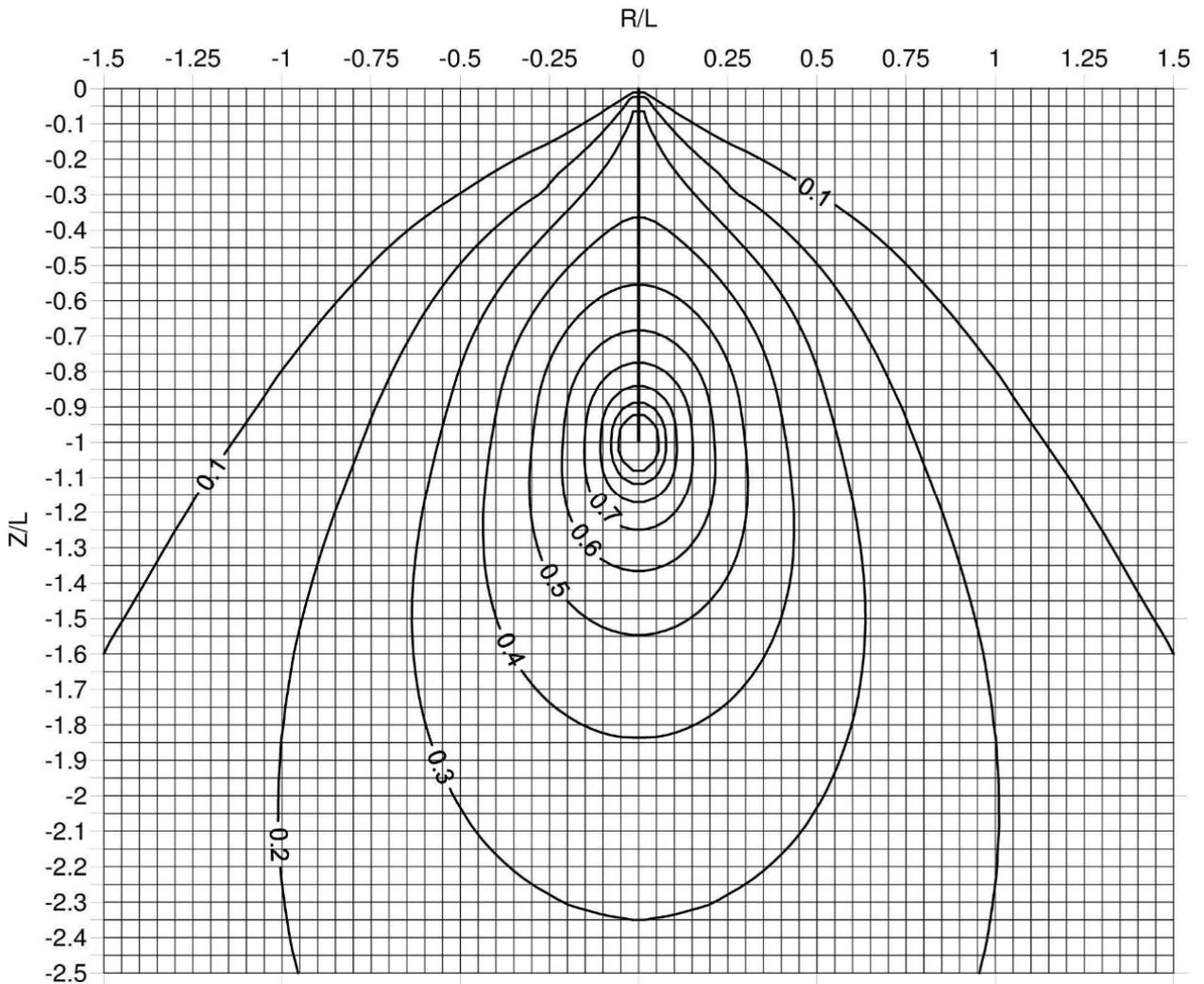


Рисунок 2.6 - Изолинии коэффициентов α_i при действии распределенной нагрузки τ длиной L , $\mu=0,35$

Как видно из рисунка 2.6, наибольшие значения напряжений соответствуют оси погружения шпунта и имеют наибольшую концентрацию на участке, приближенном к лобовой поверхности шпунта.

Изолинии имеют форму колец, окружающих нижний конец шпунта и вытянутых по вертикальной оси, преимущественно в сторону ниже лобовой поверхности погружаемого элемента.

С поверхности до нижнего конца шпунтового элемента интенсивность действующих напряжений возрастает, наибольшая интенсивность наблюдается в

зоне, окружающей нижний конец шпунта. Ниже лобовой поверхности шпунта интенсивность действующих напряжений с глубиной уменьшается.

Изолинии распространения напряжений представлены в интервале значений 0,1-1,0, чтобы не пересыщать представленную на рис. 2.7 схему. В действительности же, как видно из табл. 3, на расстоянии $x/L = 0,005$ в плоскости расположения острия шпунта (глубина = L) коэффициент α^z_i составляет 1,662 и резко возрастает по мере приближения к лобовой поверхности. Полученные изолинии напряжений не имеют практической ценности, т.к. минимально возможное расстояние от фундамента до погружаемого шпунта составляет 0,6 м и определяется минимальными размерами существующих установок, предназначенных для статического вдавливания шпунта.

Границу сжимаемой толщи для предлагаемой методики расчета предполагается определять исходя из условия (2.15) со следующими дополнениями:

- 1) Граница сжимаемой толщи находится ниже отметки погружения шпунта.
- 2) Во всех слоях грунта, залегающих ниже границы сжимаемой толщи, также должно выполняться условие (2.24), в противном случае глубина сжимаемой толщи увеличивается.
- 3) Расчет осадки производится по деформациям всех слоев грунта сжимаемой толщи вне зависимости от выполнения условия (2.15).

$$\frac{\sigma_{mp}}{E} \leq 3 \cdot 10^{-4}, \quad (2.15)$$

где σ_{mp} – дополнительное напряжение в грунте, вызванное вдавливанием шпунта, кПа;

E – модуль деформации рассматриваемого слоя грунта, кПа.

Условие (2.15) подразумевает, что слой грунта толщиной 10 метров, располагающийся ниже границы сжимаемой толщи, прибавит не более 2,4 мм к величине общей осадки.

Рациональность применения такого метода расчета границы сжимаемой толщи будет показана в главе 4.

Для определения осадки (S_f) от действия сил τ_i , распределённых по прилегающей к соседнему зданию стороне шпунта, грунтовая толща, исходя из длины шпунта и количества пересекаемых шпунтом инженерно-геологических слоев, делится на определенное количество дискретных участков. Допущением в данной методике будет являться то, что на каждом дискретном участке будет действовать равномерно распределенная средняя сила (τ_{cp}), поэтому чем короче дискретные участки – тем точнее результат расчета осадки (S_f).

Осадка (S_f) определяется методом послойного суммирования согласно [2]

$$S_f = \beta \cdot \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{mp,i} \cdot h_i}{E_i}, \quad (2.16)$$

где β – коэффициент, зависящий от коэффициента Пуассона, принимаемый 0,8;

$\sigma_{mp,i}$ – среднее дополнительное напряжение на i -том дискретном участке, кПа;

h_i – мощность i -го дискретного слоя грунта, м;

E_i – модуль деформации i -го дискретного слоя, кПа.

Использование метода послойного суммирования приводит к принятию допущений этого метода [28] при расчетах технологической осадки:

- Грунт в основании представляет собой сплошное, изотропное, линейно-деформируемое тело;
- Осадка обусловлена только действующими по вертикальной оси «Z» нормальными напряжениями, остальные пять компонентов напряжений не учитываются;
- Боковое расширение грунта в основании невозможно;
- Дополнительные напряжения в основании от вдавливания шпунта определяются под центром подошвы фундамента;
- Различием в сжимаемости грунтов отдельных слоев при определении дополнительных напряжений пренебрегают;
- Фундаменты не обладают жесткостью;

- Деформации рассматриваются только в пределах сжимаемой толщи грунтов;
- Значение коэффициента β принимается равным 0,8 независимо от характера грунта.

Среднее технологическое напряжение в i -ой точке массива грунта ($\sigma_{mp,i}$) определяется суммированием напряжений от каждого дискретного участка действующей нагрузки

$$\sigma_{mp,i} = \sum_{i=1}^n \tau_{i,cp} \cdot \alpha_i^z, \quad (2.17)$$

где $\tau_{i,cp}$ – среднее значение силы сопротивления сдвигу распределенной на i -том дискретном участке, определяемой по формуле $\tau_{i,cp} = \tau_i + (\tau_i - \tau_{i-1})/2$, кПа;

α_i^z – коэффициент распределения напряжений для i -го дискретного участка.

Величины сил сопротивления сдвигу (τ_i) между шпунтом и грунтом определяются послойным суммированием с разделением длины шпунта на несколько участков соответствующих инженерно-геологическим слоям. По своей методике этот расчет аналогичен определению давления в грунте от собственного веса.

Величина действующих вдоль боковой поверхности шпунта сил сопротивления сдвигу (τ_i), определяется по формуле (2.18).

$$\tau_i = \sum_{i=1}^n \Delta \sigma_{z,i} \cdot \operatorname{tg} \varphi_{si} \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi_i}{2} \right), \quad (2.18)$$

где $\Delta \sigma_{z,i}$ – увеличение общего бытового давления, $\Delta \sigma_{z,i} = \sigma_{z,i} - \sigma_{z,i-1}$, кПа;

φ_i – угол внутреннего трения грунтов;

φ_{si} – угол трения между шпунтом и грунтом, определяется по формуле (2.4).

Общее бытовое давления на глубине расположения i -го участка определяется с учетом давления от веса соседнего здания

$$\sigma_{z,i} = \sigma_{zp,i} + \sigma_{zg,i},$$

где, $\sigma_{zg,i}$ – природное бытовое давление в i -ой точке, вычисляемое по [4] как сумма произведений удельного веса вышележащих слоев грунта (γ_i) на их толщину (h_i), определяемое по формуле (2.19), кПа;

$\sigma_{zp,i}$ – напряжение создаваемое весом соседнего здания в i -ой точке, кПа.

$$\sigma_{zg,i} = \sum_{i=1}^n \gamma_i \cdot h_i. \quad (2.19)$$

Напряжение, создаваемое весом соседнего здания ($\sigma_{zp,i}$), рассчитывается на основании решения Фламана [124] для случая изображенного на рисунке 2.7, распределенной под подошвой фундамента нагрузки [54]

$$\sigma_{zp} = \frac{q}{\pi} \cdot \left[\operatorname{arctg} \frac{a-x}{z} + \operatorname{arctg} \frac{a+x}{z} - \frac{2 \cdot a \cdot z \cdot (x^2 - z^2 - a^2)}{(x^2 + z^2 - a^2)^2 + 4 \cdot a^2 \cdot z^2} \right], \quad (2.20)$$

где, q – давление фундамента на грунты основания, кПа;

a – половина ширины фундамента (рис. 2.8), м;

x, z - координаты точки для которой определяются напряжения, м;

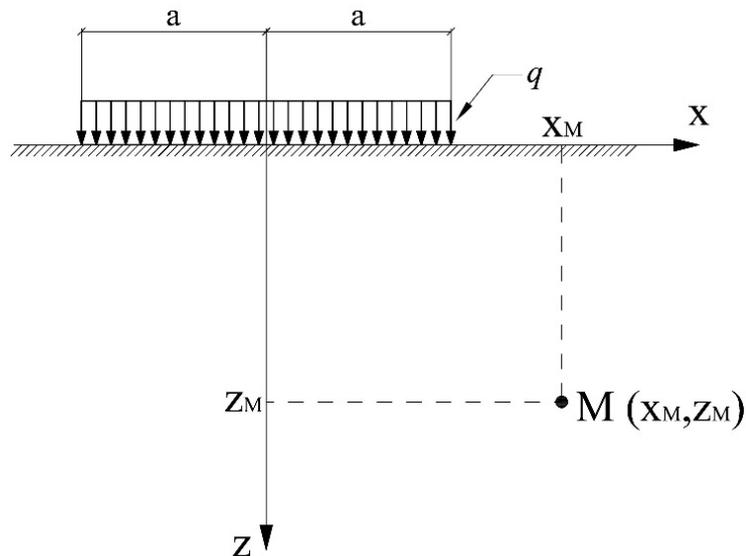


Рисунок 2.7 - Расчетная схема для расчета давления $\sigma_{zp,i}$

В качестве координаты X_M принимается расстояние от фундамента до ближайшей грани шпунта, координата Z_M назначается в соответствии с глубиной слоя в котором рассчитываются напряжения.

Формулы (2.13) и (2.14) для определения напряжений в грунте являются громоздкими и могут привести к трудностям при проведении расчетов. С целью снижения трудозатрат при расчетах рекомендуется использовать программный комплекс MS Excel в котором возможно формирование таблиц с изменяющейся переменной.

Избежать трудностей с громоздкостью формул возможно используя табличные значения коэффициентов распределения напряжений (α^z_i), вычисленных в относительных координатах x/L и z/L , где L – длина шпунта. Такие значения были рассчитаны и представлены в таблице 2.4, промежуточные значения определяются интерполяцией.

Инженерный метод расчета по разработанным табличным значениям является менее точным, но позволяет избежать трудностей связанных с размером формул (2.13) и (2.14). При таком расчете предлагается не разделять шпунтовую стенку на дискретные участки, а принять действующие по боковой поверхности силы равномерно распределенными по всей длине шпунта, производится замена частных значений τ_i формуле (2.17) усредненным τ_{cp} .

Так как τ_{cp} считается равномерно распределенной по длине шпунта величиной, не имеет смысла вычислять коэффициенты распределения напряжений (α^z_i) от каждого дискретного участка, и допустимо принимать значения, полученные по формуле (2.14), подставив в качестве начальной глубины $l_1=0$, а конечной - $l_2=L$, где L – длина шпунта. При интегрировании по всей длине шпунта, формула (2.14) принимает следующий вид

$$\alpha_i^z = \frac{m+1}{2 \cdot m \cdot \pi} \left(\frac{1}{2} \cdot \ln \frac{R_2^2}{R_1^2} - z \cdot \frac{2 \cdot L \cdot [x^2 \cdot R_2^2 + (L+z)^2 \cdot R_1^2] + z \cdot R_1^2 \cdot R_2^2}{R_1^2 \cdot R_2^4} + \frac{z^2}{z^2 + x^2} \right) + \frac{m-1}{4 \cdot m \cdot \pi} \left(\frac{1}{2} \cdot \ln \frac{R_2^2}{R_1^2} - 2 \cdot z \cdot \frac{L+z}{R_2^2} + 2 \cdot \frac{z^2}{z^2 + x^2} \right) \quad (2.21)$$

Величины R_1 и R_2 , входящие в (2.21), определяются также с использованием подобия треугольников:

$$R_1^2 = (z - L)^2 + x^2,$$

$$R_2^2 = (z + L)^2 + x^2.$$

Значения коэффициентов α^z_i , при расчете по формуле (2.21), полностью совпадают с рассчитанными ранее и представленными в таблице 2.4.

Усредненные по длине шпунта силы τ_{cp} , действующие вдоль его поверхности, рассчитываются по формуле (2.22) по усредненным значениям общего бытового

давления ($\sigma_{z,cp}$), а также усредненного угла внутреннего трения (φ_{cp}) прорезаемых шпунтом грунтов.

$$\tau_{cp} = \sigma_{z,cp} \cdot \operatorname{tg} \varphi_{s,cp} \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi_{cp}}{2} \right); \quad (2.22)$$

Расчет дополнительной осадки по упрощенному методу производится по формуле (2.16), так как необходимо учесть деформационные характеристики каждого слоя грунта.

Допущением в упрощенной методике расчета является принимаемый характер распределения усилий в виде постоянного по величине сопротивления сдвигу грунтов, распределенного по всей длине шпунта, что не соответствует действительности. Эпюра распределения напряжений, в частности для однородного грунта, имеет характер треугольника с максимальным значением на уровне самой нижней точки шпунта и нулевым значением на поверхности грунта.

2.4 Аналитический расчет напряжений, вызванных сопротивлением сдвигу на дальней от здания стороне шпунта

В предыдущей главе была разработана методика расчета дополнительной осадки существующих зданий от сопротивления сдвигу возникающего между грунтом и поверхностью шпунта в процессе его вдавливания. При разработке методики принимались силы сдвига, действующие на примыкающей к зданию стороне шпунта, обозначенные как τ_1 на рисунке 2.1, сопротивление сдвигу грунтов на противоположной стороне (τ_2 на рисунке 2.1) в расчете не учитывались.

Как отмечалось в разделе 2.1, основной сложностью учета влияния сил τ_2 является то, что они не могут оказывать прямого воздействия на грунты основания здания, между ними находится шпунтовая стенка. Решением поставленной задачи может служить замена распределенных сил τ_2 в расчетной схеме на рисунке 2.1 распределенным по некоторому закону давлением на уровне лобовой поверхности грунта - $p_{бок}$.

Силы сопротивления сдвигу, развивающиеся по боковой поверхности при вдавливании шпунта, вызывают увеличивающееся с глубиной дополнительное напряжение в грунтовом массиве. Это напряжение увеличивается с поверхности, где их значение равняется нулю, до максимального значения на глубине соответствующей нижней отметке шпунта, изображенное как « $p_{бок}$ » на рисунке 2.1. При дальнейшем увеличении глубины рассматриваемой точки напряжения будут уменьшаться, т.к. увеличения сил сопротивления сдвигу не происходит, а от уже действующих точка отдалается, в графическом виде это утверждение наглядно представлено на эпюрах коэффициента распространения напряжений (α^z_i) изображенных на рисунке 2.6. Таким образом максимальное давление, оказываемое силами τ_2 , развивающимися по боковой поверхности погружаемого шпунта на подстилающие грунты будет действовать на глубине L , где L - погруженная длина шпунта. Качественное представление о форме приложенного давления можно получить, построив эпюру давлений $p_{бок}$ на отметке $z=L$. Если принять усредненную по длине шпунта силу трения равной 1, а коэффициенты α^z_i взять из таблицы 2.4, то по формуле 2.10 возможно рассчитать давление $p_{бок}$ на глубине $z=L$. Эпюра рассчитанного давления на расстоянии от $0,005L$ до L от шпунта, представлено на рисунке 2.8.

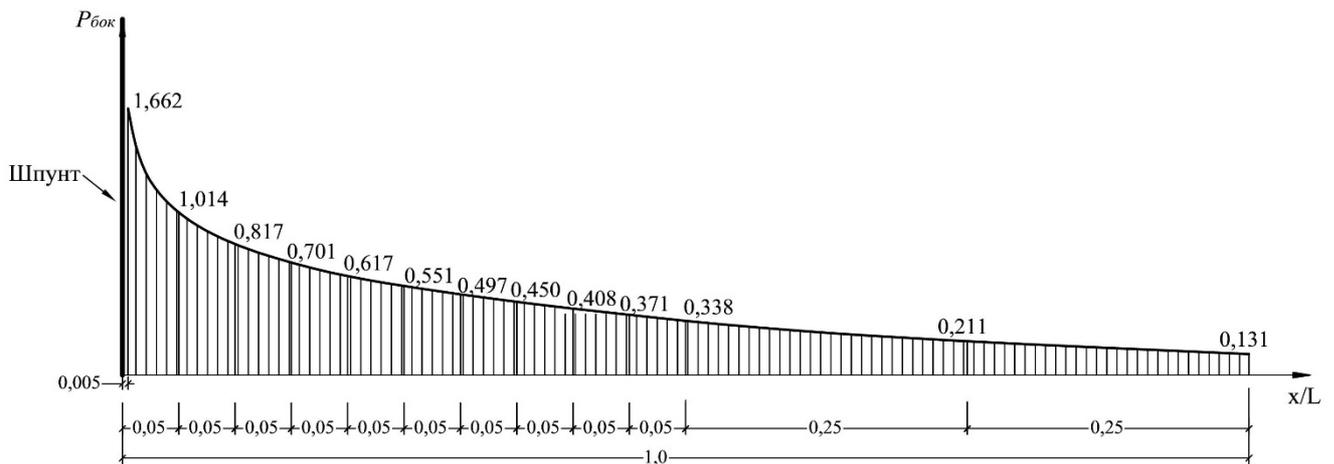


Рисунок 2.8 - Расчетные значения давления $p_{бок}$

В поперечном сечении шпунтовые стенки имеют большое многообразие форм и размеров. С целью упрощения расчета принимаем толщину шпунтовой стенки $b=0$. Данное допущение приводит к завышенным значениям напряжений,

вызванных давлением $p_{бок}$, так как расстояние между приложенным давлением и фундаментом здания сокращается. Это увеличение напряжений при оценке влияния сил τ_2 принимается в запас.

Определить напряжения в грунтах основания соседних зданий от приложенного с обратной стороны шпунта давления ($p_{бок}$) возможно с использованием принципа Сен-Венана.

Зона действия давления $p_{бок}$ делится на дискретные участки относительной длины x/L . На каждом дискретном участке распределенная нагрузка заменяется сосредоточенной (F), напряжение в любой точке пространства за пределами зоны приложения нагрузки $p_{бок}$ определяется суммированием произведений сосредоточенных сил на соответствующий коэффициент пропорциональности (α_i^z), определяемый по формуле (2.8).

$$\sigma_{бок} = \sum_{i=1}^n F_i \cdot \alpha_i^z.$$

Если производить расчет в относительных координатах x/L и z/L , то сравнивая полученные результаты с данными таблицы 2.4 можно рассчитать относительное увеличение общего напряжения в массиве грунта от действия давления $p_{бок}$. Для первичной оценки рассчитаем влияние ближайших участков с наибольшим давлением $p_{бок}$, находящихся в пределах $0,5L$ от шпунтовой стенки.

Сосредоточенная сила на каждом дискретном участке (F_i) рассчитывается как произведение среднего давления на этом участке на его длину (2.23).

$$F_i = p_{бок,i} \cdot l_i, \quad (2.23)$$

где, $p_{бок,i}$ – среднее давление на i -ом дискретном участке, кПа;

l_i – длина дискретного участка, м.

Поскольку длина дискретных участков (l_i) принята одинаковой и равняется $0,05L$, то при L равном 1 выражение (2.23) приобретает следующий вид

$$F_i = 0,05 \cdot \tau_{cp} \cdot \alpha_{i,cp}^z.$$

где $\alpha_{i,cp}^z$ – средний коэффициент распределения напряжений на дискретном участке;

τ_{cp} – средняя равномерно распределенная по боковой поверхности шпунта сила сопротивления сдвигу, рассчитываемая по формуле (2.22), кН/м.

Результаты расчетов сосредоточенных сил изображены на рисунке 2.9.

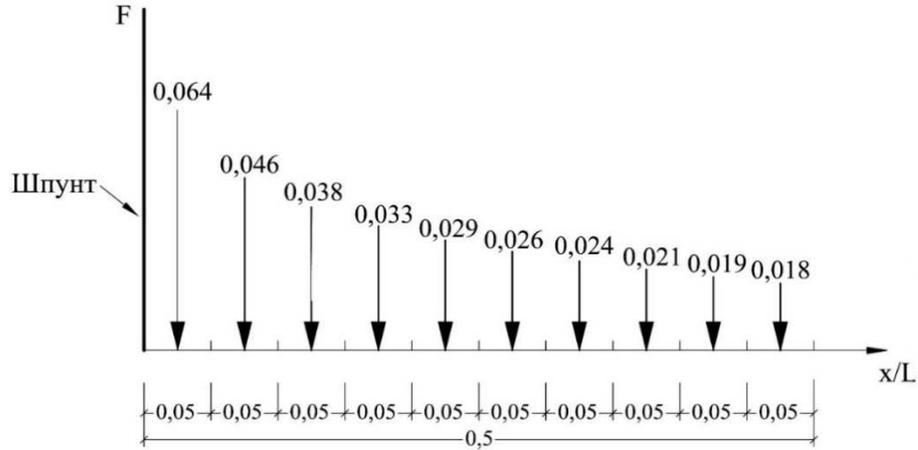


Рисунок 2.9 - Расчетная схема сосредоточенных сил F_i

Давление $p_{бок}$ влияет на напряженное состояние основания с глубины расположения нижней точки шпунта (L), поэтому результаты расчетов её влияния, приведенные в таблице 2.5, начинаются с глубины $1,05 L$.

Таблица 2.5 – напряжения от действия сил на дальней стороне шпунта

$x/L \backslash z/L$	0,005	0,025	0,05	0,10	0,15
1	2	3	4	5	6
1,05	0,168	0,037	0,005	0,0004	0,00008
1,10	0,016	0,009	0,004	0,0007	0,0002
1,15	0,003	0,003	0,002	0,0005	0,0002
1,20	0,001	0,001	0,001	0,0003	0,0002
1,25	0,0005	0,0005	0,0004	0,0002	0,0001

Значения таблицы 2.5 представляют собой напряжения в грунте от усредненной распределенной силы (τ_{cp}) равной 1, соответственно, эти значения характеризуют коэффициенты распространения напряжений ($\alpha_{i,лоб}^z$) от сил τ_2 .

Сравнивая значения таблицы 2.5 с соответствующими значениями таблицы 2.4 можно сделать следующий вывод:

Напряжения, создаваемые силами τ_2 на обратной относительно здания стороне шпунта, являются пренебрежимо малой величиной. Из-за трудоемкости расчета и незначительного влияния на общую осадку здания, напряжения,

создаваемые обратной относительно существующего здания стороной шпунта, допускается не учитывать. Тогда формула (2.1) приобретает следующий вид

$$S_{mex} = S_f + S_{p,лоб}; \quad S_{p,бок} = 0. \quad (2.24)$$

2.5 Учет объемной составляющей напряжений при вдавливании шпунта

В случае оценки влияния вдавливания шпунта на дополнительную осадку здания в целом (плитный либо свайно-плитный фундамент обладающие большой жесткостью) по принципу Сен-Венана допускается рассматривать шпунтовую стенку как плоский элемент (рисунок 2.10.а). Однако, если определять дополнительную осадку ленточного фундамента под наружной стеной, имеющей небольшие размеры в плане ($\approx 1,5-2,0$ метра), то шпунтовая стенка шириной 0,3-0,4 метра представляется объемным элементом, геометрию которого приходится учитывать при оценке его влияния на изменение напряжений в грунтовом массиве (рис. 2.10.б).

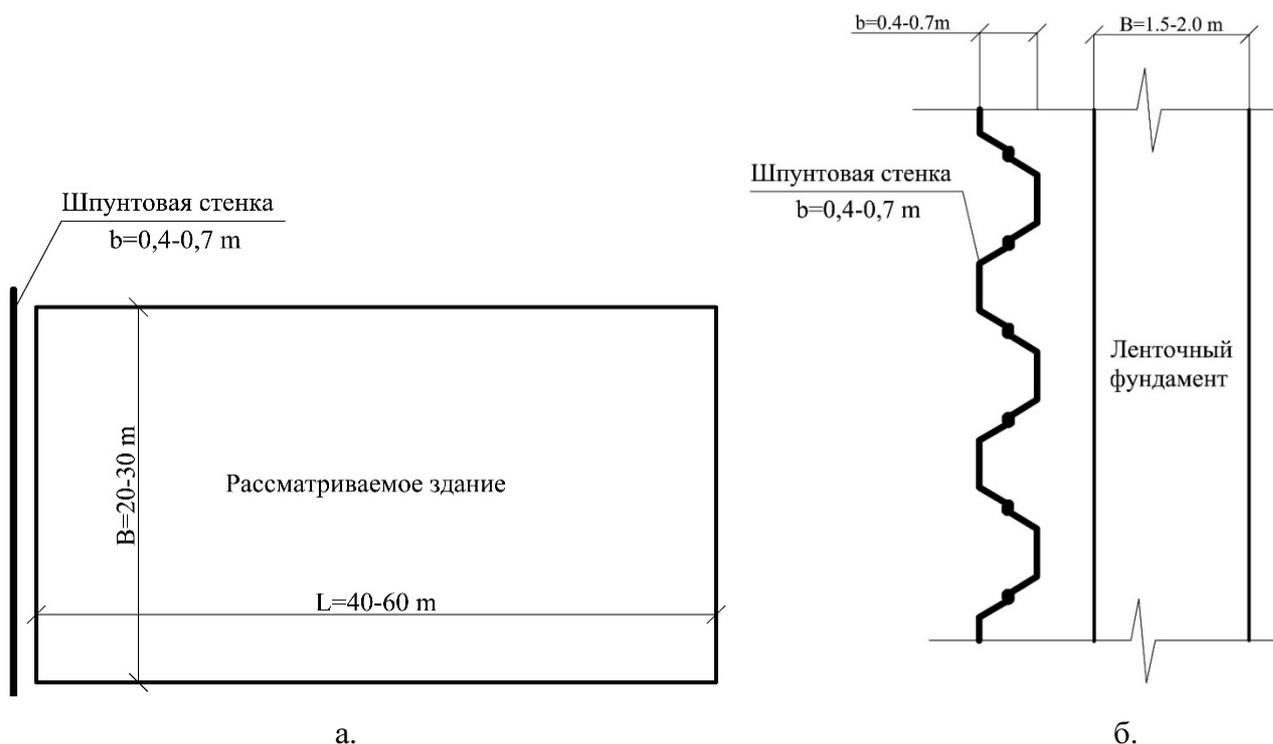


Рисунок 2.10 - Шпунтовая стенка;

а - вблизи здания на плитном фундаменте; б – рядом с ленточным фундаментом

Увеличение напряжений будет проявляться в их концентрации за счет пересечения изолиний в центральной зоне шпунтового элемента, ограниченного его гранями. При погружении в грунтовых условиях характерных центральной

части Санкт-Петербурга – пылеватые пески в верхней части грунтового массива, подстилаемые большой мощностью слабых глинистых грунтов текучей и текучепластичной консистенции, во время прохождения песчаных грунтов вероятно образование грунтового уплотнения в зоне концентрации напряжений, которая при дальнейшем вдавливании шпунта будет продавливать более слабые глинистые грунты. Фотографии деформации основания при вдавливании шпунта в аналогичных грунтах центральной части Санкт-Петербурга представлены на рисунок 2.11 а,б.



а.

б.

Рисунок 2.11 - Фото погружения шпунта в центральной части Санкт-Петербурга;
а – перемещение уплотненного ядра; б – общий вид на погружаемую шпунтовую сваю

Образование зоны уплотненного грунта (грунтовой пробки) изучалось на примере свай оболочек с открытым нижним концом. Исследования, выполненные ЦНИИСом, Фундаментроектотом, ВНИИГСом, ЛИИЖТом и другими организациями были направлены на определение высоты «грунтовой пробки», степени ее уплотнения и влияния на общую несущую способность свай-оболочки.

Так природа образования уплотненного ядра описана Е.М. Перлеем [75]:

Грунт, проникающий во внутреннюю полость сваи, по мере ее погружения уплотняется за счет увеличения силы трения. Эта сила возрастает с увеличением высоты грунтового сердечника и нормального давления, максимальная величина которого развивается в плоскости ножевой части сваи, а минимальная – в верхней плоскости грунтового сердечника.

Грунтовый сердечник при погружении сваи будет сформирован полностью, когда силы бокового трения станут равны или больше силы лобового сопротивления.

Особенностью грунтового ядра является то, что при его образовании происходит естественная отбраковка грунта, проникающего в сваю: если грунт проходимого слоя плотнее грунта в ядре, то он входит в полость сваи, а если слабее, то отжимается в стороны и вниз. Таким образом, средняя плотность грунта в полости сваи оказывается всегда больше плотности грунта, окружающего сваю [81].

Впервые вопрос об определении высоты рабочей части грунтового сердечника для песчаных грунтов исследовал А.А.Лука [49]. В своей работе А.А.Лука установил, что при забивке свай в пески напряжения в грунтовой пробке могут достигать 150-250 кг/см², когда действующими напряжениями в основаниях сооружений на песках редко превышают 15 кг/см².

А.А.Лука предложил формулы для расчета высоты грунтового ядра и действующих в нем напряжений:

$$H = \frac{D}{1,4f} \ln(1 + 1,1\sigma_0), \quad (2.25)$$

$$\sigma_y = (\sigma_0 + 0,9) \cdot e^{\frac{-1,4f}{D} \cdot y} - 0,9, \quad (2.26)$$

где H - высота грунтового ядра, м;

σ_y - напряжения в грунтовом ядре, кПа;

y – глубина погружения сваи-оболочки, м;

D - внутренний диаметр сваи-оболочки, м;

f - коэффициент трения грунта о материал оболочки;

σ_0 - начальное напряжение (напряжение на уровне лобовой поверхности сваи), кПа.

Из формулы (2.25) видно, что высота грунтового ядра находится в прямой зависимости от диаметра сваи и в обратной зависимости от коэффициента трения, с напряжениями в грунтовом ядре зависимости прямо противоположные. Из чего можно сделать вывод: в аналогичных грунтовых условиях с уменьшением диаметра сваи уменьшается высота грунтовой пробки и возрастают действующие в ней напряжения.

Формула (2.26) может использоваться для определения давления под лобовой поверхностью шпунта при вдавливании трубчатых шпунтовых свай с замкнутым периметром, но для шпунта с незамкнутым контуром данная формула не применима.

Исследования, проведённые ВНИИГСом [81,82] и другими организациями, подтвердили зависимость напряжений в грунтовом ядре от диаметра сваи-оболочки, полученные А.А.Лугой. Дополнительно в ВНИИГСе исследовалось влияние формы ножа на вдавливающее усилие и несущую способность сваи.

В процессе работы испытывалось три типа ножей: кольцевой нож со скосом внутрь (с отжимом грунта внутрь), кольцевой со скосом во внешнюю сторону (с отжимом грунта наружу), кольцевой симметричного профиля со скосом в обе стороны (рисунок 2.12). Результаты испытаний сравнивались с испытанием сваи с тупым прямоугольным торцом [81]. Для шпунта не трубчатого сечения с целью снижения вдавливающего усилия возможно применить только нож со скосом в обе стороны, т.к. если сделать скос в одну сторону, то шпунт в процессе погружения вероятно отклонится от проектного положения.

Если принять величину критической нагрузки для сваи без ножа за 100 процентов, то для свай с ножами критические нагрузки по исследованиям А.И.Прудентого [81] составили:

с ножом, скошенным наружу – 85 процентов;

с ножом, скошенным в обе стороны – 120 процентов;

с ножом, скошенным внутрь – 250 процентов.

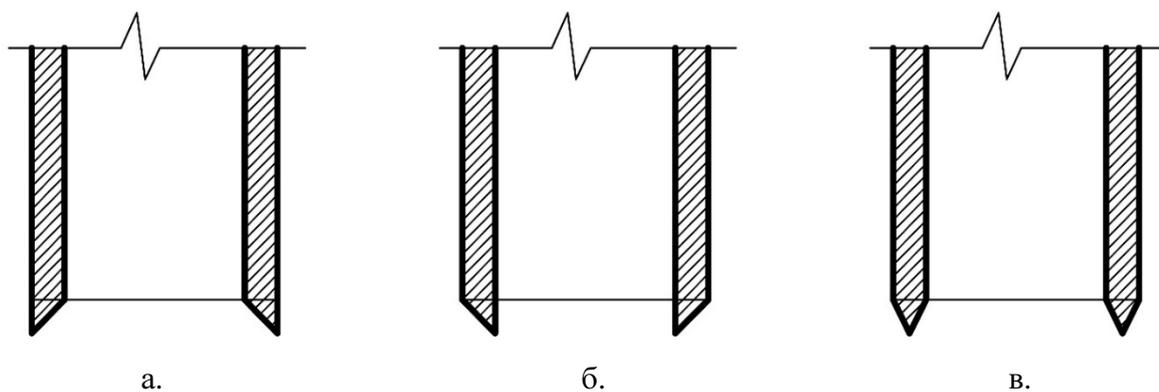


Рисунок 2.12 - Испытываемые варианты ножей (по А.И. Прудентову);

а – со скосом внутрь, б – со скосом наружу, в – со скосом в обе стороны

Уменьшение и увеличение критической нагрузки, требуемой для погружения свай-оболочек А.И.Прудентов связывает с создаваемыми ножами различными условиями образования грунтовой пробки.

Таким образом уменьшить усилие при погружении корытообразного шпунта возможно если придать лобовой поверхности форму ножа, скошенного наружу, но тогда возникнут трудности с вертикальностью его погружения.

Согласно исследованиям ВНИИГСом, ЦНИИСом и другими организациями, при погружении свай-оболочек грунтовая пробка образуется практически во всех дисперсных грунтах (кроме крупнообломочных). В случае шпунтовых свай замкнутое трубчатое сечение встречается редко, более распространены «корытообразные» профили. По этой причине образование грунтовой пробки и ее перемещение со шпунтом в процессе его погружения явление более редкое, однако это не исключает факт концентрации напряжений в центральной части сечения шпунтовой сваи и это необходимо учитывать.

Оценку концентрации напряжений, вызванных геометрической формой сечения шпунта, можно определить используя характер распространения коэффициентов α^z_i от сил трения по его боковой поверхности, полученный в предыдущей главе.

С целью численного анализа концентрации напряжений в грунте вызванных геометрической формой сечения шпунта была построена графическая модель концентрации напряжений на примере профиля Арселор AZ28 длиной 3 метра.

Графическое наложение изолиний в интервале коэффициентов $\alpha^z=0,4-1,0$ от каждой грани представлено на рисунке 2.13.

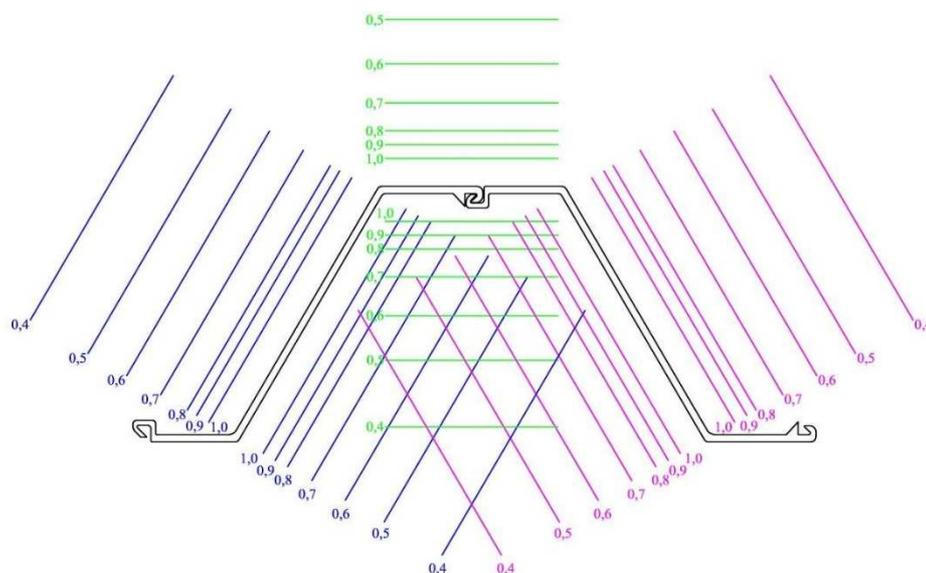


Рисунок 2.13 - Схема пересечения изолиний для шпунта Арселор AZ28 длиной 3м

В соответствии со схемой на рисунке 2.13. определялись точки пересечения изолиний коэффициентов α^z_i и концентрации напряжений, а результаты обрабатывались в программе Surfer с последующим анализом. По результатам проведенной работы была построена графическая модель распределения коэффициентов α^z_i , характеризующих лобовое давление ($p_{\text{лоб}}$), в грунте при вдавливании двойного шпунта Арселор AZ28 длиной 3 метра представленная на рисунке 2.14.

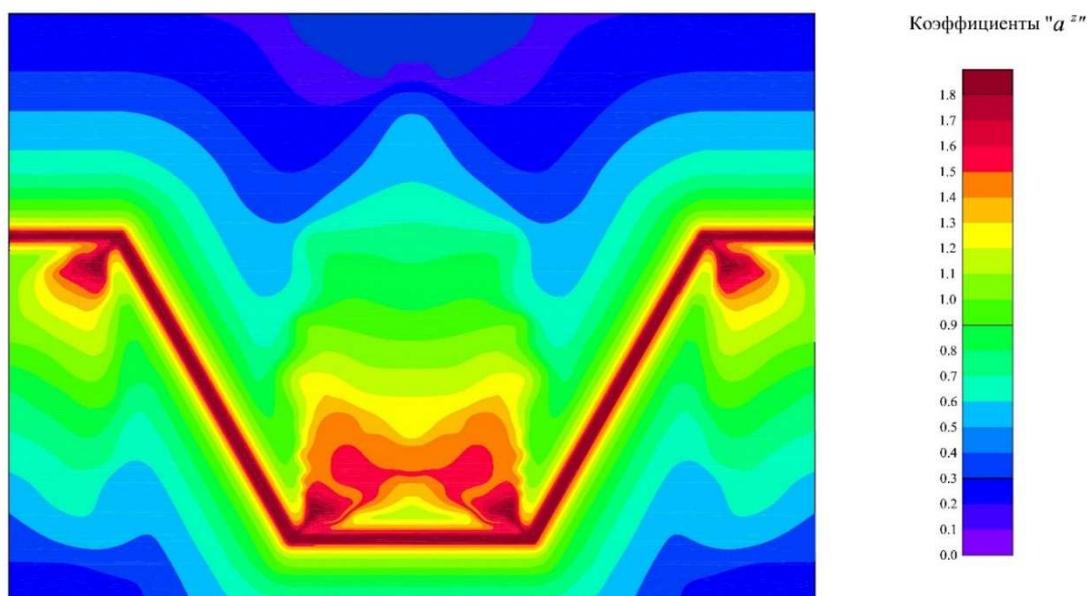


Рисунок 2.14 - Распределение коэффициентов α^z_i при вдавливании шпунта Арселор AZ28 длиной 3м

Распределение коэффициентов α^z_i , характеризующих давление на уровне лобовой поверхности ($p_{\text{лоб}}$), изображенных на рисунке 2.15, имеет сложную геометрию, но их влияние необходимо учесть при разработке методики расчета. С целью оценки влияния давления $p_{\text{лоб}}$ на напряженное состояние окружающего массива грунта, принимаем допущение для шпунта коробчатого сечения, что давление $p_{\text{лоб}}$ распределено равномерно по площади шпунтового ряда, а его значение увеличиваться пропорционально изменению его длины.

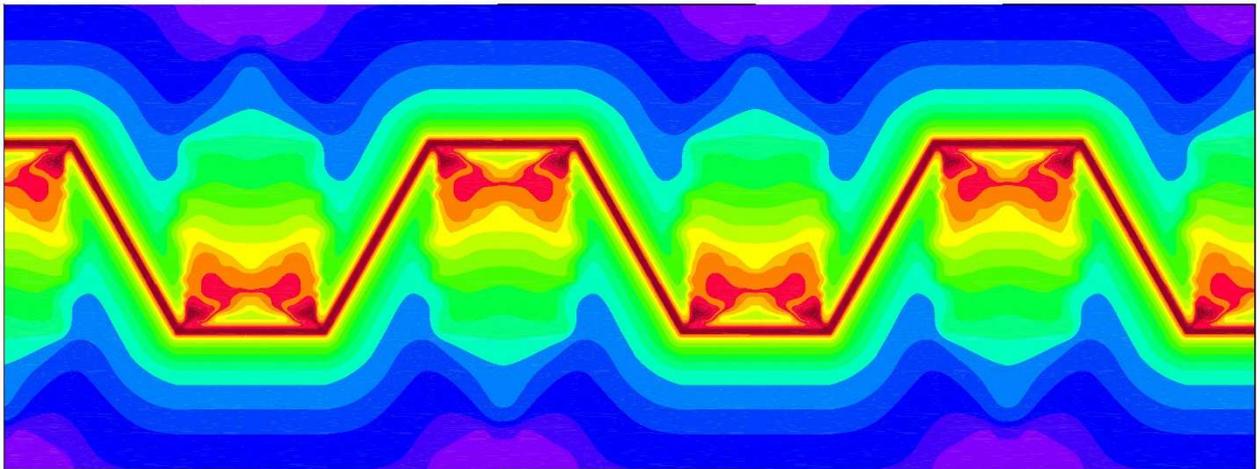


Рисунок 2.15 - Распространение коэффициентов α^z_i в грунте от погружения шпунтового ряда Арселор AZ28 длиной 3 метра

Для рассматриваемого профиля Арселор AZ28 длиной 3 метра, соотношение длины шпунтового ряда ($L=3\text{м}$) к его ширине ($b=0,428\text{м}$), изображенных на рисунке 2.1, составляет $L/b=3/0,428\approx 7$, в соответствии с рисунками 2.14 и 2.15, $p_{\text{лоб}}$ принимается равным $\tau_{\text{ср}}$. При рассмотрении шпунта того же профиля длиной 6 метров, соотношение $L/b=6/0,428\approx 14$, что приведет к увеличению давления $p_{\text{лоб}}$ в 2 раза и составит $2 \tau_{\text{ср}}$.

Значение $p_{\text{лоб}}$ может быть записано в следующей форме

$$p_{\text{лоб}} = \frac{L}{7 \cdot b} \cdot \tau_{\text{ср}} = n \cdot \tau_{\text{ср}}, \quad (2.27)$$

где, n – коэффициент увеличения давления, рассчитываемый по формуле (2.28); $\tau_{\text{ср}}$ – среднее значение распределенного по длине шпунта сопротивление сдвигу, определяемое по формуле (2.22), кПа.

$$n = \frac{L}{7 \cdot b}, \quad (2.28)$$

где L – длина шпунта, м;

b – ширина шпунтового ряда, м.

Тогда напряжение в массиве грунта от $p_{\text{лоб}}$ равняется

$$\sigma_{\text{лоб},i} = p_{\text{лоб}} \cdot \alpha_{L,i}^z = n \cdot \alpha_{L,i}^z \cdot \tau_{\text{ср}}, \quad (2.29)$$

где $\alpha_{L,i}^z$ – коэффициент распределения напряжений от лобового давления $p_{\text{лоб}}$ равного $\tau_{\text{ср}}$, определяемый по формуле (2.30).

Выделим из формулы (2.20) составляющую, которая отвечает за распределение напряжений от полосовой нагрузки

$$\alpha_{L,i}^z = \frac{1}{\pi} \cdot \left[\arctg \frac{a-x}{z} + \arctg \frac{a+x}{z} - \frac{2 \cdot a \cdot z \cdot (x^2 - z^2 - a^2)}{(x^2 + z^2 - a^2)^2 + 4 \cdot a^2 \cdot z^2} \right], \quad (2.30)$$

где a – половина ширины шпунтового ряда, $a=b/2$,

x, z - координаты точки для которой определяются напряжения.

Расчет значений $\alpha_{L,i}^z$ производится в относительных координатах x/L , a/L и z/L . Результаты расчетов коэффициентов распределения напряжений ($\alpha_{L,i}^z$), в соответствии с формулой (2.30) при $L=7b$, от давления под лобовой поверхностью шпунта представлены в таблице 2.6.

Таблица 2.6 – Коэффициенты распределения напряжений $\alpha_{L,i}^z$

$\frac{x/L}{z/L}$	0,005	0,025	0,05	0,10	0,15	0,20	0,25	0,5	0,75	1,00	1,25	1,50
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
1,00	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1,05	0,299	0,157	0,059	0,011	0,003	0,001	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
1,10	0,191	0,154	0,103	0,039	0,015	0,007	0,003	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
1,15	0,135	0,121	0,099	0,055	0,029	0,015	0,008	0,001	0,000	0,000	0,000	0,000
1,20	0,103	0,097	0,086	0,059	0,037	0,023	0,014	0,002	0,000	0,000	0,000	0,000
1,25	0,083	0,080	0,074	0,057	0,041	0,028	0,019	0,003	0,001	0,000	0,000	0,000
1,30	0,070	0,068	0,064	0,053	0,041	0,031	0,022	0,005	0,001	0,000	0,000	0,000
1,35	0,060	0,059	0,056	0,049	0,040	0,032	0,024	0,006	0,002	0,001	0,000	0,000
1,40	0,053	0,052	0,050	0,045	0,039	0,032	0,025	0,007	0,002	0,001	0,000	0,000
1,45	0,047	0,046	0,045	0,041	0,036	0,031	0,026	0,009	0,003	0,001	0,001	0,000
1,50	0,042	0,042	0,041	0,038	0,034	0,030	0,026	0,010	0,004	0,002	0,001	0,000
1,55	0,038	0,038	0,037	0,035	0,032	0,029	0,025	0,011	0,004	0,002	0,001	0,001
1,60	0,035	0,035	0,035	0,033	0,030	0,028	0,025	0,012	0,005	0,002	0,001	0,001
1,65	0,033	0,032	0,032	0,031	0,029	0,026	0,024	0,012	0,006	0,003	0,001	0,001
1,70	0,030	0,030	0,030	0,029	0,027	0,025	0,023	0,013	0,006	0,003	0,002	0,001
1,75	0,028	0,028	0,028	0,027	0,026	0,024	0,022	0,013	0,007	0,004	0,002	0,001

Продолжение таблицы 2.6 – Коэффициенты распределения напряжений $\alpha^z_{L,i}$

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
1,80	0,026	0,026	0,026	0,025	0,024	0,023	0,021	0,013	0,007	0,004	0,002	0,001
1,85	0,025	0,025	0,025	0,024	0,023	0,022	0,021	0,013	0,008	0,004	0,002	0,001
1,90	0,024	0,023	0,023	0,023	0,022	0,021	0,020	0,013	0,008	0,005	0,003	0,002
1,95	0,022	0,022	0,022	0,022	0,021	0,020	0,019	0,013	0,008	0,005	0,003	0,002
2,00	0,021	0,021	0,021	0,021	0,020	0,019	0,019	0,013	0,008	0,005	0,003	0,002
2,05	0,020	0,020	0,020	0,020	0,019	0,019	0,018	0,013	0,009	0,005	0,003	0,002
2,10	0,019	0,019	0,019	0,019	0,018	0,018	0,017	0,013	0,009	0,006	0,004	0,002
2,15	0,018	0,018	0,018	0,018	0,018	0,017	0,017	0,013	0,009	0,006	0,004	0,002
2,20	0,018	0,018	0,018	0,017	0,017	0,017	0,016	0,013	0,009	0,006	0,004	0,003
2,25	0,017	0,017	0,017	0,017	0,016	0,016	0,016	0,012	0,009	0,006	0,004	0,003
2,30	0,016	0,016	0,016	0,016	0,016	0,015	0,015	0,012	0,009	0,006	0,004	0,003
2,35	0,016	0,016	0,016	0,015	0,015	0,015	0,015	0,012	0,009	0,006	0,004	0,003
2,40	0,015	0,015	0,015	0,015	0,015	0,014	0,014	0,012	0,009	0,007	0,005	0,003
2,45	0,015	0,015	0,015	0,014	0,014	0,014	0,014	0,012	0,009	0,007	0,005	0,003
2,50	0,014	0,014	0,014	0,014	0,014	0,014	0,013	0,011	0,009	0,007	0,005	0,003

Сравнивая значения таблицы 2.6 со значениями таблицы 2.4 можно сделать вывод, что напряжения, вызванные $p_{\text{лоб}}$, составляют малую долю напряжений, вызванных силами сдвига по боковой поверхности шпунта. Однако, при увеличении длины шпунта, пропорционально увеличивается давление $p_{\text{лоб}}$ на величину n , которая рассчитывается по формуле (2.27). Соответственно, при увеличении длины шпунта, принимая $\tau_{cp} = \text{const}$, необходимо увеличивать значения таблицы 2.6 на величину n .

Инженерно-геологические условия центральной части Санкт-Петербурга предполагают наличие большой мощности слабых грунтов в верхней части геологического разреза, которые, как правило, отсекаются от площадки нового строительства шпунтовыми стенками. По этой причине для оценочных расчетов принимаем шпунт профиля Арселор AZ28 длиной 15 метров, для которого соотношение длины к ширине составит $L/b = 15/0,428 \approx 35$, а коэффициент $n=5$. При умножении значений таблицы 2.6 на $n=5$ коэффициент распределения напряжений от лобового давления ($\alpha^z_{L,i}$) становится сопоставим со значениями коэффициента распределения напряжений от сил сдвига по боковой поверхности (α^z_i), представленных в таблице 2.4.

Учитывая тот факт, что длина применяемых шпунтовых стен L , в большинстве случаев превышает $7b$, считаем необходимым учет действия создаваемого при вдавливании шпунта давления под его лобовой поверхностью в расчете общей технологической осадке окружающих зданий.

Расчет осадки $S_{p,лоб}$ производится методом послойного суммирования по [3]

$$S_{p,лоб} = \beta \cdot \sum \frac{\sigma_{лоб,i} \cdot h_i}{E_i}; \quad (2.32)$$

где β – коэффициент, зависящий от коэффициента Пуассона, принимаемый 0,8;
 $\sigma_{лоб,i}$ – среднее технологическое напряжение на i -том дискретном участке, создаваемое давлением $p_{лоб}$, определяемое по формуле (2.29), кПа;
 h_i – мощность i -го дискретного слоя грунта, принимаемый не более ширины шпунтового ряда (b), м;
 E_i – модуль деформации i -го дискретного слоя, кПа.

Выводы по второй главе

1. На основании решений теории упругости разработана методика расчета сил сдвига, возникающих по боковой поверхности шпунта при его погружении методом статического вдавливания.
2. Выявлено влияние веса соседних зданий на изменение напряженного состояния грунта при вдавливании шпунта. Разработана методика расчета изменения напряжений в грунте с учетом давления от веса соседних зданий и предложена инженерная методика расчета напряжений по табличным значениям.
3. Аналитически обосновано минимальное влияние сил, развивающихся на обратной относительно существующего здания боковой поверхности погружаемого шпунта, на общее изменение напряженного состояния окружающего массива грунта.
4. Разработана методика расчета давления, возникающего под лобовой поверхностью шпунта, и определения его влияния на общее напряженное состояние окружающего массива грунта.

5. Разработано аналитическое решение для определения технологической осадки окружающих зданий с учетом всех составляющих возникающих при вдавливании шпунта нагрузок.

3 ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ РАСПРЕДЕЛЕНИЯ НАПРЯЖЕНИЙ В ГРУНТЕ ПРИ ВДАВЛИВАНИИ ШПУНТА

3.1 Испытательный комплекс и приборы контроля

Аналитическое решение, предложенное в предыдущей главе, основано на принятии линейно-деформируемого упругого полупространства в качестве расчетной модели грунта. Данная модель содержит ряд допущений и расхождений с реальными процессами, происходящими в грунтах при их деформировании. Для определения погрешностей аналитических расчетов вызванных рядом допущений и идеализированием расчетной модели грунта проведена серия экспериментов на испытательном комплексе в лабораторных условиях.

Для проведения экспериментальных исследований была сконструирована специальная испытательная машина, предназначенная для модельных испытаний на песчаном основании относящаяся к разряду вертикальных испытательных машин с гидравлическим приводом. Её устройство показано на рисунке 3.1.

Испытательный комплекс включал в себя системы дистанционных преобразователей (месдоз) и тензометрического моста ЦТМ-1, а также саму экспериментальную машину, состоящую из круглого металлического лотка, силовой рамы, гидравлического домкрата, гидрораспределителя, шлангов высокого давления, электродвигателя Г12-3М.

Лоток 1 представляет собой металлический цилиндр высотой 1,5 метра, диаметром 1,0 метр с толщиной стенок 10 мм. Силовая рама состоит из двух вертикальных стоек 8 приваренных к лотку и соединительной горизонтальной балки 9 к которой крепится домкрат 2. Вертикальные стойки 8 расположены таким образом, чтобы обеспечить вертикальное перемещение двутавровой балки 6 исключаящей крен погружаемой модели и обеспечивающей распределение нагрузки. Грунтовое основание моделируется мелкозернистым сухим песком средней плотности. Глубина заполнения лотка песком – 1,25 м. Песок уплотнялся послойно слоями по 10 см.

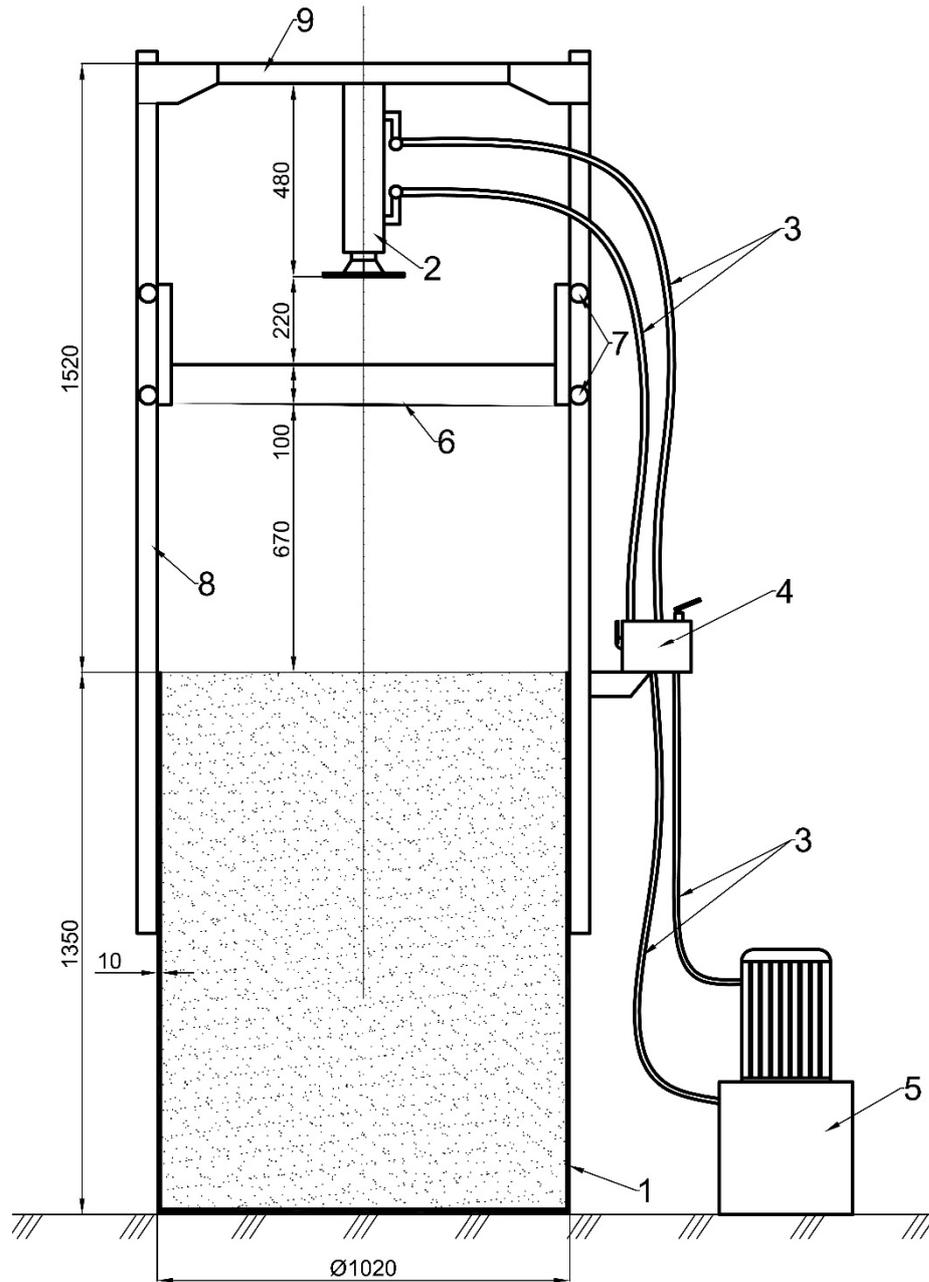


Рисунок 3.1 - Испытательная установка. 1 – металлический лоток, 2 – гидравлический домкрат, 3 – шланги высокого давления, 4 – гидрораспределитель, 5 – электродвигатель, 6- подвижная двутавровая балка, 7 – ролики, 8 – вертикальные направляющие балки силовой рамы, 9 – верхняя балка силовой рамы.

Физико-механические характеристики песчаного основания определялись автором по результатам компрессионных испытаний:

- угол внутреннего трения $\varphi=33^\circ$,
- модуль деформации $E=25$ МПа,
- удельный вес $\gamma=16,4$ кН/м³,
- сцепление $c=5,2$ кПа,

- коэффициент пористости песка в опытах при удельном весе $16,4 \text{ кН/м}^3$ равен $e=0,65$.

Максимальная длина погружаемого элемента 1,0 метр, что ограничено высотой установки.

Фото испытательной установки в натуре представлено на рисунке 3.2.



Рисунок 3.2 - Фото испытательной установки

Гидравлическая система. Электродвигатель 5 подает масло с давлением $P_{ном} = 88 \text{ кгс/см}^2$ на гидрораспределитель 4 от которого масло поступает на домкрат 2. С помощью гидрораспределителя можно выбирать скорость и направление движения штока домкрата, непрерывный ход штока домкрата – 13 см. Вся гидравлическая система связана шлангами высокого давления 3.

Месдозы. Напряжения в массиве основания измерялись тензометрическими преобразователями напряжений – месдозами. Конструкция месдоз представляет собой металлическое кольцо диаметром 40 мм с двумя жесткими дисками.

Принцип работы месдоз состоит в следующем: нормальные напряжения действуют на внешнюю поверхность одного из жестких дисков на внутреннюю поверхность которого наклеен тензорезистор. Действующее напряжение вызывает изгиб жесткого диска, он деформируется. В результате изменения сопротивления рабочего тензорезистора происходит разбаланс измерительного моста, характеризующий измеряемую величину.

Градуировка месдоз производилась в градуировочном баке высотой 400 мм и диаметром 250 мм. Равномерное давление в баке создавалось в полости, ограниченной резиновой мембраной, в которую с помощью насоса нагнеталось давление. Бак заполнен таким же песком, как и лоток в котором производились опыты с моделями шпунта.

При проведении экспериментов регистрация показаний преобразователей производилась измерительной тензометрической системой ЦТМ-1. Основной проблемой при изучении напряженно-деформированного состояния основания является фиксация момента стабилизации процессов, происходящих в основании на каждом этапе погружения шпунта.

За один этап принята глубина непрерывного погружения модели шпунта, ограниченная ходом штока домкрата – 13 см. Проблема фиксации момента стабилизации решалась следующим образом: стабилизация считалась достигнутой, если для каждого тензодатчика результаты последовательных опросов, через равные промежутки времени, имели одинаковые показания.

3.2 Основы физического моделирования взаимодействия шпунта с массивом окружающего грунта

Лабораторное моделирование является практически единственным практическим методом, позволяющим исследовать распределение напряжений в

грунтовым массиве, вызываемых погружением шпунта. Решение поставленной задачи требует создания моделей, позволяющих перенести полученные результаты на натурные условия с необходимой достоверностью.

Проведение таких исследований и использование результатов целесообразно проводить с теоретическим обоснованием условий и критериев моделирования на основании использования методов теории подобия и размерностей.

Для обеспечения подобия взаимодействия частей системы в моделях и природе, необходимо выполнение следующих требований [38,116]:

1. Модель должна быть геометрически подобна натуре;
2. Явления в модели и натуре должны описываться одинаковыми уравнениями, т.е. принадлежать одному и тому же классу;
3. Краевые условия в модели должны быть реализованы таким же образом, чтобы они тождественно совпали с такими же условиями природы;
4. Одноименные безразмерные параметры, входящие в уравнение, и краевые условия модели и природы должны быть равны.

Основы физического моделирования фундаментов с грунтовой средой были разработаны А.Л. Кирпичевым, Г.И. Покровским [78], Л.С. Энгельсоном [116], Н.Б. Экимяном, которые занимались вопросом формирования условий подобия и требованиями к модели, дали строгую формулировку условий подобия. Развитием методов теории подобия и анализа размерностей занимались Л.И. Седов, А.А. Ильюшин и А.Г. Назаров. Вопросам изучения условия моделирования посвящены работы ученых В.А. Флорина и П.Л. Иванова, основанные на использовании решения системы уравнений смешанной задачи в критериальной форме.

Для получения условий моделирования (условий подобия) нет необходимости иметь решение какой-либо моделируемой задачи, а достаточно иметь только систему общих уравнений, описывающих принятую расчетную модель среды, для которой определяются условия подобия (моделирования). Условия моделирования для одной из наиболее широких расчетных моделей грунтов смешанной задачи теории линейно деформируемой среды и теории предельного равновесия были получены В.А. Флориным [112].

Условия моделирования получаются из системы общих уравнений, описывающих принятую расчетную модель среды, взаимодействующей с погружаемым шпунтом, представленных в критериальной форме. При этом связь между величинами, входящими в систему уравнений для природы и в систему уравнений для модели, может быть представлена через масштабные множители (преобразователи) [116]. Для смешанной задачи теории линейно-деформированной среды и теории предельного равновесия условия моделирования получены В.А. Флориным, исходя из следующей системы уравнений:

$$\begin{cases} \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} = 0; \\ \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial x} + \gamma_{ep} = 0; \\ \nabla^2 (\sigma_x + \sigma_z) = 0; \\ \sigma_1 - \sigma_2 = (\sigma_1 + \sigma_2 + 2\sigma_c) \sin \varphi. \end{cases} \quad (3.1)$$

Принимаем, что система уравнений (3.1) справедлива как для модели (индекс «м»), так и для природы (индекс «н»). Связь между всеми величинами, входящими в систему уравнений, может быть представлена через масштабные множители.

$$l^H = \alpha_l l^M; \sigma^H = \alpha_\sigma \sigma^M; \tau_{xz}^H = \alpha_\sigma \tau_{xz}^M; F_{du}^H = \alpha_F F_{du}^M;$$

А характеристики свойства грунтов модели и природы – зависимостями:

$$\gamma_{ep}^H = \alpha_\gamma \gamma_{ep}^M; \sin \varphi^H = \alpha_\varphi \sin \varphi^M; \sigma_c^H = \alpha_c \sigma_c^M.$$

Здесь масштабные множители: α_l – масштаб линейных размеров; α_σ – масштаб напряжений; α_γ – масштаб объемных сил собственного веса грунта; α_c – масштаб сил связности; α_φ – масштаб углов внутреннего трения; α_F – масштаб сил вдавливания; l – длина погружаемого шпунта, F_{du} – вдавливающее усилие.

Из тождественности уравнений для модели и природы (3.1) получены следующие зависимости между масштабными множителями:

$$\alpha_\sigma = \alpha_c = \alpha_l \alpha_\gamma; \alpha_\varphi = 1.$$

При использовании для модели несвязного грунта ($\sigma_c=0$), того что и в природе, с теми же характеристиками по плотности сложения, получается, что $\sigma_\gamma=1$ и $\sigma_\varphi=1$. Тогда условие (2.9) приобретает вид:

$$\alpha_{\sigma} = \alpha_l$$

Следовательно, напряжения на модели будут во столько раз меньше, во сколько раз размеры испытываемой модели меньше размеров натуре. Также следует вывод, что при использовании в экспериментах несвязного грунта возможно прямое моделирование.

3.3 Лабораторные исследования изменения напряженного состояния грунтового массива при вдавливании шпунтового ряда

Исследование влияния вдавливаемого шпунтового ряда на изменение напряженного состояния массива грунта производилось на маломасштабных моделях. Целью эксперимента было получение качественной картины изменения напряжений в грунте при вдавливании шпунтового ряда. В дальнейшем результаты эксперимента сравнивались с полученным в главе 2 аналитическим решением.

Напряжения измерялись уложенными в процессе засыпки и уплотнения грунта месдозами, которые располагались на двух уровнях по глубине – 39, 78 см, на расстоянии 8, 16, 24, 32 см от погружаемой модели. Схема и фото расположения месдоз представлены на рисунках 3.3.а,б,в.

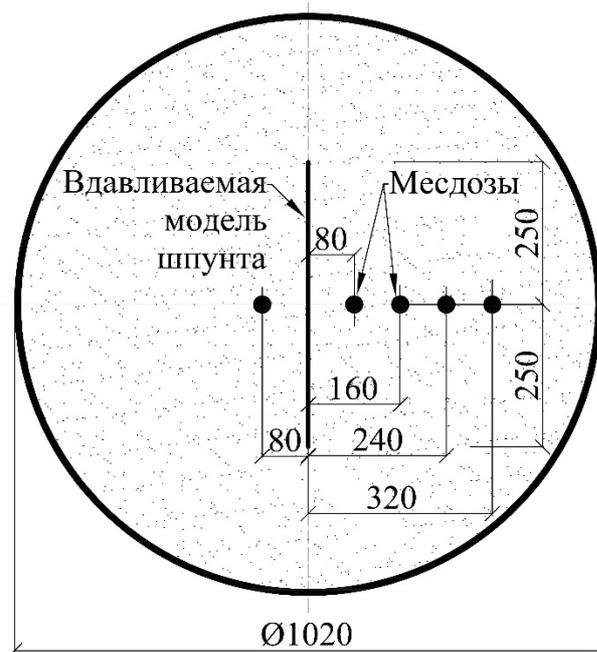


Рисунок 3.3.а - Поперечный разрез испытательной установки по оси расположения месдоз

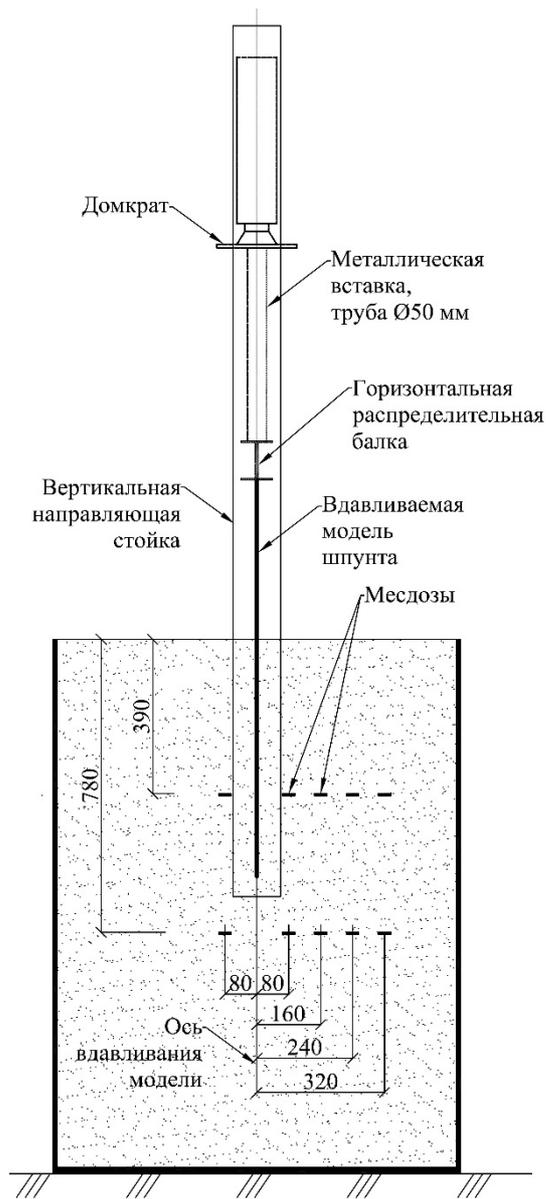


Рисунок 3.3.б - Продольный разрез испытательной установки по оси шпунта.



Рисунок 3.3.в - Фото закладки месдоз на глубине – 39 см

Модель шпунтового ряда представлена металлическим листом размером 1000x500x3 мм. Ширина металлического листа – 500 мм подобрана для соответствия эксперимента критериям плоской задачи: диаметр месдоз – 40 мм, т.е. более чем в 10 раз меньше ширины вдавливаемой модели шпунта.

Конструкция крепления модели перед первым этапом погружения представлена на рисунке 3.4.

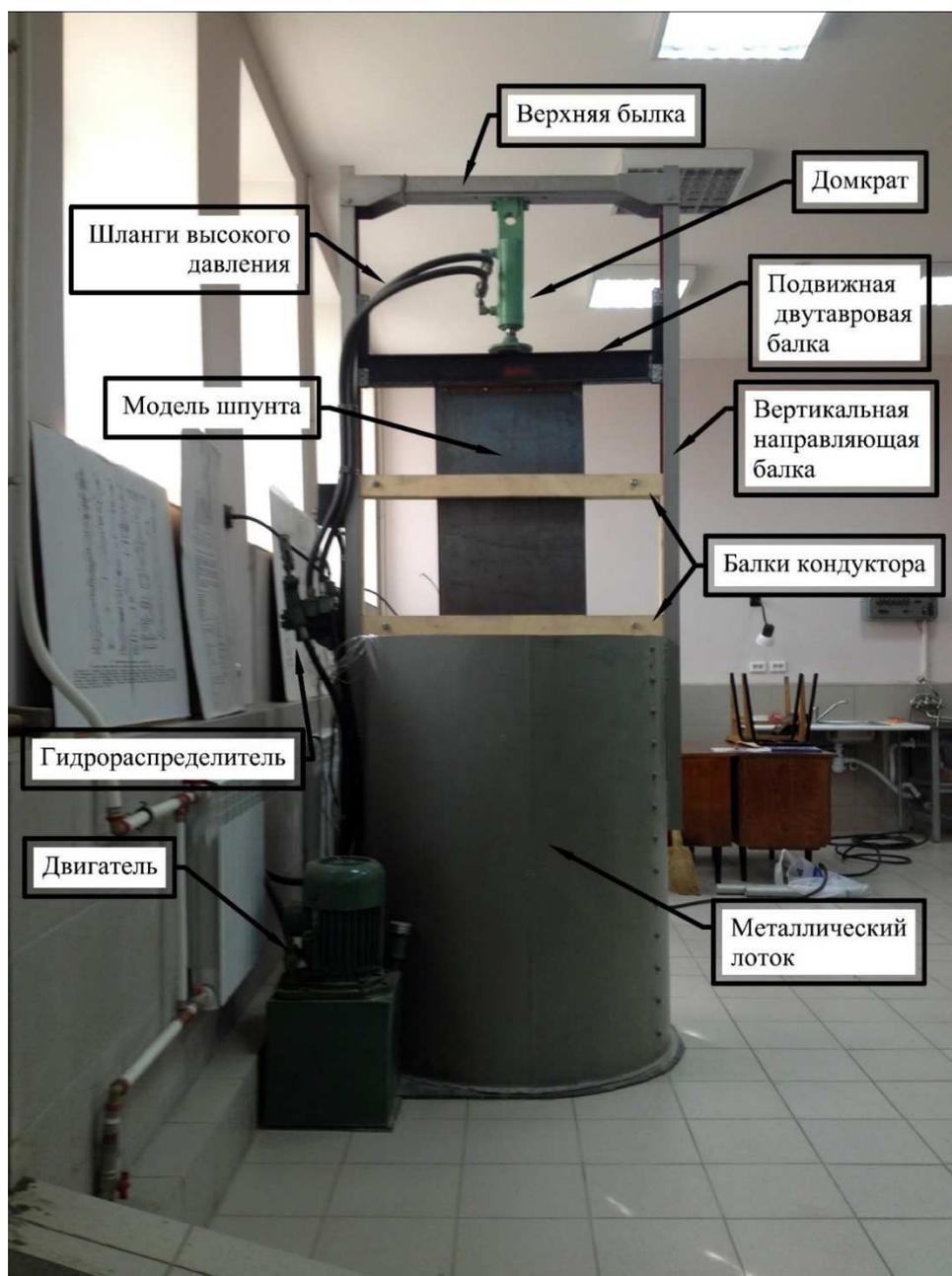


Рисунок 3.4 - Фото испытательной установки с моделью шпунтовой стенки и кондуктором

Модель шпунтового ряда вдавливалась непрерывно 6 этапами по 13 см. В конце каждого этапа погружения снимались отчеты по месдозам и заносились в журнал. Для вдавливания модели на глубину 78 см использовались подставки из

труб длиной 13,26,39 ... 65 см, которые устанавливались между домкратом и моделью перед каждым последующим этапом вдавливания. Во избежание изгиба модели и её отклонения в процессе погружения, был сконструирован кондуктор уменьшающий гибкость модели и задающий направление её движения.

Результаты испытаний. Всего для получения объективных результатов было проведено 5 серий опытов с моделью шпунтового ряда.

По полученным в ходе опыта результатам были определены напряжения, вызванные вдавливанием шпунтового ряда. Графическое изображение изменения напряжений, полученных по результатам опыта, представлены на рисунке 3.5. Для удобства анализа результатов на рисунке 3.5 также нанесены напряжения, полученные по результатам расчета, приведенного в главе 2.2. Результаты эксперимента и расчетные данные сведены в таблицу 3.1.

Анализируя экспериментальные данные с результатами аналитических расчетов можно констатировать, что предложенная аналитическая методика расчета дает удовлетворительные результаты при погружении шпунта на минимальном расстоянии от здания, при увеличении расстояния между зданием и погружаемым шпунтом погрешность аналитических расчетов увеличивается. Погрешности предлагаемого аналитического метода расчета, вероятно, вызваны принятой расчетной моделью грунта.

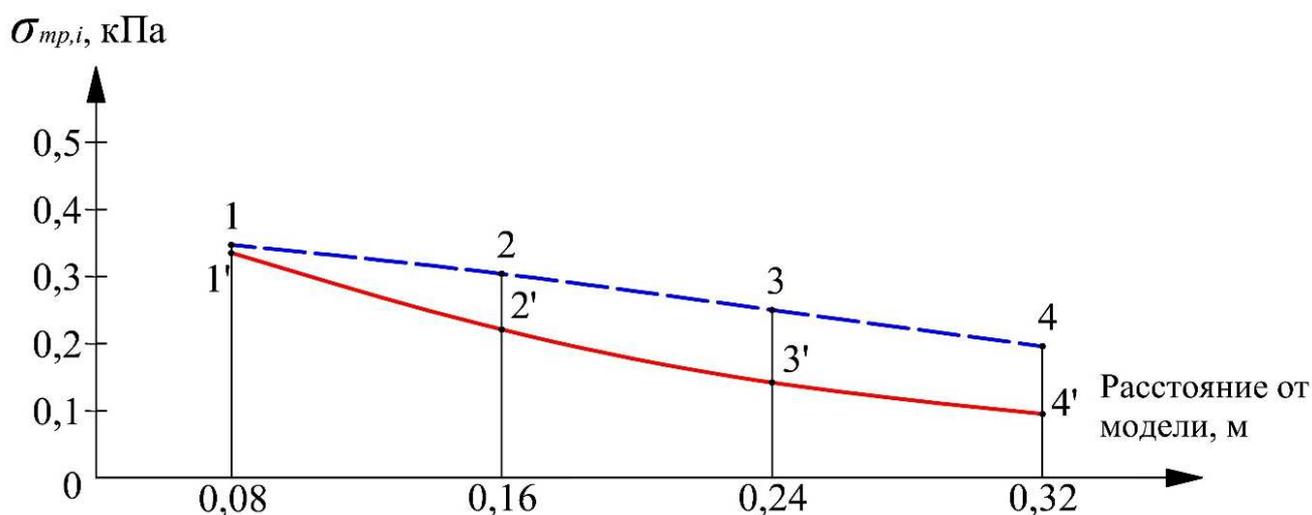


Рисунок 3.5 - Изменение напряжений на глубине 0,39 м

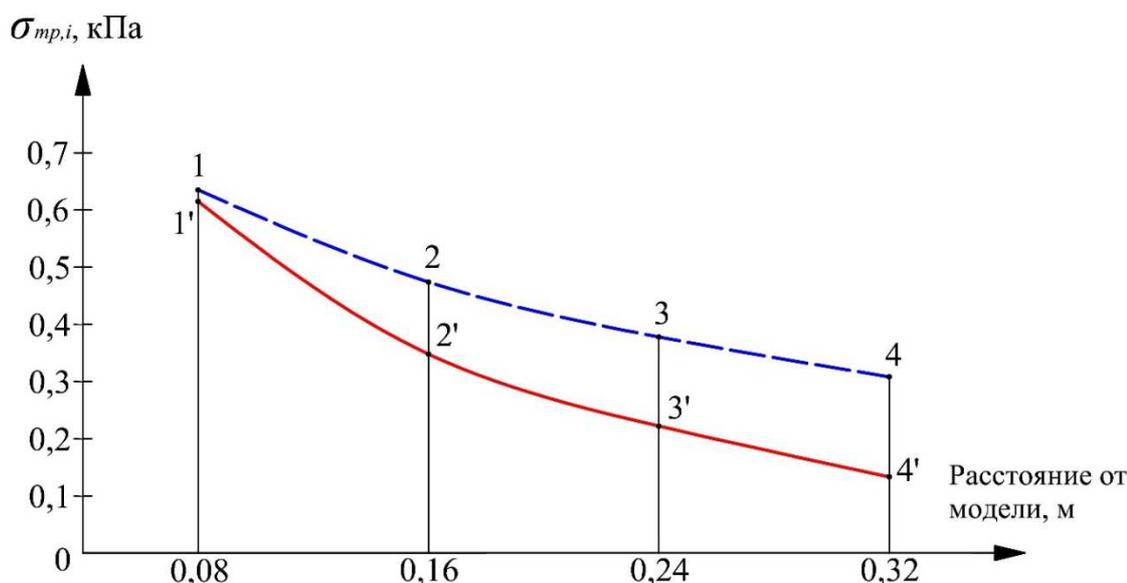


Рисунок 3.6 - Изменение напряжений на глубине 0,78 м

Таблица 3.1 – результаты модельного эксперимента

Глубина, м	Расстояние от шпунта, м	Изменение напряжений по месдозам, кПа	Изменение напряжений по расчету, кПа	Разница напряжений по месдозам и расчету, проценты
1	2	4	6	7
0,39	0,08	0,335	0,347	3,5
	0,16	0,221	0,304	37,5
	0,24	0,142	0,25	76,1
	0,32	0,095	0,196	106,3
0,78	0,08	0,615	0,635	3,2
	0,16	0,348	0,474	36,2
	0,24	0,222	0,378	70,2
	0,32	0,138	0,308	123,2

Недостатки предлагаемой аналитической методики расчета могут быть исправлены введением корреляционного коэффициента, полученного на основании сопоставления экспериментальных данных с результатами аналитических расчетов, тогда формула (2.10) принимает следующий вид

$$\sigma_{mp,i} = k \sum \tau'_i \cdot \alpha_i^z, \quad (3.2)$$

где τ'_i – среднее значение распределенной на i -том дискретном участке силы трения, определяемая по формуле $\tau'_i = \tau_i + (\tau_i - \tau_{i-1})/2$, кПа;

α_i^z – коэффициент распределения напряжений для i -го дискретного участка;

k – поправочный коэффициент.

По результатам эксперимента, поправочный коэффициент (k) рекомендуется принимать в зависимости от соотношения расстояния между шпунтом и зданием (x) к длине шпунта (L).

- при $x \leq 0,1L$, $k=1$,
- при $0,1L < x \leq 0,1L$, поправочный коэффициент (k) рассчитывается по формуле (3.3),
- при $x > L$, $k=0$, т.к. исходя из реальных наблюдений за зданиями, влияние от вдавливания шпунта не распространяется на расстояния превышающие его длину.

$$k = 1.8 \cdot \left(1 - \sqrt[3]{\frac{x}{L}} \right), \quad (3.3)$$

где k – поправочный коэффициент;

x – расстояние от шпунта до центра фундамента здания, м;

L – длина шпунта, м.

Так как поправочный коэффициент (k) не зависит от глубины точки в которой определяются напряжения, то формула (2.16) принимает следующий вид

$$S_f = k \cdot \beta \cdot \sum \frac{\sigma_{mp,i} \cdot h_i}{E_i}, \quad (3.4)$$

где, k – поправочный коэффициент, определяемый по формуле (3.3);

β – коэффициент, зависящий от коэффициента Пуассона, принимаемый 0,8;

$\sigma_{mp,i}$ – среднее технологическое напряжение на i -том дискретном участке, кПа;

h_i – мощность i -го дискретного слоя грунта, м;

E_i – модуль деформации i -го дискретного слоя, кПа.

3.4 Лабораторные исследования изменения напряженного состояния грунтового массива при вдавливании объемной модели шпунта

Целью эксперимента являлось оценка концентрации напряжений под лобовой поверхностью шпунтового ряда.

Методика проведения эксперимента (грунт основания, расположение месдоз, процесс вдавливания) аналогична описанной в параграфе 3.3.

Модель шпунта имела профиль шпунта Арселор AZ 28 в масштабе 1:4. В исследованиях специально использовалась модель «корытообразного» профиля для оценки концентрации напряжений в полости шпунтового ряда.

Месдозы располагались в центре шпунтового ряда на глубине 39 и 78 см, схема расположения месдоз и модели шпунта представлена на рисунке 3.7.

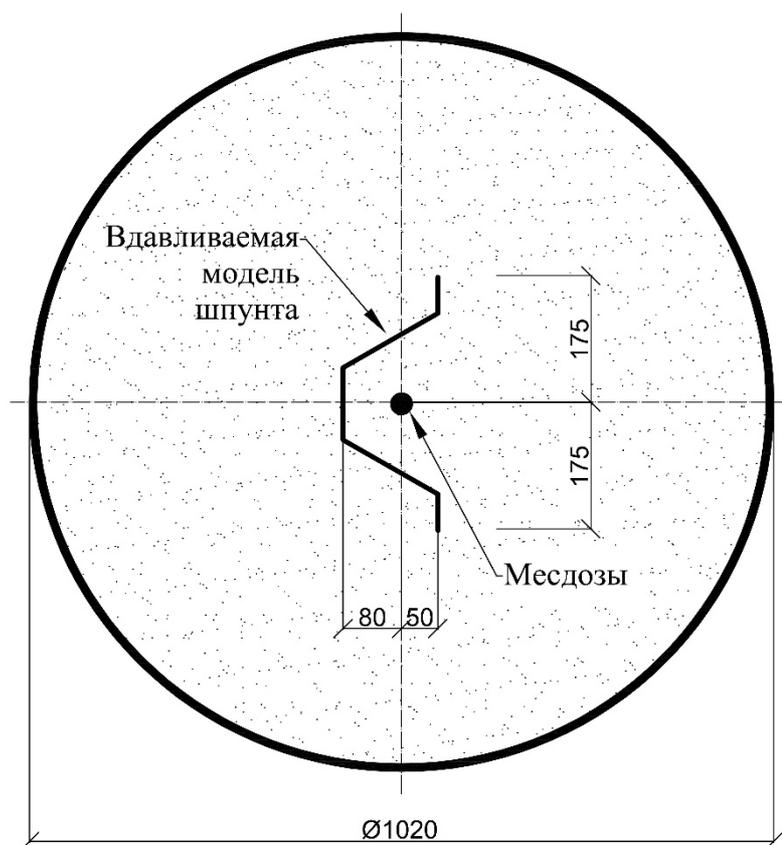


Рисунок 3.7 - Схема расположения месдоз

Модель шпунтовой стенки обладала достаточной жесткостью, чтобы выдержать возникающие в процессе погружения напряжения и не деформироваться, поэтому вдавливание производилось без использования направляющего кондуктора.

Результаты испытаний.

По полученным в ходе опыта результатам было определено увеличение напряжений на уровне лобовой поверхности шпунта в 3 раза по сравнению с напряжениями, возникающими при погружении плоской модели.

Результаты эксперимента доказывают возникновение концентрации напряжений в центральной зоне погружаемого шпунта.

Выводы по третьей главе

1. Разработан и сконструирован испытательный комплекс, снабженный маслонасосной станцией и позволяющий моделировать погружение линейных элементов
2. Разработана методика проведения маломасштабного эксперимента, удовлетворяющая критериям физического моделирования.
3. На основании полученных экспериментальных данных и их сравнения с результатами аналитических расчетов получен поправочный коэффициент « k » для формулы расчета осадки, позволяющий более точно определять дополнительные осадки зданий, удаленных на расстояние, превышающее 10 процентов от длины шпунта.
4. Экспериментально доказано возникновение концентрации напряжений в центральной зоне погружаемого шпунта.

4 СОПОСТАВЛЕНИЕ РЕЗУЛЬТАТОВ РАСЧЕТОВ ПО ПРЕДЛОЖЕННОЙ МЕТОДИКЕ С ДАННЫМИ ГЕОДЕЗИЧЕСКИХ НАБЛЮДЕНИЙ

4.1 Васильевский остров, 14 линия

С целью оценки возможности применения разработанной методики было выполнено сопоставление результатов аналитических расчетов с данными геодезических наблюдений на двух объектах центральной части Санкт-Петербурга.

В настоящее время процесс организации строительства направлен в сторону максимальной оптимизации и параллельного ведения разных типов работ, например, устройство ограждающих конструкций будущего котлована часто ведут с одновременным устройством свайного основания. Данное обстоятельство значительно усложняет определение величины дополнительной осадки существующего здания, вызванного конкретным видом работ, в частном случае – вдавливанием шпунта. Исходя из вышесказанного нами были выбраны два объекта на которых производилось устройство ограждающих шпунтовых стен методом статического вдавливания без одновременного ведения других типов работ, которые могли повлиять на дополнительную осадку существующих зданий.

Оба объекта находятся в центральной части Санкт-Петербурга и все строительные работы выполнялись в условиях плотной городской застройки. Все результаты геодезических наблюдений представлены на момент полного выполнения шпунтового ограждения вблизи существующих зданий и после стабилизации процесса дополнительной осадки от вдавливания шпунта.

Особенностью объекта на Васильевском острове является его геологическое строение, которое свойственно центральной части Санкт-Петербурга и характеризуется большой мощностью песчаных грунтов в верхней части геологического разреза, которая подстилается слабыми глинистыми грунтами.

Большая мощность песчаных грунтов обеспечивает высокий угол трения между шпунтом и грунтом, что вызывает наибольшие сопротивления по боковой поверхности погружаемого шпунта. Мощность подстилающих слабых грунтов,

под воздействием усилий сдвига от погружаемого шпунта, спровоцирует наибольшую осадку существующих зданий.

На рассматриваемом объекте проектом предусмотрен снос старого четырехэтажного здания и возведение на его месте нового. Ограждение котлована выполнялось из 14-ти метрового шпунта Arcelor PU-22 погруженного методом статического вдавливания.

В соответствии с [7] в 30-ти метровой зоне риска рассматривались 2 здания соседней застройки разной этажности: четырехэтажное, с расстоянием до погружаемого шпунта – 630 мм, и двухэтажное, с расстоянием до погружаемого шпунта – 3100 мм (схема расположения с расстояниями представлена на рисунке 4.2).

На рисунке 4.1. представлено фото общего вида строительной площадки с попавшими в зону влияния двух и четырехэтажным зданиями.



Рис. 4.1. Общий вид участка строительства.

Геологические условия объекта до глубины 18,8-21,0 м представлены морскими и озерными отложениями – пылеватыми песками среднеплотного и плотного сложения, насыщенных водой ИГЭ 2,3, переслаивающихся с

пластичными супесями ИГЭ 4 и текучими суглинками ИГЭ 5. Далее залегает 9-ти метровая толща слабых озерно-ледниковых отложений, представленных текучепластичными суглинками ИГЭ 6,7. С глубины 27,8 м залегают надежные ледниковые отложения Лужского стадиала – супеси пластичные с гравием и галькой ИГЭ 8 и полутвердыми суглинками ИГЭ 9. Уровень грунтовых вод соответствует глубине 1,5 м.

Основные физико-механические характеристики грунтов представлены в таблице 4.1.

Таблица 4.1 – Физико-механические характеристики грунтов

Геологический индекс	Номенклатурное наименование грунтов	№ ИГЭ	Плотн. грунта, γ , кН/м ³	Коэфф. пористости e	Показатели прочности		Модуль деформации E , МПа	
					φ , град.	c , кПа		
1	2	3	4	5	6	7	8	
t IV	Насыпные грунты	1	Расчетное сопротивление $R_0 = 80$ кПа					
m,1 IV	Пески пылеватые насыщенные водой	2	19,8	0,700	28	3	15	
m,1 IV	Пески пылеватые насыщенные водой	3	21,1	0,500	35	7	34	
m,1 IV	Супеси пылеватые пластичные	4	20,0	0,686	14	11	8	
m,1 IV	Суглинки легкие пылеватые текучие	5	18,9	0,919	8	9	5	
lg III b	Суглинки тяжелые пылеватые текучепластичные	6	18,6	1,016	8	7	6	
lg III b	Суглинки легкие пылеватые текучепластичные	7	19,3	0,846	10	12	6,5	
g III lz	Супеси пылеватые с гравием, галькой пластичные	8	21,7	0,436	24	28	16	
g III lz	Суглинки легкие пылеватые с гравием, галькой полутвердые	9	20,8	0,576	20	25	15	

С целью повышения информативности и легкости оценки геологической ситуации на объекте строительства, изображение геологической колонки представлено на рисунке 4.2 совместно с основными физико-механическими характеристиками каждого слоя.

Абсолютная отметка устья: 2.9м.

Геол. возр.	Глуб. подош.	Абсол. отмет.	Мощн. слоя	Литолог. разрез	Описание грунтов	Характеристики грунтов					
						e	I _L	φ, град	c, кПа	E, МПа	
IV	1.5	1.4	1.5	①	Насыщенные грунты: пески, супеси с обломками кирпичей, бетона, древесины	Расчетное сопротивление R ₀ =80 кПа					
	3.8	-0.9	2.3	②	Пески пылеватые серые с прослоями супеси средней плотности насыщенные водой	0,700	-	28	3	15	
	5.0	-2.1	1.2	④	Супеси пылеватые серые с прослоями песка пластичные	0,686	0,54	14	11	8	
	7.2	-4.3	2.2	②	Пески пылеватые серые с прослоями супеси средней плотности насыщенные водой	0,700	-	28	3	15	
	8.0	-5.1	0.8	④	Супеси пылеватые серые с прослоями песка пластичные	0,686	0,54	14	11	8	
	11.0	-8.1	3.0	③	Пески пылеватые серые с прослоями супеси плотные насыщенные водой	0,500	-	35	7	34	
	12.3	-9.4	1.3	②	Пески пылеватые серые с прослоями супеси средней плотности насыщенные водой	0,700	-	28	3	15	
	21.0	-18.1	8.7	⑤	Суглинки легкие пылеватые серые слоистые текучие	0,919	1,18	8	9	5	
	III б	25.3	-22.4	4.3	⑥	Суглинки тяжелые пылеватые коричневатые-серые ленточные с прослоями песка текучепластичные	1,016	0,97	8	7	6
		27.8	-24.9	2.5	⑦	Суглинки легкие пылеватые серые слоистые текучепластичные	0,846	0,90	10	12	6,5
29.2		-26.3	1.4	⑧	Супеси пылеватые с гравием, галькой с гнездами песка пластичные	0,436	0,12	24	28	16	
III в	45.0	-42.1	15.8	⑨	Суглинки легкие пылеватые с гравием, галькой полутвердые	0,576	0,18	20	25	15	

Рисунок 4.2 - Инженерно-геологическая колонка участка строительства с основными физико-механическими характеристиками залегающих грунтов.

План участка строительства с результатами геодезического мониторинга представлены на рисунке 4.3.

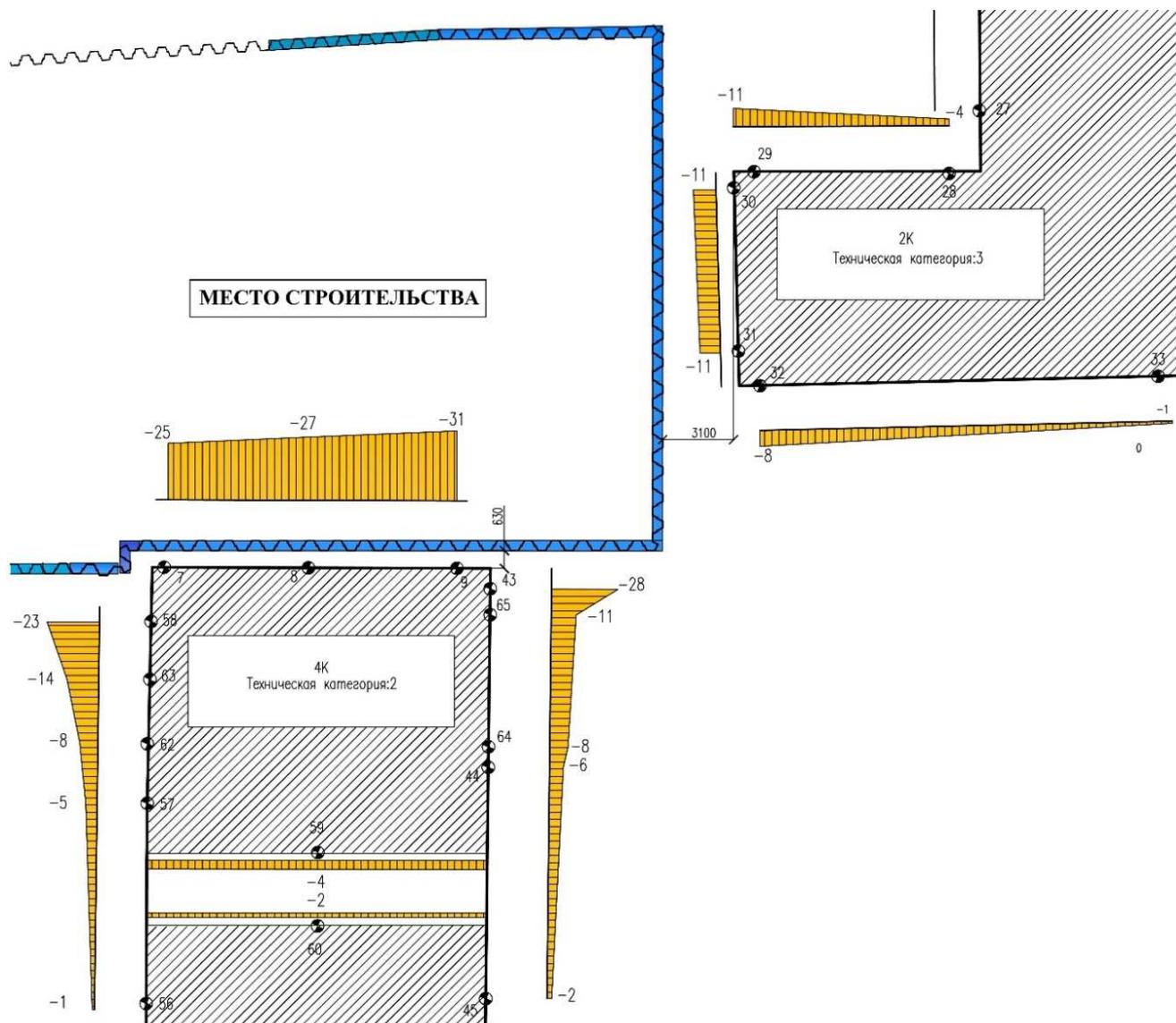


Рисунок 4.3 - План участка строительства. Результаты мониторинга

4.1.1 Расчет технологической осадки четырехэтажного здания по адресу: Васильевский остров, 14 линия, д. 51, лит. А

По результатам обследования четырехэтажное кирпичное жилое здание располагается на ленточных фундаментах из бутового камня шириной 0,8 м и глубиной заложения – 2 м, категория технического состояния здания, согласно [1] – ограниченно работоспособное.

На рисунке 4.4. представлено фото, на котором зафиксирован момент погружения шпунта вдоль четырехэтажного дома на расстоянии 0,63 м от стены здания.

Погружение шпунта производилось с использованием современной японской установки Giken U-Piller UP-150.

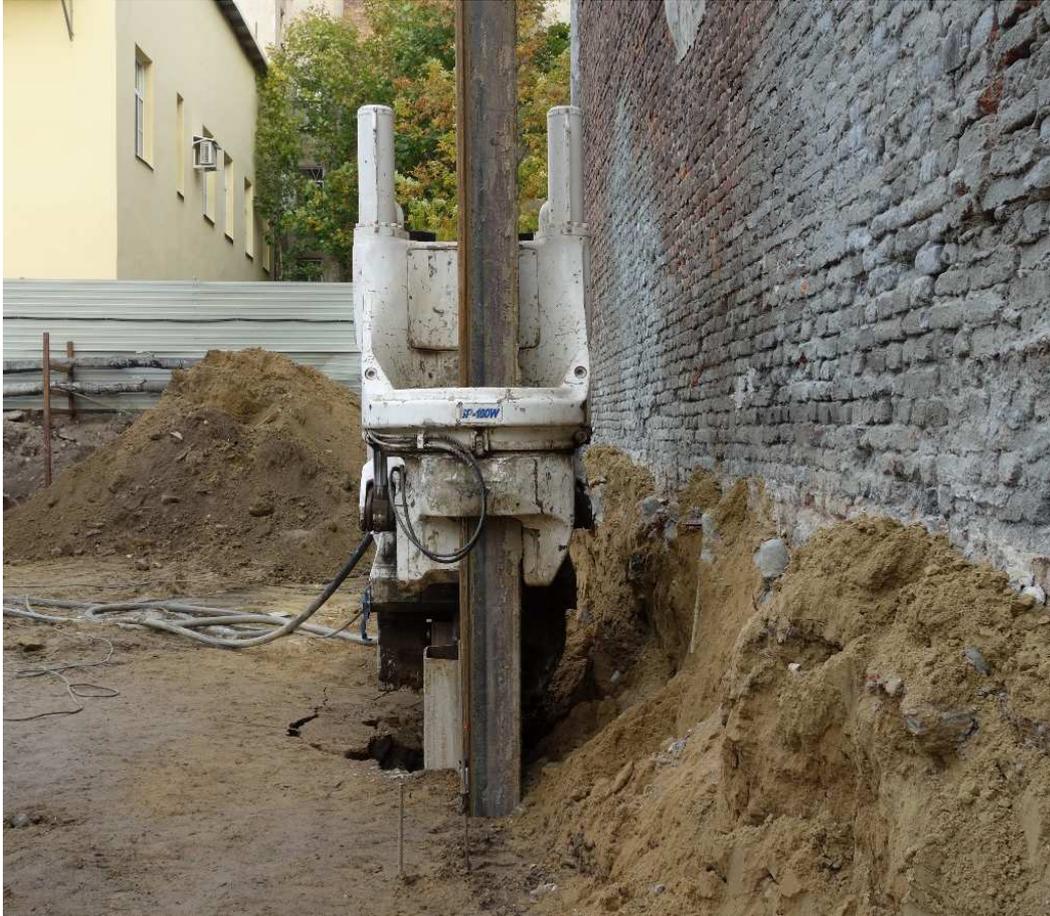


Рисунок 4.4 - Вдавливание шпунта на расстоянии 0,63 м от существующего здания

4.1.1.1 Расчет осадки, вызванной силами трения, действующими по боковой поверхности погружаемого шпунта

Природное напряжение от давления вышележащих грунтов рассчитывалось в соответствии с [3] по формуле (4.1).

$$\sigma_{zg,i} = \sum \gamma_i \cdot h_i, \quad (4.1)$$

где, h_i – мощность рассматриваемого слоя, м,

γ_i – удельный вес рассматриваемого слоя грунта, кН/м³.

Давление от веса соседнего здания ($\sigma_{zp,i}$) на шпунтовую стенку рассчитывалось до ближайшего контура шпунтового ряда, находящегося на расстоянии 630 мм (рисунок 4.5) по формуле (2.20).

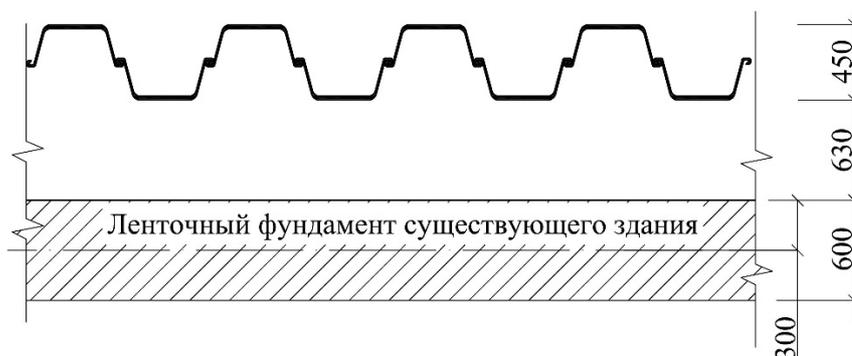


Рисунок 4.5 - Фрагмент ленточного фундамента и погруженного шпунта

Рекомендуется сначала рассчитать эпюру напряжений $\sigma_{zp,i}$ для определения глубины расположения точки с максимальным значением, которая может находиться в центре инженерно-геологического слоя, а не на его границе. В таком случае требуется внести в расчет еще одну точку соответствующую глубине расположения максимального значения $\sigma_{zp,i}$. Такая последовательность расчета позволит сэкономить время при построении эпюр.

Расчет напряжений ($\sigma_{zp,i}$) начинается с глубины 2,0 м, что обосновано глубиной заложения фундамента существующего здания. Результаты расчета напряжений σ_{zg} , σ_{zp} и суммарное напряжение в грунте σ_z представлены на рисунке 4.6.

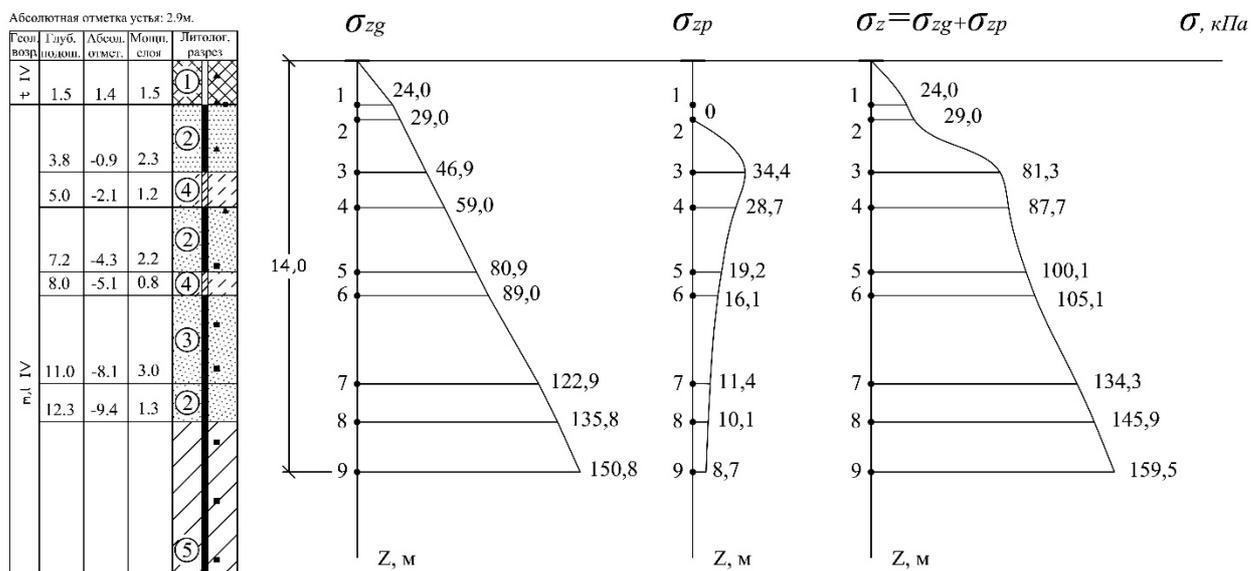


Рисунок 4.6 - Эпюры напряжений σ_{zg} , σ_{zp} и σ_z

Согласно расчету, вес соседнего четырехэтажного здания, расположенного на расстоянии 0,63 м от шпунта, увеличил общее напряжение в грунте на 15 процентов.

Силы сдвига по боковой поверхности шпунтовой стенки на каждом участке рассчитывались как усилие необходимое для смещения грунта на указанной глубине по формуле (2.18).

Результат расчета сил τ_i с эпюрой общего напряжения в грунте по всей длине шпунта представлены в графическом виде на рисунке 4.7.

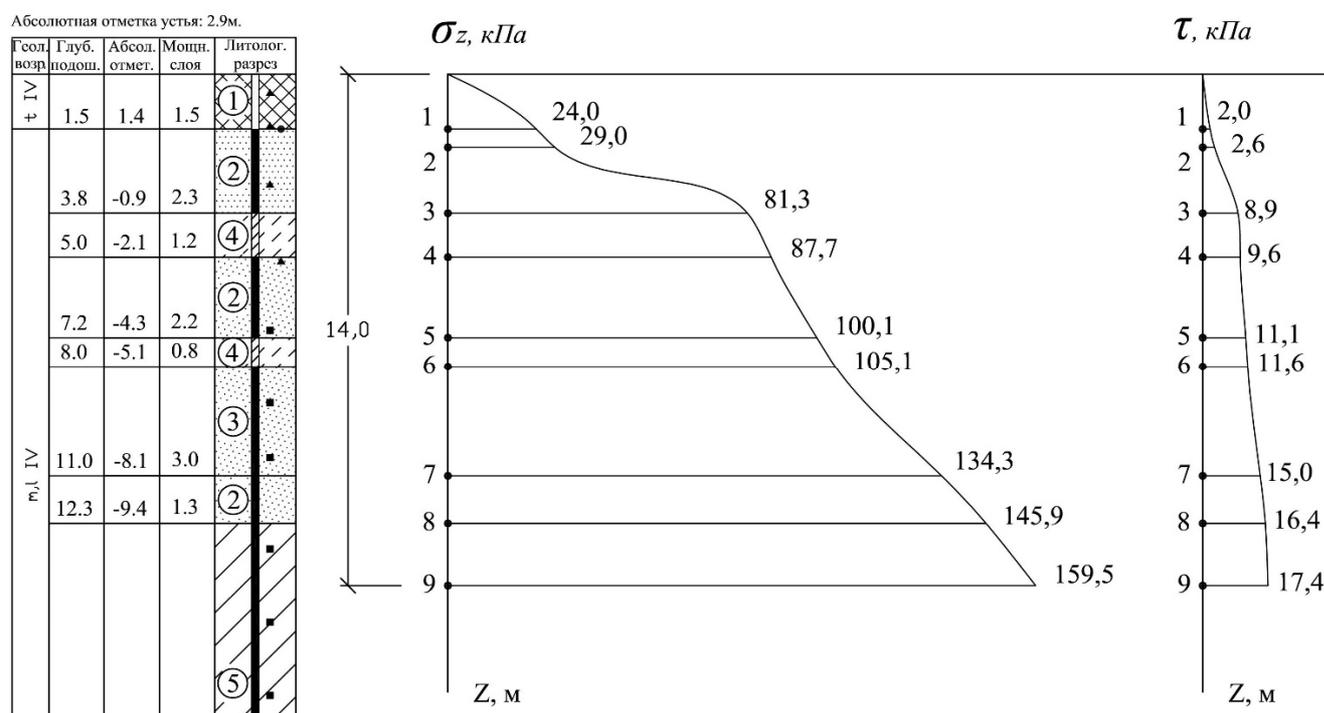


Рис. 4.7. Эпюры общих напряжений в грунте (σ_z) и сил τ действующих вдоль шпунтового ряда.

После того как стали известны силы τ_i , действующие по боковой поверхности шпунта, по формуле (2.13) можно вычислить увеличение напряжений в грунтовом массиве вызванное вдавливанием шпунта.

Для вычисления дополнительных напряжений грунтовая толща разбивалась на участки, соответствующие инженерно-геологическим элементам. Дополнительная точка устанавливается на глубине заложения фундамента существующего здания – 2 м, так как на этой глубине происходит резкое увеличение общего давления грунта (σ_z) вызванное весом здания.

Дополнительное напряжение ($\sigma_{mp,i}$) в каждой точке с координатами (x;z) вычисляется суммированием произведений силы τ_i на i -ом и вышележащих участках на соответствующие коэффициенты распределения напряжений (α^z_i) по формуле (2.13). Иными словами, напряжение в каждой точке представляет собой сумму напряжений, вызванных силами τ_i на рассматриваемом участке, а также силами τ_i от всех вышележащих участков.

Следует обратить внимание, что при изменении координат как x , так и z значения α^z_i , а, следовательно, и напряжение $\sigma_{mp,i}$ будут изменяться, т.к. изменяется расстояние до рассматриваемой точки, это видно из формулы (2.13). За x принимается расстояние от ближайшей грани шпунтового ряда до центра фундамента существующего здания – 1,03 м, координата z – переменная и зависит от глубины рассматриваемой точки.

Рассчитанная нами эпюра дополнительных напряжений в соответствии с приведенной методикой расчета в сопоставлении с разведанной инженерно-геологической колонкой представлены на рисунке 4.8.

При расчете осадки величины $\sigma_{mp,1}$ и $\sigma_{mp,2}$ приняты равными 0, т.к. точка «1» с соответствующим напряжением $\sigma_{mp,1}$ находится выше подошвы фундамента, а точка «2» с напряжением $\sigma_{mp,2}$ непосредственно под подошвой и вне зоны влияния сил τ от погружаемого шпунта.

Граница сжимаемой толщи (H_c) определялась исходя из условия (2.15), и составила 25,8 м.

По результатам расчета по формуле (3.4), при $k=1$ и $H_c=25,8$ м, технологическая осадка четырехэтажного здания от сил действующих по боковой поверхности погружаемого 14-метрового шпунта Arcelor PU-22 на расстоянии 0,63 метра от здания, составила 20,7 мм.

Для определения целесообразности расчета осадки грунтов, залегающих ниже определенной условием (2.15) сжимаемой толщи, произведем расчет осадки при $H_c=35$ м. Тогда расчетная осадка здания составит 22,6 мм.

С целью анализа влияния увеличения сжимаемой толщи на величину общей осадки здания разделим представленный на рисунке 4.6 инженерно-геологический разрез по деформационным характеристикам слагающих его грунтов на 3 участка:

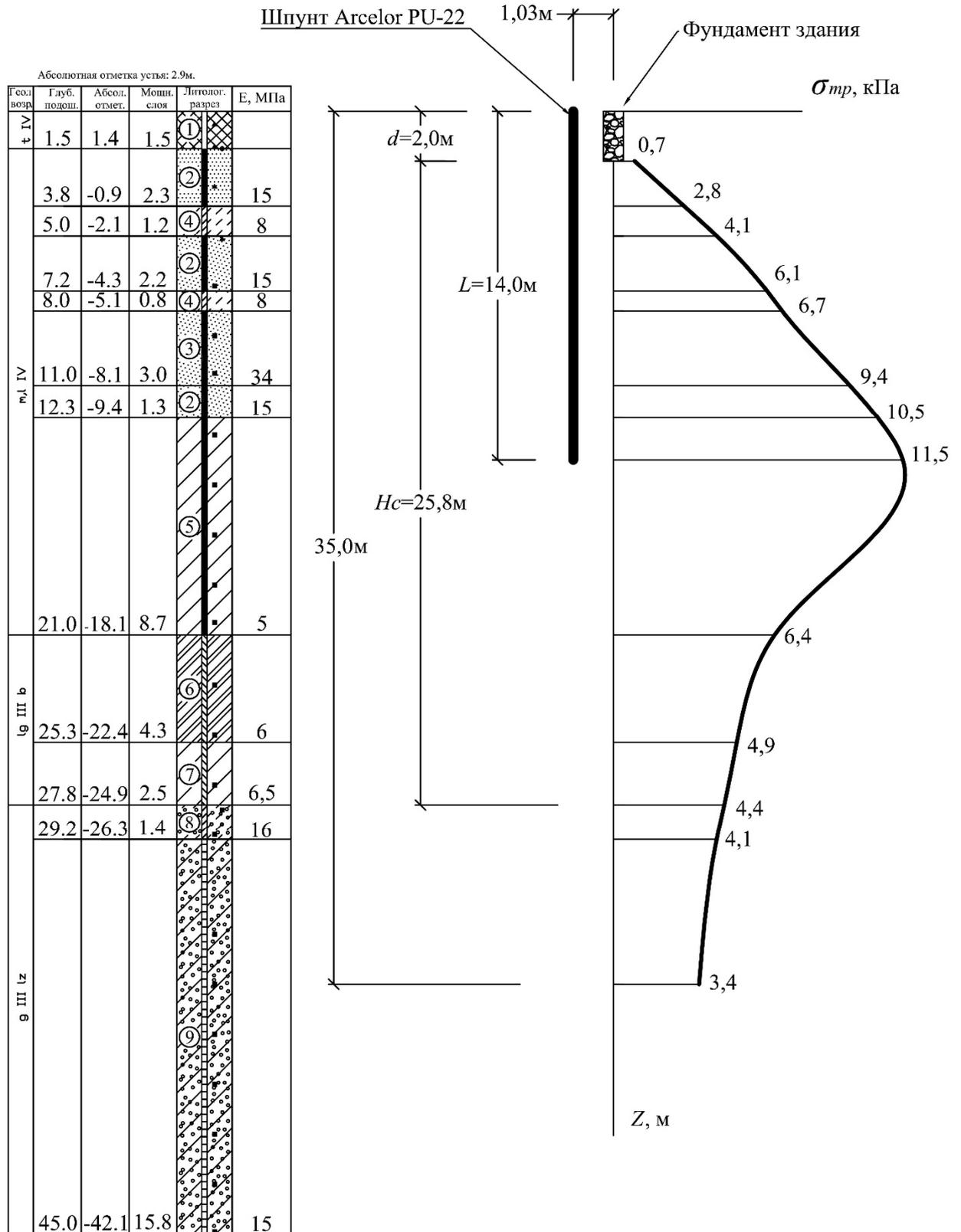


Рисунок 4.8 - Эпюра дополнительных напряжений в сопоставлении с геологической колонкой

1) *I группа грунтов* (1,5-12,3 м). Морские и озерные отложения – пылеватые пески среднеплотного и плотного сложения, насыщенные водой ИГЭ 2,3, переслаивающиеся с пластичными супесями ИГЭ 4. Осадка при вдавливании шпунта – 3 мм (14 процентов от общей осадки – 22,6 мм).

2) *II группа грунтов* (12,3-27,8 м). Слабые морские и озерные отложения – ИГЭ 5, а также озерно-ледниковые отложения, представленные текучепластичными суглинками ИГЭ 6,7. Осадка при вдавливании шпунта – 17,7 мм (78 процентов от общей осадки – 22,6 мм).

3) *III группа грунтов* (27,8-35,0 м). Надежные ледниковые отложения Лужского стадиала – супеси пластичные с гравием и галькой ИГЭ 8 и полутвердыми суглинками ИГЭ 9. Осадка при вдавливании шпунта – 1,9 мм (8 процентов от общей осадки – 22,6 мм).

Из процентного соотношения осадки разных групп грунтов видно, что наибольшую осадку получили слабые грунты II группы – 17,7 мм. Данное обстоятельство объясняется их высокой сжимаемостью. Грунты I группы воспринимали схожие по величине напряжения и имели схожую мощность, но в силу меньшей сжимаемости (в сравнении с грунтами II группы) получили меньшую осадку – 3,0 мм. Грунты III группы, при мощности 7,2 м, дали осадку всего 1,9 мм.

Проведенный анализ деформирования разных групп грунтов доказывает рациональность применения условия (2.15) для определения границы сжимаемой толщи.

В качестве превентивной меры для снижения дополнительной технологической осадки в данных грунтовых условиях может служить усиление фундаментов существующего здания сваями с использованием грунтов III группы в качестве опорного слоя.

Расчет по инженерной методике заключается в применении усредненных по всей длине шпунта значений распределенных сил τ и углов внутреннего трения окружающих грунтов, а также позволяет использовать приведенные в таблице 2.4

коэффициенты распределения напряжений (α^z_i) и избежать трудностей расчета по формуле (2.14).

Произведем расчет четырехэтажного здания с использованием усредненных величин сил τ и углов внутреннего трения грунтов для определения критериев применимости упрощенного метода.

Средний угол внутреннего трения грунтов по боковой поверхности шпунта

$$\varphi_{cp} = \frac{\sum \varphi_i \cdot h_i}{\sum h_i} = \frac{15 \cdot 1,5 + 28 \cdot 5,8 + 14 \cdot 2,0 + 35 \cdot 3,0 + 8 \cdot 1,7}{14} = 23,7^0$$

Средний угол трения между шпунтом и грунтом

$$\varphi_{s,cp} = \frac{2}{3} \varphi_{cp} = 15,8^0$$

Среднее значение распределенных по боковой поверхности сил τ определяется по формуле (2.22) и равняется $\tau_{cp}=12,1$ кПа.

Напряжения в грунтовой толще ($\sigma_{mp,i}$), рассчитанные по формуле (4.2), представлены на рисунке 4.9.

$$\sigma_{mp,i} = \tau_{cp} \cdot \alpha^z_i, \quad (4.2)$$

где, α^z_i - коэффициент распределения напряжений, рассчитываемый по формуле (2.21), либо принятый из таблицы 2.4.

Расчет осадки производился для напряжений в сжимаемой толще грунтов, т.е. для I и II группы грунтов, залегающих до глубины 27,8 м. Эпюра напряжений на рисунке 4.9. показаны до глубины 35 м с целью её сравнения с эпюрой на рисунке 4.8.

Результаты расчета осадки с данными геодезического мониторинга представлены в сводной таблице №43. Анализ полученных результатов показывает, что упрощенная методика расчета оказывает наибольшее влияние на грунты, расположенные выше глубины погружения шпунта. Данное обстоятельство объясняется тем, что в указанной зоне величина и место приложения нагрузки имеет наибольшее значение, ниже лобовой поверхности шпунта характер приложения нагрузки имеет менее важную роль.

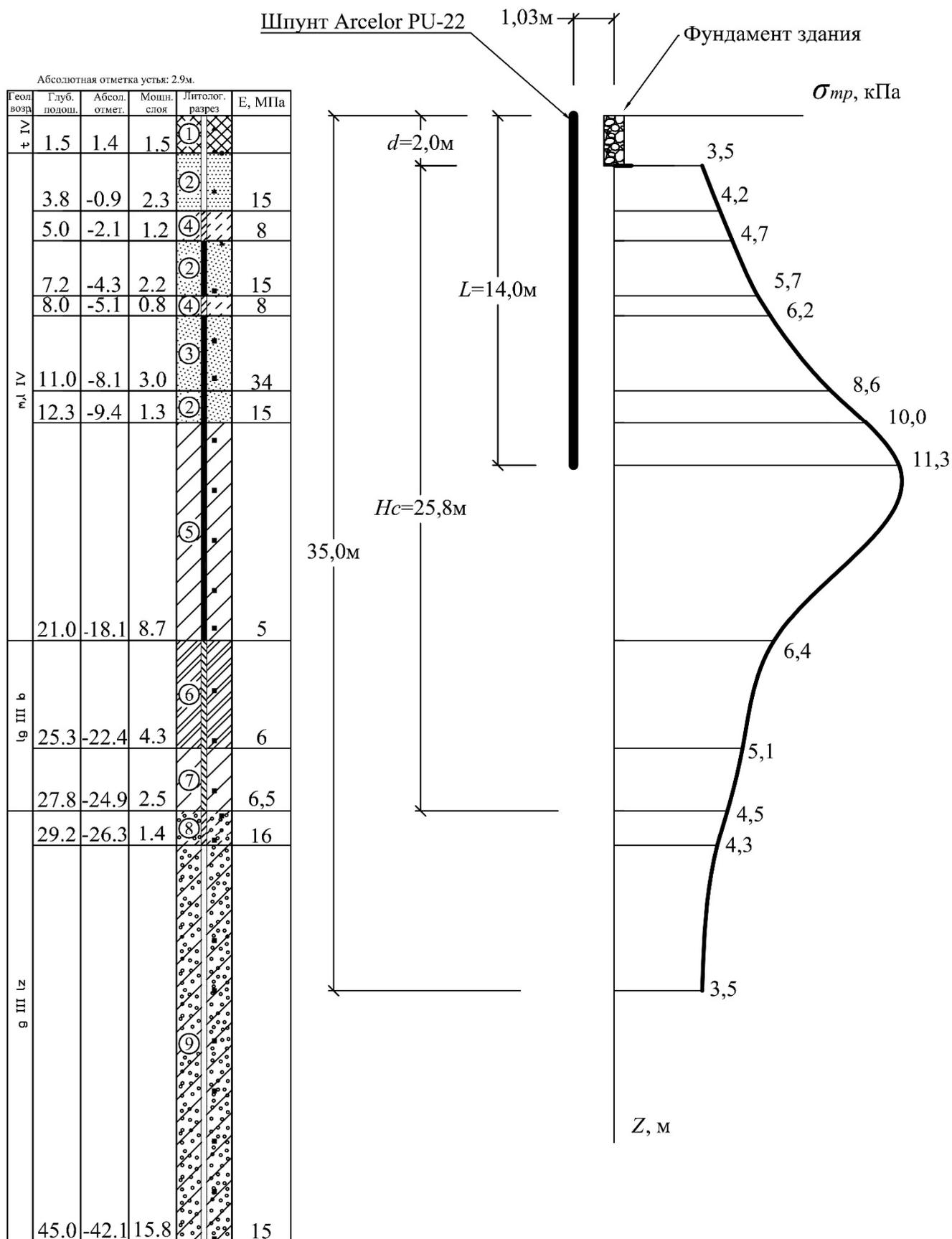


Рисунок 4.9 - Эпюра дополнительных напряжений, полученных по упрощенной методике расчета, в сопоставлении с геологической колонкой

По результатам расчета по формуле (3.4), при $k=1$, по упрощенной методике расчета, технологическая осадка четырехэтажного здания составила 20,6 мм. На основании полученных результатов можно констатировать, что упрощенная методика расчета применима в случае залегания малосжимаемых грунтов с поверхности до глубины погружения шпунта.

4.1.1.2. Расчет осадки, вызванной давлением под лобовой поверхностью шпунтового ряда.

Согласно формуле (2.24) общая технологическая осадка существующих зданий складывается из двух величин: осадки от сил τ действующих по боковой поверхности (S_f) и осадки от давления под лобовой поверхностью шпунта ($S_{p,лоб}$). Первое слагаемое общей осадки (S_f) было определено в предыдущей главе, величина второго слагаемого ($S_{p,лоб}$) рассчитывается по формуле (2.32).

Изображенная на рисунке 4.5 стенка из шпунта Arcelor PU-22 имела ширину $b=0,45$ м и длину $L=14$ м. Коэффициент увеличения давления (n), определенный по формуле (2.28), равняется 4,4. Усредненная величина сдвиговых усилий (τ_{cp}) была определена по формуле (2.22) в предыдущей главе и составила 12,1 кПа. Давление на уровне лобовой поверхности ($p_{лоб}$), определенное по формуле (2.27), равняется 53,2 кПа.

Коэффициенты распределения напряжений ($\alpha^z_{L,i}$), входящие в формулу (2.29) для определения напряжений от давления $p_{лоб}$ определялись по формуле (2.21). Коэффициенты $\alpha^z_{L,i}$ также могут быть определены интерполяцией по значениям из таблицы 2.6.

Результаты расчетов дополнительных напряжений $\sigma_{лоб,i}$ от давления $p_{лоб}$ представлены в графическом виде на рисунке 4.10. С целью детализации эпюры напряжений $\sigma_{лоб,i}$, расчеты производились для дискретных участков высотой равной ширине приложения нагрузки $h=b=0,45$ м. На рисунке 4.10 указаны основные значения напряжений без промежуточных, чтобы не перенасыщать изображение эпюры $\sigma_{лоб}$.

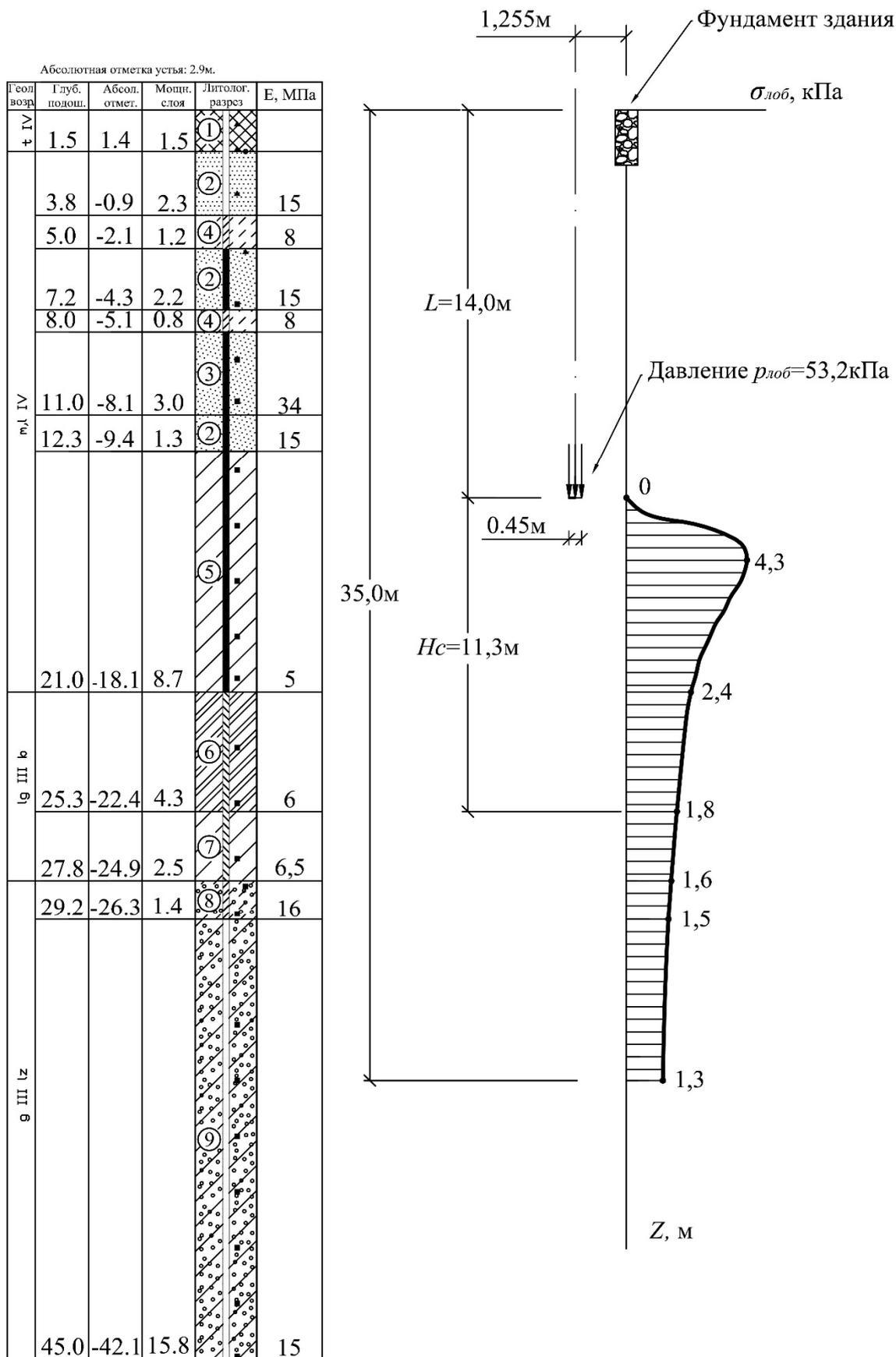


Рисунок 4.10 - Эпюра дополнительных напряжений $\sigma_{\text{лоб}}$, от действия давления $p_{\text{лоб}}$, в сопоставлении с геологической колонкой

Для напряжений $\sigma_{\text{лоб}}$ сжимаемая толща начинается с глубины приложения давления $p_{\text{лоб}}$ и соответствует глубине погружения шпунта $L=14\text{м}$. Нижняя граница сжимаемой толщи определяется также как при расчете от боковых сил τ – из условия (2.15), согласно которому $H_c=11,3\text{ м}$.

По результатам расчета по формуле (2.32), осадка четырехэтажного здания, вызванная давлением $p_{\text{лоб}}$, составила 4,5 мм.

Также как в случае с боковыми силами τ определим рациональность применения условия (2.15) для определения границы сжимаемой толщи рассчитав осадку здания при $H_c=21\text{ м}$. Для этого условно разделим геологический разрез грунтов на 3 участка, как это было сделано в разделе 4.1.1.1, и рассчитаем процентное отношение осадки каждой группы грунтов в объеме общей осадки здания от давления $p_{\text{лоб}}$. Первая группа грунтов находится выше зоны приложения нагрузки $p_{\text{лоб}}$, следовательно, не участвует в деформационном процессе. Общая осадка здания при $H_c=21\text{ м}$ составила 5,6 мм.

1) *II группа грунтов* (14,0-25,3м) соответствующая определенной из условия (2.15) сжимаемой толщи. Слабые морские и озерные отложения – ИГЭ 5, а также озерно-ледниковые отложения, представленные текучепластичными суглинками ИГЭ 6,7. Осадку при вдавливании шпунта – 4,5 мм (80 процентов от общей осадки - 5,6мм).

2) *III группа грунтов* (25,3-35,0м). Слабый слой морских и озерных отложений, представленный текучепластичными суглинками (ИГЭ 7) мощностью 1,4 м, который подстилается надежными ледниковыми отложениями Лужского стадиала – супесями пластичными с гравием и галькой ИГЭ 8 и полутвердыми суглинками ИГЭ 9. Осадку при вдавливании шпунта – 1,1 мм (20 процентов от общей осадки – 5,6 мм).

При практически одинаковой мощности II и III групп грунтов, осадка грунтов ниже сжимаемой толщи оказалась в 4 раза меньше осадки грунтов, входящих в состав сжимаемой толщи, что еще раз доказывает применимость условия (2.15) для определения границы сжимаемой толщи.

Рассчитанная по формуле (2.24) общая технологическая осадка четырехэтажного здания от вдавливания 14-метрового шпунта Arcelor PU-22 на расстоянии 0,63 м, составляет 25,2 мм. Расчетная осадка показывает хорошую сходимость с результатами геодезического мониторинга, согласно которым, средняя осадка здания составила – 27 мм.

4.1.2 Расчет технологической осадки двухэтажного здания по адресу: Васильевский остров, 14 линия, д. 57, лит. Б

С целью оценки возможности применения поправочного коэффициента (k), определенного в главе 3, для расчета дополнительной осадки зданий, находящихся на расстоянии, превышающем 10 процентов от длины шпунта, рассмотрим двухэтажное кирпичное здание на расстоянии 3,1 м от погружаемой шпунтовой стенки.

По результатам обследования 2-этажное кирпичное здание, располагается на ленточных фундаментах из бутового камня шириной 0,6 м и глубиной заложения – 2 м, категория технического состояния здания, согласно [1] – ограниченно работоспособное.

Двух и четырехэтажные здания располагаются на расстоянии 12 м. друг от друга в зоне расположения одной разведанной инженерно-геологической скважины, поэтому инженерно-геологические условия для расчета принимаются как для четырехэтажного здания. Инженерно-геологическая колонка с основными физико-механическими свойствами грунтов представлена на рисунке 4.3.

4.1.2.1. Расчет осадки, вызванной силами, действующими по боковой поверхности погружаемого шпунта.

Методика расчета двухэтажного здания не отличается от приведенной при расчете четырехэтажного здания. Далее будут представлены только результаты расчетов с соответствующими комментариями.

Давление от веса соседнего здания ($\sigma_{zp,i}$) на шпунтовую стенку рассчитывалось до ближайшего контура шпунтового ряда, находящегося на расстоянии 3,100 м (рисунок 4.11) по формуле (2.20).

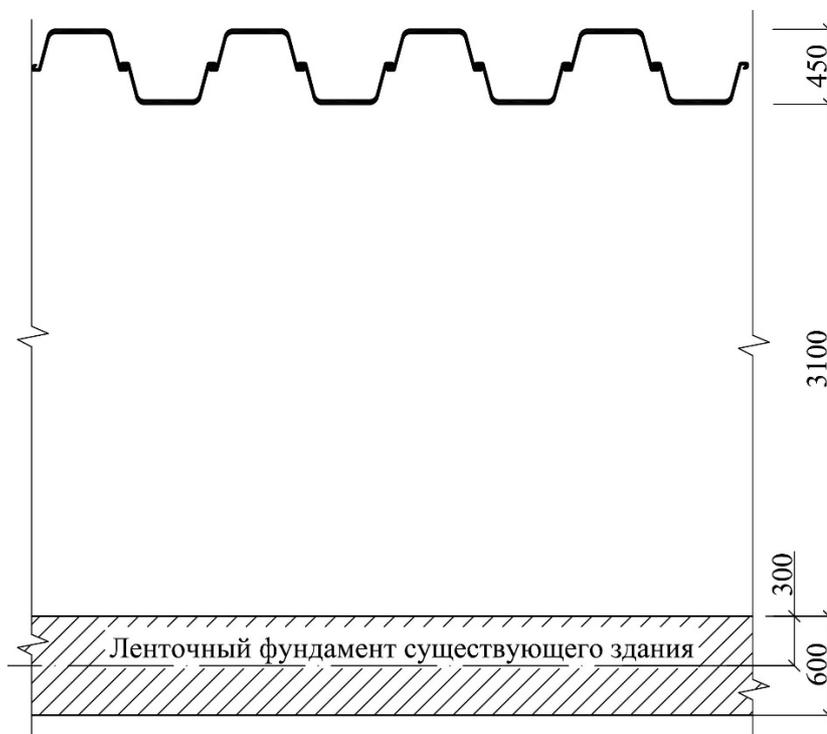


Рисунок 4.11 - Фрагмент ленточного фундамента и погруженного шпунта

Результаты расчета напряжений σ_{zg} , σ_{zp} и суммарное напряжение в грунте σ_z представлены на рисунке 4.12.

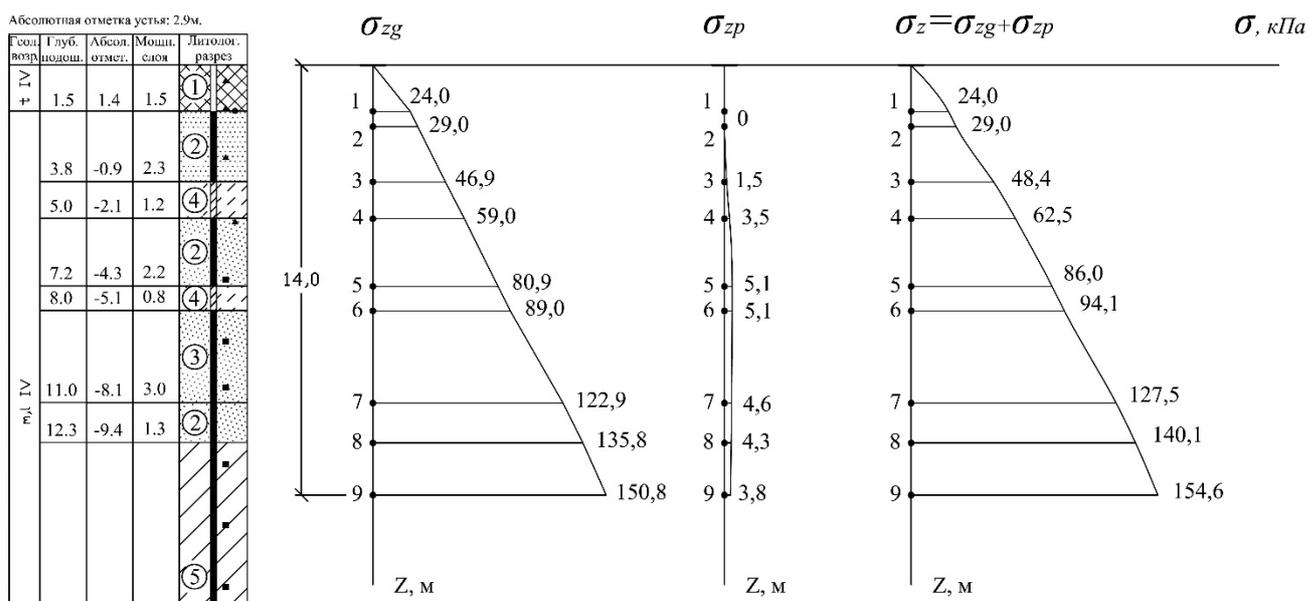


Рис. 4.12. Эпюры напряжений σ_{zg} , σ_{zp} и σ_z .

Из рисунка 4.12 видно, что дополнительное напряжение в грунте от веса 2-этажного кирпичного здания на расстоянии 3,1 м увеличило бытовое давление

грунта 1,2 процента, что является пренебрежимо малой величиной. Следовательно, результат расчета осадки рассматриваемого здания будет практически соответствовать осадке грунта без дополнительной нагрузки.

Результат рассчитанных по формуле (2.18) сил сдвига (τ_i) с эпюрой общего напряжения в грунте по всей длине шпунта представлены в графическом виде на рисунке 4.13.

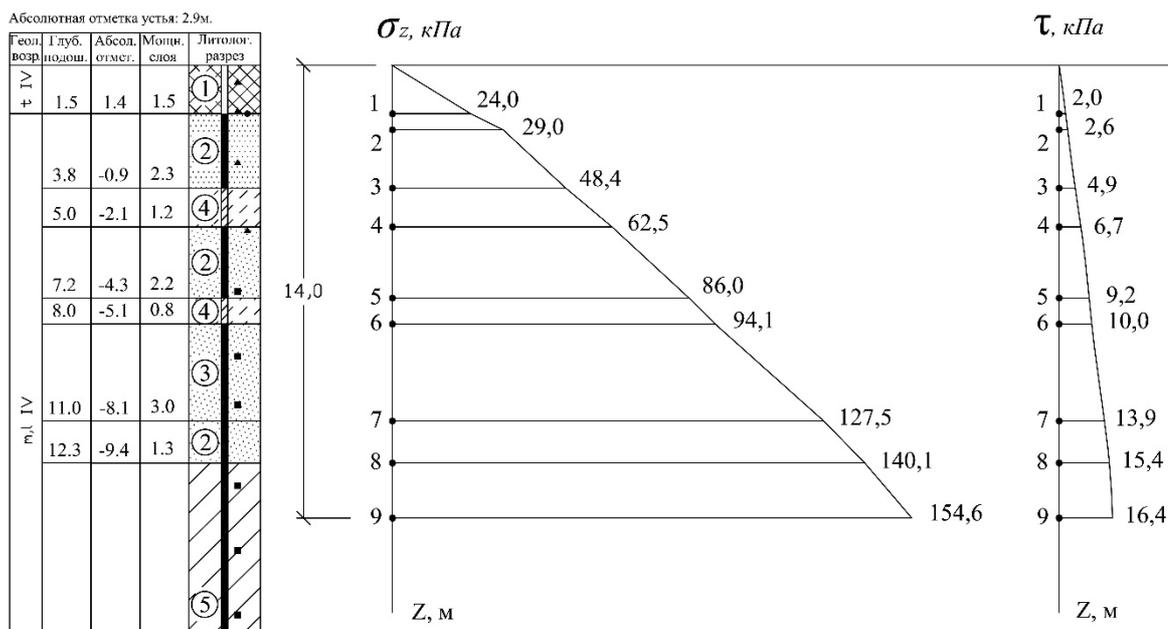


Рисунок 4.13 - Эпюры общих напряжений в грунте (σ_z) и сил τ действующих вдоль шпунтового ряда

Рассчитанная нами эпюра дополнительных напряжений в основании двухэтажного здания в соответствии с приведенной методикой расчета в сопоставлении с разведанной инженерно-геологической колонкой представлены на рисунке 4.14.

Для расчета осадки по формуле (3.4) необходимо рассчитать значение поправочного коэффициента (k), т.к. расстояние от центра фундамента до ближайшей грани шпунтового ряда 3,4 м, что составляет 24 процента от длины применяемого шпунта.

Рассчитанный по формуле (3.3) поправочный коэффициент (k) составляет 0,68.

По результатам расчета по формуле (3.4), технологическая осадка двухэтажного здания от сил действующих по боковой поверхности погружаемого

14-метрового шпунта Arcelor PU-22 на расстоянии 3,1 метра от здания, составила 8,1 мм.

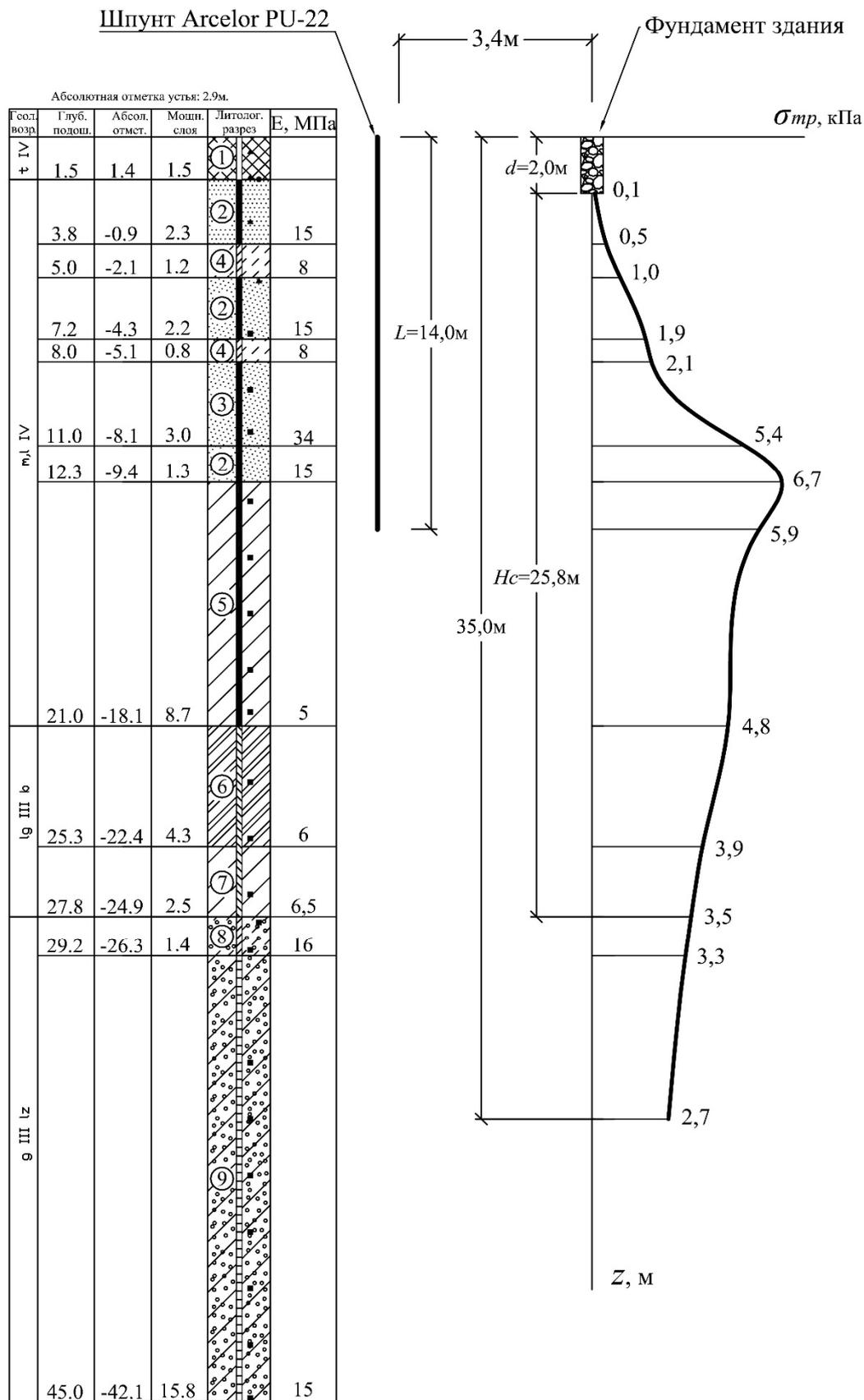


Рис. 4.14. Эпюра дополнительных напряжений в сопоставлении с геологической колонкой.

Расчет по инженерной методике заключается в применении усредненных по всей длине шпунта значений распределенных сил τ и углов внутреннего трения окружающих грунтов.

Средний угол внутреннего трения грунтов по боковой поверхности шпунта

$$\varphi_{cp} = \frac{\sum \varphi_i \cdot h_i}{\sum h_i} = \frac{15 \cdot 1,5 + 28 \cdot 5,8 + 14 \cdot 2,0 + 35 \cdot 3,0 + 8 \cdot 1,7}{14} = 23,7^\circ$$

Средний угол трения между шпунтом и грунтом

$$\varphi_{s,cp} = \frac{2}{3} \varphi_{cp} = 15,8^\circ$$

Среднее значение распределенных по боковой поверхности сил τ уменьшилось в сравнении с расчетом осадки четырехэтажного здания за счет уменьшения общего напряжения в грунте и составило $\tau_{cp}=10,1$ кПа.

Напряжения в грунтовой толще, рассчитанные по формуле (4.2), представлены на рисунке 4.15.

Сравнительный анализ полученных эпюр напряжений на рисунках 4.14 и 4.15 подтверждает вывод о том, что расчет по средним величинам сил τ и углов внутреннего трения грунтов приводит к различиям напряжений в грунтах, залегающих на уровне погружаемого шпунта и практически не сказывается на напряжениях в грунтах ниже его лобовой поверхности. Следовательно, расчет по усредненным величинам углов внутреннего трения грунтов и сил τ действующих по боковой поверхности может привести к расхождению расчетной осадки, в сравнении с результатом расчета по дискретным участкам, при залегании сильносжимаемых грунтов в верхней части грунтового массива.

С применением поправочного коэффициента (k) равного 0,68, рассчитанная по формуле (3.4) технологическая осадка 2-этажного здания от усредненных сил действующих по боковой поверхности погружаемого 14-метрового шпунта Arcelor PU-22 на расстоянии 3,1 метра от здания, составила 8,5 мм, что сопоставимо с результатом расчета при разбивке длины шпунта на дискретные участки.

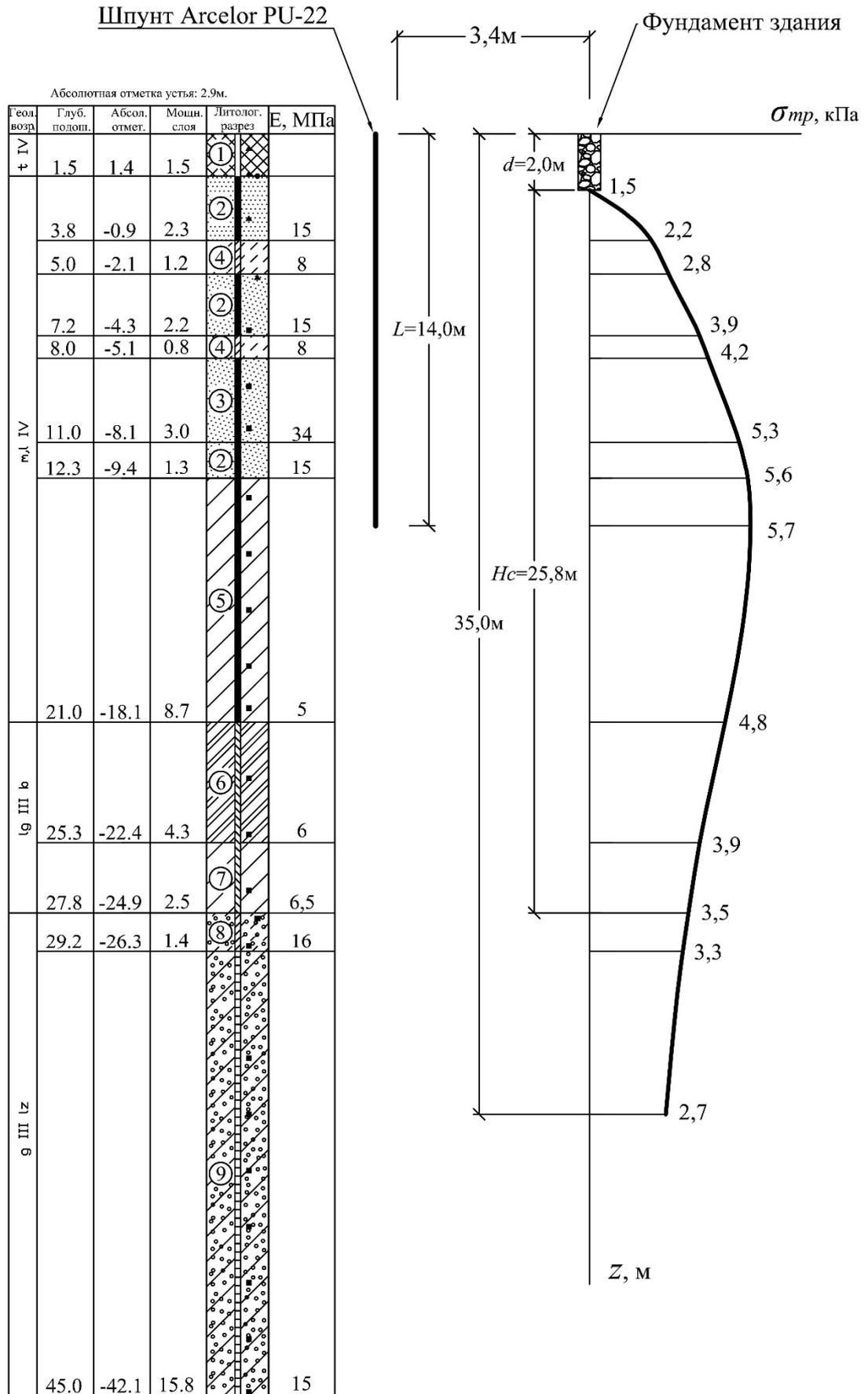


Рисунок 4.15 - Эпюра дополнительных напряжений в сопоставлении с геологической колонкой при упрощенном методе расчета.

4.1.2.2 Расчет осадки, вызванной давлением под лобовой поверхностью шпунтового ряда

Полная оценка технологической осадки двухэтажного здания может быть рассчитана только после определения каждой составляющей от общей осадки, входящих в формулу (2.24). Осадка от давления под лобовой поверхностью шпунта ($S_{p,lob}$) рассчитывается по формуле (2.32).

Коэффициент увеличения давления (n), определенный по формуле (2.28), равняется 4,4. Усредненная величина сдвиговых усилий (τ_{cp}) была определена по формуле (2.22) при расчете осадки от сил τ по упрощенной методике и составила 10,1 кПа. Давление на уровне лобовой поверхности (p_{lob}), определенное по формуле (2.27), равняется 44,4 кПа.

Коэффициенты распределения напряжений ($\alpha^z_{L,i}$), входящие в формулу (2.27) для определения напряжений от давления p_{lob} определялись по формуле (2.21).

Результаты расчетов дополнительных напряжений $\sigma_{lob,i}$ от давления p_{lob} представлены в графическом виде на рисунке 4.16. С целью детализации эпюры напряжений $\sigma_{lob,i}$, расчеты производились для дискретных участков высотой равной ширине приложения нагрузки $h=b=0,45$ м. На рисунке 4.16 указаны основные значения напряжений без промежуточных, чтобы не перенасыщать изображение эпюры σ_{lob} .

Согласно условию (2.15) мощность сжимаемой толщи (H_c) равняется 7,0 м.

По результатам расчета по формуле (2.32), осадка двухэтажного здания, вызванная давлением p_{lob} , составила 1,2 мм. Рассчитанная по формуле (2.24) общая технологическая осадка двухэтажного здания при вдавливании 14-метрового шпунта Arcelor PU-22 на расстоянии 3,1 метра от здания, составила 9,3 мм. Согласно результатам геодезического мониторинга, средняя осадка здания от вдавливания шпунта составила 11 мм, на основании чего можно констатировать удовлетворительную сходимость результатов расчета с данными мониторинга и применимость коэффициента k при расчете осадки по формуле (2.32).

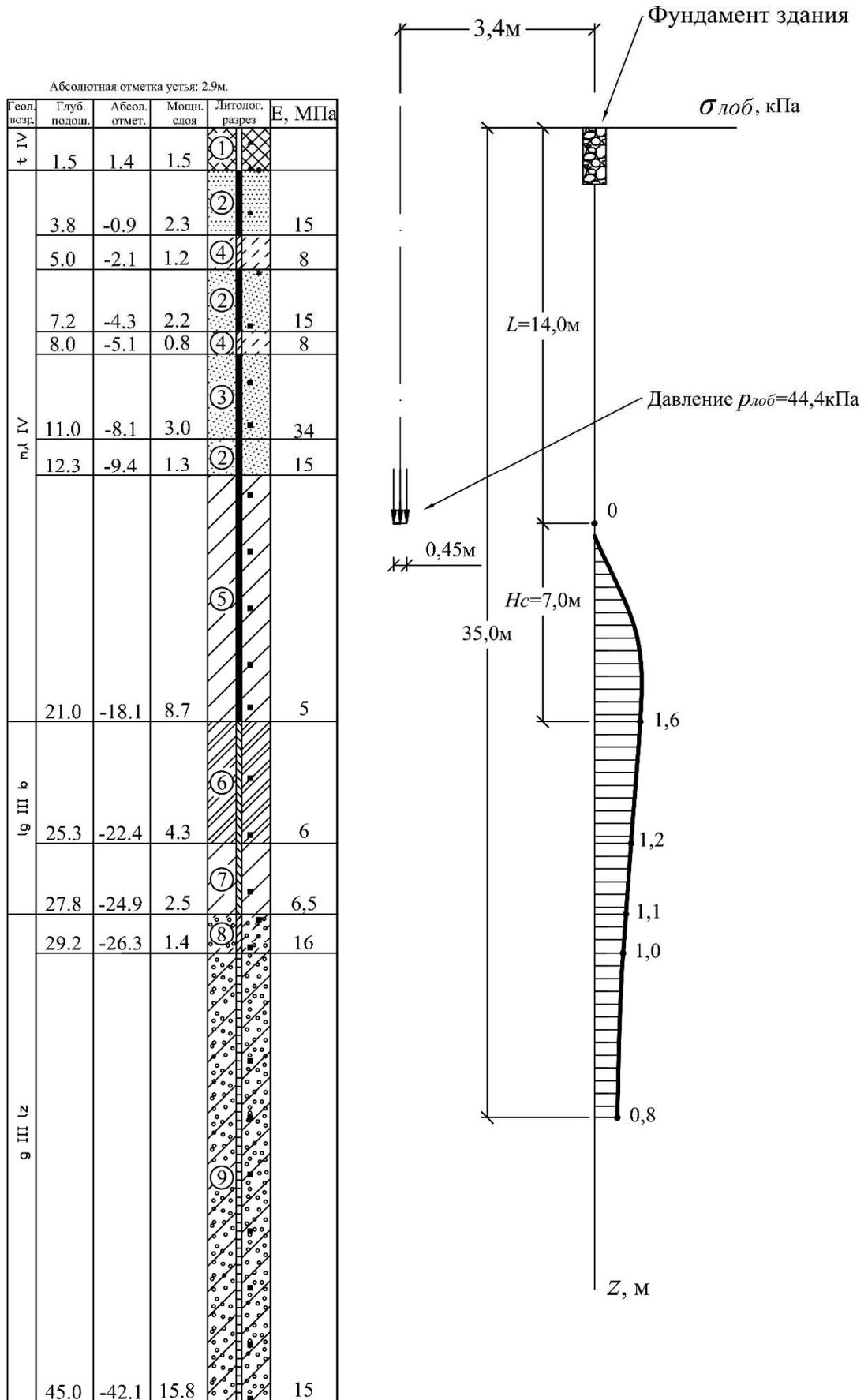


Рисунок 4.16 - Эпюра дополнительных напряжений $\sigma_{\text{лоб}}$, от действия давления $p_{\text{лоб}}$, в сопоставлении с геологической колонкой

4.2 Здание по адресу: улица Глинки д.4, лит. А

Для полной оценки применимости предложенной методики расчета технологической осадки зданий от вдавливания шпунта был выбран участок со схожим по конструктивным параметрам соседним зданием и иным строением грунтов основания. Основным отличием от площадки строительства на Васильевском острове является залегание сильносжимаемых грунтов в верхней части геологического разреза, которые прорезаются устраиваемой шпунтовой стенкой, и малосжимаемых грунтов ниже лобовой поверхности шпунта. Таким образом основные деформации соседних зданий будут происходить за счет осадки грунтов, прорезаемых шпунтом. При таком варианте геологического строения участка важное значение приобретает точность определения напряжений в верхних слоях грунтов основания.

На рассматриваемом объекте проектом был предусмотрен капитальный ремонт четырехэтажного здания с частичным демонтажом несущих конструкций и сохранением фасадной стены. В центре строительной площадки предусмотрен снос старых зданий и строительство апартаментов. Ограждение котлована выполнялось из 16-ти метрового шпунта Ларсена 5-УМ погруженного методом статического вдавливания. В соответствии с [7] в 30-ти метровой зоне риска рассматривалось четырехэтажное здание с расстоянием до погружаемого шпунта – 600 мм. Схема расположения с результатами геодезического мониторинга представлена на рисунке 4.17. Вдавливание шпунта производилось английской установкой Still Worker WP-150.

По результатам обследования четырехэтажное кирпичное жилое здание, располагалось на ленточных фундаментах из бутового камня шириной 1,0 м и глубиной заложения – 2,5 м, категория технического состояния здания, согласно [1] – ограниченно работоспособное.

На рисунке 4.18. представлено фото общего вида строительной площадки с попавшим в зону влияния четырехэтажным зданием, а на рисунке 4.19 – фото погруженного вдоль здания шпунта.

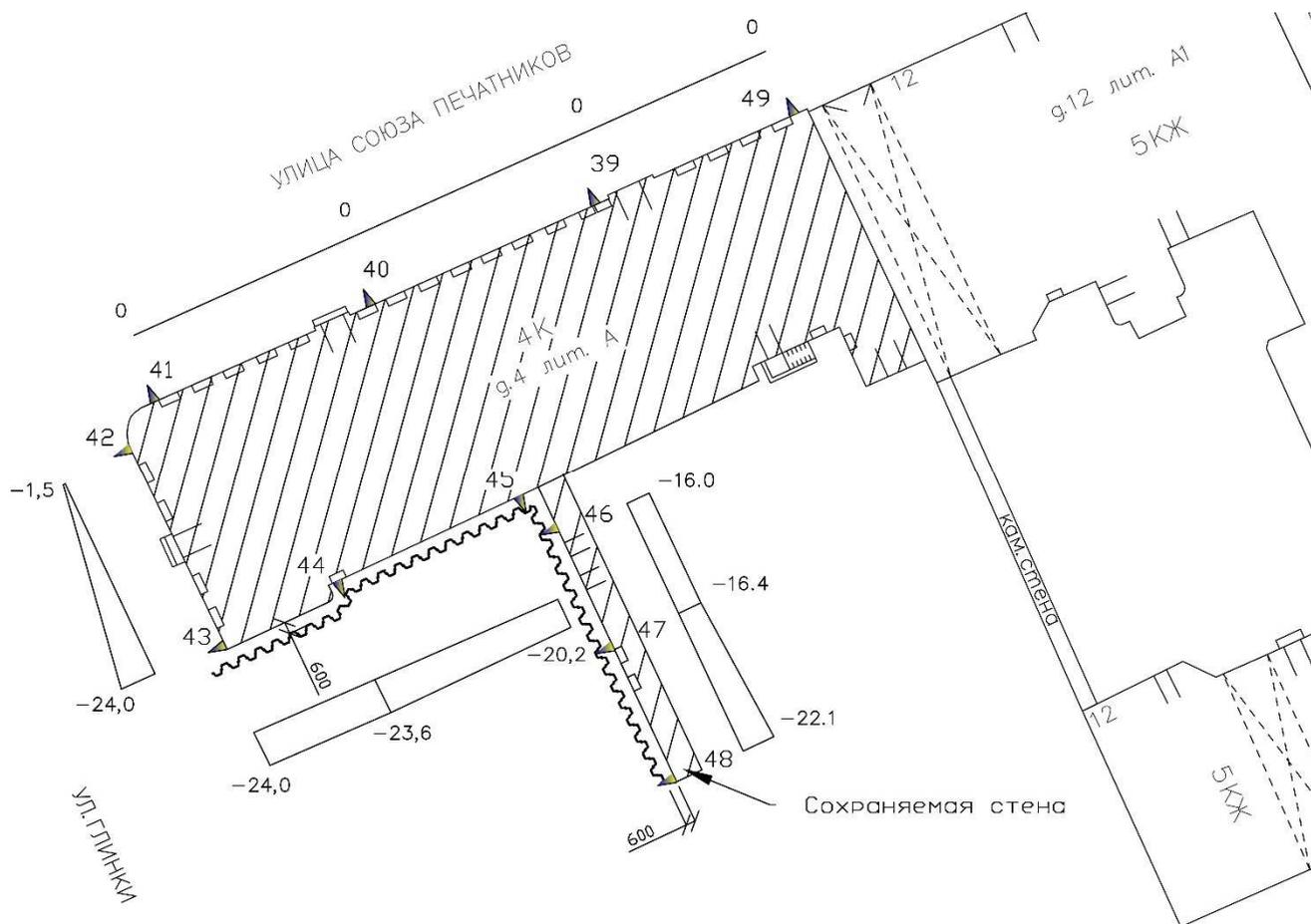


Рисунок 4.17 - План участка строительства. Результаты мониторинга



Рисунок 4.18 - Фото рассчитываемого четырехэтажного дома



Рисунок 4.19 - Фото площадки строительства

В верхней части геологического разреза, под техногенными грунтами, залегают пылеватые пески мощностью 3,5м, подстилаемые 10-метровой толщиной слабых озерно-ледниковых отложений, представленных суглинками текучей и текучепластичной консистенции, а также пластичными супесями. С глубины 16,5 метров геологический разрез представлен надежными ледниковыми отложениями, состоящими из тугопластичных суглинков, а также супесей пластичной и твердой консистенции, которые подстилаются твердыми Котлинскими глинами. Уровень грунтовых вод на площадке строительства зафиксирован на глубине 2,0 м. Ближайшая разведанная инженерно-геологическая колонка с основными физико-механическими характеристиками представлена на рисунке 4.20. Физико-механические характеристики грунтов представлены в таблице 4.2.

Геол. возр.	Глуб. подош.	Абсол. отмет.	Мощн. слоя	Литолог. разрез	Описание грунтов	Характеристики грунтов				
						e	I _L	φ, град	c, кПа	E, МПа
t IV	2.5	0.7	2.5	①	Насыпные грунты: пески, супеси со строительным мусором	Расчетное сопротивление R ₀ =80 кПа				
m,l IV	6.0	-2.8	3.5	②	Пески пылеватые серые с редкими растительными остатками средней плотности насыщенные водой	0,750	-	26	2	11
lg III б	11.9	-8.7	5.9	③	Суглинки тяжелые пылеватые коричнево-ленточные текучие	1,058	1,12	6	7	5
	12.8	-9.6	0.9							
lg III lz	16.5	-13.3	3.7	⑤	Супеси пылеватые серые неяснослоистые с редким гравием пластичные	0,516	0,54	14	14	8
g III lz	18.0	-14.8	1.5	⑥	Супеси песчанистые серые с гравием, галькой, валунами с гнездами песка пластичные	0,375	0,39	18	8	15
	19.3	-16.1	1.3	⑦	Суглинки легкие пылеватые серые с гравием, галькой тугопластичные	0,577	0,31	10	31	10
	23.5	-20.3	4.2	⑧	Супеси пылеватые серые с гравием, галькой, валунами с гнездами песка твердые	0,394	-0,19	37	50	28
v kt2	27.0	-23.8	3.5	⑨	Глины пылеватые серовато-зеленые с обломками песчаника дислоцированные твердые	0,525	-0,44	24	96	26
	35.0	-31.8	8.0	⑩	Глины пылеватые серовато-зеленые с прослоями песчаника твердые	0,500	-0,69	24	139	34

Рисунок 4.20 - Ближайшая к четырехэтажному зданию инженерно-геологическая колонка с основными физико-механическими свойствами грунтов

Таблица 4.2 – Физико-механические характеристики грунтов

Геологический индекс	Номенклатурное наименование грунтов	№ ИГЭ	Плотн. грунта, γ, кН/м ³	Кэфф. пористости e	Показатели прочности		Модуль деформации E, МПа
					φ, град.	c, кПа	
1	2	3	4	5	6	7	8
t IV	Насыпные грунты	1	Расчетное сопротивление R ₀ = 80 кПа				
m,l IV	Пески пылеватые насыщенные водой	2	19,5	0,750	26	2	11

Продолжение таблицы 4.2 – Физико-механические характеристики грунтов

1	2	3	4	5	6	7	8
lg III b	Суглинки тяжелые текучие	3	18,4	1,058	6	7	5
lg III b	Суглинки легкие текучепластичные	4	19,2	0,855	13	8	7
lg III lž	Супеси пылеватые пластичные	5	21,2	0,516	14	14	8
g III lž	Супеси песчанистые пластичные	6	22,1	0,375	18	8	15
g III lž	Суглинки пылеватые тугопластичные	7	20,8	0,577	10	31	10
g III lž	Супеси пылеватые твердые	8	22,1	0,394	37	50	28
V kt2	Глины дислоцированные твердые	9	21,2	0,525	24	96	26
V kt2	Глины пылеватые твердые	10	21,2	0,500	24	139	34

4.2.1. Расчет осадки, вызванной силами, действующими по боковой поверхности погружаемого шпунта.

Эпюры напряжений от давления вышележащих грунтов (σ_{zg}) и от веса соседнего здания (σ_{zp}) рассчитанные по изложенной выше методике, представлены на рисунке 4.21.

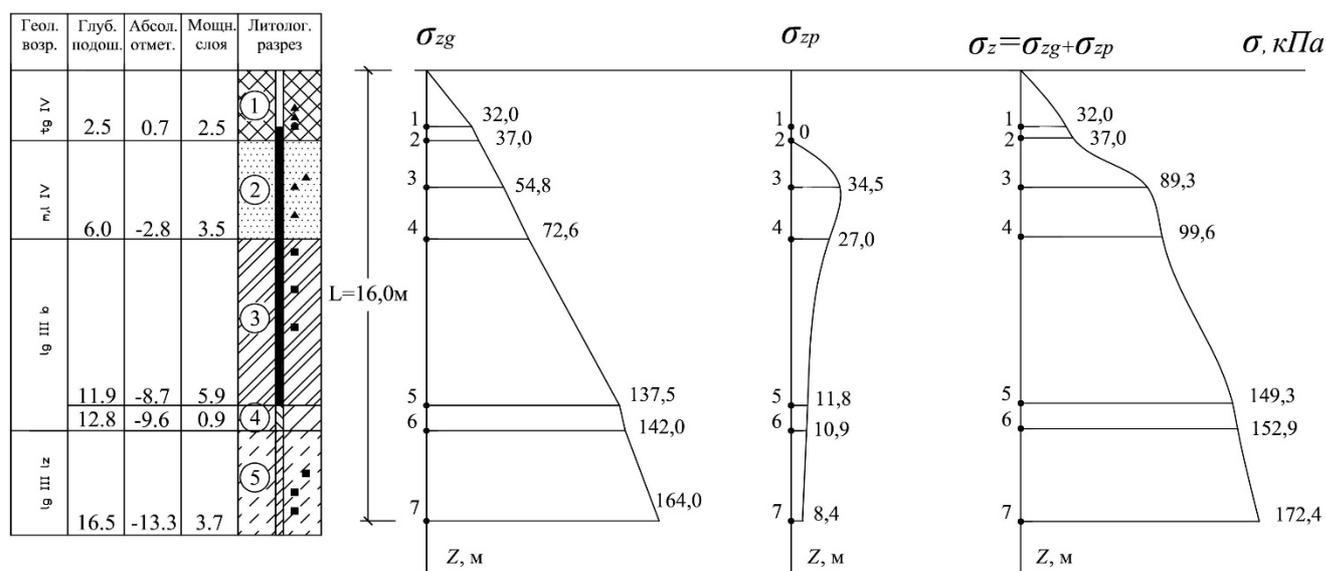


Рисунок 4.21 - Эпюры напряжений σ_{zg} , σ_{zp} и σ_z

По расчетным данным вес соседнего здания увеличивает напряжение в грунте на расстоянии 0,6 м от здания на 14 процентов и приводит к увеличению сил трения по боковой поверхности шпунта.

Эпюра общего природного давления (σ_z) и соответствующая ей эпюра сил τ , действующих по боковой поверхности погружаемого шпунта, представлены на рисунке 4.22.

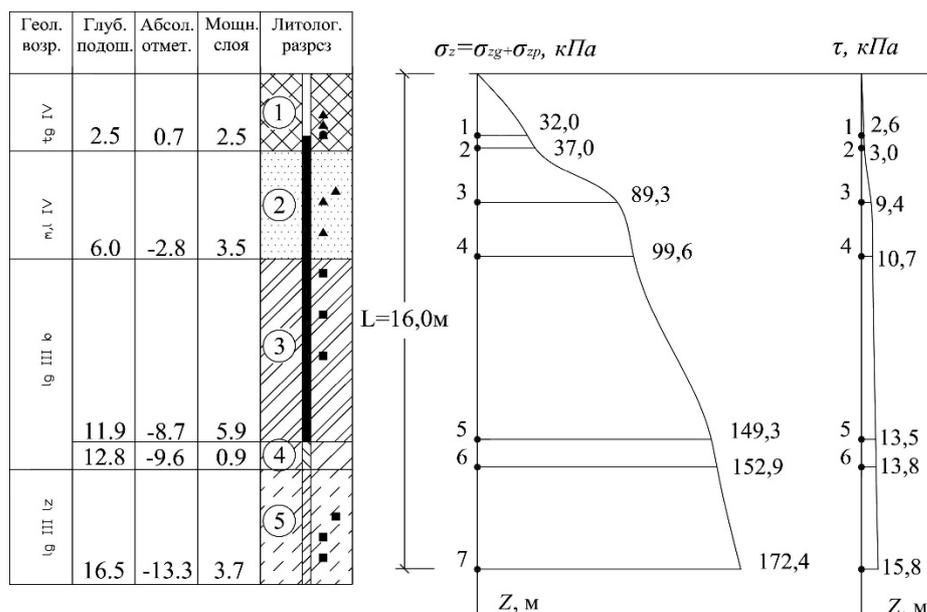


Рисунок 4.22 - Эпюры общих напряжений в грунте (σ_z) и сил τ действующих вдоль шпунтового ряда

После определения по формуле (2.18) действующих сил τ определялись дополнительные напряжения под центром фундамента существующего здания. Результаты расчетов представлены в виде эпюры дополнительных напряжений в сопоставлении с геологической колонкой на рисунке 4.23.

Границу сжимаемой толщи определяем из условия (2.15), согласно которому нижняя граница сжимаемой толщи (H_c) располагается на глубине 20,5 м. Небольшая относительно объекта на Васильевском острове глубина сжимаемой толщи объясняется залеганием малосжимаемых грунтов ниже лобовой поверхности шпунта, которые при возникающих при погружении шпунта напряжениях имеют пренебрежимо малые значения.

По результатам расчета по формуле (3.4), при $k=1$ и $H_c=20,5$ м, технологическая осадка четырехэтажного здания от сил, действующих по боковой

поверхности погружаемого 16-метрового шпунта Ларсена 5-УМ на расстоянии 0,6 метра от здания, составила 20,6 мм.

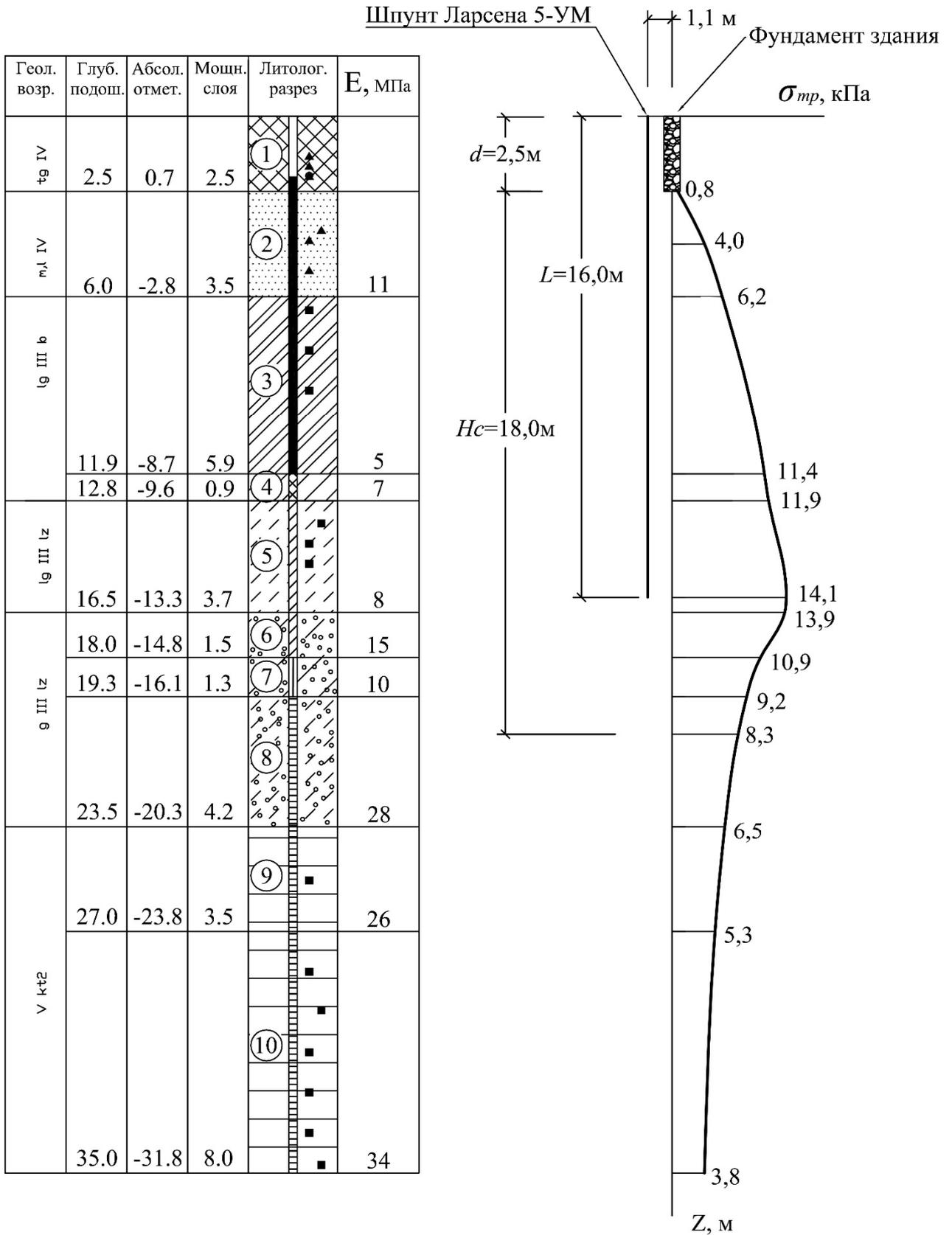


Рисунок 4.23 - Эюра дополнительных напряжений в сопоставлении с геологической колонкой

Аналогично приведенному в разделе 4.1 анализу деформирования различных по деформационным характеристикам групп грунтов и применимости критериев (2.15) для определения сжимаемой толщи, произведем расчет осадки здания из условия расположения границы сжимаемой толщи на глубине 35 м.

Расчетная осадка здания из условия $H_c=35$ м составила 22,6 мм, что на 2 мм превышает значение осадки при $H_c=20,5$ м, что подтверждает рациональность применения условия (2.15) для определения границы сжимаемой толщи.

Разделим расчетную толщу грунтов мощностью 35 м на 3 группы:

- *I группа грунтов*, распространяющийся с поверхности до глубины 16,5 м состоит из морских, озерных и озерно-ледниковых отложений представленных пылеватыми песками ИГЭ 2, а также пылеватыми суглинками ИГЭ 3,4 и супесями ИГЭ 5, осадка грунтов I-го участка – 18,7 мм (83 процента от общей осадки – 22,6 мм);

- *II группа грунтов* (залегание 16,5-19,3 м). Надежные ледниковые отложения Лужского стадиала – ИГЭ 6,7. Осадка при вдавливании шпунта – 1,8 мм (8 процента от общей осадки – 22,6 мм). Значительное уменьшение осадки грунтов II группы в сравнении с I группой грунтов вызвано меньшей мощностью грунтов, а также их меньшей сжимаемостью при схожих значениях действующих напряжений.

- *III группа грунтов* (залегание 19,3-35,0 м). Малосжимаемые ледниковые отложения – твердые супеси (ИГЭ 8) и верхнепротерозойские отложения – твердые глины (ИГЭ 9,10). Осадка при вдавливании шпунта – 2,1 мм (9 процентов от общей осадки – 22,6 мм). Схожие значения осадки III группы грунтов в сравнении со II группой вызвано большей мощностью рассматриваемых грунтов, на которые действуют дополнительные напряжения от вдавливания шпунта.

Из процентного соотношения осадки разных групп грунтов видно, что наибольшую осадку получили слабые грунты I группы – 18,7 мм, залегающие до глубины 16,5 м. При расчете деформации грунтов от дополнительных напряжений до глубины 35 м дополнительная расчетная осадка здания увеличивается на 20

процентов до значения 22,4 мм, что объясняется меньшей сжимаемостью грунтов, залегающих ниже глубины погружения шпунта.

На основании произведенных расчетов можно сделать вывод, что для снижения технологической осадки здания целесообразно производить усиление фундаментов существующего здания сваями с использованием грунтов II группы в качестве опорного слоя.

Расчет по усредненным по всей длине шпунта значениям сил τ .

Средний угол внутреннего трения грунтов по боковой поверхности шпунта

$$\varphi_{cp} = \frac{\sum \varphi_i \cdot h_i}{\sum h_i} = \frac{15 \cdot 2,5 + 26 \cdot 3,5 + 6 \cdot 5,9 + 13 \cdot 0,9 + 14 \cdot 3,3}{16} = 13,9^\circ.$$

Средний угол трения между шпунтом и грунтом

$$\varphi_{s,cp} = \frac{2}{3} \varphi_{cp} = 9,3^\circ.$$

Среднее значение распределенных по боковой поверхности сил τ определяется по формуле (2.22) и равняется $\tau_{cp}=11,5$ кПа.

Напряжения в грунтовой толще, рассчитанные по формуле (4.2), представлены на рисунке 4.23.

Сравнительный анализ полученных эпюр напряжений, изображенных на рисунках 4.22 и 4.23, подтверждает сделанные ранее выводы о том, что расчет по средней величине сил τ приводит к различиям напряжений в грунтах, залегающих до нижней отметки погружаемого шпунта и практически не сказывается на напряжениях в грунтах ниже его лобовой поверхности. По причине небольших различий в напряжениях ($\sigma_{mp,i}$) полученных при расчетах по дискретным участкам и упрощенному методу, граница сжимаемой толщи грунтов по условию (2.15) также изменилась и составила 18,3 м. Рассчитанная по формуле (3.4) осадка составила 16,7 мм.

Поскольку в рассматриваемом случае сильносжимаемые грунты залежали в верхней части грунтового массива, а расчетная осадка здания от вдавливания шпунта составила 16,7 мм, что на 19 процентов меньше осадки полученной при расчете по дискретным участкам (20,6 мм).

При наличии большой мощности слабых грунтов выше нижней отметки погружаемого шпунта расчет по средним значениям сил τ рекомендуется производить как ориентировочный.

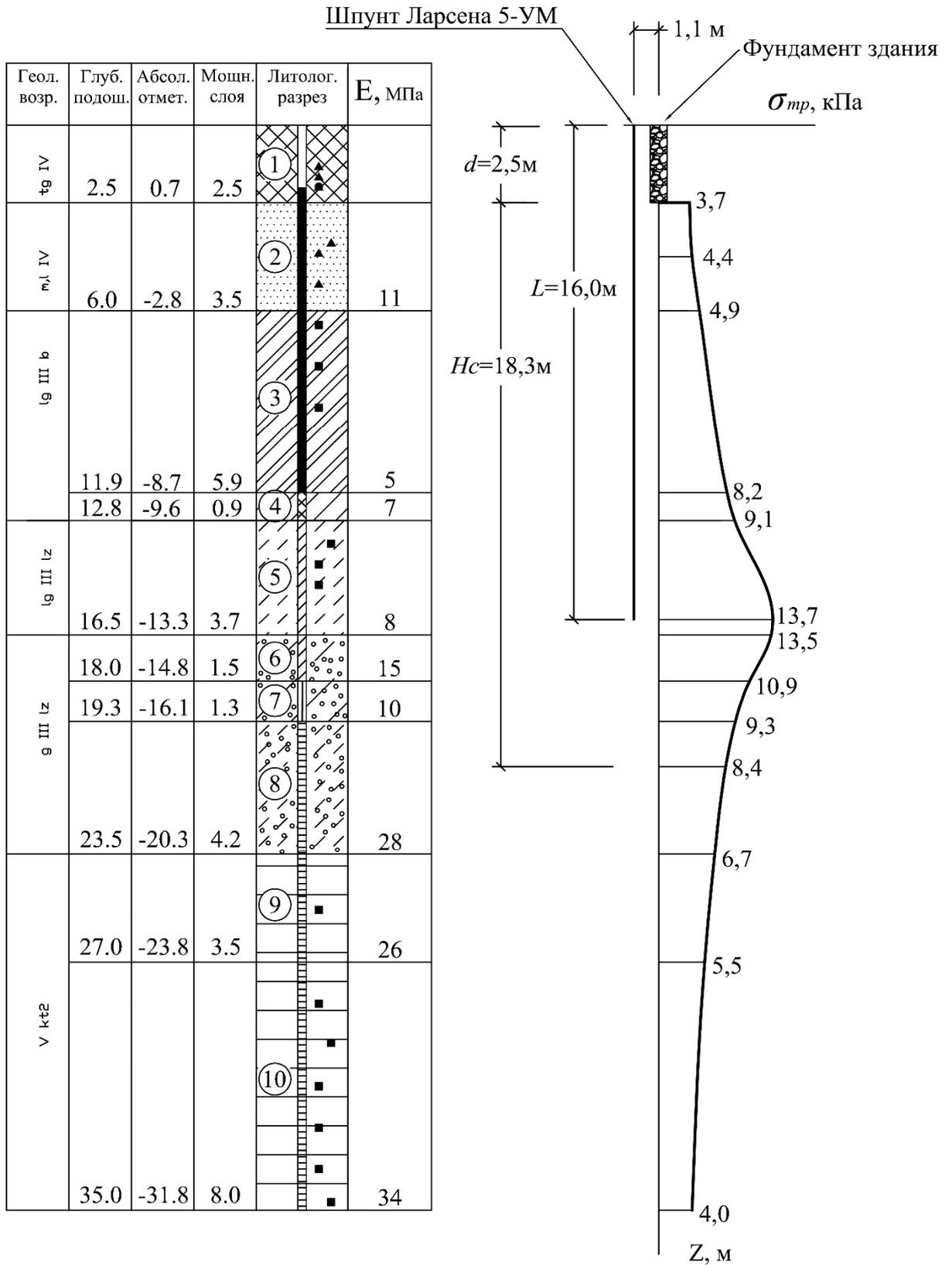


Рисунок 4.23 - Эпюра дополнительных напряжений в сопоставлении с геологической колонкой

4.2.2 Расчет осадки, вызванной давлением под лобовой поверхностью шпунтового ряда

Для расчета полной технологической осадки двухэтажного здания по формуле (2.24) рассчитаем осадку от давления под лобовой поверхностью шпунта ($S_{p, \text{лоб}}$) по формуле (2.32).

Коэффициент увеличения давления (n), определенный по формуле (2.28), равняется 5,1. Усредненная величина сдвиговых усилий (τ_{cp}) была определена по формуле (2.22) в разделе 4.2.1 и составила 11,5 кПа. Давление на уровне лобовой поверхности ($p_{\text{лоб}}$), определенное по формуле (2.27), равняется 58,6 кПа.

Коэффициенты распределения напряжений ($\alpha^z_{L,i}$), входящие в формулу (2.29) для определения напряжений от давления $p_{\text{лоб}}$ определялись по формуле (2.21).

Результаты расчетов дополнительных напряжений $\sigma_{\text{лоб},i}$ от давления $p_{\text{лоб}}$ представлены в графическом виде на рисунке 4.24.

Нижняя граница сжимаемой толщи исходя из условия (2.15), определена на глубине 19,3 м от дневной поверхности, верхняя граница сжимаемой толщи определена местом приложения нагрузки. Мощность сжимаемой толщи составила 3,3 м, что объясняется низкой сжимаемостью грунтов, залегающих ниже отметки погружения шпунта.

По результатам расчета по формуле (2.32), осадка 2-этажного здания, вызванная давлением $p_{\text{лоб}}$, составила 1,4 мм. Рассчитанная по формуле (2.24) общая технологическая осадка двухэтажного здания при вдавливании 16-метрового шпунта Ларсена 5-УМ на расстоянии 0,6 метра от здания, составила 22,0 мм. Согласно результатам геодезического мониторинга, средняя осадка примыкающей стены здания от вдавливания шпунта составила 20,2 мм, на основании чего можно констатировать хорошую сходимость результатов расчета с данными геодезического мониторинга.

Также следует отметить, что в период вдавливания шпунта на площадке строительства никаких иных работ способных повлиять на дополнительную осадку соседних зданий не производилось.

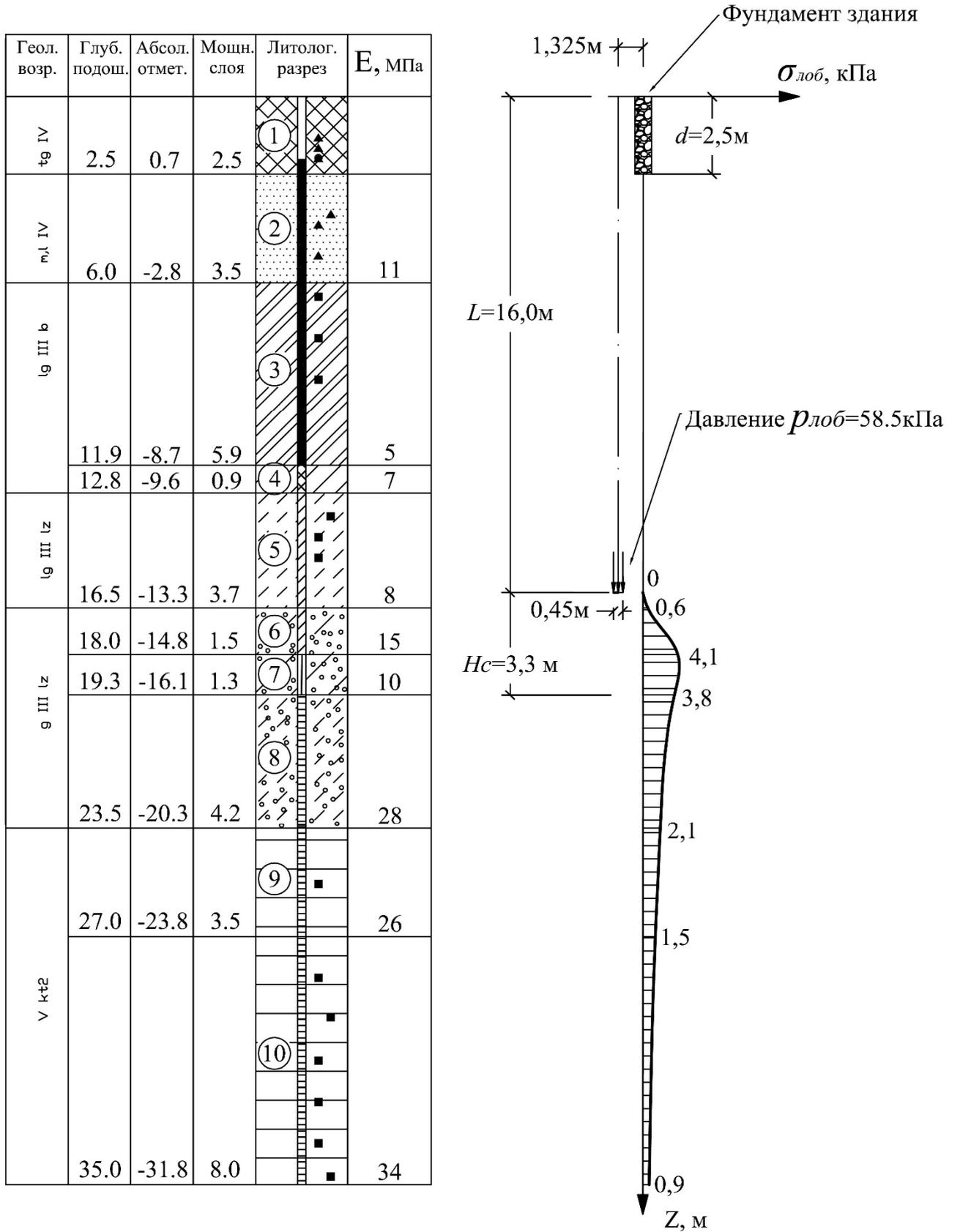


Рис. 4.24. Эпюра дополнительных напряжений $\sigma_{\text{лоб}}$, от действия давления $p_{\text{лоб}}$, в сопоставлении с геологической колонкой.

Сравнительный анализ представленных в таблице 4.3 результатов, проведенных по предложенной методике аналитических расчетов с результатами геодезического мониторинга на объектах Санкт-Петербурга, показывает хорошую сходимость и возможность применения предложенной методики для оценочных расчетов.

Таблица 4.3 – данные расчетной осадки и результатов мониторинга

Адрес объекта	Этажность	Расстояние, м	Осадка, мм	Осадка при расчете по инженерному методу, мм	Осадка по результатам геодезического мониторинга, мм
14 линия В.О., д. 51, лит. А.	4 этажа	0,63	25,2	25,1	25,0-31,0
14 линия В.О., д.57, лит. Б.	2 этажа	3,1	9,3	9,7	11,0
Ул. Глинки, д.4.	4 этажа	0,6	22,0	18,1	20,2-24,0

Выводы по четвертой главе

- 1) Статическое вдавливание шпунта применяется, как правило, в стесненных городских условиях, где расстояние до существующих зданий минимально, а в основании залегают тиксотропные грунты. Технологическая составляющая общей осадки зданий от вдавливания шпунта никак не учитывается и принимается равной нулю из-за отсутствия колебаний при погружении. Однако, практика строительства показывает, что в отдельных случаях осадка от вдавливания шпунта может достигать 3 см и превышать допустимые нормативными документами величины.
- 2) Разработанная аналитическая методика расчета позволяет определить возникающие в грунте напряжения и осадку каждого слоя сжимаемой

толщи в отдельности, на основании которых разработать мероприятия для минимизации технологической осадки зданий от вдавливания шпунта.

3) Результаты аналитических расчетов дополнительных осадок зданий при статическом вдавливании вблизи них шпунта на ряде объектов г. Санкт-Петербурга показали хорошую сходимость с данными геодезического мониторинга, что говорит о достоверности предлагаемой методики и возможности её использования в инженерной практике.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

По итогам работы над диссертацией могут быть сделаны следующие выводы:

1. На основе многочисленных геодезических наблюдений и мониторинга строящихся и соседних с ними зданий установлено, что вдавливание шпунта является наиболее щадящей технологией его погружения в условиях уплотнительной застройки, однако дополнительная технологическая осадка соседних зданий при определенных инженерно-геологических условиях может достигать 2-3 см;
2. На основе аналитических решений теории упругости и лабораторных модельных экспериментов, установлен характер распространения напряжений в окружающем массиве грунта от вдавливания шпунта и разработана таблица расчетных коэффициентов для определения распределения напряжений в массиве грунта;
3. Спроектирован и изготовлен испытательный комплекс, позволяющий моделировать погружение линейных элементов. Разработана методика проведения эксперимента согласно критериям физического моделирования, позволившая оценить вертикальные напряжения в различных точках окружающего массива грунта при вдавливании шпунта;
4. На основании полученных экспериментальных данных и их сравнения с результатами аналитических расчетов определен поправочный коэффициент для формулы расчета осадки, позволяющий более точно определять дополнительные осадки зданий, удаленных на расстояние, превышающих 10 процентов от длины шпунта;
5. На основе аналитических решений и лабораторных модельных экспериментов предложена инженерная методика расчета дополнительной осадки зданий, вызванной вдавливанием стального шпунта около них;
6. Выполнено сопоставление результатов определения значений вертикальных напряжений полученных на основе модельных экспериментов при

статическом погружении стального шпунта с результатами аналитических расчетов, показавшее сходимость в пределах 4 процентов;

7. Выполнены расчеты по предложенной инженерной методике дополнительных осадок двух реальных зданий, возведенных в условиях слабых водонасыщенных пылевато-глинистых грунтов и плотной городской застройки Санкт-Петербурга, которые сопоставлены с результатами геодезического мониторинга их осадок. Результаты сопоставления показали хорошую сходимость данных натурных наблюдений реальных объектов с расчетом дополнительных технологических осадок по разработанной инженерной методике, разница расчетных значений с данными геодезического мониторинга не превышает 30 процентов.

СПСОК ЛИТЕРАТУРЫ

Нормативная литература

1. ГОСТ Р53778-2010. Здания и сооружения. Правила обследования и мониторинга технического состояния. – М.: ФГУП МНИИТЭП, 2010 – 65 с.
2. МГСН 2.07-97. Основания, фундаменты и подземные сооружения. – М.: Правительство Москвы. – 1998.
3. СНиП 2.02.01-83. «Основания зданий и сооружений». – М.: ФГУП ЦПП, 2006. – 48 с.
4. СП 22.13330.2011. «СНиП 2.02.01-83. Основания зданий и сооружений». – М.: ФГУП ЦПП, 2011. – 162 с.
5. СП 101.13330.2012. Подпорные стены, судоходные шлюзы, рыбопропускные и рыбозащитные сооружения. - М.: ФГУП ЦПП, 2012. – 73 с.
6. ТСН 50-302-1996. Устройство фундаментов гражданских зданий и сооружений в Санкт-Петербурге и на территориях, административно подчиненных Санкт-Петербургу. – М.: Госстрой России, 1996.
7. ТСН 50-302-2004. Проектирование фундаментов зданий и сооружений в Санкт-Петербурге. – М.: Госстрой России, 2004.

Научно-техническая литература

8. Айзеншток И. Я. К построению физической теории резания грунтов / И. Я. Айзеншток. – М.: АН СССР, 1951. – С. 76–103.
9. Артемьев К. А. О возможности использования теории предельного равновесия сыпучей среды для определения сопротивления грунтов резанию и копанью / К. А. Артемьев // Исследование и испытание дорожных и строительных машин: тр. СибАДИ. – Омск, 1975. – Вып. 56. – С. 3–8.
10. Баловнев В.И. Интенсификация разработки грунтов в дорожном строительстве. – М.: Транспорт, 1993. – 382 с.
11. Бахолдин Б.В. Исследование сопротивления грунта на боковой поверхности свай/Б.В. Бахолдин, Н.Т. Игонькин. – М.: трест «Оргсельстрой», 1966. – 8 с.

- 12.Белокрылов В. Г. Взаимодействие ножа и ковша скрепера с грунтом / В. Г. Белокрылов // Исследование и испытание дорожных и строительных машин: тр. СибАДИ. – Омск, 1975. – Вып. 53. – С. 9–17.
- 13.Берестов Е. И. Научные основы моделирования системы «Грунт – рабочее оборудование землеройных машин» в режиме послойной разработки: автореф. дис. д-ра техн. наук. – Могилев, 1998. – 404 с.
- 14.Бочаров В.С. Взаимодействие рабочих органов машин с битумосодержащими породами. – М.: Транспорт, 1992. – 295 с.
- 15.Будин А.Я. Тонкие подпорные стенки. – Л.: Стройиздат (Ленингр. отд-ние). – 1974. – 192 с.
- 16.Верстов В.В. Технология и комплексная механизация шпунтовых и свайных работ/ В.В. Верстов, А.Н. Гайдо, Я.В. Иванов. – СПб.: Лань, 2012. – 288 с.
- 17.Верстов В.В. Технология устройства ограждений котлованов в условиях городской застройки и акваторий/ В.В. Верстов, А.Н. Гайдо, Я.В. Иванов. – СПб., 2014. – 368 с.
- 18.Верстов В.В. Технология устройства свайных фундаментов/ В.В. Верстов, А.Н. Гайдо. – СПб.: СПбГАСУ, 2010. -180 с.
- 19.Ветров Ю.А. Коэффициент трения стали по грунтам, Сб. научных трудов КИСИ, вып. 9, 1951, с. 225-233.
- 20.Ветров Ю. А. Расчеты сил резания и копания грунтов / Ю. А. Ветров. – Киев: Изд-во Киевского ун-та, 1965. – 123 с.
- 21.Ветров Ю.А. Трение между ножом и грунтом и липкость в процессе резания, Сб. научных трудов КИСИ, вып. 13, 1960, с. 147-168.
- 22.Взаимодействие зданий и оснований: методы расчета и их применение при проектировании / Шашкин А.Г., Шашкин К.Г. // Развитие городов и геотехническое строительство. – СПб., 2003. – № 7.
- 23.Волков Д.П. Динамика и прочность многоковшовых экскаваторов и отвалообразователей. – М., «Машиностроение», 1969. – 406 с.
- 24.Голушкевич, С. С. Статика предельного состояния сыпучих масс / С. С. Голушкевич. – М.: Гостехиздат, 1957. – 288 с.

25. Горбунов-Посадов М.И. Расчет конструкций на упругом основании. / Горбунов-Посадов М.И., Маликова Т.А., Соломин В.И. – М.: Стройиздат, 1984. – 679 с.
26. Горбунов-Посадов М.И. Давление грунта на жесткий закругленный фундамент и свободные деформации котлована / М.И. Горбунов-Посадов, О.Я. Шахтер, В.А. Кофман. // Труды НИИ оснований и фундаментов, Сборник № 24. – М., 1954.
27. Гурский, А.В. Расчет дополнительной технологической осадки от вдавливания стального шпунта / Гурский А.В. // Вестник гражданских инженеров. – 2016. - № 2 (55). с. 73-80.
28. Далматов Б.И. Механика грунтов, основания и фундаменты. - 2-е изд., перераб. и доп.. - Л. : Стройиздат. Ленингр. отд-ние, 1988. – 414.
29. Данилевич Д.В. Совершенствование технологического процесса взаимодействия рабочих органов землеройных машин с грунтом, Автореферат дисс. на соискание учен. степени канд. техн. Наук: Орел. 2005.- 20 с.
30. Домбровский Н. Г. Землеройные машины / Н. Г. Домбровский, С. А. Панкратов. – М.: Гостройиздат, 1961. – 321 с.
31. Жемочкин Б.Н. Расчет упругой заделки стержня. Изгиб стержня в упругом полупространстве – М.: Стройиздат, 1948. – 68 с.
32. Заварзин Л.Г. Разработка методики инженерно-геологического картирования применительно к Ленинграду: Отчёт по научно-исслед. госбюджетной теме (Н-13)/18 / ЛИСИ. – Л., 1975.
33. Зеленин А. Н. Физические основы теории резания грунтов / А. Н. Зеленин. – М.: АН СССР, 1950. – 187 с.
34. Ильичёв В.А., Коновалов П.А., Никифорова Н.С. Влияние строительства заглубленных сооружений на существующую застройку в Москве // Основания, фундаменты и механика грунтов. М., – 2001. – №4. – С. 19–24.

- 35.Ильичёв В.А., Коновалов П.А., Никифорова Н.С. Прогноз деформаций зданий вблизи котлованов в условиях тесной городской застройки Москвы // Основания, фундаменты и механика грунтов – 2004. – № 4. – С. 17-21.
- 36.Калюжнюк М.М., Рудь В.К./ Сваебойные работы при реконструкции/ Стройиздат. Л., 1989.
- 37.Кананьян А. С. Экспериментальное исследование разрушения песчаного основания вертикальной нагрузкой / А. С. Кананьян // Тр. науч.-исслед. ин-та оснований и фундаментов. «Механика грунтов». – М. : Госстройиздат, 1954. – С. 134–145.
- 38.Карлов В.Д. О возможности моделирования в лабораторных экспериментах взаимодействия фундаментов с промерзающим пучинистым грунтом, Основания и фундаменты на вечномерзлых грунтах: Сб. науч. Тр. ЛенЗНИИТП. СПб, 1992. С.93-107.
- 39.Клейн Г.К. Расчет подпорных стен. М: Высшая школа, 1964.
- 40.Клиопа Г.И. Влияние скорости на усилие копания и технико-экономические параметры машин. – М., 1960. – 4 с.
- 41.Клиопа Г. И. Влияние скорости на усилие резания грунта / Г. И. Клиопа. – М.: Ав- тотрансиздат. 1958. – 134 с.
- 42.Колосов Г.В., Применение комплексных диаграмм и теории функций комплексной переменной к теории упругости, ОНТИ, 1935.
- 43.Кондра А. С. Исследование липкости грунтов и средства ее устранения / А. С. Кондра // Вопросы теории и эксплуатации строительных машин: сборник. – Львов: Изд-во Львовского ун-та, 1964. – С. 43–56.
- 44.Конюхов Д.С. Строительство городских подземных сооружений мелкого заложения/ Д.С. Конюхов. – М.: Архитектура-С, 2005, 2005. -304 с.
- 45.Крылов А.Н. О расчете балок, лежащих на упругом основании. – Изд. 2-е. – Л.: Изд. Акад. наук СССР, 1931. – 154 с.
- 46.Кудрявцев Е.М. Комплексная механизация, автоматизация и механовооруженность строительства: [Учеб. Для вузов по спец. «Подъем. - трансп., строит., дор. Машины и оборуд.»]. – М.: Стройиздат, 1989. – 246 с.

47. Кузьмин П. С. Определение коэффициента трения в движении сыпучих тел и кусковых материалов / П. С. Кузьмин // Тр. ЛИИВТ. – 1936. – Вып. 7. – 212 с.
48. Лапшин Ф.К. Расчет свай по предельным состояниям / Ф. К. Лапшин. - Саратов: СГУ, 1979. - 152 с.
49. Луга А.А. Работа грунтового ядра забивных свайных оболочек. Труды ЦНИИСа, вып. 4, Трансжелдориздат, 1952.с.89-104.
50. Максимов С. Н. Сопротивление сдвигу слабоуплотненных глинистых пород / С. Н. Максимов // Гидротехническое строительство. – 1953. – № 9. – С. 17–20.
51. Малыгин С.И. Экспериментальные исследования влияния влажности на сопротивление связного грунта сдвигу. – М., 1954. – 31 с.
52. Мангушев Р.А. Анализ устройства фундаментов старых зданий в центре Санкт-Петербурга//Основания, фундаменты и механика грунтов. 2004. №5. С.13-15.
53. Мангушев Р.А. и др. Основные концептуальные технические и технологические решения при строительстве подземной части второй сцены Санкт-Петербургского Государственного академического Мариинского театра / Мангушев Р.А., Панфёров А.А., Ледяев А.П., Кулагин Н.И., Ильичёв В.А., Гутовский В.Э., Александров В.Н. // Проектирование и строительство подземной части нового здания (второй сцены) Государственного академического Мариинского театра: сб. научн.-техн. статей / под общ. Ред. В.А. Ильичёва, А.П. Ледяева, Р.А. Мангушева; СПбГАСУ. – СПб. 2011. – С. 12-33.
54. Мангушев Р.А. Применение современных конструктивных и технологических методов для устройства подземного пространства в г. Санкт-Петербурге// Геотехника. 2010. №2. С. 58-67.
55. Мангушев Р.А. Проектирование и устройство подземных сооружений в открытых котлованах: учеб. Пособие / Р.А. Мангушев, Н.С. Никифорова, В.В. Конюшков, А.И. Осокин, Д.А. Сапин. – М.: Изд-во АСВ, 2013. – 290 с.

56. Мангушев Р.А. Справочник геотехника. Основания, фундаменты и подземные сооружения. Справочник под общей редакцией Ильичева В.А. и Мангушева Р.А. – М.: Изд-во АСВ, 2014 – 756 с.
57. Мангушев Р.А., Гутовский В.Э., Конюшков В.В. Определение прочностных характеристик грунтоцементного массива, выполненного по технологии jet-grouting в инженерно-геологических условиях Санкт-Петербурга // Вестник гражданских инженеров. – 2010. – №2. – С. 69-77.
58. Мангушев Р.А., Осокин А.И. Геотехника Санкт-Петербурга/Монография. – М.: Изд-во АСВ, 2010. – 264 с.
59. Мангушев Р.А., Ошурков Н.В., Гутовский В.Э. Влияние трёхуровневого подземного пространства на жилые здания окружающей застройки // Жилищное строительство. 2010. – №5. – С. 23-27.
60. Мангушев Р.А., Ошурков Н.В., Игошин А.В. Использование передвижной установки для целей реконструкции и строительства в стесненных условиях Санкт-Петербурга // Сб. тр. междунар. научно-практ. конф. «Реконструкция Санкт-Петербурга – 2005». Часть 1. – СПб., 2005. – С. 214-218.
61. Мангушев Р.А., Ошурков Н.В., Игошин А.В. Оценка влияния техногенных факторов на изменение характеристик грунтов при устройстве подземного пространства большого объёма // Материалы междунар. конф. «Геотехнические проблемы мегаполисов». – М., 2010.
62. Маслов Н.Н. Основы механики грунтов и инженерной геологии, М, 1969.
63. Маслов Н.Н. Прикладная механика грунтов, Машстройиздат, 1949.
64. Мигин С. И. Экспериментальное исследование влияния влажности на сопротивление связного грунта сдвигу / С. И. Мигин // Информационные материалы ВНИИ водоснабжения, канализации, гидротехнических сооружений и инженерной геологии. – 1954. – № 1. – 54 с.
65. Морарескул Н.Н., Заварзин Л.Г. Опыт типизации оснований и фундаментов в районах массовой застройки: научное издание. – Л.: ЛДНТП, 1984. – 32 с.
66. Недорезов И.А. Резание и ударное разрушение грунтов/ Недорезов И.А., Г.Н. Покровский. Новосибирск.: Наука, 1965. – 133 с.

67. Никифорова Н.С. Влияние строительства уникальных объектов с подземной частью на примыкающие исторические здания / Н. С. Никифорова, Ф. Ф. Зехниев, С. В. Астафьев, О. В. Буртовая // Вестник гражданских инженеров – 2009. – № 2 (19). – С. 126–129.
68. Новотворцев В.И. Опыт применения теории пластичности к задачам об определении несущей способности оснований сооружений. – Изв. НИИ гидротехники, т. XXII, 1938.
69. Опыт забивки свай вблизи зданий в условиях Ленинграда / Ковалевский Е.Д., Калюжнюк М.М., Андреев И.А., Вершинин В.П. // Устройство фундаментов и подземных сооружений вблизи существующих зданий: Матер. К краткоср. Семинару (19-20 апр. 1976). Л.: ЛДНТП, 1976. С.51-58.
70. Отчёт по составлению обобщённой карты инженерно-геологического районирования территории Ленинграда и Лесопарковой зоны (для подземного строительства): Шифр 378–78(33) / Трест ГРИИ; рук. Фурса В. М. – Л., 1978. – Исполн.: Мальцев И. Т., Коршунов Б. М., Майорова А. В.
71. Парамонов В.Н. Факторы риска при устройстве подземных сооружений в сложных инженерно-геологических условиях // Жилищное строительство. 2009. – № 2. – С. 35–37.
72. Парамонов В.Н. Экспериментальная проверка применимости некоторых моделей грунта для расчета ограждений котлованов / В. Н. Парамонов, К. В. Сливец // Вестник Томского государственного архитектурно-строительного университета. – 2008. – №4. – С. 139-145.
73. Парамонов В.Н. Метод конечных элементов при решении нелинейных задач геотехники. – Группа компаний «Геореконструкция». – СПб, 2011. – 262 с.
74. Перлей Е.М. Свайные фундаменты и заглубленные сооружения при реконструкции действующих предприятий / Е.М. Перлей, В.Ф. Раюк, В.В. Раюк А.Н. Алмазов. – Л.:Стройиздат, 1989. – 176 с.
75. Перлей Е.М. Трубчатые железобетонные сваи и колодцы-оболочки для промышленного и гражданского строительства, Стройиздат. Ленингр. отделение, 1969, -99 с.

- 76.Петрухин В.П., Шулятьев О.А., Мозгачева О.А. Опыт проектирования и мониторинга подземной части турецкого торгового центра. // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2004. – №5. – с.2–8.
- 77.Петрухин В.П., и др. Строительство коммуникационных тоннелей в Москве и обеспечение сохранности существующих зданий. / Петрухин В.П., Исаев О.А., Наятов Д.В., Гилынтейн С.Р. // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2002. – № 4. – с.12 –16.
- 78.Покровский Г.И. Моделирование прочности грунтов, Госстройиздат, 1939, - 144 с.
- 79.Польшин Д.Е., Определение напряжений в грунте при загрузке части его поверхности, Труды ВИОС, Основания и фундаменты, Сборник №1, 1933.
- 80.Прокофьев И. П. Давление сыпучих тел и расчет подпорных стенок / И. П. Прокофьев. – М.: Госстройиздат, 1947. – 67 с.
- 81.Прудентов А.И. Несущая способность железобетонных трубчатых свай с грунтовым ядром. -М.-Л.:Стройиздат,1966.-89с .
- 82.Прудентов А.И. Железобетонные сваи с грунтовым ядром. -Л. : 1971. – 161 с.
- 83.Пузыревский Н.П. Фундаменты. – Изд-во: М.-Л: Госстройиздат, 1934. – 516 с.
- 84.Расчёт осадок зданий и сооружений на слабых глинистых грунтах с учётом развития деформаций сдвига во времени / Улицкий В.М., Шашкин А.Г., Шашкин К.Г., Лучкин М.А. // Развитие городов и геотехническое строительство. – СПб., 2007. – № 11.
85. Ренгач В.Н. Шпунтовые стенки (расчёт и проектирование). – Л.: Стройиздат, 1970. – 111 с.
86. Руднев В.К. Исследование процесса резания и определение рациональной формы режущей кромки в случае полусвободного резания грунтов: Автореферат дисс. на соискание учен. степени канд. техн. наук. – Харьков, 1964. – 20 с.

87. Рудь В.К. Оценка динамического воздействия на здания от погружения свай// Науч.-техн. Реф. Сб. Сер. 5. Спец. строит. работы. Вып. 12. М., 1981. С. 18-20.
88. Сахаров И.И., Лыкова Н.И. Расчет подземных сооружений в условиях тесной городской застройки // «Жилищное строительство», № 2, 2009. – с. 19–21.
89. Сахаров И.И., Парамонов, В.Н. Mathematical modeling of thermal and deformation peocesses in problems of freezing and thowing of soils // The 5-th International geotechnical symposium / IGS5. – Incheon, May 22-24, 2013. – pp. 122–127.
90. Сахаров И.И., Парамонов, В.Н. Некоторые особенности застройки территорий над эскалаторными тоннелями метрополитена в Санкт-Петербурге // «Геотехника», №6. – М., 2010. – с. 60-63.
91. Сегаль И. С. К исследованию процессов резания и волочения сыпучих материалов в подъемно-транспортных установках / И. С. Сегаль // Сб. ст. Гинстальмост. – 1936. – Вып. 2. – С. 36–45.
92. Симвулиди И.А. Расчет инженерных конструкций на упругом основании – М.: Изд-во «Высшая школа», 1973. – 431 с.
93. Снитко Н.К. Статическое и динамическое давление грунтов и расчет подпорных стенок. – Л: Стройиздат, 1968.
94. Снитко А.Н. О решении контактной задачи для жёсткой стенки в упругой среде. – Сб. докладов по гидротехнике, вып. 11. – ВНИИГ, 1970.
95. Снитко А.Н. Расчет гибких опор в грунтовой среде с изменяющимся коэффициентом постели. Основания, фундаменты и механика грунтов. М., 1968, №3, с.6-7.
96. Снитко Н.К. Ежов Е.Ф. Деформационный расчет шпунтовых стенок при учете переменности модуля деформации грунта по глубине / Основания, фундаменты и механика грунтов: межвузовский тематический сборник трудов / Министерство высшего и среднего специального образования

- РСФСР, Ленинградский ордена Трудового Красного Знамени инженерно-строительный институт. – Л.: [б. в.], 1978. – С.42.
97. Снитко Н.К. Новый метод нахождения деформаций бруса. – Труды МИИТ, вып. 24. – 1932.
98. Снитко Н.К. Теория и расчет балок на упругом основании. – Воен.-трансп. акад. РККА им. Л.М. Кагановича. – М.: Учеб. отд., Центр. тип. К. Ворошилова, 1937. -93 с.
99. Соколовский В.В. Статика сыпучей среды. М.: Физматгиз, 1960. – 121 с.
100. Сотников С.Н. Строительство и реконструкция фундаментов зданий и сооружений на слабых грунтах/ Автореф. дис. на соиск. учен. степ. канд. техн. наук/Моск. инж.-строит. ин-т им. В.В. Куйбышева. - М., 1987. - 49 с.
101. Станевский В.П. Исследование влияния скорости на процесс резания грунтов: Автореферат дисс. На соискание учен. степени канд. техн. наук. – Киев, 1967. – 19 с.
102. Станевский В.П. Экспериментальное исследование рабочих нагрузок роторного экскаватора при различных скоростях резания. Горные, строительные и дорожные машины. Киев. Том 3. 1966. С.128-131.
103. Станевский В. П. О физической сущности влияния скорости на силу резания грунтов / В. П. Станевский // Горные, строительные и дорожные машины: сборник. – Киев: Техника, 1966. – Вып. 4. – С. 15–19.
104. Улицкий В.М., Алексеев С.И. Обеспечение сохранности зданий при устройстве котлованов и прокладке инженерных сетей в Санкт-Петербурге. // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2002. – №4.- с.17-21.
105. Улицкий В.М., Шашкин А.Г. Подземные сооружения в условиях городской застройки на слабых грунтах. – Гидротехника. М.: 2010, – №2. – С.46–50.
106. Улицкий В.М., Шашкин А.Г., Шашкин К.Г. Геотехническое сопровождение развития городов. – СПб.: Стройиздат Северо-запад, ГК «Геореконструкция-Фундаментпроект». – 2010. – 551 с.

107. Устинкин Н.Д. Исследование влияния скорости на взаимодействие режущего органа с грунтом: Автореферат дисс. на соискание учен. степени канд. техн. наук. – М., 1967. – 14 с.
108. Фадеев А.Б. Метод конечных элементов в геомеханике. – М.: Недра, 1987.
109. Фадеев А.Б., Прегер А.Л. Решение геотехнических задач методом конечных элементов. – Томск: Изд-во Том. ун-та, 1994.
110. Фадеев А.Б., Репина П.И., Абдылдаев Э.К. Метод конечных элементов при решении геотехнических задач и программа "Геомеханика". – Л.: ЛИСИ, 1983.
111. Филатов М. И. Основы дорожного грунтоведения / М. И. Филатов. – М.: Геотрансиздат, 1936. – 345 с.
112. Флорин В.А. Основы механики грунтов: монография / В.А. Флорин. – М.: Госстройиздат, 1959. – Т. 1. – 360 с.
113. Фурса В.М. Строительные свойства грунтов района Ленинграда. //Стройиздат, Ленингр. отд-ние, 1975. – 143 с.
114. Шихиев Ф.М. Исследования деформаций и напряжённого состояния грунтов. ММФ СССР. Отдел учебных заведений. Научные труды. – «Гидротехника», вып. 2, 1962.
115. Шихиев Ф.М. О распределении давления грунтов по высоте подпорных стен. – Одесск. ин-т инженеров морского флота. Научные труды, юбилейный выпуск. ММФ СССР, 1955.
116. Эйгенсон Л.С. Моделирование, Промстройиздат, 1949, - 240 с.
117. Эстрин М. И. Исследование режимов резания грунта ножами грейдер-элеваторов. / М. И. Эстрин // Строительное и дорожное машиностроение. – 1956. – № 10. – С. 17–19.
118. Якоби Э.К., Расчёт шпунтовых стенок. – Санкт-Петербург, 1912.
119. ArcelorMittal Pilling Handbook, - 8th edition. - 2008. – 368 p.
120. Boussinesq I. Application des potentiels a l'étude de l'équilibre et du mouvement des solides élastiques. - Paris: 1885.

121. British standards institution BS 8002: 1994: Code of practice for earth retaining structures BSI. 1994.
122. Coulomb. C.A. Essai sur une application des maximes et minimis a quelques problems de statique relatifs a architecture. // Mem. Acad. Roy. Pres. Div. Savants. 1776 – Vol. 7, – pp. 343 – 348.
123. Design Guide for Steel Sheet Pile Bridge Abutments, Sci publication 187. The Steel Construction Institute, 1998.
124. Flamant A. Sur la répartition des pressions dans un solide rectangulaire chargé transversalement. Comptes Rendus Acad. Sci., vol. 114 – Paris: 1892.
125. Melan E., Der Spannungszustand der durch eine Einzelkraft im inner beanspruchten Halbscheibe, Zeitschrift für angewandte Mathematik und Mechanik. B. 12, H. 6, 1932.
126. Mindlin R., Physics, N5, 1936. Mindlin R. and Cheng D. Journal of Applied Physics, 21. N9, 1950
127. Moormann Ch. Actual trends in deep excavation technology and performance based on an international database // Proc. the XIIIth European conf. on soil mechanics and geotechnical engineering. «Geotechnical problems with man-made and man influenced grounds. Main Session 4: Foundation in urban areas. – Prague, Czech Republic», 25-28th August 2003. – Vol. 2. – p. 277–284.
128. Moormann Ch. & Moormann H.R. A study of wall and ground movements due to deep excavations in soft soil based on worldwide experiences // Proc. the 3rd Int. Symp. (IS-Toulouse 2002) «Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground», 4th Session Deep Excavation: Design and analysis. – Toulouse, France, 23-25 October, 2002. – p. 477–482.
129. Peck R.B. Deep excavation and tunnelling in soft ground. State of the art report // Proc 7th Int Conf SMFE. – Mexico City, 1969. – pp 147–150.
130. Silent piler F101 for U sheet piles, - GIKEN LTD. - 2015. – 8 p.