

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

На правах рукописи

Полунин Вячеслав Михайлович

**ВЛИЯНИЕ ВИБРОПОГРУЖЕНИЯ И ВИБРОИЗВЛЕЧЕНИЯ
ШПУНТОВЫХ СВАЙ НА ДОПОЛНИТЕЛЬНЫЕ ОСАДКИ
ФУНДАМЕНТОВ ЗДАНИЙ В ВОДОНАСЫЩЕННЫХ ГРУНТАХ**

Специальность 2.1.2. Основания и фундаменты, подземные сооружения

Диссертация на соискание ученой степени
кандидата технических наук

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

Санкт-Петербург – 2022

ОГЛАВЛЕНИЕ

ВВЕДЕНИЕ.....	4
ГЛАВА 1 ОСОБЕННОСТИ ВИБРОПОГРУЖЕНИЯ И ВИБРОИЗВЛЕЧЕНИЯ ШПУНТОВЫХ СВАЙ В СЛАБЫХ, ВОДОНАСЫЩЕННЫХ ДИСПЕРСНЫХ ГРУНТАХ И ПЛОТНОЙ ГОРОДСКОЙ ЗАСТРОЙКИ.....	12
1.1. Применение вибрационных технологий погружения и извлечения свай в условиях плотной городской застройки.	12
1.2. Основные представления о распространении колебаний в массиве грунта в процессе высокочастотного вибрирования шпунтовых свай.....	19
1.3. Особенности поведения грунтов оснований Санкт-Петербурга при динамических воздействиях.....	25
1.4. Расчетные схемы для прогноза осадок фундаментов при воздействии динамических нагрузок	38
1.5. Выводы по Главе 1.....	48
ГЛАВА 2 РАСПРОСТРАНЕНИЯ КОЛЕБАНИЙ В МАССИВЕ ГРУНТА ПРИ ВЫСОКОЧАСТОТНОМ ВИБРИРОВАНИИ ШПУНТОВЫХ СВАЙ	50
2.1. Анализ натуральных наблюдений за колебаниями грунта и конструкций в процессе вибропогружения и виброизвлечения шпунтовых свай.....	50
2.2. Численное моделирование процесса высокочастотного вибрирования шпунтовой сваи в условиях слабых водонасыщенных грунтов	54
2.3. Наблюдения за колебаниями грунта околоосвайного пространства, фундаментов зданий и шпунтовой стенкой	62
2.4. Выводы по Главе 2.....	79
ГЛАВА 3 ИЗМЕНЕНИЕ ФИЗИКО-МЕХАНИЧЕСКИХ ХАРАКТЕРИСТИК ГРУНТОВ ПРИ ДИНАМИЧЕСКИХ ВОЗДЕЙСТВИЯХ	81
3.1. Изменение сопротивления грунтов сдвигу после воздействия высокочастотной вибрационной нагрузки по результатам сдвиговых испытаний и данным статического зондирования	81

3.2. Численное моделирование динамических трехосных испытаний песчаных грунтов	87
3.3. Динамические трехосные испытания глинистых грунтов	94
3.4. Выводы по Главе 3.....	102
ГЛАВА 4 МЕТОДИКА ПРОГНОЗА ДОПОЛНИТЕЛЬНЫХ ДЕФОРМАЦИЙ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ В ЗОНЕ ВЛИЯНИЯ ВИБРОПОГРУЖЕНИЙ И ВИБРОИЗВЛЕЧЕНИЙ ШПУНТОВЫХ СВАЙ	104
4.1. Аналитическое решение задачи дополнительных деформаций оснований фундаментов при динамических воздействиях	104
4.2. Решение задачи дополнительных деформаций оснований фундаментов при динамических воздействиях в численной постановке.....	109
4.3. Апробация аналитического и численного решения по средствам сопоставления результатов расчетов с данными натурных наблюдений	113
4.4. Выводы по Главе 4.....	131
ЗАКЛЮЧЕНИЕ	133
Список литературы	135
ПРИЛОЖЕНИЕ	153
Приложение А – Алгоритм расчета дополнительной осадки в среде Mathcad	153
Приложение Б – Определение размеров зон изменения модуля деформации грунта для численного расчета в среде Mathcad.....	160
Приложение В – Акты о внедрении результатов исследований.....	162

ВВЕДЕНИЕ

Актуальность темы исследования

Для развития эффективной городской инфраструктуры мегаполиса необходимо активное освоение подземного пространства. Ограничение наземной площади приводит к размещению автопарковок и помещений административного назначения в подземных этажах. Зачастую, реализация подземных объемов происходит в условиях плотной городской застройки, где главным критерием безопасного строительства является сохранность зданий и сооружений, попадающих в зону влияния. Для возможности освоения подземного пространства используются конструкции ограждения котлована, которые препятствуют обрушению его стенок и являются противофильтрационной завесой в сложных гидрогеологических условиях.

В качестве конструкции ограждения котлована наиболее часто используется металлические шпунтовые сваи различного профиля. Это обусловлено их экономической эффективностью, в сравнении с железобетонными элементами ограждениями котлованов, выполненных по методу «стена в грунте». Основными способами погружения таких свай являются: забивка, вибропогружение и статическое вдавливание. Применение низкочастотного динамического воздействия при забивке свай недопустимо в условиях плотной городской застройки из-за большой динамической нагрузки, возможного явления резонанса и большой зоны влияния. Погрузить шпунтовую сваю методом статического вдавливания при наличии большой толщи песков бывает затруднительно и более затратно в сравнении с вибропогружением свай. Высокочастотное безрезонансное вибропогружение считается щадящей и экономически эффективной технологией, в сравнении с представленными ранее методами.

Основным критерием при выборе конструкции ограждения котлована является достаточность величины его изгибной жесткости для восприятия горизонтального давления грунта с учетом нагрузки от фундаментов близрасположенных зданий. Для этого выполняется моделирование

фактической геотехнической ситуаций с целью определить расчетные величины дополнительных деформаций зданий, попадающих в зону влияния от: 1) откопки котлована и освоения подземного пространства; 2) загрузки основания новым сооружением. В ходе данных расчетов не учитываются технологические особенности выбранных технологий, поскольку они считаются безопасными. Результаты натурных наблюдений за дополнительными деформациями зданий и сооружений в процессе вибропогружения и виброизвлечения шпунтовых свай показывают, что величина дополнительной осадки может достигать до 5 см. Это, во многом, происходит за счет особенностей инженерно-геологических условий г. Санкт-Петербурга. Геологическое напластование в центральной части города отличается наличием 2-5 м песчаных водонасыщенных грунтов разной крупности и плотности сложения в верхней части разреза, они же являются основанием для фундаментов исторических зданий. Далее следуют слабые, водонасыщенные глинистые грунты, которые имеют мягко-пластичную, текуче-пластичную и текучую консистенции и их мощность варьируется от 7–14 м. Процессы вибропогружения и виброизвлечения шпунтовых свай вызывают в этих грунтах дополнительные динамические воздействия, которые приводят к развитию дополнительных деформаций, особенно в толще слабых водонасыщенных глинистых грунтов.

Поэтому учет дополнительных деформаций, вызванных вибропогружением и виброизвлечением шпунтовых свай является актуальной задачей. Разработка методики их учета позволит учитывать воздействие этих процессов на этапе проектирования.

Степень разработанности темы исследования.

Вопросам устройства ограждений котлованов из шпунтовых свай занимались многие исследователи, в том числе: Баркан Д.Д., Белов Г.А., Верстов В.В., Гайдо А.Н., Городнова Е.В., Никифорова Н.С., Пономарев А.Б., Филиппов Е.Н., Фрейдман Б.Г., Цейтлин М.Г., Гурский А.В., Конюшков В.В., Ланько С.В., Осокин А.И.,

Вопросами вибрационного погружения жестких элементов в водонасыщенные грунты занимались следующие исследователи: Баркан Д.Д., Савинов О.А., Ковалевский Е.Д., Калюжнюк М.М., Рудь В.К., Ильичев В.А. В том числе зарубежные авторы: Woods R.D., Holeyman A.E., Ishihara K., Kramer S.L., Massarch K.R, Seed H.B., Richart F.E., Deckner F., Viking K. и др.

Работы, посвященные поведению водонасыщенных грунтов под динамическим воздействием выполнены учеными: Ершов В.А., Вознесенский Е.А., Мирсаяпов И.Т., Нуждин Л.В, Тер-Мартirosян З.Г., Тер-Мартirosян А.З., Соболев Е.С., Анжело Г.О., Королева И.В., Seed H.B., Месчан С.Р. и др.

Развитие расчетно-вычислительных программных комплексов с использованием метода конечных элементов позволяет моделировать поведение грунтов в сложных геотехнических ситуациях. Моделированием ограждающих конструкций и прогнозом дополнительных деформаций зданий и сооружения при откопке котлованов занимались - Готман Ю.А., Дьяконов И.П., Ильичев В.А., Колыбин И.В., Мангушев Р.А., Никифорова Н.С., Парамонов В.Н., Петрухин В.П., Пономарев А.Б., Сахаров И.И., Тер-Мартirosян З.Г., Шашкин А.Г., Шашкин К.Г., Шулятьев О.А., Улицкий В.М., Сапин Д.А. и др.

На сегодняшний день при выполнении геотехнического обоснования откопки котлована и нового строительства, не учитываются технологические осадки, вызванные процессами вибропогружения и виброизвлечения шпунтовых свай.

Целью исследования является оценка влияния процессов вибропогружения и виброизвлечения шпунтовых свай на дополнительные осадки зданий, находящихся в зоне влияния.

Задачи исследования:

1. Определить характер распространения колебаний в массиве грунта, в процессе высокочастотного вибропогружения и виброизвлечения шпунтовых свай. Оценить величину активной зоны влияния такого динамического воздействия. Выявить преобладающий тип волны на поверхности и по глубине

грунтового массива при вибропогружении и виброизвлечении шпунтовых свай.

2. Оценить влияние динамического воздействия, вызванного процессами вибропогружения и виброизвлечения шпунтовых свай на изменение прочностных и деформационных параметров грунта.

3. На основе исследований по задачам 1,2 разработать методику прогноза дополнительных осадок зданий, вызванных процессами вибропогружения и виброизвлечения шпунтовых свай.

4. Разработать рекомендации по технологии погружения и виброизвлечения шпунтовых свай, позволяющие снизить их влияние на дополнительные осадки соседних зданий и сооружений.

Объект исследования – погружение и извлечение шпунтовых свай с помощью высокочастотной динамической нагрузки.

Предмет исследования: влияние процесса высокочастотного вибропогружения и виброизвлечения шпунтовых свай на дополнительную осадку соседних зданий.

Научная новизна исследования заключается в следующем:

1. Разработана аналитическая и численная методика расчета осадки зданий, вызванной вибрированием шпунтовых свай, которая позволяет учесть действующие статические и динамические воздействия в массиве разнородных грунтов;

2. Обоснован схожий уровень динамического воздействия для процессов вибропогружения и виброизвлечения шпунтовых свай по результатам натурных наблюдений за колебаниями грунтового массива для этих процессов;

3. Получены аналитические и экспериментальные зависимости относительных деформаций глинистых грунтов от времени при действии высокочастотных динамических нагрузок;

4. Обоснована технология виброизвлечения шпунтовых свай для уменьшения влияния этого процесса на дополнительные осадки соседних зданий.

Теоретическая значимость работы заключается в разработке и обосновании методике расчета, позволяющей прогнозировать дополнительные деформации в массиве грунта в зависимости от типа грунта и интенсивности динамической нагрузки.

Практическая значимость диссертационной работы заключается в разработке принципов проектирования шпунтовых ограждений, выполненных методом вибропогружения при устройстве котлованов в условиях городской застройки и их последующего вибрационного извлечения. Предложенная методика расчета позволяет определить величину и характер распространения дополнительных деформаций от вибропогружения и извлечения шпунтовых свай 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 указанным методом.

Методология и методы исследования:

1. Анализ литературных источников о влиянии динамического воздействия и распространению колебаний в массиве грунтов основания.

2. Выполнение натурных и численных экспериментов для оценки распространения колебаний в массиве грунта при вибропогружении и извлечении шпунтовых свай.

3. Лабораторные и полевые исследования влияния динамического воздействия на изменение характеристик грунта.

4. Разработка замкнутого аналитического решения задачи о развитии дополнительных деформаций грунтов основания фундаментов зданий и сооружений, попавших в зону влияния в процессе динамического воздействия.

5. Сопоставление результатов расчетов дополнительной осадки зданий с данными натурных наблюдений от вибропогружения и извлечения шпунтовых свай.

Положения, выносимые на защиту:

1. Разработанная методика аналитического расчета дополнительных деформаций зданий соседней застройки, вызванных процессами вибропогружения и виброизвлечения шпунтовых свай в условиях слабых водонасыщенных грунтов.

2. Полученные величины колебаний на поверхности грунта в процессе вибропогружения и виброизвлечения шпунтовых свай. На основе натурных полевых экспериментов на опытных площадках строительства, уточненные зоны влияния и преобладающие типы волн на поверхности.

3. Результаты проведенных численных расчетов при моделировании процессов вибрирования шпунтовых свай для определения активной зоны влияния в толще слабых грунтов.

4. Полученные экспериментальные кривые виброползучести глинистого грунта мягко-пластичной консистенции и расчетные кривые виброползучести по результатам численных экспериментов. Уточненные величины динамической вязкости в зависимости от уровня динамических напряжений для глинистых и песчаных грунтов.

5. Сопоставление результатов численного и аналитического расчета дополнительной осадки зданий в процессе вибрирования шпунтовых свай с данными мониторинга на объектах г. Санкт-Петербурга.

Область исследования соответствует требованиям паспорту специальности 2.1.2. Основания и фундаменты, подземные сооружения, пункты: 6: Разработка новых методов расчёта, конструирования и устройства оснований, фундаментов и подземных сооружений при действии динамических и сейсмических нагрузок; 10: Разработка научных основ и ведущих принципов обеспечения безопасности нового строительства и

реконструкции объектов в условиях сложившейся застройки, в том числе для исторических памятников, памятников архитектурного наследия и др.

Степень достоверности результатов проведенных исследований обоснована применением базовых теорий и общепринятых понятий, гипотез и допущений механики грунтов и механики деформирования твердого тела и явления виброползучести дисперсных грунтов. Подтверждена сопоставлением результатов расчета дополнительной осадки фундаментов в зоне влияния вибрирования шпунтовых свай с помощью аналитического решения и численного моделирования с данными геодезического мониторинга деформаций зданий и сооружений. Обеспечена применением стандартных методов наблюдений и испытаний с использованием аттестованного оборудования.

Разработанные в диссертации методы и решения корректны с учетом принятых допущений, поставленных задач и отражают полученные результаты. Сформулированные соискателем выводы и практические рекомендации могут быть использованы для проектирования и корректировки технических решений для устройства конструкции ограждения котлованов в условиях плотной городской застройки.

Апробация результатов. Результаты диссертационной работы докладывались и обсуждались на конференциях: Научный семинар, посвященный «110-летию со дня рождения Савинова Олега Александровича» (3-6 февраля 2020, ПГУПС, Санкт-Петербург); II Всероссийской конференции с международным участием «Фундаменты глубокого заложения и проблемы геотехники территорий» (26-28 мая 2021 г, ПНИПУ, Пермь); «74-ая научно-практическая студенческая конференция СПбГАСУ» (4-6 апреля, СПбГАСУ, Санкт-Петербург); Международной конференции «СОВРЕМЕННЫЕ ТЕОРЕТИЧЕСКИЕ И ПРАКТИЧЕСКИЕ ВОПРОСЫ ГЕОТЕХНИКИ: НОВЫЕ МАТЕРИАЛЫ, КОНСТРУКЦИИ, ТЕХНОЛОГИИ И МЕТОДИКИ РАСЧЕТОВ (GFAC 2021)» (27-29 октября, 2021, СПбГАСУ, Санкт-Петербург); на расширенном научном семинаре РОМГГиФ, 18 ноября 2021.

Публикации. Основные научные результаты диссертации опубликованы в 11 научных работах, в том числе 9 в рецензируемых изданиях из перечня, размещенного на официальном сайте ВАК.

Структура и объем работы.

Диссертационная работа состоит из введения, 4 глав, заключения, списка литературы, включающего 155 наименований и 3 приложений. Работа изложена на 166 страницах машинописного текста, содержит 121 рисунок, 16 таблиц.

Большая методическая помощь и поддержка оказана автору сотрудниками кафедры геотехники и технологии строительного производства СПбГАСУ, а, также, ООО «ПКТИ Фундамент-тест» и ООО "Инжиниринговая компания "Город-А".

ГЛАВА 1 ОСОБЕННОСТИ ВИБРОПОГРУЖЕНИЯ И ВИБРОИЗВЛЕЧЕНИЯ ШПУНТОВЫХ СВАЙ В СЛАБЫХ, ВОДОНАСЫЩЕННЫХ ДИСПЕРСНЫХ ГРУНТАХ И ПЛОТНОЙ ГОРОДСКОЙ ЗАСТРОЙКИ

1.1. Применение вибрационных технологий погружения и извлечения свай в условиях плотной городской застройки.

В условиях плотной городской застройки, главным критерием безопасного строительства является величина дополнительной осадки его фундамента. В г. Санкт-Петербурге дополнительные сложности и ограничения при выборе применяемых технологий на площадках строительства вносит наличие в центральной части города зданий исторической застройки [51,54,56]. В соответствии с существующими нормами, для таких зданий - объектов культурного наследия, величина дополнительной осадки фундамента не должна превышать 5–10 мм в зависимости от категории технического состояния здания [5].

В качестве основных применяемых в практике строительства решений конструкций ограждения котлована можно выделить металлические шпунтовые сваи и метод «стена в грунте» [57,58,67,100]. Метод конструкции ограждения котлована «стена в грунте» является более экономически затратной технологией, за счет скорости производства работ и технологических особенностей. Поэтому металлические шпунтовые сваи являются наиболее распространенным типом ограждающих конструкций котлованов. Их погружение в грунт осуществляется за счет высокочастотных вибраций или методом статического вдавливания. Однако, при наличии большой толщи песчаных грунтов использование метода статического вдавливания свай может быть крайне затруднительно или невозможно [22,23]. Стоит отметить исследования, которые выявили существенные величины технологических осадок при устройстве «траншейной стены в грунте»

[83,106] и устройства шпунтовой стенки методом статического вдавливания [46,47,48,49,50,53].

Массовое применение высокочастотных вибропогружателей связано с исследованиями [8,82], которые продемонстрировали высокую эффективность вибрационного погружения элементов грунт в сравнении со стандартной ударной забивкой свай [36,37,38,77,78]. Было отмечено, что при вибрации существенно снижаются не только контактный угол трения и удельное сцепление между грунтом и боковой поверхностью шпунта, но и упругие реакции грунта [8]. Полевые масштабные исследования по вибрационному извлечению полых металлических труб выполненные ВНИИГС подтверждали эти данные [82]. В дальнейшем, конструкции вибропогружателей совершенствовались для получения оптимального значения частоты работы [104, 105, 101].

В настоящее время, вибрационное погружение и извлечение свай является наиболее распространенной технологией. Примеры применяемых вибропогружателей приведены на рисунке 1.1.

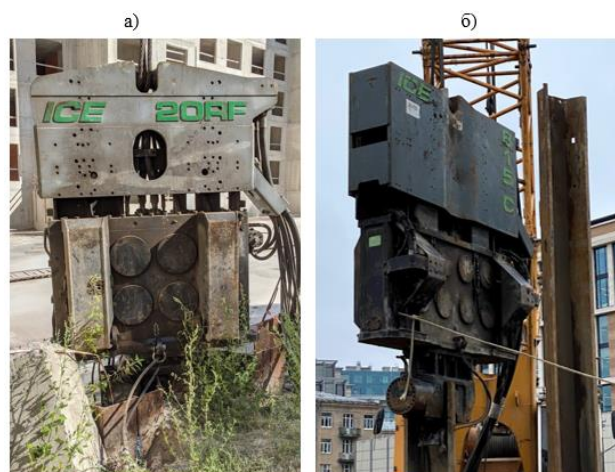


Рисунок 1.1 Примеры вибропогружателей ICE20RF и ICE815C.

Расчетная схема основных элементов вибропогружателя и схема вращения эксцентрика приведена на рисунке 1.2 (а, б). К основным элементам вибропогружателя относятся: корпус, для защиты внутренних механизмов, где располагается система дебалансов; гидравлический зажим для фиксации

оголовка шпунтовой сваи; динамическое воздействие генерируется за счет движения дебалансов. Его интенсивность характеризуется параметром максимальной вынуждающей силы F , кН (1). Вынуждающая сила зависит от параметра M , кНм - статического момента дебалансов, который в свою очередь зависит от их массы и конструкции (2), и от числа оборотов в минуту - n (1). Динамическая нагрузка от вибропогружателя может быть описана синусоидальной зависимостью (3). Еще одним важным расчетным параметром является величина колебаний шпунтовой сваи (4), которая зависит от суммарного веса конструкции вибропогружателя с учетом собственного веса шпунтовой сваи - G_{dyn} , кН. Контролируя этот параметр можно сделать вывод о «срыве сваи», т. е. ее свободном перемещении относительно окружающего массива грунта. При различных конфигурациях взаимного движения эксцентриков возможно добиться разной величины вынуждающей нагрузки (рис. 1.2, в).

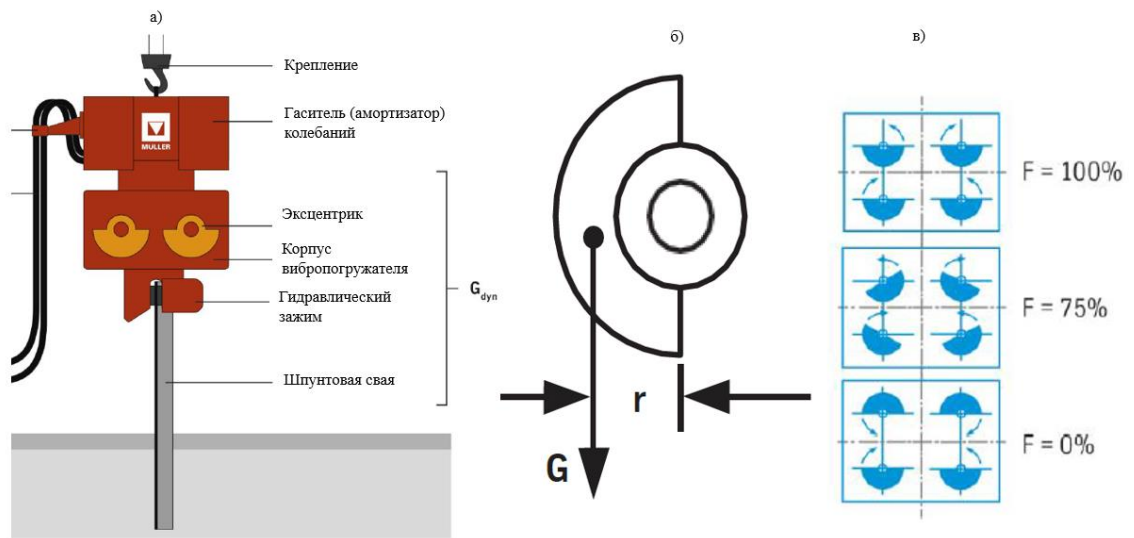


Рисунок 1.2 Схема устройства вибропогружателя (а); Расчетная схема эксцентрика (б); Пример взаимного движения эксцентриков, для достижения разной величины вынуждающей нагрузки (в).

$$F = M \cdot \omega^2 = M \cdot \left(\frac{\pi n}{30}\right)^2 \quad (1)$$

где, F – максимальная вынуждающая сила, кН; ω -циклическая частота, рад; n – количество оборотов в минуту.

$$M = G \cdot r \quad (2)$$

где, M – статический момент дебалансов, кНм; G – вес дебаланса, кН; r – радиус эксцентрика, м.

$$F = AF' \sin(\omega t + \varphi_0) \quad (3)$$

где, F – вынуждающая сила; A – множитель величины нагрузки; F' – исходное значение нагрузки; ω – циклическая частота; t – время; φ_0 – сдвиг по фазе.

$$S = \frac{2 \cdot M_{stat}}{G_{dyn}} \quad (4)$$

где, S – амплитуда смещения сваи, м; M_{stat} – суммарный статический момент дебалансов вибропогружателя, кНм; G_{dyn} – динамический вес конструкции погружателя с учетом собственного веса шпунтовой сваи, кН.

В условиях плотной городской застройки обязательным является использование высокочастотных безрезонансных вибропогружателей [12,13]. Наблюдение за колебаниями грунта показало, что при использовании вибропогружателей с фиксированным статическим моментом дебалансов проявляется эффект «пуска» и «выбега» при запуске и выключении погружателя соответственно (рис. 1.3) [13,14].

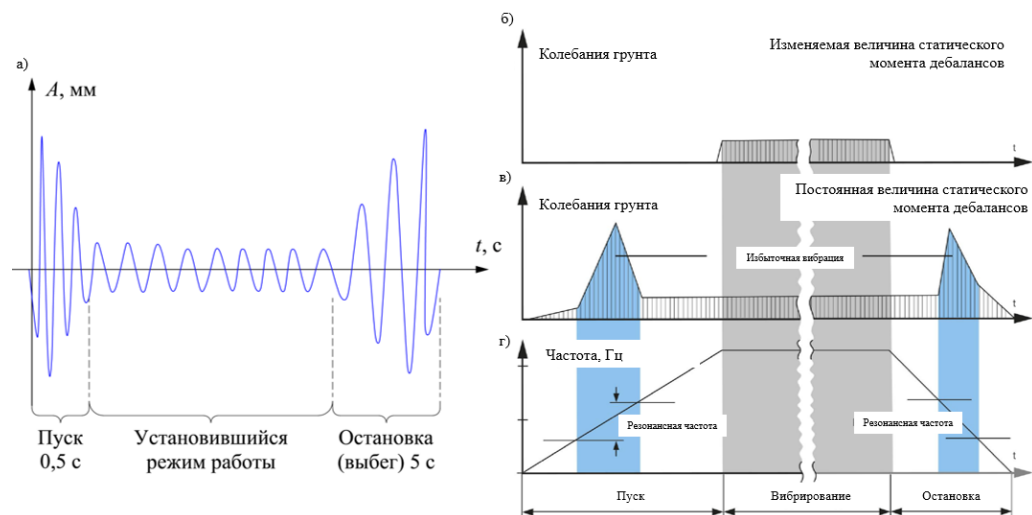


Рисунок 1.3 а) График амплитуды колебания измеряемой точки для погружателя с фиксированным значением статического момента дебалансов [12,13,14,15,152]. Графики зависимости амплитуды колебаний в процессе вибрирования шпунтовой сваи для: б) варьируемое значение момента дебалансов; в) для постоянного значения дебалансов; г) изменение частоты во времени в процессе вибрирования шпунтовой сваи, с отметками явления «пуска» и «выбега».

Данное явление происходит за счет совпадения частот работы вибропогружателя с собственной частотой колебаний грунта или зданий, попавших в зону влияния (рис 1.3, в,г). Чтобы избежать этого, необходимо использование вибропогружателей с изменяемым значением статического момента дебалансов.

Также, можно отметить некоторые общие рекомендации, которые позволяют снизить уровень динамического воздействия в процессе вибропогружения или виброизвлечения свай:

- Частота работы вибропогружателя должна находиться в пределах 30–38 Гц [15];

- Предварительное погружение шпунтовых свай с контролем величин колебаний грунта и смещений шпунтовой сваи. При правильном выборе частоты и вынуждающей силы, статического момента дебалансов возможно подобрать оптимальный режим работы, при котором будет обеспечено погружение свай и получен минимальный уровень динамического воздействия. Важно, что менять статический момент дебалансов можно в рамках погружения 1 сваи;

- Ограничение числа вибрируемых шпунтовых свай за 1 смену;

- До начала извлечения необходимо срезать все сварные швы между сваями для исключения жестких связей между ними.

- Для процессов виброизвлечения шпунтовых свай рекомендуется сперва вибрировать шпунтовую сваю для расструктурирования грунта около сваи пространства. В последствии сопротивление грунта снижается и шпунтовую сваю возможно извлечь статической нагрузкой.

Главным критерием безопасного применения технологии является измерение и контроль колебаний окружающего массива грунта и конструкции [45, 113]. Основные нормативные документы регламентируют следующие величины: амплитуда колебаний грунта, m [1]; скорость - v , mm [3]; ускорения $a - m/c^2$ [2,3,6]. Критерий предельно допустимого уровня колебаний зависит от геологических условий площадки строительства, технического состояния

конструкций сооружений, попадающих в зону влияния, инженерно-геологических условий площадки строительства.

Например, в г. Санкт-Петербурге большое количество объектов архитектурного наследия, для которых применяется жесткие нормы по динамическому воздействию. Ускорения в 0,15 м/с² могут вызвать косметические разрушения интерьерных элементов объекта [21,103]. Среди зарубежных документов можно выделить DIN 4150–3:1999 (Германия); BS 7385–2:1993 (Великобритания); NS 8141:2001 (Норвегия).

Сопоставление отечественных и нормативных документов сведено в таблицу 1.1.

Таблица 1.1 Контролируемые параметры для оценки динамических воздействий в разных нормативных документах

Учитываемые параметры	ВСН 490/ ТСН 50	DIN 4150- 3:1999	BS 7385- 2:1993	NS 8141:2001
Тип сооружения	-	-	-	+/-
Тип / конструкция здания	+	+	+/-	+
Техническое состояние	+	-	-	-
Тип фундамента	-	-	-	+
Тип грунтовых условий	+	-	-	+
Частота воздействия	+/-	+	+	-
Тип источника колебаний	-	-	-	+
Длительность воздействия	крат.	крат. / длит.	кратковре менное	крат.

На рисунке 1. условий приведено графическое сравнение критериев оценки вибрации для зданий исторической застройки на слабых грунтах в зависимости от частоты внешнего воздействия. Критерием оценки вибрации [2] является виброускорение, которое было пересчитано в виброскорость по формуле (5) [1,2,6].

$$a=2\pi f v=(2\pi f)^2 \cdot A \quad (5)$$

где, f – частота воздействия, Гц; v и a – амплитуда скорости м/с и ускорения колебаний, м/с² соответственно. A – амплитуда смещения, м.

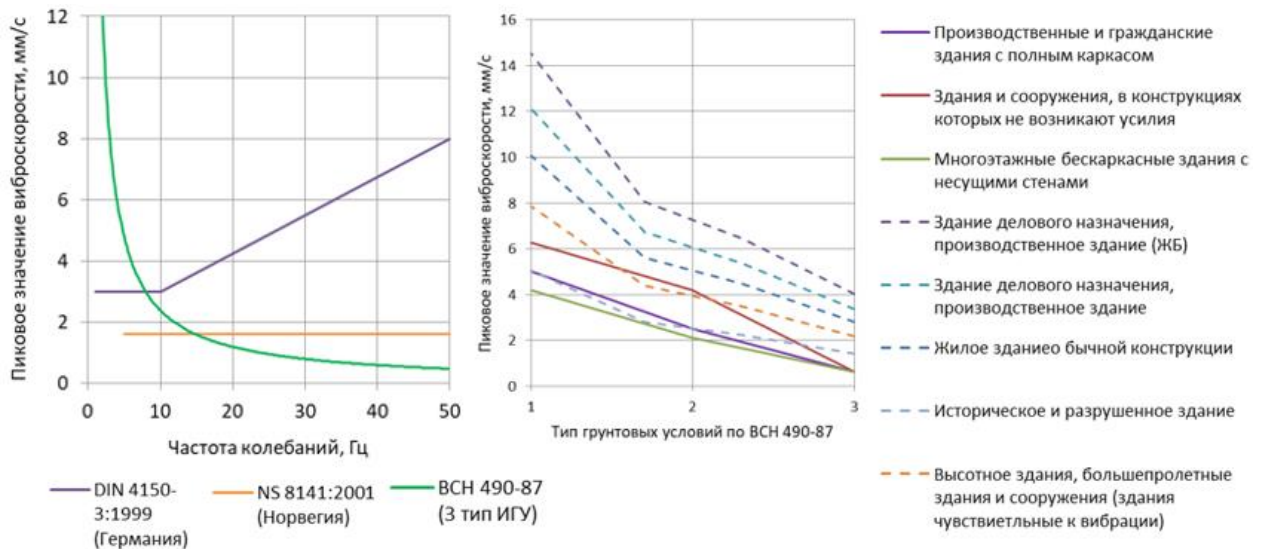


Рисунок 1.4 Предельные значения виброскорости для зданий исторической застройки на виброчувствительных грунтах. Предельные виброскорости для различных типов зданий в зависимости от грунтовых условий

Типы грунтовых условий приняты по таблице 3 [2], где 1 соответствует малочувствительным грунтам, а 3 – слабым грунтам, чувствительным к вибрации. Критерии [2] пересчитаны для частоты внешнего воздействия 38 Гц.

Стоит отметить, что между существующими нормативными документами отсутствует согласованность. Нет документа, учитывающего все факторы, влияющие на подбор критерия оценки вибрации. *Регламентируются величины колебаний только фундаментов и конструкций зданий и сооружений, но не грунтов основания. Нет требования по положению датчиков на поверхности грунта или по глубине грунтового основания, направлению измеряемых колебаний.*

1.2. Основные представления о распространении колебаний в массиве грунта в процессе высокочастотного вибрирования шпунтовых свай

Первоначальное исследование динамики грунтов связано с явлениями землетрясений. Одним из параметров оценки землетрясений являлась интенсивность сейсмических колебаний грунта [132]. Важной особенностью этой оценки является определение какой именно, из типов волн, является определяющим при внешней динамической нагрузке. Динамическое воздействие на грунтовый массив приводит к распространению четырех типов волн (рис. 1.5).

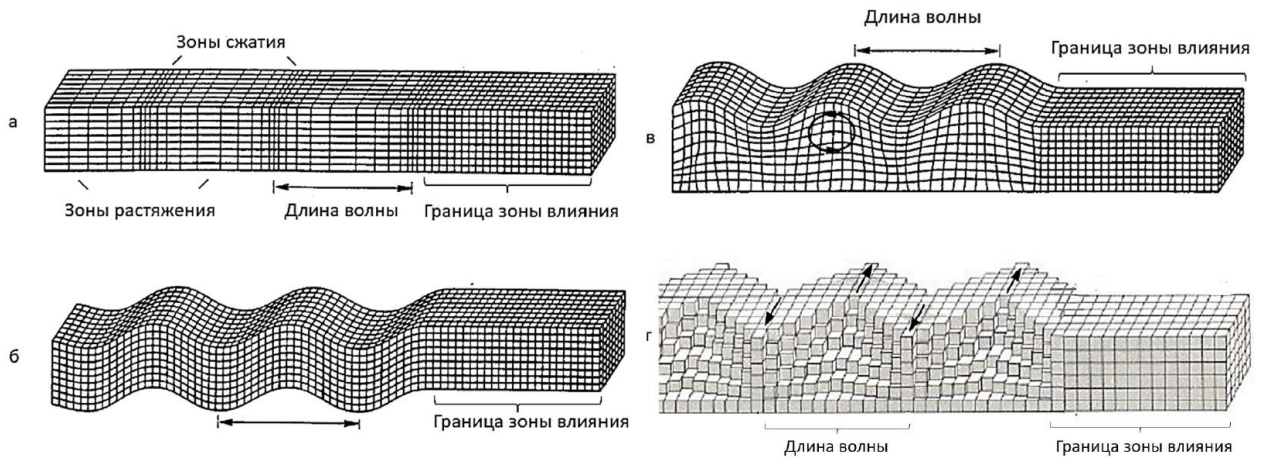


Рисунок 1.5 Сейсмические волны: а) объемная, продольная волна; б) объемная поперечная волна; в) поверхностная, волна Рэлея; г) поверхностная волна Лява.

- Объемные P-волны (продольные) - продольные волны создаются деформациями объема (расширением и сжатием пород в направлении движения) и являются самыми быстрыми из объемных волн. Они распространяются во всех средах и представляют собой чередование зон сжатия и растяжения грунта.

- Объемные S-волны (поперечные) - поперечные волны являются волнами сдвига и кручения, так как при своем распространении сдвигают частицы материала среды под прямым углом к направлению своего пути. Они не распространяются в жидкой среде, так как модуль сдвига в ней близок к нулю.

Их скорость в 1,7 раза меньше продольных волн. Эти волны возмущают поверхность грунта как по вертикали, так и по горизонтали;

Поверхностные R-волны (Рэлея) и L-волны (Лява) - В поверхностных волнах наблюдаются как горизонтальные колебания (волны Лява и Рэлея), так и вертикальные – только в волнах Рэлея. Поверхностные волны Рэлея и Лява присущи только твердым телам. Частицы на поверхности грунта находятся в особом состоянии, так как встречают меньшее сопротивление своему перемещению в сторону свободной поверхности. Колебания, вызванные этими волнами, распространяются в слое мощностью порядка длины волны. В рамках диссертационной работы рассматриваются: 1) продольные волны; 2) поперечные волны; 3) поверхностная волна Рэлея. Волна Лява не исследовалась, предполагается, что ее вкладом можно пренебречь.

Скорость распространения волны зависит от модуля упругости грунта и коэффициента Пуассона, и от сдвигового модуля грунта. Формулы для определения скорости различных типов волн приведены в таблице 1.2.

Таблица 1.2 Формулы для определения скорости распространения различных типов волн в грунтах

Продольная волна - P	$V_P = \sqrt{\frac{E(1-\nu)}{\rho(1+\nu)(1-2\nu)}} = \sqrt{\frac{\lambda + 2G}{\rho}}$	(6)
Поперечная волна - S	$V_S = \sqrt{\frac{E}{2\rho(1+\nu)}} = \sqrt{\frac{G}{\rho}}$	(7)
Волна Рэлея - R	$V_R = (0.87 + 1.12\nu) \sqrt{\frac{G}{\rho(1+\nu)}}$	(8)

где, V_P – скорость распространения продольной волны, м/с; V_S – скорость распространения поперечной волны, м/с; V_R – скорость распространения волны Рэлея, м/с; E – динамический модуль упругости, т/м²; ν – коэффициент Пуассона; G – динамический модуль сдвига, т/м²; λ – коэффициент, определяемый через модуль объемного сжатия; ρ – плотность грунта, т/м³.

Эти волны отличаются скоростью распространения ($V_P \approx 2V_S \approx 2,1V_R$), траекторией движения частиц и средами, в которых они могут

распространяться. Например, S-волна не может распространяться в жидких средах. Скорость распространения волн может определяться с помощью полевых и лабораторных методов. Также, скорость распространения волн в грунтах можно определить по эмпирическим формулам, предложенным [68,85], которые учитывают тип грунта, его физические свойства и действующий уровень напряжений.

Исследованиями динамики грунтов при ударном погружении свай и вибропогружении шпунта непосредственно занимались и занимаются отечественные и зарубежные ученые: [115,116,117,118,119,126,154,10,14,34,38,79,80].

Физическое описание процесса погружение свай можно представить в виде (рис. 1.6), которая предложена [126]. В процессе вибрирования шпунтовой сваи в зоне контакта между конструкцией сваи и грунтом, последний разжижается/расструктурируется, что приводит его к состоянию, близкому к поведению тяжелой вязкой жидкости (сдвиговые деформации грунта более 1 %). С удалением от вибрируемой сваи сдвиговые деформации уменьшаются. И на некотором расстоянии грунта испытывает только упругие колебания.

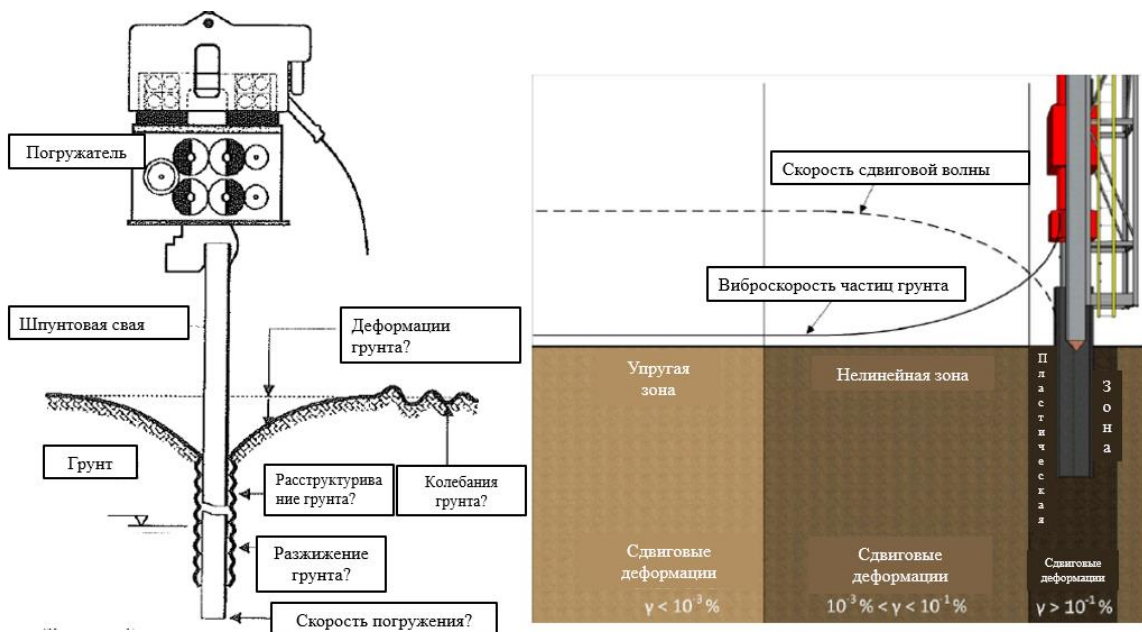


Рисунок 1.6 Физическое представление процессов взаимодействия погружения шпунтовой сваи с грунтом [126].

Распространение колебаний в грунте, в процессе вибропогружения свай, возникают за счет сил трения по боковой поверхности сваи и удара острия сваи о нижележащие грунты основания. Исследования [119] предполагают распространение цилиндрических волн сжатия «П-волн» (Cylindrical P-wave) и поперечных, сдвиговых волн «С-волн» (Cylindrical S-wave) за счет сил трения по боковой поверхности сваи. Наличие данных волн обуславливается существенными горизонтальными колебаниями шпунтовой стенки, которые могут возникать при прохождении сваей плотных слоев грунта. За счет соударения острия сваи о нижележащий грунт основания возникает сферический фронт распространения волны, который также описывается продольными (Spherical P-wave) и поперечными волнами (Spherical S-wave) (рис. 1.7, а).

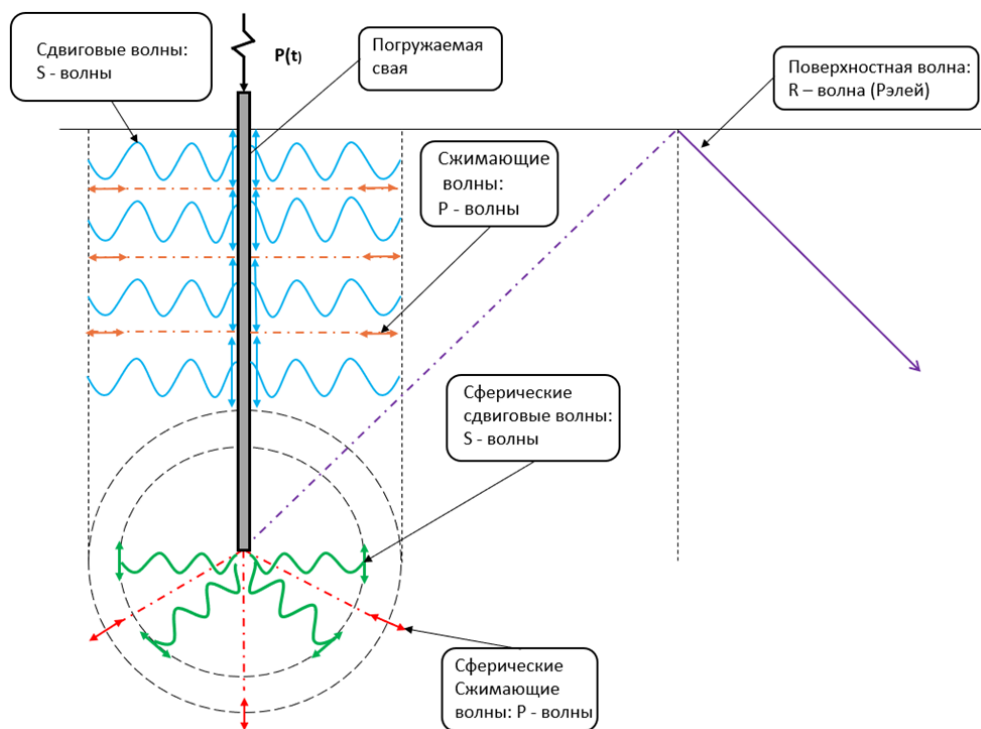


Рисунок 1.7 Распространение волн при вибропогружении шпунтовых свай [9]

Одним из способов оценки интенсивности преобладающего типа волны и уровня динамического воздействия являются наблюдения за колебаниями грунта [122,123,141,29,36]. Основную часть энергии вибрации фундаментам зданий придает поверхностная волна [46]. Согласно исследованию [143] (рис. 1.8, а), волна Рэлея затухает на глубине, соответствующей 1–1,5 ее длины, что

для геологических условий Санкт-Петербурга составляет примерно 3,5–5,0 м. Если слой слабых грунтов залегает под зданием на большей глубине, то по измеренным вибрациям на поверхности или фундаменте нельзя напрямую судить о степени динамического воздействия на основание.

На рисунке 1.8, б представлены траектории движения частиц грунта в околосвайной зоне, полученные натурными наблюдениями [116,118,119], что подтверждает принципиальную схему распространения колебаний в массиве грунта, приведенную на рисунке 1.7.

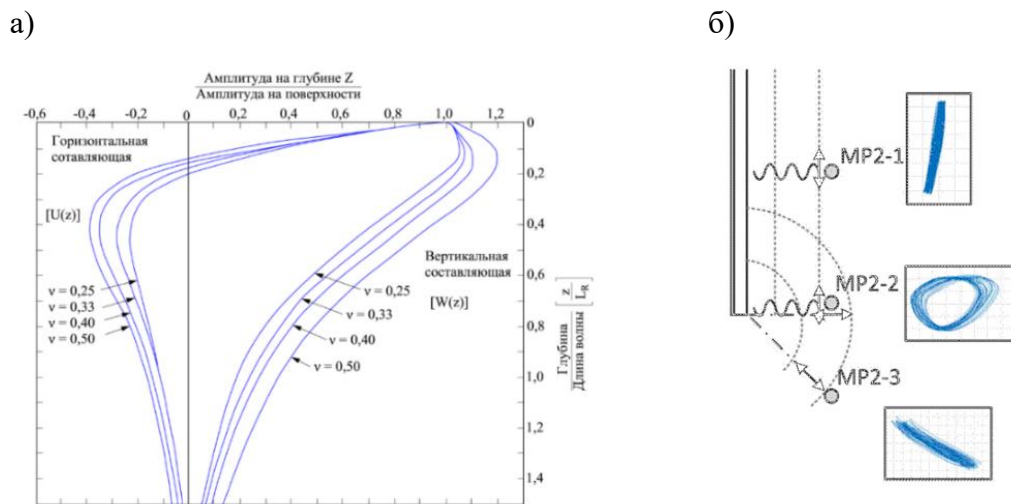


Рисунок 1.8 Изменение амплитуды волны Рэлея с глубиной [143], Траектории колебаний точек грунта по глубине шпунтовой сваи

Общепризнанно что большая часть колебания грунтового массива обусловлена глубинными, объёмными волнами. Поскольку объёмные волны делятся на продольные и поперечные, они вызывают нормальные растягивающие/сжимающие и сдвиговые напряжения соответственно [35] (рис. 1.9).



Рисунок 1.9 Динамические напряжения в грунтах при прохождении поперечной волны (а); при прохождении продольной волны (б). Для сейсмического воздействия

При распространении продольной волны нормальное напряжение возникает, как в вертикальной, так и в горизонтальной плоскости, и их взаимосвязь можно выразить формулой (9):

$$\frac{\sigma_{ah}}{\sigma_{av}} = \frac{\nu}{1 - \nu} \quad (9)$$

где, σ_{av} – вертикальные динамические напряжения, кПа; σ_{ah} – горизонтальные динамические напряжения, кПа; ν – коэффициент Пуассона.

Для определения величины нормальных динамических напряжений [гост вибрация и удар] в грунтах необходимо знать плотность грунта, скорость распространения волны в нем и величину виброскорости колебаний (10):

$$\sigma_a = \frac{\gamma_{gr}}{g} V_p \nu_z \quad (10)$$

где, γ_{gr} – удельный вес грунта кН/м³; $V_{p,s}$ – скорость распространения продольной или поперечной волны соответственно, м/с; ν_z – величина виброскорости грунта в измеряемой точке, м/с.

Величина динамических касательных напряжений может быть определена по методу, который был предложен [129,145,146]. В такой постановке необходимо знать величину ускорения колебаний на поверхности грунта ((11):

$$\tau_{max} = \frac{a_{max}}{g} \gamma_{gr} z r_d \quad (11)$$

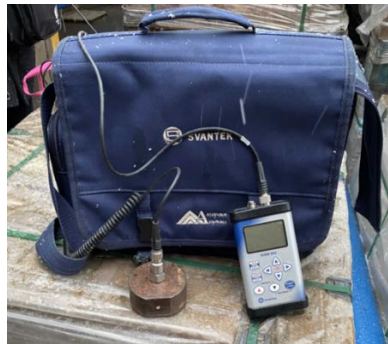
где, a_{max} – величина виброускорения грунта в измеряемой точке м/с²; γ_{gr} – удельный вес грунта кН/м³; g – ускорение свободного падения м/с²; r_d – коэффициент редукции; z – глубина рассматриваемой точки, м.

Контроль уровня динамического воздействия в процессе вибрирования шпунтовых свай осуществляется с помощью виброметров. Принцип их работы основан на пьезоэффекте. Внутри чувствительного элемента расположен пьезокристалл, который при деформации продуцирует электрический заряд. В качестве оборудования по определению колебаний в работе использовались: Вибран-3 (рис. 2.5, а) Svan 956 (рис. 2.5, б); Экофизика (рис. 2.5, в).

а)



б)



в)



Рисунок 1.10 Используемое оборудование при определении колебаний грунта и конструкций в процессе вибропогружения и виброизвлечения свай

Теоретические предпосылки распространения динамических волн в грунте в процессе вибрационного погружения шпунтовых свай предполагают наличие не только поверхностных волн, которые рекомендуется измерять в процессе вибромониторинга, но и глубинных, объёмных волн. Поскольку грунтовые условия г. Санкт-Петербурга характеризуются большой толщиной водонасыщенных глинистых грунтов текучих консистенций, учет динамических напряжений, вызванных объёмными волнами, позволит детальнее и точнее описать поведение грунтов при динамическом воздействии.

1.3. Особенности поведения грунтов оснований Санкт-Петербурга при динамических воздействиях.

Геологический разрез Санкт-Петербурга достаточно разнообразен, верхняя часть, мощностью до 30 метров представлена переслаиванием морских и озерных, озерно-ледниковых и ледниковых третичных и четвертичных отложений [54]. На основе карты инженерно-геологического районирования по З.Г. Заварзину [30,31], были уточнены мощности разных инженерно-геологических элементов с учетом разработок [84].

Отдельно выделялись инженерно-геологические элементы озерно-ледниковых и озерно-морских отложений, которые представлены песками разной плотности и крупности, и глинистыми грунтами (суглинками и супесями) разной консистенцией (рис. 1.11). На рисунке 2.2 представлено процентное распределение количества данных по административным районам и процентное распределение измеримых динамических процессов.

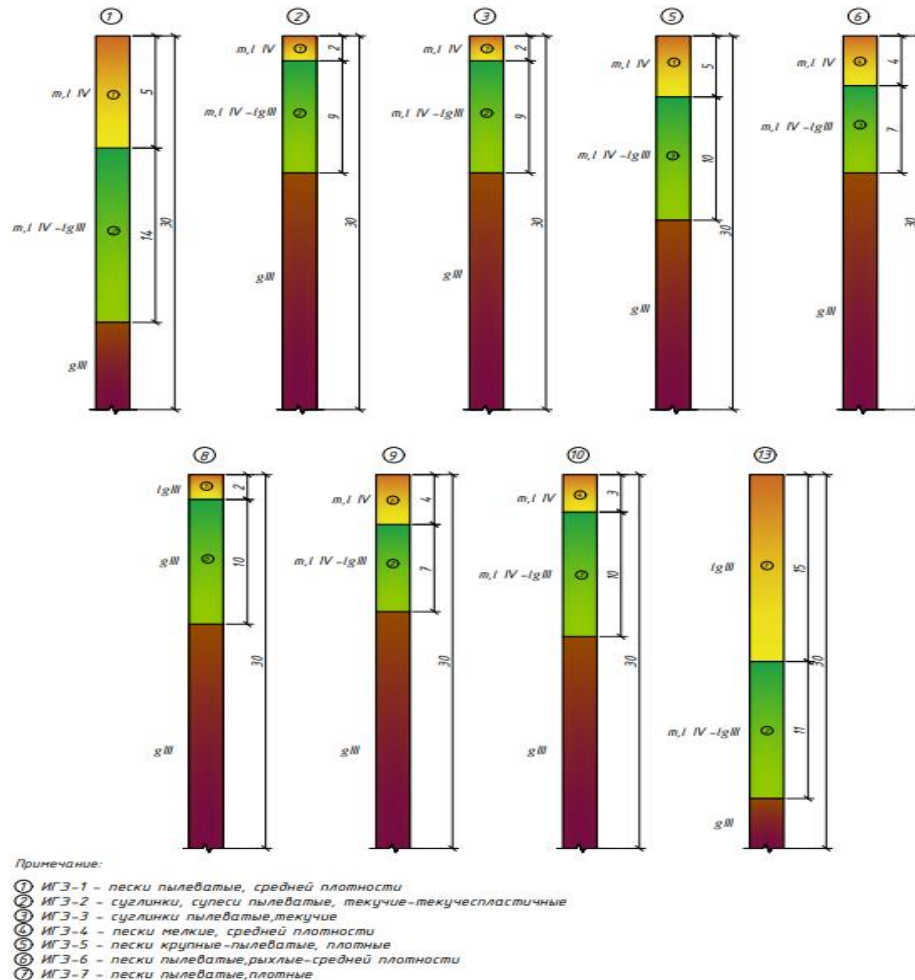


Рисунок 1.11 Уточненные инженерно-геологические разрезы по [30,31,84]

Инженерно-геологических условия Санкт-Петербурга относятся к сложным и отличаются большим разнообразием. Верхняя толща основания представлена пылеватыми, водонасыщенными песками и текучими суглинками, которые могут, существенно изменяют свою структуру в процессе динамического воздействия.

Выполнить оценку изменения прочностных и деформационных параметров грунтов можно с помощью лабораторных и полевых методов.

По полевым испытаниям грунтов, например, методом статического зондирования, можно отследить изменение структуры и НДС массива грунта и связать ее с амплитудой колебаний грунта [120,142,144,131]. В процессе динамического воздействия ожидается понижение прочностных характеристик грунта, для глинистого грунта, что отразится в изменении « q_c » – сопротивления погружению острия зонда, мПа. Для песчаного грунта ожидается увеличение параметра « q_c », что связано с уплотнением песчаных грунтов при динамических нагрузках. В работе [139] был поставлен комплексный полевой эксперимент, где было выполнено сопоставление уровня динамического воздействия (величина виброскорости поверхности грунта мм/с) со снижением сопротивления грунта методом статического зондирования грунта околосвайного пространства, а также сопоставления величин сопротивления «до», «после».

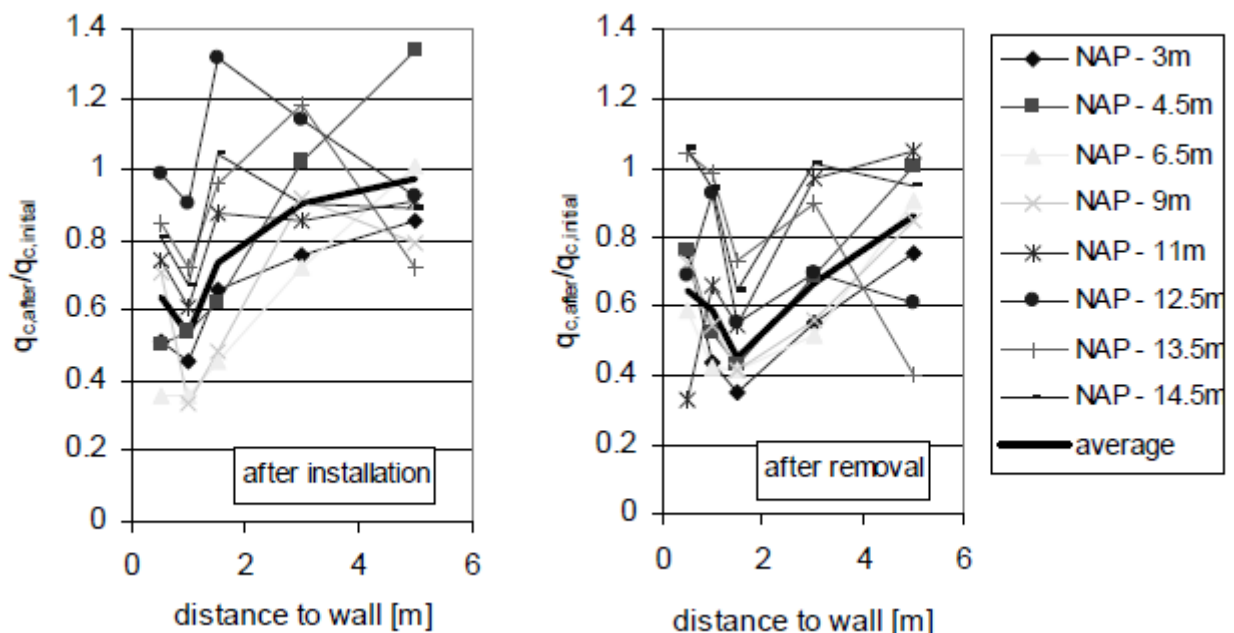


Рисунок 1.12 Величина параметра « q_c » «до и после» вибрационного погружения (слева), и вибрационного погружения (справа) шпунтовой сваи.

Так, по результатам зондирования, сопротивление по острию конуса « q_c » снизилось на 10–25% на расстоянии до 4 м от сваи при ее погружении. При

извлечении зафиксировано более выраженное снижение параметра « q_c »: от 10 до 55 %. Важно отметить, что сопротивление погружению сильнее снизилось в верхней толще грунтов, на глубине от 0–6.5 м. На отметках от 6.5–15 м ярко выраженных изменений не выявлено.

К лабораторным испытаниям грунтов можно отнести методы: динамического трехосного сжатия, метод резонансной колонки, циклический простой сдвиг. Имеет место отдельно рассмотреть поведение песчаных и глинистых грунтов на динамические нагрузки. Начнем с накопленного опыта испытаний песчаных грунтов.

Вопросами поведения песчаных грунтов под внешней динамической нагрузкой занимались множество авторов [8,132,16-19,35]. Как известно, водонасыщенные пески рыхлой и средней плотности относятся к структурно неустойчивым под вибрационным воздействием, поскольку у них наблюдается явление разжижения [16-19,35]. Определить этот факт лабораторным путем возможно с помощью динамических трехосных испытаний.

Наиболее опасным поведением грунта под динамической нагрузкой является разжижение грунта. В процессе динамического воздействия в связи с высокой скоростью приложения нагрузки, напряжения в скелете грунта будут уменьшаться, а поровое давление расти. С ростом числа циклов знакопеременного нагружения грунт переходит в состояние тяжелой вязкой жидкости, контактные связи между частицами нарушаются, внешняя нагрузка полностью переходит на поровую жидкость. Оценка динамического разжижения может быть выполнена с помощью условия (12):

$$PPR = \frac{p'_0 - p'}{p'} = \frac{u_w}{p'} \quad (12)$$

Где, PPR – экспериментальный параметр, характеризующий возможность разжижения. p'_0 - исходное значение эффективных напряжений, кПа; p' - эффективное среднее напряжение после динамического воздействия, кПа; u_w – поровое давление, кПа.

В работе Ершова В.А. (ЛИСИ) [26] при оценке динамической неустойчивости песчаных грунтов различной плотности сложения, окатанности частиц были получены зависимости сопротивления грунта сдвигу τ , кПа от ускорения a , м/с² (рис. 1.13).

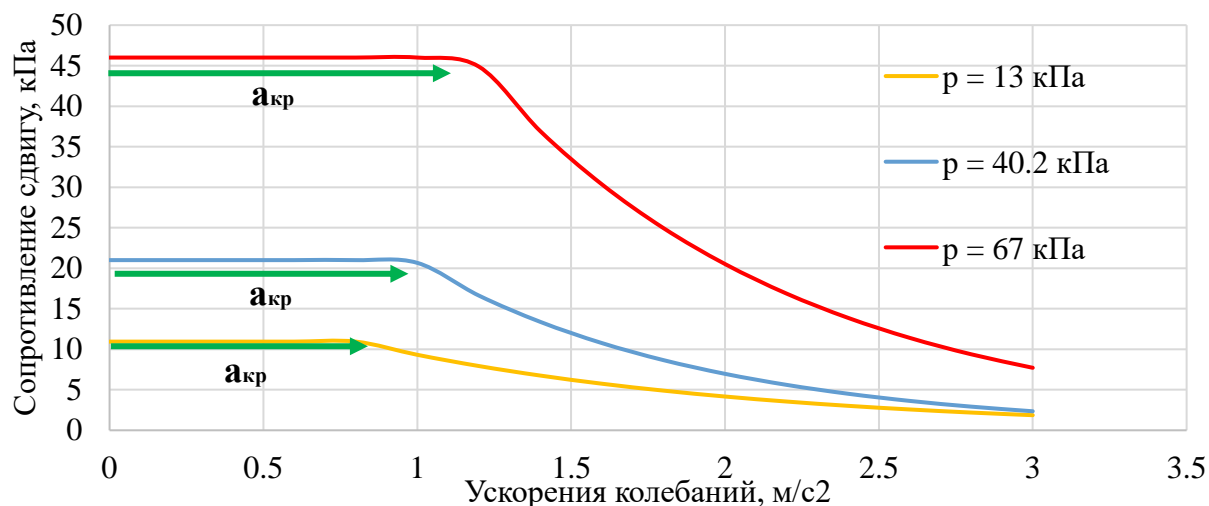


Рисунок 1.13 Снижение сопротивления водонасыщенного песка сдвигу в зависимости от величины виброускорения

Ершовым В.А. проводились испытания образцов грунта на динамическом сдвиговом приборе, в ходе которого были получены количественные параметры снижения прочности песчаного грунта при действии динамической нагрузки. Величину ускорения, где сдвиговая прочность образца снижалась, называют критическим ускорением $a_{крит}$, м/с². Также, автором получено, что величина критического ускорения растет с величиной вертикального давления, т.е. она будет изменяться по глубине.

Также описать поведения грунта под действием внешней динамической нагрузки можно явлением виброползучести, т.е. накоплением относительных деформаций во времени. Термин виброползучести грунта основания введен Ивановым П. Л. в 1960 г. [32], при работе с гидротехническими сооружениями. Схожая гипотеза была выдвинута Д.Д. Барканом. Им же было предложено реологическое уравнение виброползучести (13):

$$\varepsilon_d(t) = \frac{\sigma_0 + \sigma_a(\sin\omega t)}{\eta_0 \alpha} (1 - e^{-\alpha t}) \quad (13)$$

где, σ_0 - Величина статической составляющей напряжений, кПа; σ_a - Амплитуда динамических напряжений, кПа; α - Параметр реологического упрочнения; η_0 – Динамическая вязкость грунта; t – время динамического воздействия, с.

Зная величину относительных деформаций образца грунта, которые были накоплены на этапе приложения динамической нагрузки можно получить величину пониженного модуля деформация грунта E_{red} , МПа [39,61,89,90,97], и использовать его при расчете деформаций основания в статической постановке.

Вопросы виброползучести песчаных грунтов отражены в работах КГАСУ [140,63,61,62]. В качестве испытуемого грунта был принят песок со следующими физическими характеристиками: $\rho=2,0$ г/см³; $\rho_s=2,65$ г/см³; $W=24\%$; $\varphi=35^\circ$.

Циклические испытания грунта проводились по следующей методике: испытуемый образец подвергался всестороннему обжатию в течение 30 минут, затем к образцу прикладывалась вертикальная нагрузка ступенями по 10%. После достижения заданной величины относительной вертикальной деформации ($\varepsilon_{цикл}$) начиналось циклическое воздействие с амплитудой разгрузки 80% при этом циклы вертикального нагружения прикладывались непрерывно без ожидания условной стабилизации относительных деформаций N раз. Если образец выдерживал N циклов, то в приборе он доводился ступенчато, по схеме его раздавливания, до разрушения. Все параметры нагружения принимались по ГОСТ 12248–2010 для схемы неконсолидированно-недренированных испытаний.

При проведении испытаний были приняты следующие параметры нагружения: величина всестороннего обжатия $\sigma_2 = \sigma_3 = 100, 200, 300, 400$ кПа, время выдержки образцов в эксикаторе после изготовления образца $t_1=1$ час и $t_2=73$ часа, степень вертикального нагружения – 10% величины всестороннего обжатия, предельная деформация при разрушении – 15 % (11

мин), интервал времени между ступенями нагружения – 15 сек, амплитуда нагружения – 80% от максимального значения девиатора напряжений.

По результатам испытания отмечено снижения модуля общей деформации грунта при внешнем циклическом воздействии (рис. 1.14).

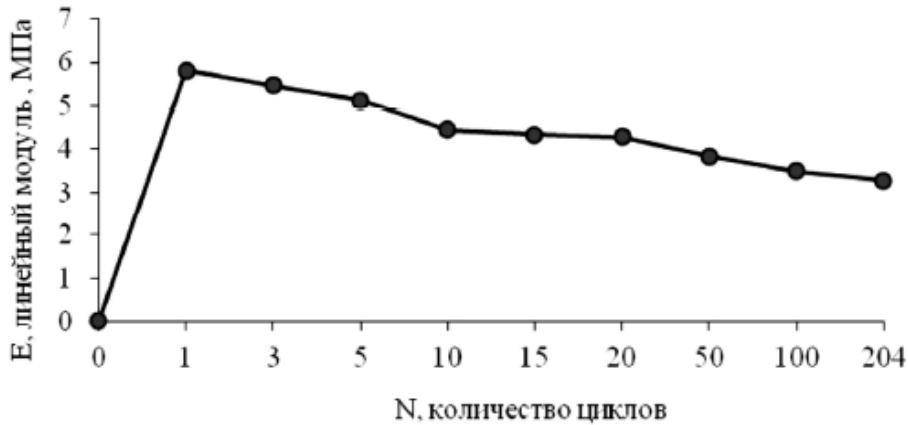


Рисунок 1.14 Снижение модуля деформации песчаного грунта в зависимости от количества циклов нагружения

В работе [7] представлен анализ существующих экспериментально-эмпирических зависимостей по прогнозу относительных деформаций песчаного грунта (Таблица 1.3).

Таблица 1.3 Формулы для расчета пластических деформаций при воздействии повторных нагрузок

Специалисты, применявшие формулу	Формула
Barksdale R.D. [108]	$\varepsilon_N = a + b \cdot \ln N$. где a и b – параметры модели; N – количество приложенных нагрузок, единиц
Leng J. [133]	$\varepsilon_N = \varepsilon_1 + a \cdot \lg N + b \cdot (\lg N)^2$. где ε_1 - остаточная деформация, возникающая при первом приложении нагрузки.
Cheung L.W. [114]	$\varepsilon_N = A \cdot ((\sigma_1 - \sigma_3)/\sigma_3)^b \cdot (B + \lg N)$. где A , b и B – параметры модели, являющиеся постоянными материала;
Sweere G.T.H. [147]	$\varepsilon_N = A \cdot N^B$. где A и B – параметры уравнения регрессии
Wolff H., Visser A. [153]	$\varepsilon_N = (A + m \cdot N) \cdot (1 - \exp[-B \cdot N])$. где m , A и B – параметры уравнения регрессии.
Francken L., Clauwaert C. [121]	$\varepsilon_N = A \cdot N^B + A_1 \cdot (\exp[-B_1 \cdot N] - 1)$ где A , B , A_1 , и B_1 - параметры уравнения регрессии.
Theyse H.L. [149, 148]	$\varepsilon_N = m \cdot N + A_1 \cdot (1 - \exp[-B_1 \cdot N] - 1)$. $\varepsilon_N = A \cdot N^B + (m \cdot N + A_1) \cdot (1 - \exp[-B_1 \cdot N])$.

Tseng K. H., Lytton R.L. [150]	$\varepsilon_N = a \cdot \exp(-b/N)^{-c}$
Brecciaroly F., Kollsoja P. [110]	$\varepsilon_N = \varepsilon_{100} + A \cdot \sqrt{N}/(B + \sqrt{N})$. ε_{100} - деформация от первых 100 циклов.
Hornych P., Corte J. F., Paute J.L. [127]	$\varepsilon_N = \varepsilon_{100} + \left(1 - \left[\frac{N}{100}\right]^{-B}\right)$.
Veverka V. [151]	$\varepsilon_N = f_s \cdot \varepsilon_{200} \cdot N^a$. где f_s - коэффициент пропорциональности, определяемый опытным путем; ε_{200} - деформация от первых 200 циклов; a - коэффициент, учитывающий затухающий характер деформирования.

В целом, вся верхняя часть геологического разреза, за редким исключением может рассматриваться как неустойчивая, обладающая высокой и неравномерной сжимаемостью толща основания, зачастую, обладающая еще и тиксотропными свойствами, т.е. способностью разжижаться при воздействии динамических и вибрационных нагрузок, а в дальнейшем, способных к частичному восстановлению своей прочности в состоянии покоя (рис. 1.15). Предполагается, что снижается удельное сцепление грунта c , кПа, а угол внутреннего трения не меняется. Количественно этот эффект характеризуется величиной накопленной деформации за время динамического воздействия или коэффициентом разупрочнения (14(15)[87]:

$$K_p = \frac{S_{u,min}}{S_{u0}} \quad (14)$$

$$K_\varepsilon = \frac{S_{ut}}{S_{u0}} \quad (15)$$

Где, K_p -коэффициент разупрочнения; K_ε - коэффициент восстановления; $S_{u,min}$, – прочность грунта в момент окончания вибрации; S_{u0} - прочность грунта до вибрации; S_{ut} – прочность грунта через время t , после окончания вибрации.

Этим свойством обладают глинистые отложения озерно-ледниковой толщи (lg-III), представляющие собой чередование пылеватых, глинистых, и реже песчаных слоев, характеризующихся повышенной влажностью, низкой плотностью, и высокой деформируемостью [24]. Данные, относительно

слабые грунты, подстилаются более прочными моренными отложениями (g-III).



Рисунок 1.15 Изменение прочности тиксотропного (а), квазитиксотропного (б,в) грунта

Работы по определению снижения прочности глинистых грунтов были выполнены [49], результаты представлены на рисунке 1.16.

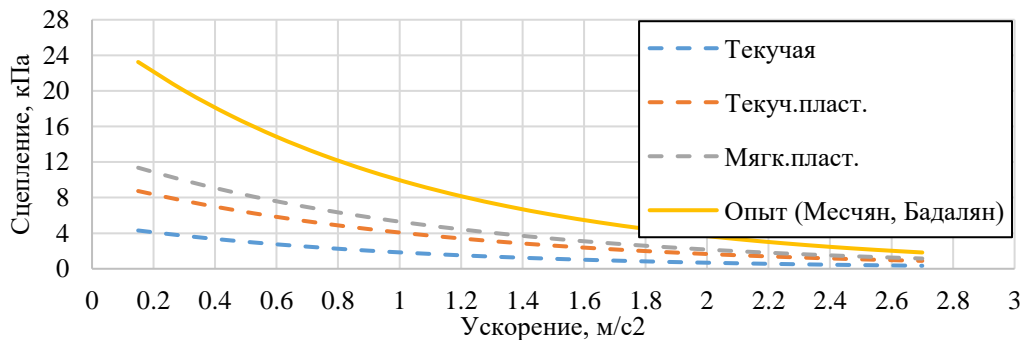


Рисунок 1.16 Изменение удельного сцепления глинистого грунта в зависимости от ускорения колебаний по данным [49]

Авторами получены зависимости удельного сцепления грунта (его прочности), от величины динамического воздействия, которое характеризовалось величиной виброускорения грунта a , m/c^2 .

Схожие эксперименты по изменению прочности и деформативности глинистых грунтов под высокочастотном динамическом воздействием (воздействие от железнодорожного транспорта) выполнены и представлены в работах [27,28,41,42,74,75,76]. Испытуемые глинистые грунты имели пластичную и более твердые консистенции. Испытания проводились по консолидировано-дренированной схеме в установке динамического трехосного сжатия. Авторами зафиксирована общая тенденция к снижению

прочностных и деформационных характеристик у глинистых грунтов, однако, у грунтов полутвердой консистенции, прочностные параметры снизились на 6-8%. Пример зависимости снижения удельного сцепления грунта от величины пульсационных напряжений (динамической нагрузки), приведен на Рисунок 1.17.

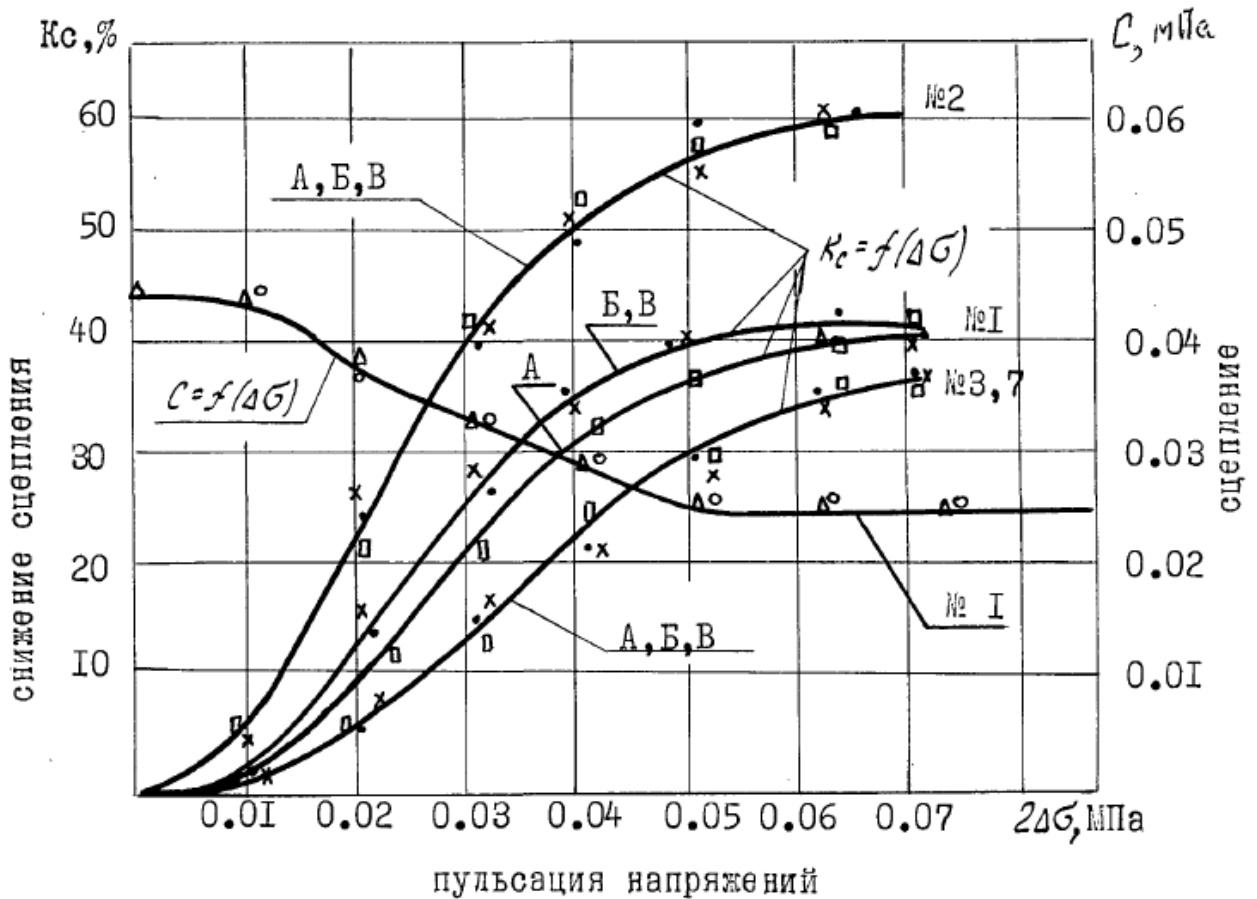


Рисунок 1.17 Зависимость снижения сцепления от пульсации напряжений (кривая №1), изменения величины показателя относительного снижения сцепления K_c .

Схожие испытания на лессовидных суглинках, проводимые в НИУ МГСУ показали, что при вибрационных воздействиях у образцов грунта наблюдалось уменьшение прочностных характеристик на 8–17%. [92].

Испытанию глинистых грунтов под действием динамическим нагрузок посвящены работы [63,61,62,64,65,66]. Стоит отметить, что поведение глинистых грунтов под динамическими нагрузками является малоизученным явлением. В работе [66] приведены испытания глинистого грунта нарушенной структуры со следующими характеристиками $I_p = 0.17$, относится к глине,

$\rho=1,9 \text{ г/см}^3$; $W= 23\%$; $W_L= 38\%$; $W_p= 21\%$; $I_L=0,117$ - показатель текучести характеризует грунт как полутвердую глину.

Этапы испытания, следующие:

- 1- всестороннего обжатия;
- 2- девиаторного нагружения;
- 3- циклического нагружения;
- 4- длительной выдержки образца под нагрузкой.

В ходе испытаний было получено, что при циклическом нагружении модуль деформации грунта существенно снижается на первых этапах приложения циклических нагрузок и далее его величина стабилизируется (рис.Рисунок 1.18).

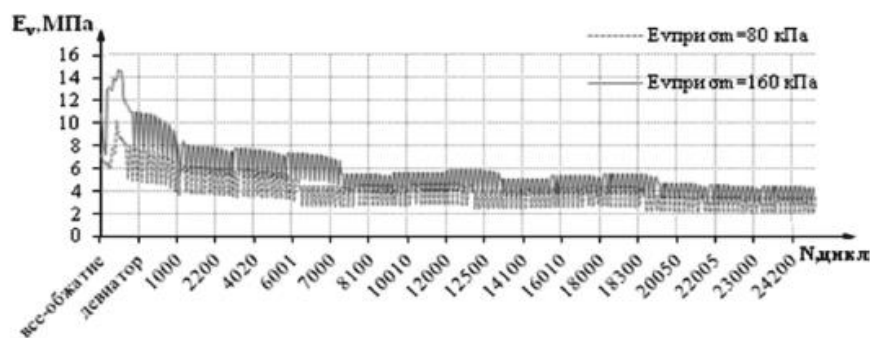


Рисунок 1.18 Изменение объемного модуля деформации грунта в процессе внешнего динамического нагружения по данным [66]

В ходе экспериментов, приведенных выше, были получены зависимости модуля деформации грунта E , объемного модуля деформации K_v , относительных деформаций ε и объёмных деформаций ε_v от количества циклов нагружения:

Обработка результатов проведенных экспериментальных исследований и их анализ позволили предложить следующие уравнения для оценки изменения основных механических характеристик грунта при трехосном циклическом нагружении:

-зависимость объемного модуля деформации от количества циклов нагружения:

$$K(v)(N) = \lg(N) \cdot k - N^{\frac{2}{l}} + m \quad (16)$$

-линейный модуль деформации от количества циклов:

$$E(N) = \lg(N) \cdot a - N^{\frac{2}{b}} + c, \quad (17)$$

-относительная продольная деформация от количества циклов:

$$\varepsilon_1 = e^{\frac{N}{r}} + \frac{N}{s} - 1, \quad (18)$$

-относительная объемная деформация от количества циклов:

$$\varepsilon_v = e^{\frac{N}{z}} + \frac{N}{y} - 1, \quad (19)$$

Где $k, l, m, a, b, c, r, s, z, y$ – коэффициенты, получаемые опытным путем, для песчаного грунта они зависят от времени выдержки грунта, его влажности и значения всестороннего обжатия образца в стабилометре ($\sigma_2 = \sigma_3$);

Стоит отметить, что приведенные выше испытания справедливы для глинистых грунтов пластичной, полутвердой и твердой консистенций, о чем свидетельствуют физические характеристики испытываемых образцов, а также характер их разрушения (рис. 1.19):

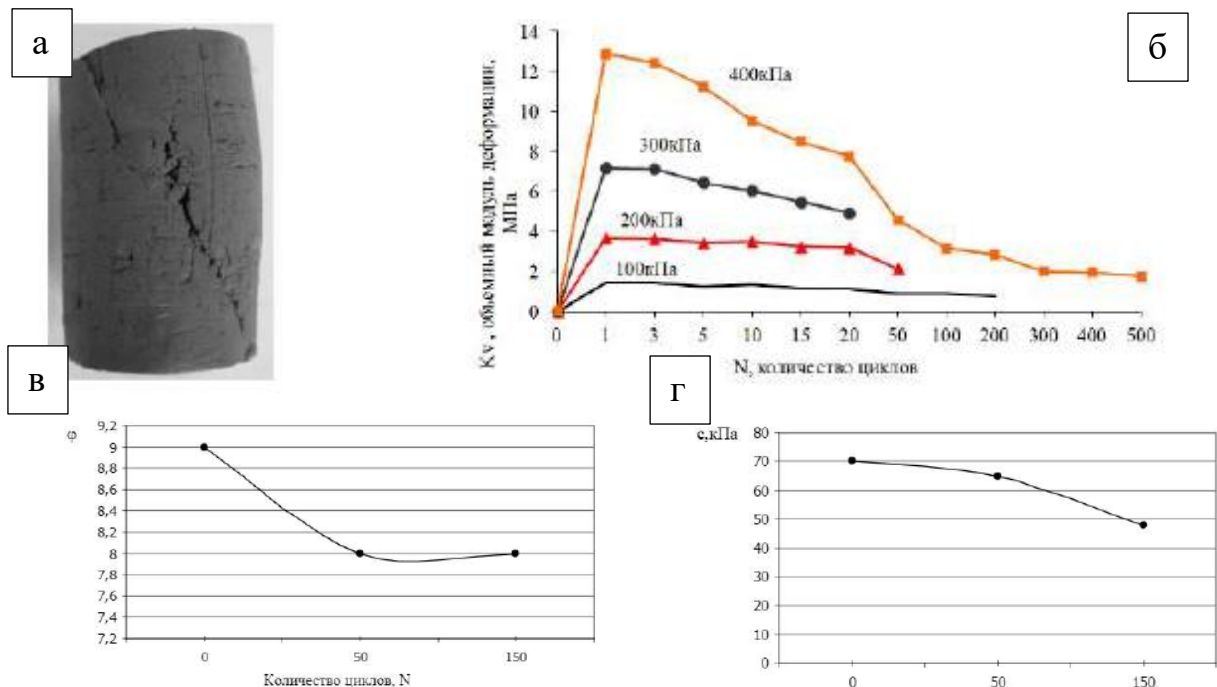


Рисунок 1.19 Характер разрушения образца глинистого грунта при динамическом нагружении (а); Изменение модуля деформации грунта в зависимости от количества циклов нагружения (б); изменение удельного сцепления грунта в зависимости от количества циклов нагружения (в); изменение угла внутреннего трения грунта в зависимости от количества циклов нагружения (г)[бб]

Авторами отмечено существенное снижение модуля деформации грунта в зависимости от количества циклов нагружения образцов грунта, а также, снижения прочностных параметров грунта. Однако, не описана методика определения угла внутреннего трения и сцепления, на этапах динамического нагружения. Были получены экспериментально-эмпирические зависимости для глинистых грунтов:

-объемный модуль деформации от количества циклов:

$$K_V(N) = \lg(N) \cdot k \cdot W \cdot \sigma_3 - N^{2/(\sigma_1 \cdot l)} + m \cdot \sigma_3, \quad (20)$$

-линейный модуль деформации от количества циклов:

$$E(N) = \lg(N) \cdot q \cdot W \cdot \sigma_3 - N^{2/(u \cdot \sigma_1)} + p \cdot \sigma_3, \quad (21)$$

-относительная продольная деформация от количества циклов:

$$\varepsilon_1(N) = \ln(N) \cdot r \cdot \sigma_1 + s \cdot \sigma_3, \quad (22)$$

-относительная объемная деформация от количества циклов:

$$\varepsilon_V(N) = \ln(N) \cdot z \cdot \sigma_1 + y \cdot \sigma_3, \quad (23)$$

-прочность грунта от количества циклов:

$$R(N) = d + n/\sigma_m \cdot \lg N. \quad (24)$$

где $k, l, m, r, s, z, y, d, n, q, u, p, W$ – коэффициенты получаемые опытным путем, для глинистого грунта, которые зависят влажности грунта, значения всестороннего давления обжатия образца в стабилометре ($\sigma_2 = \sigma_3$); σ_1 и σ_3 – значения вертикальных и боковых напряжений, кПа; N – количество циклов нагружения.

В связи с тем, что большая часть территории Санкт-Петербурга сложена слабыми водонасыщенными грунтами различной консистенции, способными переходить в плавунное состояние при внешних воздействиях различного характера, в том числе и при вибрационных, **изучение изменения прочностных параметров при этом переходе является актуальным и не до конца изученным вопросом. Использование аналитического уравнения виброползучести на основе теории Д.Д. Баркана для глинистых грунтов,**

позволит прогнозировать относительные деформации грунта при действии динамических нагрузок.

1.4. Расчетные схемы для прогноза осадок фундаментов при воздействии динамических нагрузок

Вопросам прогноза деформаций основания фундаментов под воздействием динамических нагрузок посвящены работы [8,38,40,33,81,136]. Первые работы, посвященные прогнозу осадок основания, построены на теории, что песчаный грунт уплотняется под действием внешней динамической нагрузки [8,32,82,86].

Понятие о критическом ускорении введено в литературу О.А. Савиновым и почти одновременно (под термином “порог виброуплотнения”) Д.Д. Барканом. В одной из своих работ Н.Н. Маслов предложил следующую формулировку: «критическое ускорение — это такое ускорение колебаний, ниже которого не происходит дальнейшего уплотнения песка». Следует отметить, что данное понятие может относиться не только к пескам, но и к глинистым грунтам. Так, Б.М. Гуменский по результатам лабораторных опытов сделал вывод, что тиксотропные процессы в глинистых грунтах происходят при колебаниях с ускорением, превышающем определенное значение, и отсутствуют при меньших ускорениях.

Для прогноза уплотнения грунта в зависимости от уровня действующий динамической нагрузки можно рассмотреть расчетную схему, предложенную О.А. Савиновым (рис. 1.20). Фундамент передает на грунт динамическую нагрузку, которая определяется величиной колебаний грунта (например, величина виброускорения a , м/с²). В качестве основания грунта рассматривается песчаный грунт. Зная уровень колебаний грунта, его крупность и плотность сложения, по виброкомпрессионным кривым возможно спрогнозировать осадку за счет его уплотнения.

Виброкомпрессионные кривые для песков различной крупности приведены на рисунке 1.21.

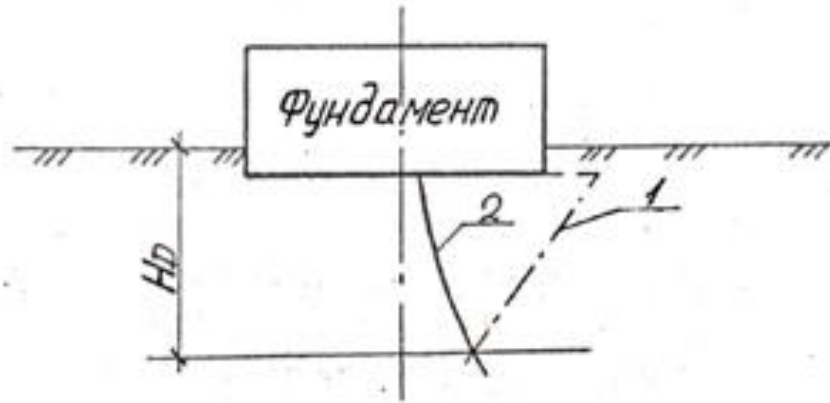


Рисунок 1.20 Расчетная схема, предложенная Савиновым О.А для прогноза деформаций основания под фундаментами с динамическими нагрузками. Эпюра 1 отражает затухание ускорения колебания с глубиной, эпюра 2 показывает изменение величины критического ускорения грунта с глубиной.

Формула для определения конечной осадки основания имеет вид (25):

$$s_{ad} = \sum_{i=1}^N \frac{e_0 - e_i}{1 + e_0} h_i \quad (25)$$

Где, e_0 – начальный коэффициент пористости; e_i – коэффициент пористости после уплотнения грунта динамической нагрузкой; h_i , м – мощность i -го слоя.

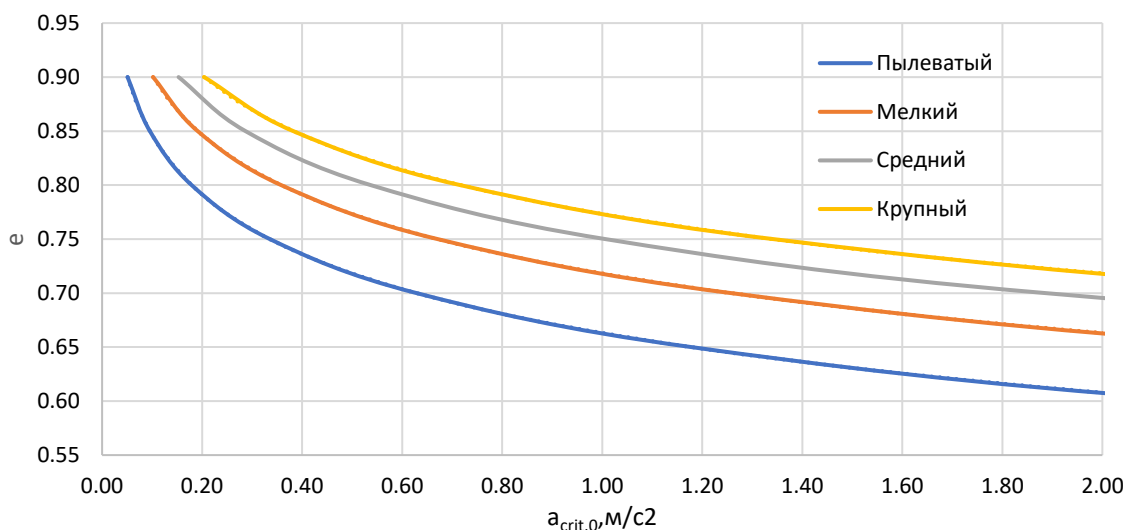


Рисунок 1.21 Виброкомпрессионные кривые для песков различной крупности (Данные Ершова В. А.)

Применительно к задаче о вибрировании шпунтовой сваи, на основе теории С. А. Савинова, можно рассмотреть следующую расчетную схему (рис. 1.22).

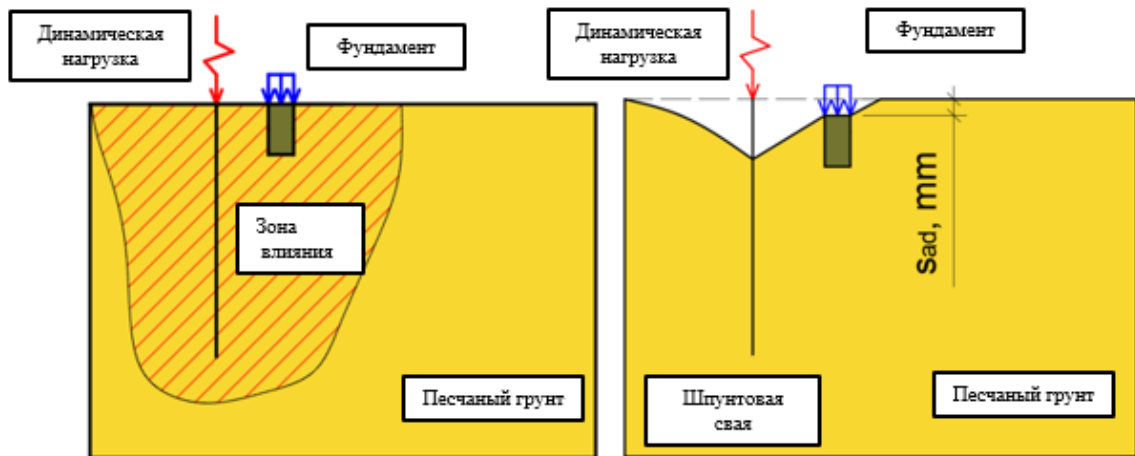


Рисунок 1.22 Рассматриваемая расчетная схема к прогнозу деформации песчаного основания в процессе вибрирования шпунтовой сваи

В таком случае, в качестве допущения можно принять, что ускорения грунта будут постоянными по глубине. Давление грунта под подошвой фундамента и геометрическая конфигурация не учитывается.

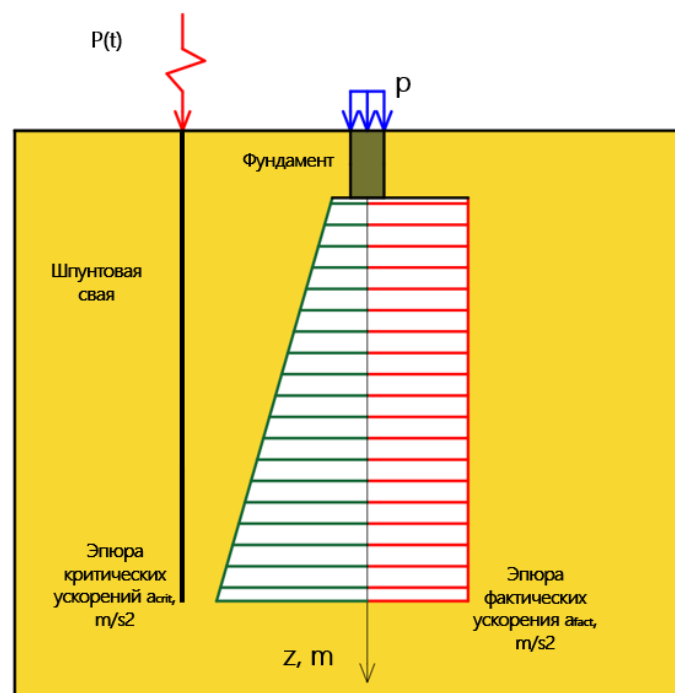
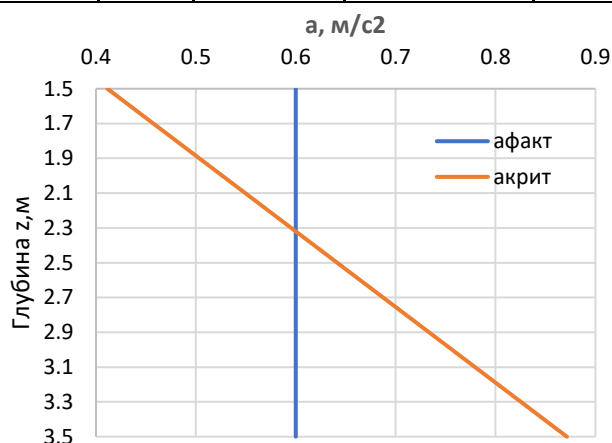


Рисунок 1.23 Эюры критического ускорения и фактических ускорения грунта от процесса вибрирования шпунтовой сваи

Рассмотрим практический пример. Глубина заложения фундамента 1,5 м, максимальные зафиксированное ускорения составляет 0.6 м/с², Напластование грунта однородное: песок средней крупности, рыхлый, водонасыщенный с коэффициентом пористости 0.85. Расчет по формуле (25) сведен в табличной форме (Таблица 1.4). На рисунке 1.24 приведены эпюры критических и фактических ускорений для расчётного случая.

Таблица 1.4 Расчет осадки от вибрирования шпунтовой сваи по расчетной схеме О.А. Савинова

h,	h+d,	γ _i	e ₀	a _{crit,0i}	σ _{zg}	a _{crit,i}	a _{fact,i}	e _i	S
м	м	кН/м ³		м/с ²	кПа	м/с ²	м/с ²		м
0.5	1.5	20	0.85	0.296	10	0.411	0.6	0.704	0.039
0.5	2	20	0.85	0.296	20	0.526	0.6	0.704	0.039
0.5	2.5	20	0.85	0.296	30	0.641	0.6	0.850	0.000
0.5	3	20	0.85	0.296	40	0.756	0.6	0.850	0.000
0.5	3.5	20	0.85	0.296	50	0.871	0.6	0.850	0.000



$$s_{ad} = \sum_{i=1}^N \frac{e_0 - e_i}{1 + e_0} h_i$$

$$\frac{0,85 - 0,704}{1 + 0,85} \cdot 0,5 + \frac{0,85 - 0,704}{1 + 0,85} \cdot 0,5 = \mathbf{0.078 \text{ м}}$$

Рисунок 1.24 Эпюра критических и фактических ускорений для рассматриваемой задачи и расчет дополнительной осадки грунтового основания по формуле (25)

Стоит отметить, что для рыхлого песка средней крупности величина критических ускорений в уровне подошвы фундамента составляет 0,296 м/с², что в два раза выше предельно-допустимого уровня ускорений грунта, однако, если бы фактический уровень колебаний был ниже этого значения, можно сделать вывод, что деформация основания не происходит, хотя данные натурных наблюдений говорят об обратном.

В зарубежной практике метод прогноза деформаций в процессе вибропогружения шпунтовых свай был предложен Massarsch [138]. Метод расчета основан на уплотнении песчаного грунта при действии внешней динамической нагрузки. Расчетная схема метода приведена на рисунке 1.25 .Р

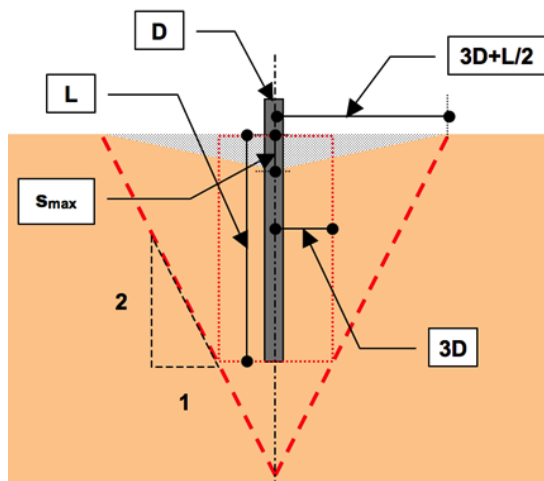


Рисунок 1.25 Расчетная схема к прогнозу осадок дневной поверхности песчаного грунта [138], где D – диаметр сваи, м; L -длина шпунтовой сваи, м; s_{max} – максимальная осадка дневной поверхности.

Деформации будут зависеть от напластования грунтов, уровня грунтовых вод, типа сваи и используемого оборудования. Представленная схема подходит только для однородного основания. Наибольшие деформации развиваются в зоне $3D$ (3 диаметра шпунтовой сваи). Уменьшение объема в результате колебаний грунта, вызовет значительные осадки в условном конусе с наклоном $2(V):1(H)$ с вершиной на глубине 6 диаметров сваи ниже острия сваи.

Таким образом, расчетный радиус влияния определяется условием $3D + L/2$ от центра сваи, где максимальная осадка развивается в зоне центра сваи. Максимальные осадки и средние осадки можно оценить с помощью формул (26, (27):

$$s_{max} = \alpha(L + 6D) \quad (26)$$

$$s_{av} = \frac{\alpha(L + 6D)}{3} \quad (27)$$

где, α – коэффициент сжатия грунта; L – длина шпунтовой сваи, м; D - диаметр (ширина) шпунтовой сваи, м.

В таблице 1.5 представлены коэффициенты сжатия, основанные на эмпирических данных по уплотнению грунта, в зависимости от плотности грунта. Интенсивность колебаний грунта может оцениваться по уровням вибрации.

Таблица 1.5 Значения коэффициента сжатия грунта α , в зависимости от плотности грунта и уровня динамического воздействия

Колебания грунта:	Низкие	Средние	Большие
Плотность грунта	Величина коэффициента сжатия грунта, α		
Очень рыхлый	0.02	0.03	0.04
Рыхлый	0.01	0.02	0.03
Средней плотности	0.005	0.01	0.02
Плотный	0	0.005	0.01
Очень плотный	0	0	0.005

В качестве примера можно рассмотреть ситуацию прогноза деформаций дневной поверхности при погружении сваи 12 м, диаметром 0.7 м, в рыхлые, водонасыщенные пески (параметр $\alpha = 0.04$), с максимальной мощностью вибратора. В таком случае график осадки дневной поверхности в зависимости от расстояния до шпунтовой сваи будет выглядеть следующим образом (рис. 1.26).

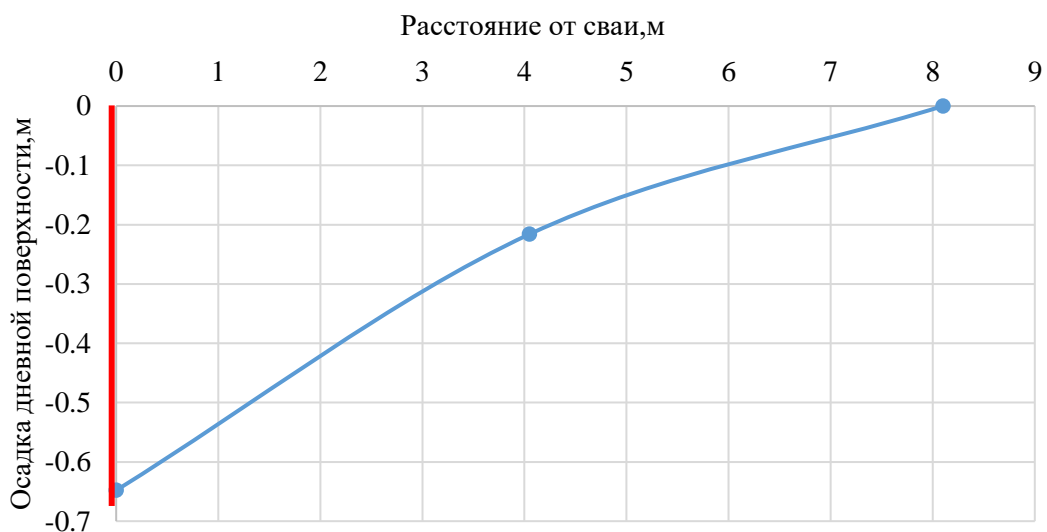


Рисунок 1.26 График осадок дневной поверхности в зависимости от расстояния до шпунтовой сваи. По оси X – приведено расстояние от шпунтовой сваи; по оси Y – осадка дневной поверхности, м. Красным цветом приведено положение шпунтовой сваи.

Допущениями метода являются следующие условия:

- расчетная схема основана на возможности уплотнения только однослойного песчаного грунта - глинистые грунты не рассматриваются;
- нагрузки от фундаментов соседних зданий, которые попадают в активную зону влияния, не учитываются.

Хергарден [124,125] разработал метод оценки осадки основания в результате вибрации шпунта. Уплотнение представляет собой функцию амплитуды ускорения. Для исходной модели эмпирические данные приняты из голландского руководства по шпунтовым ограждениям С 166. (CUR 1993). Модель уплотнения основана на работах Д.Д. Баркана [8], и понятии критического ускорения грунта. Комплексное сравнение методов осадки дневной поверхности представлены в работе [139].

Накопленный опыт высокочастотного вибрирования шпунтовых свай показывает, что невыполнение вышеперечисленных рекомендаций по безопасному погружению свай неизбежно приводит к развитию дополнительных неравномерных деформаций зданий. Однако, даже при величине ускорений, которые находятся в рамках предельно-допустимых, в условиях большой толщи слабых глинистых грунтов, также могут развиваться дополнительные осадки (рис. 1.27).

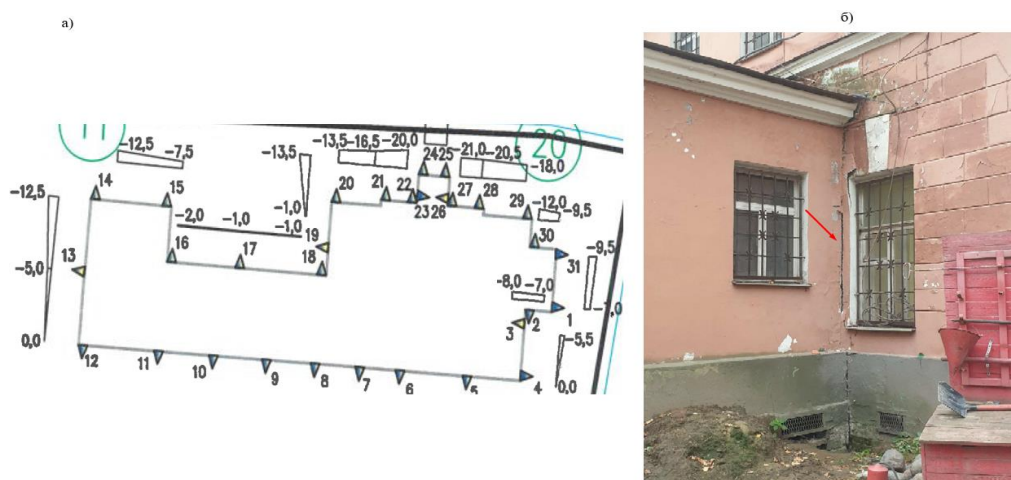


Рисунок 1.27 Результаты наблюдений за деформациями соседнего здания в процессе виброизвлечения шпунтовых свай (а). Раскрытие трещины в следствии неравномерных дополнительных деформациях здания (б).

Сверхнормативные деформации наблюдаются не только у исторических зданий с фундаментами мелкого заложения, но и у новых зданий со свайными фундаментами [59]. В северной части г. Санкт-Петербург, в процессе виброизвлечения пробных шпунтовых свай (профиль – трубошпунт О45-072, длина свай – 18м), возникли существенные деформации конструкций уже построенной части нового зданий (выполнены 8 из 14 этаже). Отметим, что большую часть грунтов в пределах сжимаемой толщи составляют водонасыщенные пески, мощностью 12 м (рис. 1.28,а). Здание имеет свайный фундамент из буронабивных свай диаметром 520 мм, длиной 7,2 м, при этом, острия свай расположены значительно выше отметки низа шпунта. Наземные конструкции здания – монолитные, железобетонные, несущими конструкциями являются колонны, стены и перекрытия. В процессе геотехнического мониторинга было выявлено, что осадка здания, в местах примыкания к зонам виброизвлечения шпунта, составила около 3-3,5 см в течении нескольких часов, затем стабилизировалась при величине 5,1 см (рис. 1.28,б).

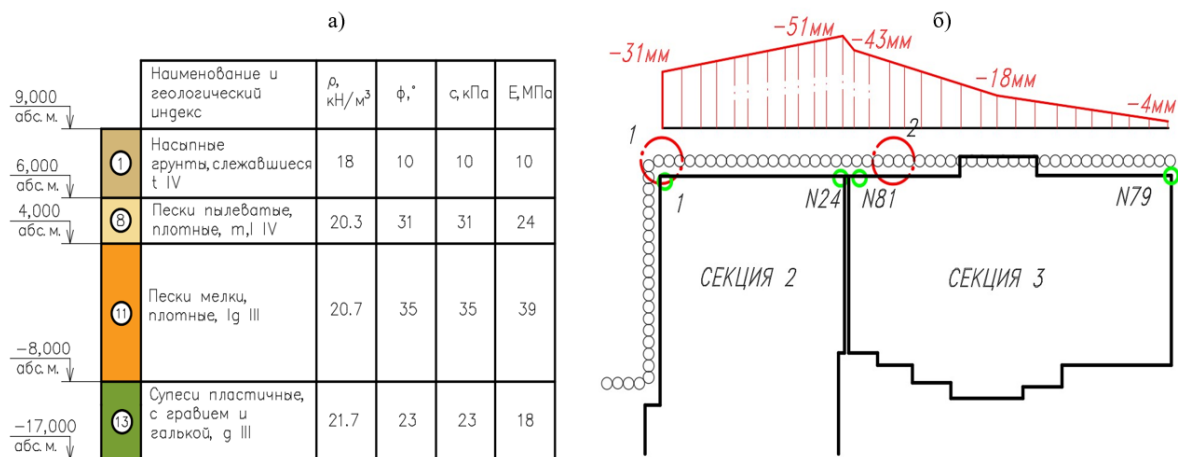


Рисунок 1.28 Инженерно-геологические условия площадки строительства (а). Эпюра накопленных деформаций в процессе виброизвлечения шпунтовых свай.

Также динамические воздействия приводят к просадке дневной поверхности, и расструктуриванию грунта околосвайного пространства, что приводит к повреждению асфальтного покрытия и временных конструкций, например заборов площадок строительства.



Рисунок 1.29 Просадка массива грунта в процессе вибропогружения шпунтовых свай

Результаты наблюдений за дополнительными деформациями зданий окружающей застройки, попадающей в зону влияния динамического воздействия, на других объектах представлены на рисунке 1.30.

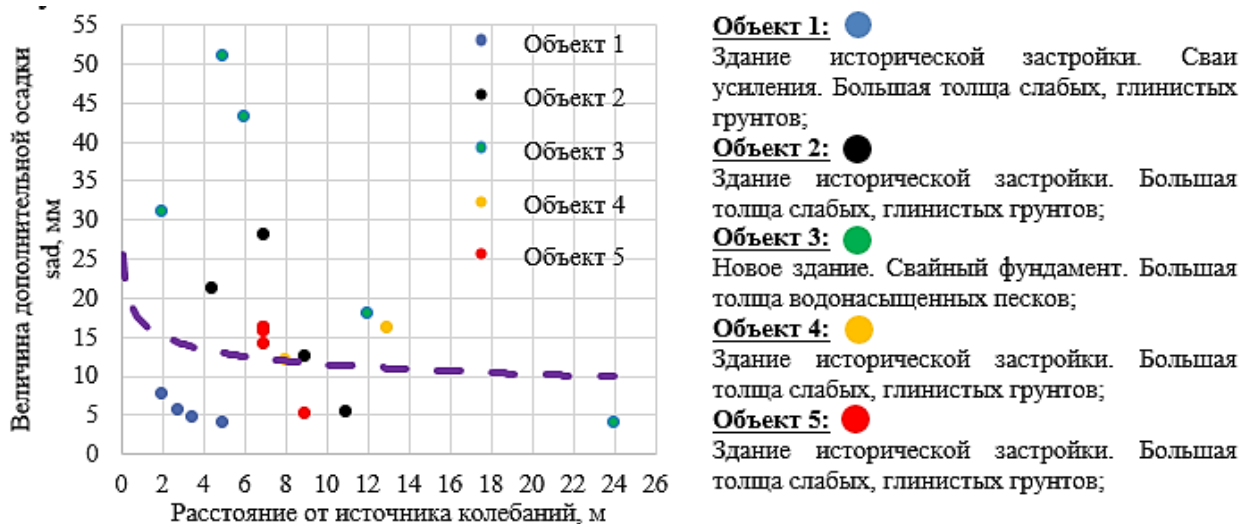


Рисунок 1.30 Величины дополнительных осадок зданий с различным типом фундаментов в зависимости от расстояния до вибрируемой сваи

На основании этих наблюдений наглядно видно, что величина технологической осадки может достигать 5 см, что превышает предельно допустимые деформации для зданий различной категории технического состояния. Технологическая осадка происходит из-за изменения структуры грунта и их характеристик при действии внешней динамической нагрузки. Существующие нормативные документы не дают рекомендаций по ее прогнозу в зависимости от уровня динамического воздействия на грунты основания.

Поскольку верхняя часть грунтового основания в Санкт-Петербурге сложена водонасыщенными песками и глинистыми грунтами, предложенные выше схемы не подходят для прогноза деформаций зданий соседней застройки. В предложенных выше расчетах нет учета разного напластования грунтов, фактических конструкций фундаментов и НДС грунта.

Как уже выяснилось, что свойства грунта значительно меняются непосредственно в процессе динамического воздействия, поэтому для прогноза дополнительных деформации может быть предложена расчетная схема, представленная на рисунке 1.31 .

В процессе вибрирования шпунтовых свай в грунте возникают: поверхностные волны Рэлея – **R**; за счет сил трения по боковой поверхности сваи возникает цилиндрический фронт, который описывается продольной волной – **P** и поперечной волной – **S**. Это приводит к возникновению динамических напряжений в толще слабого слоя грунта: $\sigma_{a,z}$, $\sigma_{a,x}$ – вертикальная и горизонтальная составляющая, что приводит к виброползучести грунта основания и деформациям грунта основания под подошвой фундамента, которые можно представить зависимостью (28).

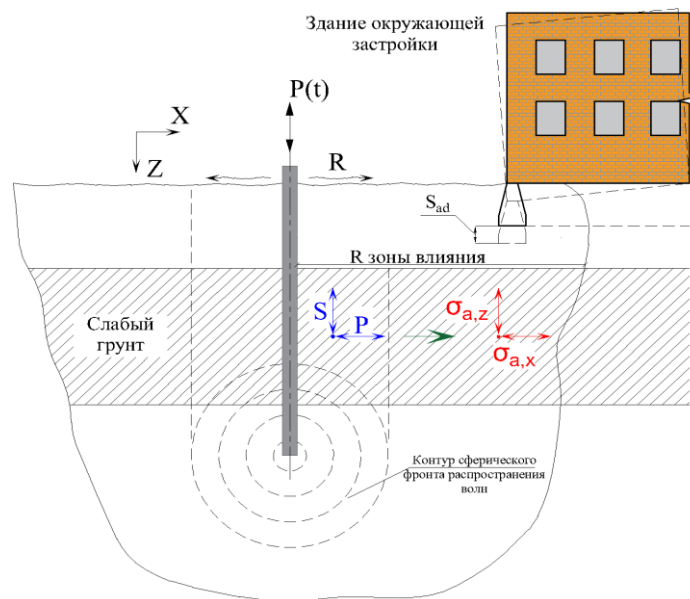


Рисунок 1.31 Предлагаемая расчетная схема к прогнозу дополнительных деформаций, вызванных процессами вибрирования шпунтовых свай

$$\varepsilon_d = f(\sigma_p, \sigma_a, t, e, IL) \quad (28)$$

где, σ_p – напряжения от внешней статической нагрузки, кПа; σ_a – динамические напряжения, кПа; t – время вибрирования; e – коэффициент пористости грунта (для песчаного грунта); IL – показатель текучести (для глинистых грунтов).

Для обоснования предложенной схемы необходимо:

- выполнить комплексное экспериментальное и теоретическое исследование процессов вибрирования шпунтовых свай;
- исследовать распространение динамических волн в грунтах для уточнения динамических напряжений, возникающих в толще слабых грунтов.
- провести лабораторные испытания глинистых грунтов на динамическую нагрузку с целью определить их параметры для прогноза виброползучести основания.
- разработать расчетную методику по прогнозу дополнительной осадки от этих процессов.

1.5. Выводы по Главе 1

1. Опыт применения вибрационных технологий погружения и извлечения шпунтовых свай в условиях г. Санкт-Петербурга показал, что величины дополнительной осадки могут достигать нескольких сантиметров, даже при соблюдении условия о предельно допустимых колебаниях.

2. Существующие методики и нормативные документы не дают полноценных рекомендаций по оценке колебаний от динамических воздействий в среде грунтового массива. Все документы различаются как по предельно-допустимому уровню воздействия, так и по типу критерия. Отсутствуют рекомендуемые схемы измерений колебаний в грунте и на конструкциях фундаментов, отсутствуют требования к периодичности измерений. Зачастую регламентируются колебания конструкций зданий, а не грунтового основания.

3. В условиях большей толщи слабых грунтов, колебания от Рэлеевской (поверхностной) волны нельзя считать преобладающими. Необходим учет глубинных (объёмных волн). Вертикальные и горизонтальные колебания следует разделять, с целью выявления принципиального типа воздействия.

4. Большая часть территории Санкт-Петербурга сложена слабыми водонасыщенными грунтами различной консистенции, способными переходить в плавунное состояние при вибрационных нагрузках, изучение изменения прочностных параметров при этом переходе является актуальным и не до конца изученным вопросом. Предлагается использование аналитического уравнения виброползучести на основе теории Д.Д. Баркана для глинистых грунтов, позволит прогнозировать относительны деформации грунта при действии динамических нагрузок.

5. Существующие методы прогноза осадок дневной поверхности при динамических воздействиях не применимы к грунтовым условиям г. Санкт-Петербурга, поскольку основаны на теории уплотнения только песчаных грунтов. Величины критических ускорений для песчаных грунтов значительно выше, чем ускорения, зафиксированные в процессе работ по вибрированию шпунтовых свай.

6. Для прогноза дополнительной «технологической» осадки зданий, попадающих в зону влияния от процессов высокочастотного вибрирования шпунтовых свай, предлагается расчетная схема, которая основана на явлении виброползучести грунта основания. Для ее реализации необходимо проведение: лабораторных испытаний водонасыщенных глинистых грунтов на динамическую нагрузку; исследование колебаний грунтового массива по длине шпунтовой свай для выявления преобладающего типа волн и определение величин динамических напряжений; верификация результатов расчета с данными натурных наблюдений за дополнительными осадками зданий окружающей застройки.

ГЛАВА 2 РАСПРОСТРАНЕНИЯ КОЛЕБАНИЙ В МАССИВЕ ГРУНТА ПРИ ВЫСОКОЧАСТОТНОМ ВИБРИРОВАНИИ ШПУНТОВЫХ СВАЙ

2.1. Анализ натуральных наблюдений за колебаниями грунта и конструкций в процессе вибропогружения и виброизвлечения шпунтовых свай

На основании отчетов по вибромониторингу, выполненных организацией «ПКТИ»¹, была сформирована обширная база данных, которая включила в себя более 340 точек измерений колебаний в процессе производства шпунтовых работ. Эта информация позволяет провести анализ параметров, влияющих на уровень динамического воздействия (ускорения, a – м/с²) при вибропогружении или виброизвлечении шпунтовых свай. Исследуемые параметры приведены в таблице 2.1. Полная база данных приведена в [134].

Таблица 2.1 Исследуемые параметры динамического воздействия

Параметр	Примечание
Площадка	–местоположение объекта –геологические условия
Процесс	–вибропогружение –виброизвлечение
Вибропогружатель	–рабочая частота, Гц –вынуждающая сила, кН –масса погружателя, т
Шпунтовая свая	– профиль – изгибная жесткость, кН/м ⁴ – длина свай, м
Расстояние	– расстояние между источником колебаний и точкой измерения, м
Колебания	– a_{\max} , м/с ² – максимальные виброускорения – $a_{\text{сред}}$, м/с ² – средние виброускорения
Объект измерений	–грунт –конструкция здания

¹ Проектно-конструкторский технологический институт, ООО "ПКТИ Фундамент-тест", под руководством Левинтова Г.В.

Данные вибромониторинга позволили получить частотные характеристики вибропогружателей, для уточнения характера динамического воздействия, которое исследовалось в работе и наиболее распространённый профиль шпунтовых свай (рис. 2.1). Распределение данных по административным районам г. Санкт-Петербурга и процентное распределение технологических процессов из данных выборки представлено на рисунке 2.2.

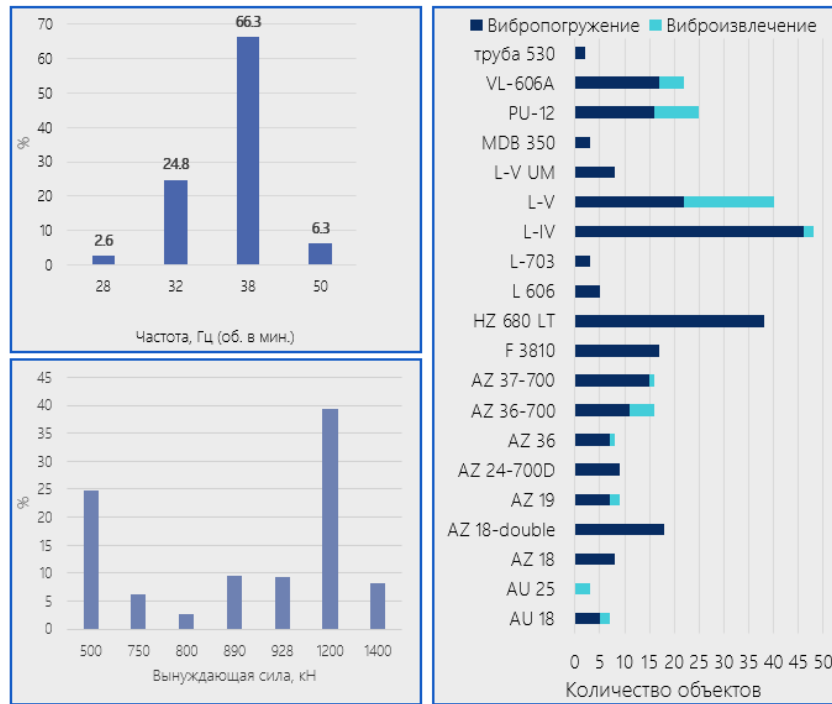


Рисунок 2.1 Частота распределения основных параметров вибропогружателей и типы шпунтовых свай.



Рисунок 2.2 Процентное распределение выполненных измерений по району. Распределение по типам воздействия в общей выборке данных.

Дополнительно, в результате проведенного анализа, выполнено сопоставление уровня динамического воздействия в зависимости от расстояния до источника колебаний (рис. 2.3).

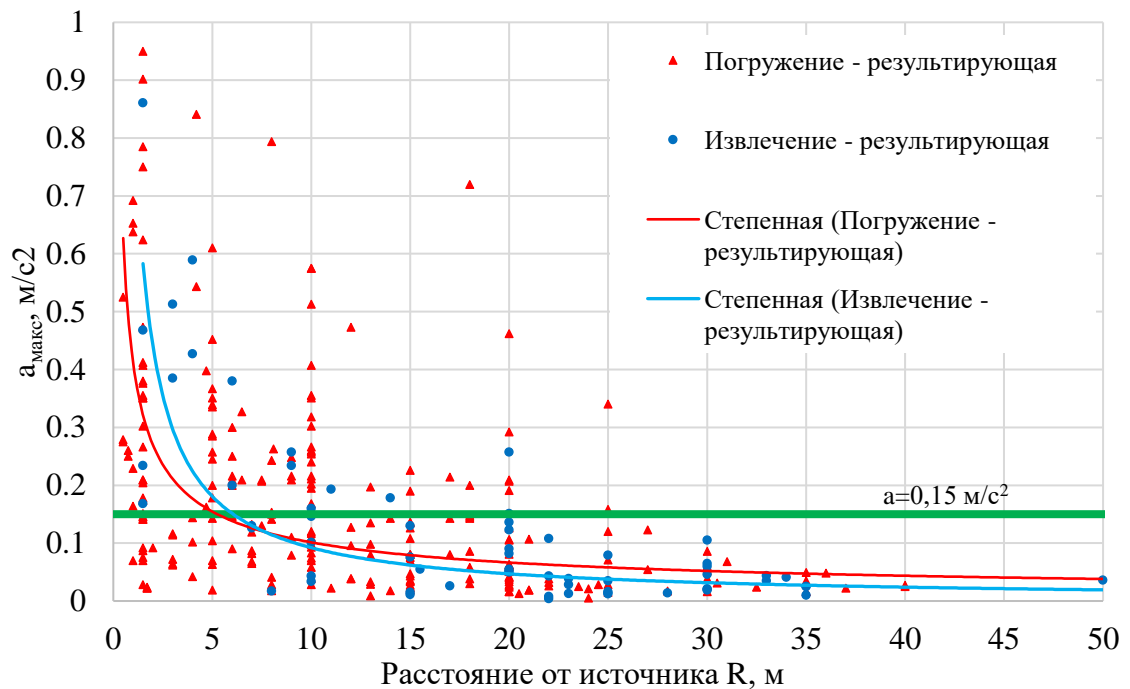


Рисунок 2.3 Сопоставление величин максимальных виброускорений в зависимости от расстояния до источника колебаний для процессов вибропогружения и виброизвлечения свай

Согласно нормативным документам [2,3,6], активная зона влияния составляет порядка 30 м. Анализ приведенных графиков позволяет также установить активную зону влияния, где ускорения больше $0,15 \text{ м/с}^2$ - радиус 25 м (по максимальной зафиксированным значениям) и радиус порядка 8 м, для средних значений.

В результате обосновано, что процессы имеют близкий уровень динамического воздействия. Это обусловлено особенностями тиксотропии глинистых грунтов в г. Санкт-Петербурге. При долгом нахождении сваи в грунте, зачастую, проявляется эффект «засасывания» сваи, отмеченный [20,25,99] при оценке несущей способности буровых свай. Несущая способность сваи увеличивается в связи с чем требуется большая динамическая нагрузка для ее извлечения.

Поэтому, мною предполагается, что для процесса виброизвлечения свай, сферическими волнами, генерируемыми острием сваи, можно пренебречь, однако, при длительном нахождении шпунтовой стенки в грунте, цилиндрические П, С – волны (Cylindrical P, S- wave) могут значительно увеличить свою амплитуду. Сопоставление распространения волн в грунте для процессов вибропогружения и виброизвлечения шпунтовых свай приведено на рисунке 2.4, (а, б).

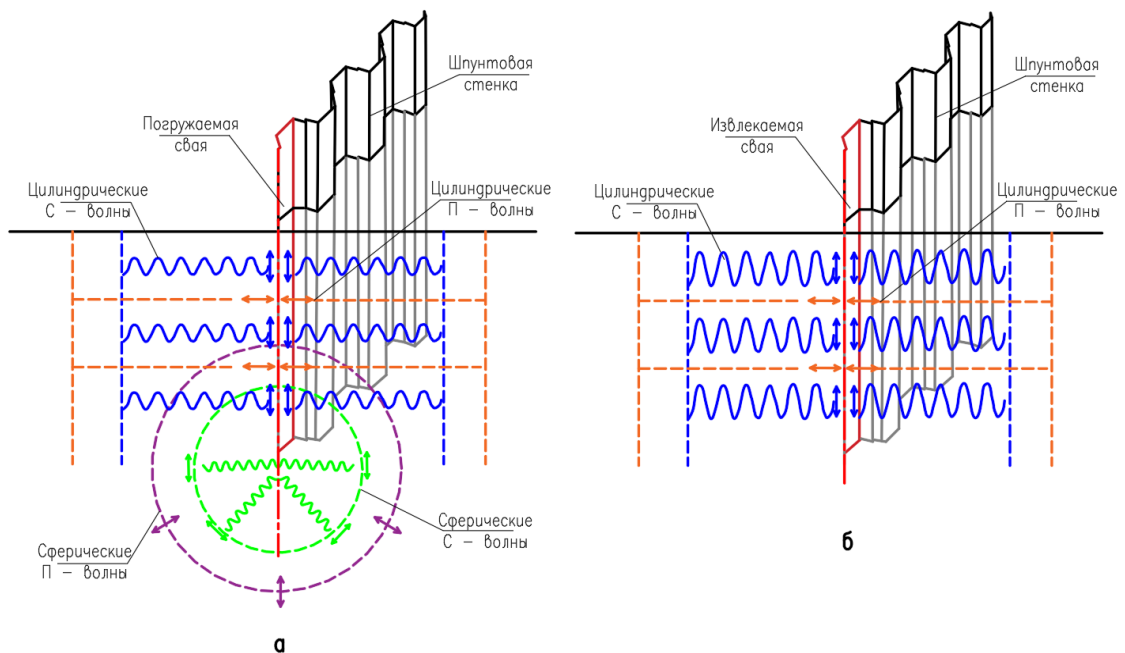


Рисунок 2.4 Распространение волн при погружении (а) и извлечении (б) шпунтовых свай

Как отмечено в Главе 1, раздел 1, зачастую, при измерении колебаний грунта в процессе динамических воздействий, датчики устанавливаются на поверхности грунта, что соответствует Рэлеевским волнам. Поскольку предлагаемая расчетная схема причин развития дополнительных осадок зданий основывается на том, что основная доля относительных деформаций приходится на слабые глинистые водонасыщенные грунты, важно отслеживать колебания именно в грунтовой толще.

Провести натурные эксперименты по наблюдениям за колебаниями грунта на глубине не представляется возможным. Для их прогноза и оценки, было предложено выполнить численное моделирование процесса вибрирования шпунтовой сваи.

2.2. Численное моделирование процесса высокочастотного вибрирования шпунтовой сваи в условиях слабых водонасыщенных грунтов

Для прогноза колебаний в массиве грунта при внешнем динамическом воздействии использовано численное моделирование задачи о вибрировании шпунтовой сваи [10,48,70,72,109,111,112]. Решение задачи о прогнозе распространения колебаний реализовано в программных комплексах Plaxis, Midas GTX, Abaqus, Ansys и пр. В рамках диссертационной работы был выбран расчетный геотехнический комплекс Plaxis.

Численный метод прогноза колебаний базируется на основном уравнении динамики (29):

$$M\ddot{u} + C\dot{u} + Ku = F \quad (29)$$

где, M – матрица масс системы; u – вектор перемещений; C – матрица демпфирования (30); K – матрица жесткости элементов системы, F – вектор внешней нагрузки;

$$C = \alpha_R M + \beta_R K \quad (30)$$

где, α_R, β_R – коэффициенты демпфирования по Рэлею.

Коэффициенты демпфирования Рэлея определяются по формуле (31):

$$\frac{\alpha}{2\omega} + \frac{\beta\omega}{2} = \xi \quad (31)$$

где ω – угловая скорость, рад/с; ξ – коэффициент демпфирования, %.

В программном комплексе Plaxis, в независимости от типа модели материала, демпфирование учитывается с помощью теории Рэлея. Параметры α и β определяют степень влияния слагаемых уравнения (31) [135,155,128]. Первая часть слагаемого, отвечает за массовое демпфирование.

Поскольку, при высокой частоте внешнего динамического воздействия, система с большой массой не будет успевать совершать колебания, инерция не позволит телу приобретать большие ускорения не будет больших потерь

энергии. В связи с этим можно сделать вывод, что α увеличивает затухание на низких частотах воздействия, а β – на высоких частотах.

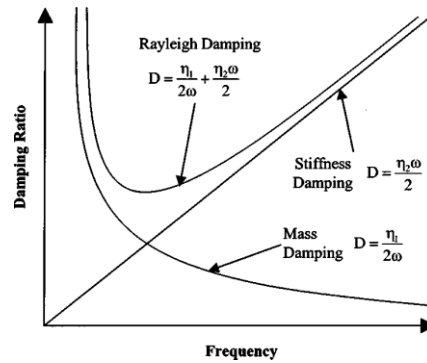


Рисунок 2.5 Отражение зависимости коэффициента относительного демпфирования от частоты по Рэлею.

Поскольку в рамках диссертационной работы рассматриваются высокочастотные погружатели, коэффициент β оказывает наибольшее влияние на результат измерений. На рисунке 2.6 представлен результат расчета вибрирования сваи при разных значениях коэффициентов демпфирования по Рэлею.

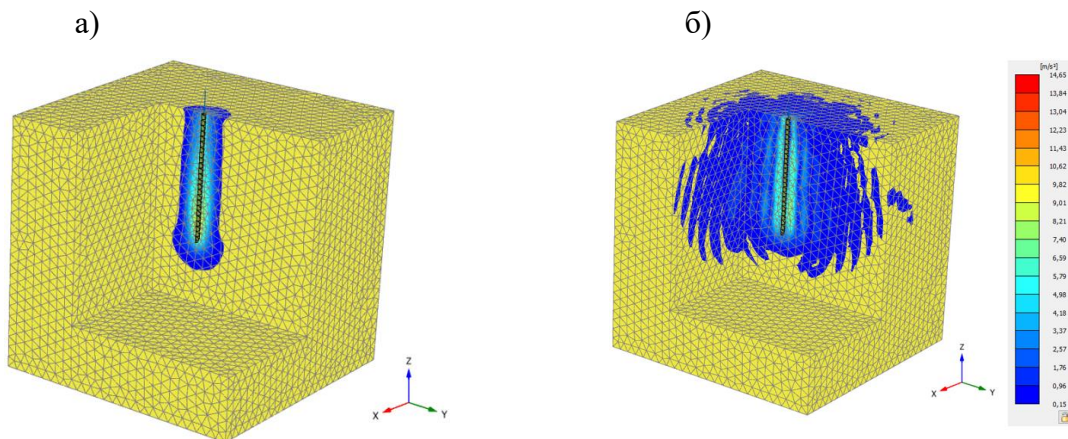


Рисунок 2.6 Распределение виброускорения грунта (значение принято по модулю) для $\beta_R = 0.02$ (а); $\beta_R = 0.001$ (б)

Решение динамической задачи происходит за счет интегрирования по схеме Ньюмарка ((32(33):

$$u^{t+\Delta t} = u^t + \dot{u}^t \Delta t + \left(\left(\frac{1}{2} - \alpha \right) \ddot{u}^t + \alpha \ddot{u}^{t+\Delta t} \right) \Delta t^2 \quad (32)$$

$$\dot{u}^{t+\Delta t} = \dot{u}^t + \left((1 - \beta) \ddot{u}^t + \beta \ddot{u}^{t+\Delta t} \right) \Delta t \quad (33)$$

где: α, β – коэффициенты, определяющие точность расчетов.

Применительно к задаче о погружении сваи, вектор внешней динамической нагрузки можно представить в виде детерминированной сосредоточенной нагрузки, которая изменяется по синусоидальному закону (3). Поскольку рассматривается высокочастотное динамическое воздействие, время расчета для удовлетворительного решения по методу Ньюмарка необходимо выбирать в пределах 0.2–0.4 с. По этой причине прогнозировать дополнительную осадку основания грунта и сооружений в активной зоне влияния не представляется возможным.

Существенный вклад в результаты будет вносить назначение граничных условий для расчетной схемы и выбор размера элементов для сетки конечных элементов. Размер конечного элемента должен выбираться из условия, что волна не должна проходить более 1 конечного элемента за шаг приращения времени Δt (34):

$$\Delta t = \frac{L_e}{V} \quad (34)$$

где, Δt – приращения времени, с; L_e – размер конечного элемента, м; V – скорость распространения волны в грунте, м/с.

На границе модели введены дополнительные граничные условия - вязкие границы, для исключения отражения волн (рис. 2.7).

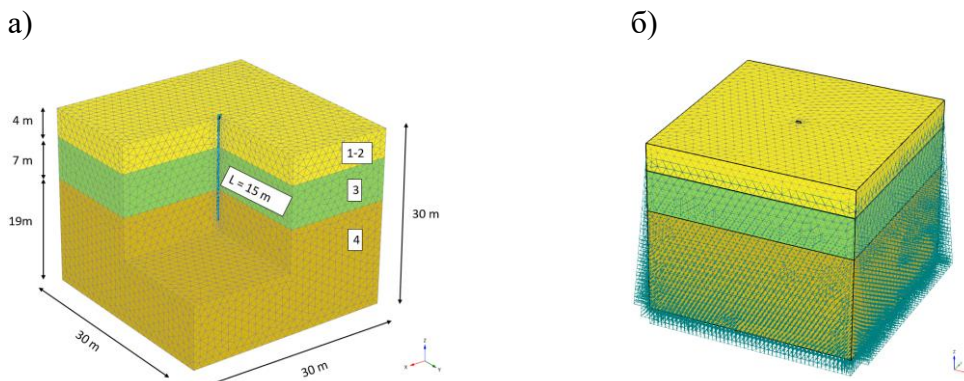


Рисунок 2.7 а) Расчетная модель вибрирования шпунтовой сваи в Plaxis 3D; б) визуализация «вязких» границ в расчетной схеме.

Количество поглощенной энергии вязкими границами определяется из условий ((35),(36):

$$\sigma_n = -C_1 \rho V_p u_x \quad (35)$$

$$\tau = -C_2 \rho V_s u_y \quad (36)$$

где: σ_n – величина нормальных напряжений, поглощающихся демпферами на границе модели; τ – величина касательных напряжений, поглощающихся демпферами на границе модели; ρ – плотность грунта; V_p , V_s – скорость распространения продольных и поперечных волн в массиве грунта; C_1 , C_2 – коэффициенты релаксации, стандартное значение 1.

В качестве основных моделей грунтов, которые могут быть использованы для динамических расчетов, можно выделить: линейно-упругую модель (Linear-Elastic), упругопластическую модель Мора-Кулона (Mohr-Coulomb), модель упрочняющегося грунта (Hardening soil model), модель упрочняющегося грунта с учетом жёсткости при малых деформациях (Hardening soil small strain) и модель разжижающегося грунта (UBC3dm).

Использование линейно-упругой или идеально упругопластической модели грунта Мора-Кулона, где модуль упругости или модуль деформации грунта является постоянной величиной, может привести к некорректным результатам. Однако, эти модели приемлемы для предварительных расчетов, но в исходных параметрах математической модели рекомендуется использование динамического модуля упругости.

Использование модели с гиперболической зависимостью между напряжениями и деформациями, например, модель упрочняющегося грунта, более точно учитывает модуль деформации грунта при малом уровне напряжений, за счет введения разгрузочного модуля - E_{ur} . При использовании этой модели в динамических расчетах следует правильно назначать именно этот параметр, поскольку по его величине будут определяться скорости распространения волн в грунте. Однако, эта модель, и приведенные ранее

линейная и упругопластическая грунтовые модели, формируют упругие деформации при циклическом нагружении и не учитывает гистерезисного демпфирования, накопления деформаций или порового давления для оценки возможности разжижения грунта (рис. 2.8).

В приведённых выше моделях, демпфирование грунта учитывается с помощью Рэлеевского демпфирования.

Наиболее распространенной моделью грунта, для динамических расчетов является Hardening Soil: Small Strain (модель упрочняющегося грунта с учетом изменения жесткости грунта при малых деформациях). Это обусловлено ее возможностью учесть изменение сдвигового модуля грунта при очень малых деформациях, например, $\gamma = 1 \times 10^{-6}$ (рис. Рисунок 2.9, б).

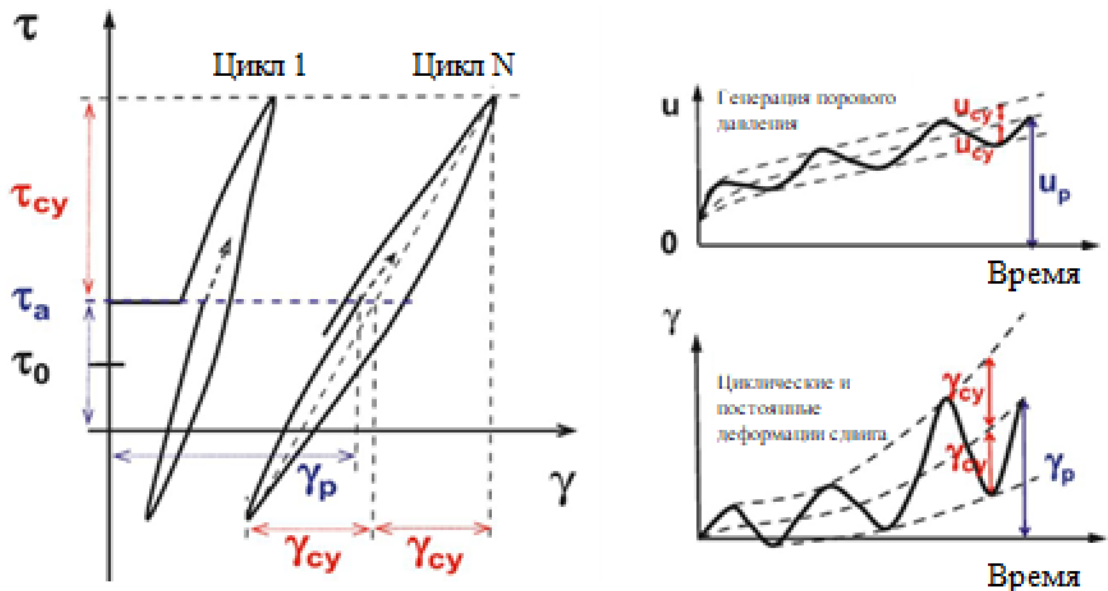


Рисунок 2.8 Поведения грунта в напряженно-деформационных характеристиках при динамическом воздействии [107].

В реальных телах существует сдвиг по фазе между напряжениями и деформациями, что объясняется запаздыванием отдельно напряженного, и деформируемого состояния. Этот эффект описывается петлей гистерезиса (рис. 2.9, а).

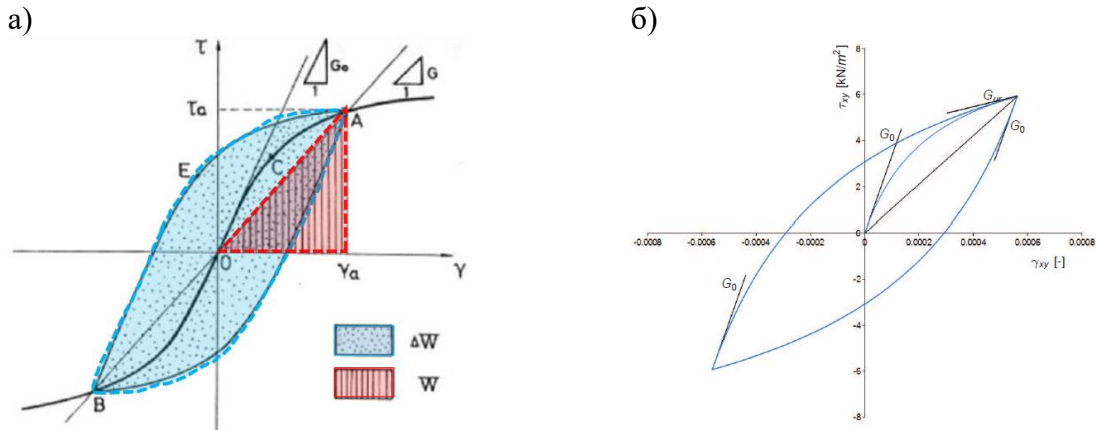


Рисунок 2.9 Петля гистерезиса (а) [35]; б) Определение сдвигового модуля G_0 по петле гистерезиса.

За счет определения величин рассеянной и упругой энергии можно определить коэффициент поглощения (37):

$$D = \frac{\Delta W}{4\pi W} \quad (37)$$

где, D - коэффициент поглощения; ΔW – доля общей рассеянной энергии; W – доля упругой энергии.

Учет демпфирования в этой модели осуществляется с помощью параметров: сдвигового модуля $G_{0,ref}$ и сдвиговой деформации $\gamma_{0.7}$ (рис. 2.9, б).

В описанных ранее грунтовых моделях нет возможности оценить разжижение грунта и спрогнозировать деформации при его проявлении, что учитывается моделью UBC3D-PLM. Данная модель учитывает уплотнение грунта при динамических нагрузках, учет его разжижения и его поведение после разжижения.

Связь напряжений и деформации описана гиперболической зависимостью, по аналогии моделям с упрочнением. Критерий прочности принят по закону Мора-Кулона. Для определения этих параметров используется SPT тесты и по эмпирическим зависимостям, приведённым ниже, определяются основные модули деформации грунта.

Моделирование конструкции шпунтовой сваи возможно при использовании плитного конечного элемента и назначение контактных

интерфейсных элементов для корректной работы системы: «шпунтовая свая – грунт».

Допущением является и представление шпунтовой сваи в виде плиты, металлического прямоугольного сечения толщиной порядка 0.01–0.02 м, и длиной равной ширине одного шпунтового профиля. Нагрузка прикладывается точечно, к центру тяжести шпунтовой сваи в ее верхней точке, что отражает место крепления погрузателя в процессе ее вибрирования. Направление нагрузки зависит от процесса вибрирования: погружение или извлечение. Постоянная статическая нагрузка складывается: из собственного веса сваи и веса погрузателя. Для виброизвлечения возможно приложение статического усилия натяжения троса.

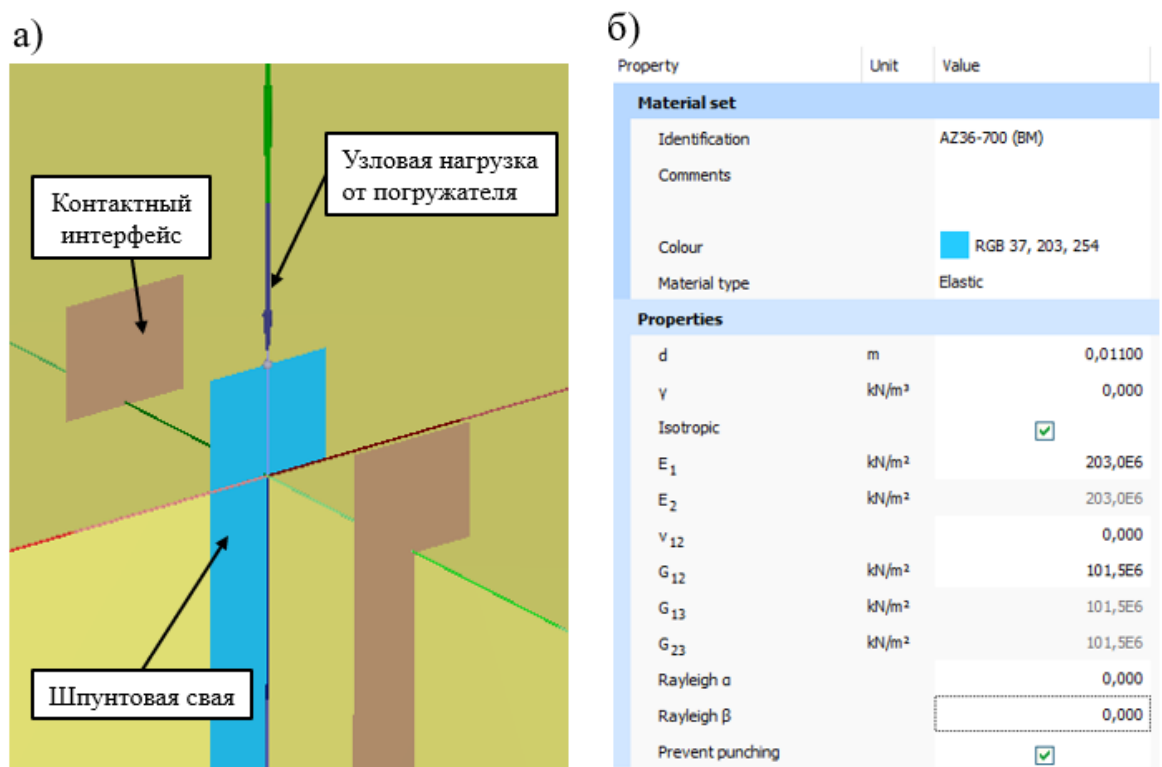


Рисунок 2.10 Приложение динамической нагрузки к шпунтовой свае (а); параметры шпунтовой сваи в модели (б).

Реализовать процесс погружения сваи методом конечных элементов невозможно, в связи с отсутствием возможности решать задачи о больших перемещениях [130]. Поэтому решение задачи о вибрировании шпунтовой сваи производится по следующим этапам:

- 1) Формирование природных напряжений;
- 2) Активация шпунтовой сваи в модели (активация элементов «Plate», контактных интерфейсов, приложение статических нагрузок);
- 3) Приложение динамической составляющей нагрузки.

Также, допущением является кубическая форма численной модели.

При решении динамических задач более точный результат можно получить при использовании цилиндрической расчетной схемы [116].

В качестве результатов можно получить: распространение волн в массиве грунта (рис. 2.11, а), примерные значения колебаний грунта в околосвайном пространстве и активную зону влияния (рис. 2.11, б), величину избыточного порового давления.

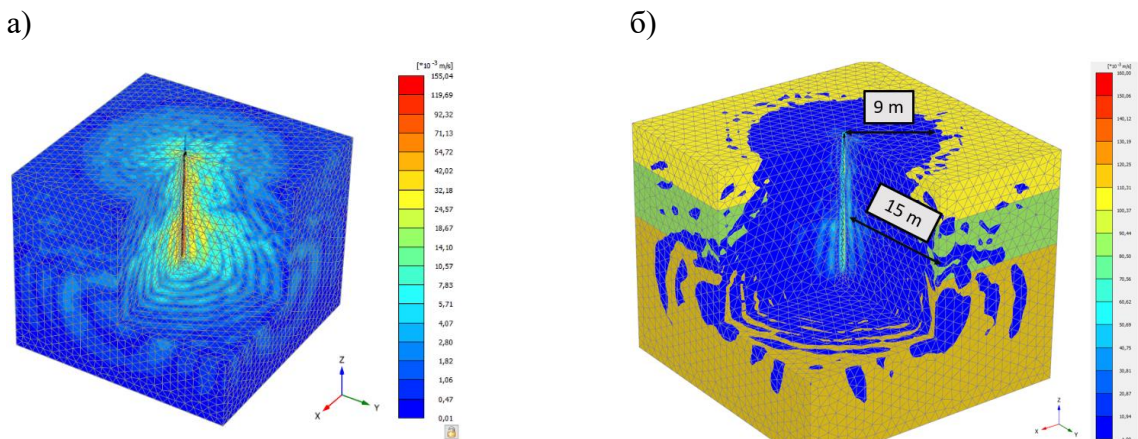


Рисунок 2.11 Величина виброскорости массива грунта в процессе вибропогружения шпунтовой сваи (а); определение активной зоны влияния (ограничение в 1 мм/с) (б).

На основе численного расчета можно спрогнозировать направление и величину колебаний, как на поверхности грунта, так и по длине шпунтовой сваи. Это позволит получить зависимость между колебаниями на поверхности грунта и на глубине для определения величины динамических напряжений, которые действуют на слабые подстилающие грунты. Для возможности использования численного моделирования при определении величин колебаний в массиве грунта была выполнена верификация моделей на опытных площадках г. Санкт-Петербурга, результаты которой представлены в разделе 2.3.

2.3. Наблюдения за колебаниями грунта около свайного пространства, фундаментов зданий и шпунтовой стенкой

Для верификации и возможности использования результатов численного моделирования для целей прогноза колебаний на различных площадках строительства были выполнены наблюдения за колебаниями поверхности грунта на различном расстоянии от вибрируемой сваи. В качестве измеряемого оборудования использовались приборы приведенные в «Главе 2.1» (рис. 2.5). Измерения были выполнены на трех разных площадках строительства.

Опытная площадка 1 На первой опытной площадке производилось вибропогружение круглого трубошпунта и полутрубы диаметром 1200 мм, абсолютная длина шпунтовых свай варьировалась от 14–18 м.

Ограждения котлована имеет сложную форму размеров в плане 131 x 61 м и глубиной, порядка, 5 м. Погружение шпунтовых свай выполнялось с помощью вибропогружателя PVE 40VM (Рисунок 2.12).

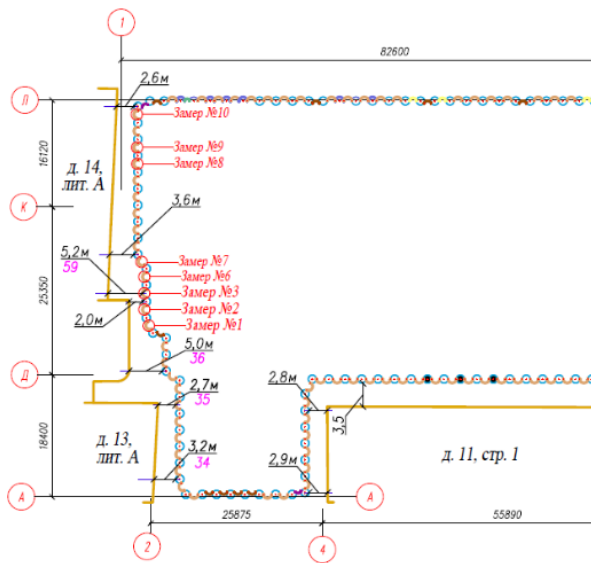


Марка вибропогружателя	PVE 40VM
Число оборотов, об/мин	0–2000
Рабочая частота, Гц	33
Статический момент массы дебалансов, Нм	400
Максимальная вынуждающая сила, кН	1800
Масса, т	7.8

Рисунок 2.12 Используемый вибропогружатель PVE40VM на первой опытной площадке.

Наиболее опасный участок, с точки зрения близости погружаемых свай к существующим зданиям, находится в осях 1,2 (рис.2). Расстояние между зданием и ограждением котлована, выполненного с использованием трубошпунта, варьировалось от 2.1 до 5.1 м. На Рисунок 2.13 приведено расположение осадочных марок и места измерения уровня колебаний на стенах соседних с котлованом зданий.

а)



б)



Рисунок 2.13 Ситуационный план опытной площадки строительства и положение геодезических марок. Красным обозначены этапы измерения колебаний (а). Положение датчиков (б).

Ближайшие к котловану здания д.13 лит. А, д.14 лит. А являются объектами культурного наследия с допустимой дополнительной осадкой не более 5 мм.

С целью минимизация влияния нового строительства на дополнительные деформации этих объектов, была выполнена пересадка их фундаментов на буронабивные сваи диаметром 150 мм, длиной 18 м (рис. 2.14). Стоит отметить, что усиление выполнялось только для фундаментов, наиболее близко расположенных к ограждению котлована. Инженерно-геологические условия площадки являются типовыми для г. Санкт-Петербурга. Основанием для фундаментов исследуемого здания служат водонасыщенные пылеватые пески, которые подстилаются глинистыми, тиксотропными грунтами мощностью более 3 м. Данные грунтовые отложения можно охарактеризовать как высоко чувствительные к внешней динамической нагрузке. На рисунке 2.16 приведена характерная инженерно-геологическая ситуация для участка погружения свай и физико-механические характеристики грунтов.

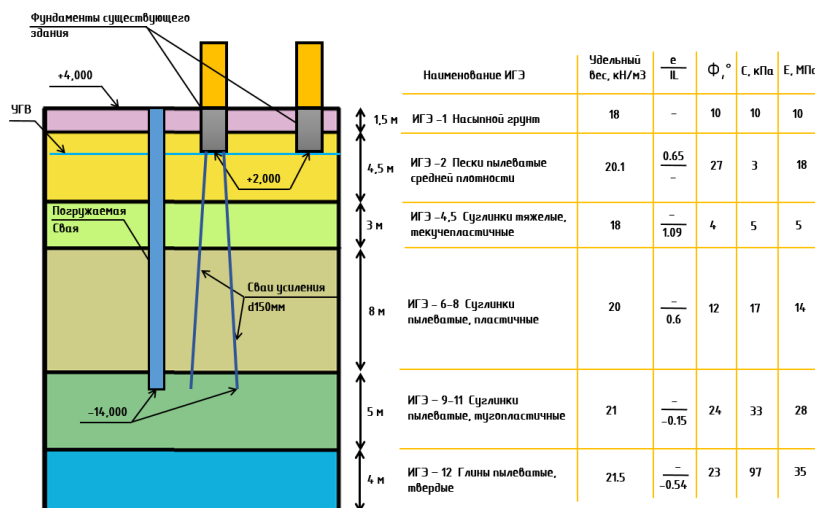


Рисунок 2.14 Схематическое взаимное расположение свай усиления и трубошпунта на инженерно-геологическом разрезе и основные физико-механические характеристики грунтов опытной площадки

Расчетные предпосылки: размеры конечных элементов подбирались согласно условию, что длина элемента не должна превышать длину волны; по нижней и боковым граням стоят вязкие границы, с целью избежать отражения волн и их наложения друг на друга, дневная поверхность свободная (рис. 2.15). Используемая модель грунта упрочняющийся грунт (Hardening Soil). Тип дренирования: недренированный А (Undrained A). Динамическая нагрузка приводится к синусоидальному типу. Амплитуда равна максимальной вынуждающей силе, частота соответствует частоте работе вибропогружателя и задается постоянной величиной.

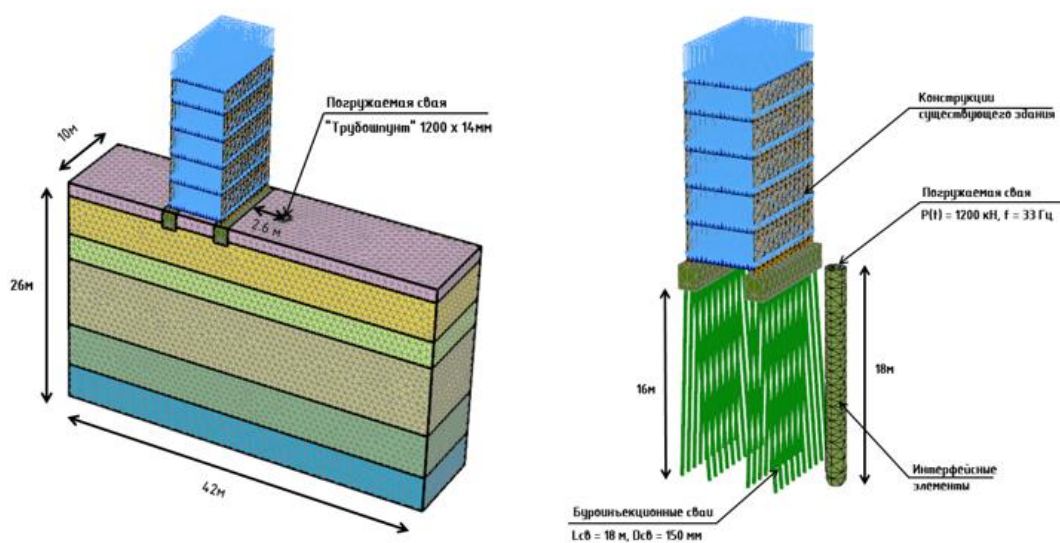


Рисунок 2.15 Конечно-элементная модель для динамических расчетов в Plaxis 3D

Расчетные фазы:

- 1) начальная (формирование природных напряжений);
- 2) моделирование загрузки основания существующим зданием;
- 3) вибропогружение первых 3 метров сваи;
- 4) погружение 6 метров сваи;
- 5) погружение 9 метров сваи;
- 6) погружение 12 метров сваи;
- 7) погружение 15 метров сваи;
- 8) погружение 18 метров сваи.

Поскольку процесс вибропогружения разделялся на характерные участки по длине сваи, были построены расчетные осциллограммы виброускорения грунта для различной отметки погружения сваи (рис. 2.16).

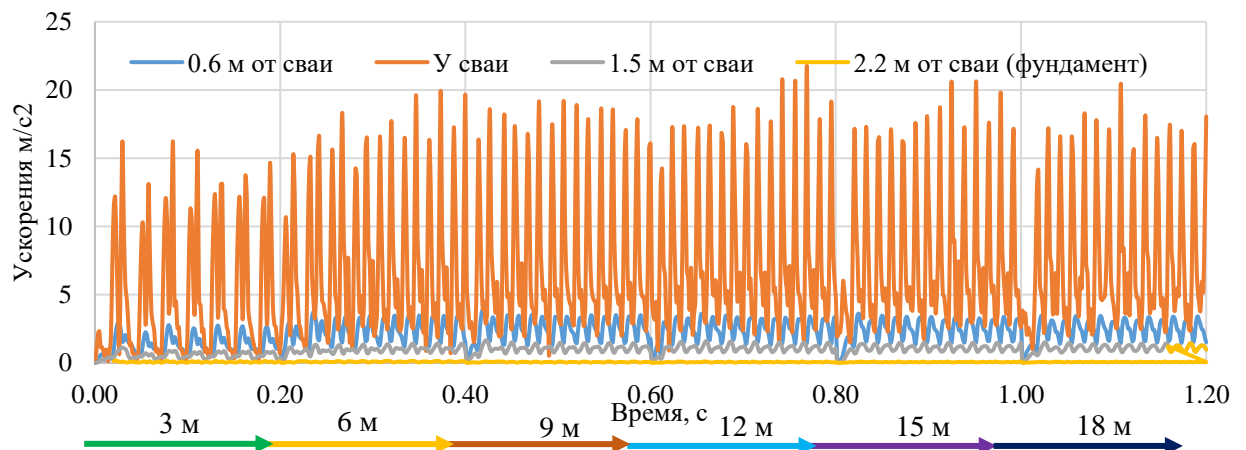


Рисунок 2.16 Расчетные акселерограммы при численном моделировании. Под осью времени расположены рассматриваемые участки при погружении сваи

Для первых 6 м, пиковые значения ускорений грунта в зоне сваи имеют более низкие значения в сравнении с погружением сваи на отметках 9 м и более.

Также, можно сопоставить распределение виброускорений в околосвайном пространстве с графиком изменения амплитуды вынуждающей силы во времени (рис. 2.17).

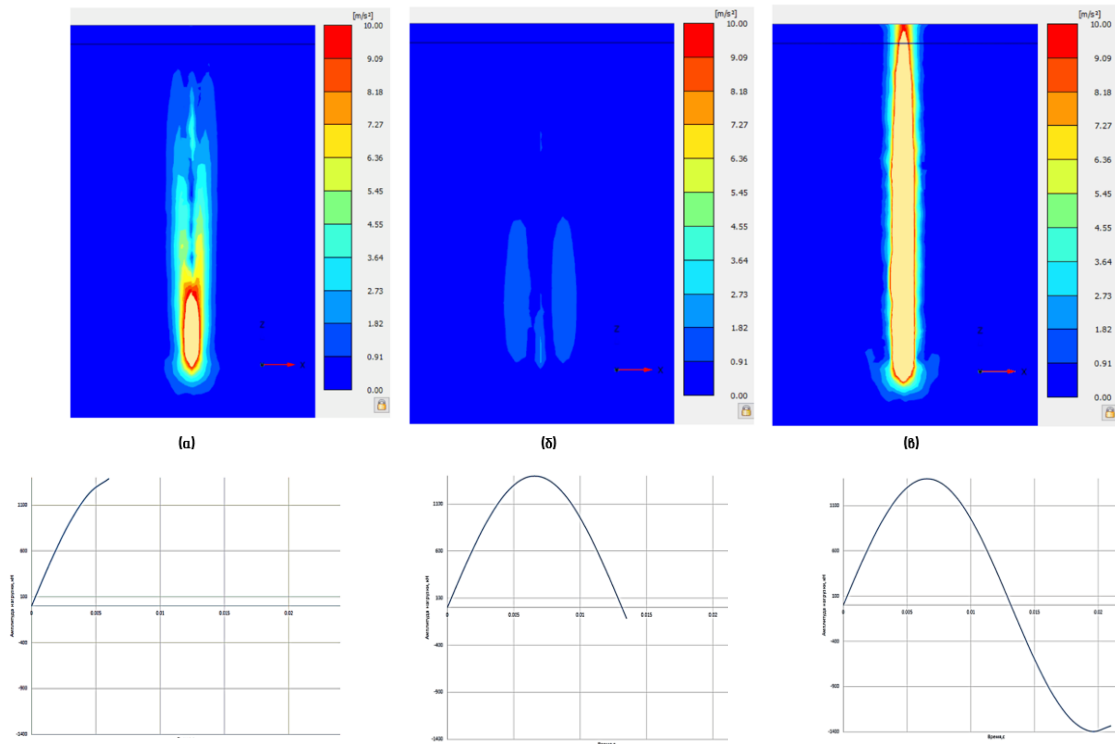


Рисунок 2.17 Изополя ускорений грунта в разный момент времени при вибропогружении сваи: а) погружении сваи; б) смена знака внешней вынуждающей силы; в) выдергивающая нагрузка

На основании полученных осциллограмм ускорений грунта была построена кривая затухания колебаний с расстоянием до погружаемой сваи. Расчетные данные были сопоставлены с фактическими значениями, которые получены в ходе наблюдений за виброускорением грунта на различных расстояниях до погружаемой сваи.

Кривая затухания имеет удовлетворительную сходимость с натурными данными, однако по результатам численного расчета колебания затухают на расстоянии 5 м, что не согласуется с результатами натурных данных. Такое различие величин колебаний с расстоянием обусловлено некорректными значениями коэффициентов Демпфирования по Рэлею. Корректировка этих параметров приводит к более высокой сходимость кривой затухания колебаний с расстоянием.

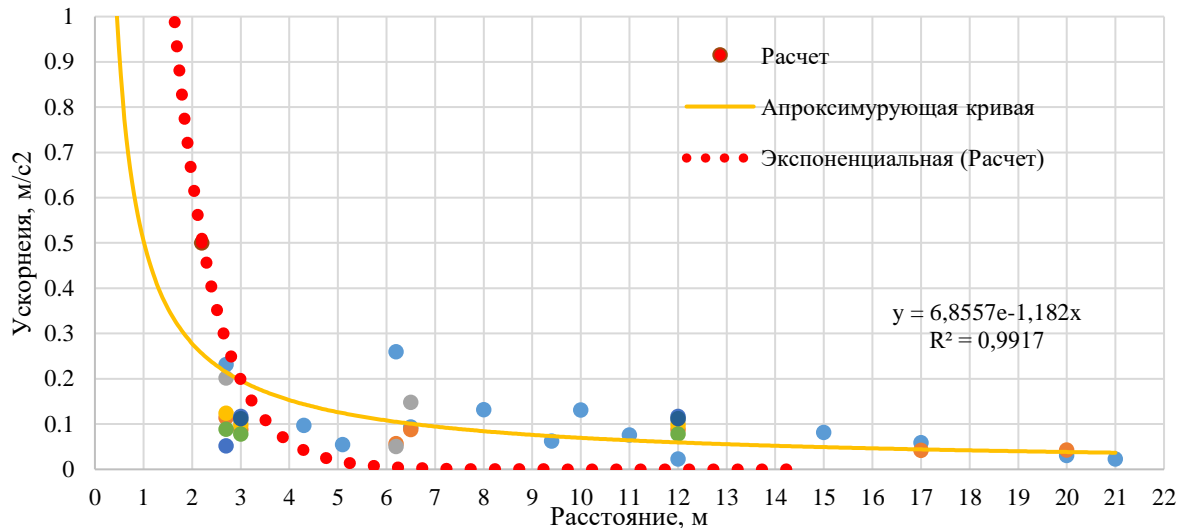


Рисунок 2.18 График сопоставление расчетных величин колебаний с экспериментальными

Опытная площадка 2

На второй опытной площадке производилась оценка колебаний грунта и конструкций буронабивных свай с целью определения безопасного расстояния, при котором процесс вибропогружения шпунтовых свай не оказывает влияние на тело существующих свай. С целью определения безопасного расстояния и количества дней, после которых возможно безопасное вибропогружение свай, с точки зрения влияния на выполненную буровую сваю, производился полевой эксперимент. Задача эксперимента - измерение вибрации на головах изготовленных свай на разных расстояниях от места вибропогружения шпунта. Схема расположения свай относительно места погружения шпунта представлена на рисунке 2.19.

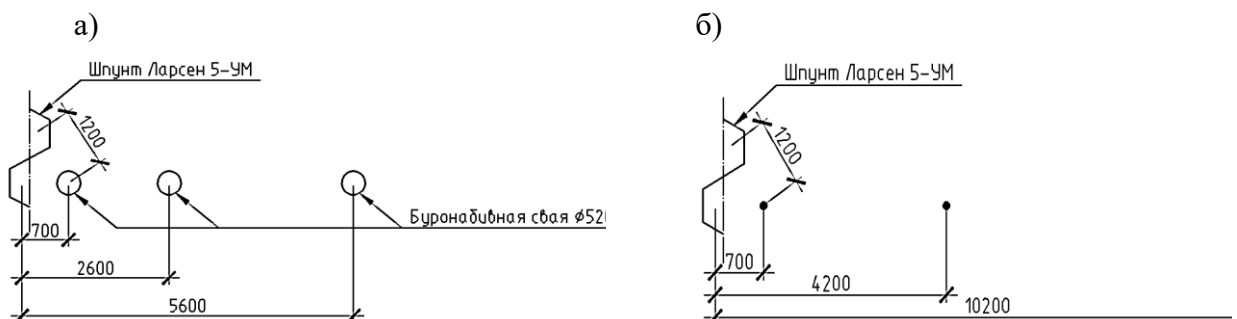


Рисунок 2.19 Схема расположения свай относительно места погружения шпунта. Расположение датчиков измерения вибрации поверхности грунта относительно места погружения шпунта

Погружение шпунта типа Ларсен 5-УМ осуществлялось вибропогружателем ICE 815-С с частотой колебаний до 1570 об/мин. Параметрами, фиксируемыми в процессе погружения, были скорость и ускорение вибрации. Измерения параметров осуществлялось поверенными и откалиброванными приборами Svan-958, Экофизика-110В и Вибран-3. Конструкцией, на которую оказывалось вибрационное воздействие, являлась буронабивная свая диаметром 520 мм и длиной 27 м., выполненная по технологии «Fundex». Проектный класс бетона – В30.

а)



б)



Рисунок 2.20 Используемый вибропогружатель (а); Установка приборов на исследуемую сваю (б).

Грунты площадки представлены ледниковыми, озёрно-ледниковыми и морскими отложениями, с характерным напластованием грунтов для центральной части Петербурга: толща слабых грунтов мощностью до 20 м, с чередованием органо-минералогических, песков разной плотности, а также текучих и текучепластичных глинистых грунтов, которые опираются на суглинки с модулем деформаций не ниже 15 МПа. Параметры грунтов приведены в таблице 2.2.

Таблица 2.2 Параметры грунтовой среды, используемые в модели

ИГЭ	γ , кН/м ³	E_{50} , МПа	E_{oed} , МПа	E_{ur} , МПа	φ , °	c , кПа	R_{inter}	α_R/β_R	Тип дренирования
1-Супеси текучие	18,9	5.5	5.5	27.5	13	9	0.5	0/0.001	Недренированный «А»
2- Пески плотные	20,3	28	28	84	31	1	0.5	0/0.001	Недренированный «А»
3-Суглинок текучие	17,8	6	6	30	8	8	0.5	0/0.001	Недренированный «А»
4-Суглинок полутвердый	20,9	12	12	60	18	31	0.5	0/0.001	Недренированный «А»
0- Железобетон	24.5	$E_{упр} = 10\ 000$ МПа			-			0/0	Без пор

Процесс вибропогружения был смоделирован в численной постановке. Динамическая нагрузка моделировалась по синусоидальному закону. Частота назначалась по результатам спектрального анализа, выполненного на экспериментальной площадке - 24 Гц. Величина динамической нагрузки принята равной вынуждающей силе вибропогружателя, при его рабочей частоте - 700 кН. Напластование грунтов и их физико-механические характеристики назначались по результатам инженерно-геологических изысканий. Используемая модель грунта – «упрочняющийся грунт» (Hardening soil model). Коэффициенты демпфирования по Рэлею скорректированы по результатам измерений колебаний на данной экспериментальной площадке: $\alpha = 0$; $\beta = 0.001$. Модель имеет размеры 40x40x40 м.

Размеры конечных элементов выбирались так, чтобы длина волны совпадала с размером элемента. Шпунтовая свая моделировалась конечным элементом типа: "плита", с соответствующей жёсткостью. Буронабивные сваи моделировались объемными цилиндрическими телами со свойствами, характеризующими железобетонную конструкцию. На границах модели активны «вязкие границы», с целью исключения возможного отражения волн и их наложения друг на друга. Фрагмент численной модели и изополя виброскорости грунта по шпунтовой свае приведены на рисунке 2.21.

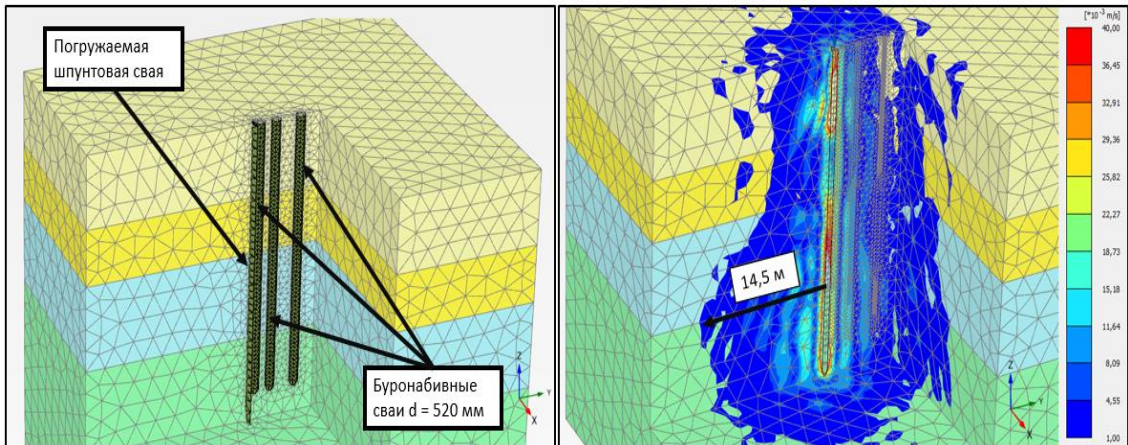


Рисунок 2.21 Расчетная модель (слева) и виброскорость колебаний грунта по длине сваи в момент времени $t = 0.2$ с (справа).

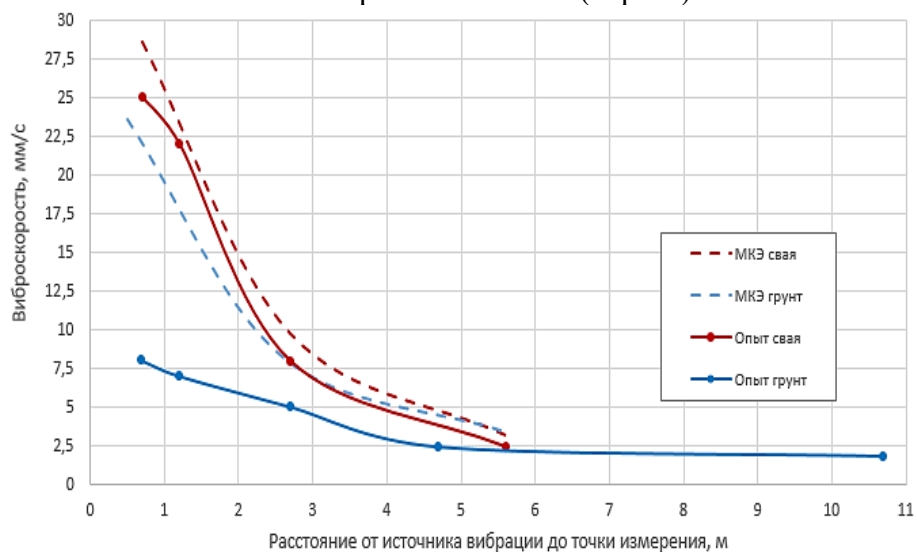


Рисунок 2.22 График зависимости скорости вибрации от расстояния до источника вибрации

Анализируя полученные графики, определялись расчётные скорости и ускорения, после чего строились графики зависимости параметров вибрации от расстояния до источника вибрации (рис. 2.22). Фактически замеренные данные сравнивались с результатами численного моделирования

Сопоставляя данные полевых измерений, можно заметить, что вибрация голов буронабивных свай отличается от вибрации поверхности грунта. Так, при расположении источника вибрации на близком расстоянии (около 1 м) от места измерения, зафиксированная максимальная скорость вибрации головы сваи в 3 раза превышает тот же показатель при измерениях на поверхности грунта.

При удалении от источника вибрации данная разница сокращается и сходит на нет на расстоянии свыше 5.5 м. Данный эффект можно объяснить различиями в жесткостных характеристиках грунта, как дисперсного тела и сплошного тела бетонной сваи. Жесткостные параметры сваи значительно выше, чем у грунта, вследствие чего скорость распространения волны в ней выше. Поскольку свая является жестким элементом в грунте, то она находится под постоянным воздействием всех типов волн, которые генерируются, как боковой поверхностью сваи, так и ее острием.

Опытная площадка 3

На третьей опытной площадке выполнялось виброизвлечение шпунта вблизи существующей застройки (рис. 2.23).

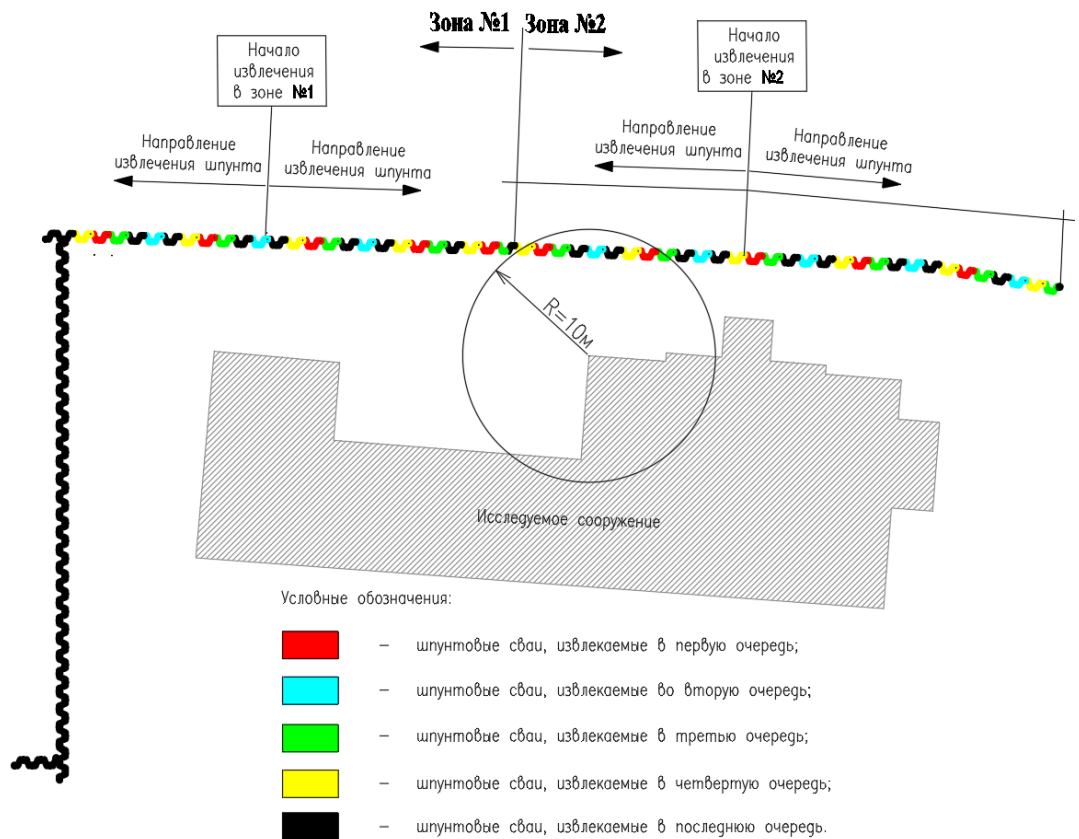


Рисунок 2.23 План опытной площадки и принципиальная схема извлечения свай

Шпунтовая стенка из свай марки AZ36-700 демонтировалось с помощью вибропогружателя ICE 20 RF. На рис. отображены инженерно-геологические условия площадки. Как видно из рисунка, чувствительные к вибрации грунты залегают практически с поверхности, а их мощность составляет 10 м.

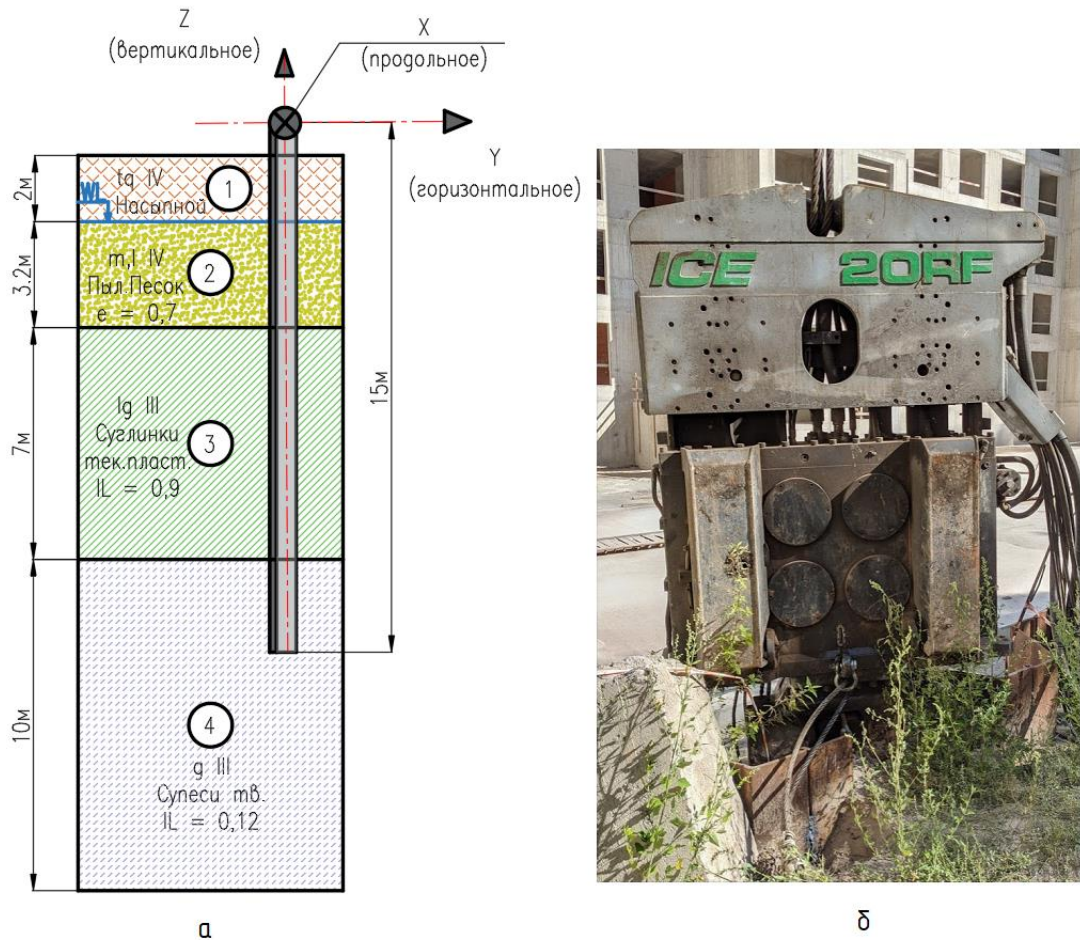


Рисунок 2.24 Геологический разрез со шпунтовым рядом (а), вибропогружатель (б)

В процессе виброизвлечения шпунтовых свай измерялись колебания грунта в околосвайном пространстве, колебания шпунтовой стенки, для оценки распространения колебаний в шпунтовом ряде, и колебания конструкции фундамента. На опытной площадке была рекомендована щадящая технологическая последовательность извлечения свай для снижения уровня динамического воздействия на существующее здание окружающей застройки. Было рекомендовано извлекать не более 5 шпунтовых свай в смену и выполнять это через каждые 6–8 м, чтобы разомкнуть шпунтовую стенку отдельными участками. При последовательном извлечении свай стенка будет испытывать постоянные колебания. Основываясь на предыдущем опыте погружения трубошпунта [48] было отмечено, что колебания вдоль шпунтовой стенки распространяются на величину 6–8 $d_{св}$.

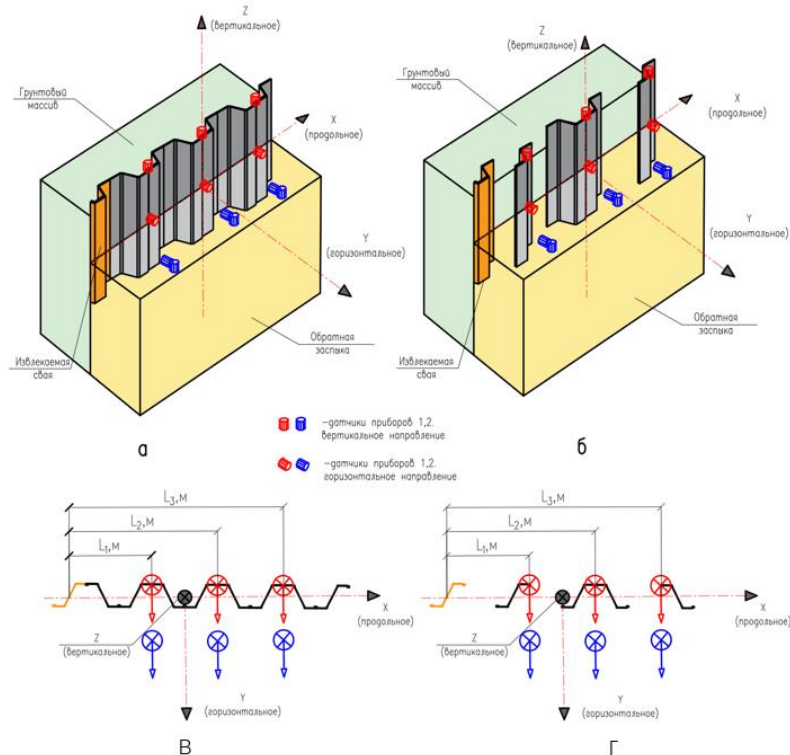


Рисунок 2.25 Пространственная схема расположения датчиков при последовательном извлечении свай (а); при разомкнутой стенке (б); Положение датчиков в плане при последовательном извлечении свай (в); при разомкнутой стенке (г).

Для оценки эффективности размыкания шпунтовой стенки, в сравнении с постоянным извлечением свай датчики устанавливались на грунт основания и конструкцию шпунтовой стенки (рис. 2.25).

На рисунке приведена полная запись осциллограммы виброскорости с описание технологических процессов на каждом этапе извлечения свай. Условно, график виброскорости от времени можно разбить на 3 этапа. Первый - 0.5–3.5 мин, первый этап извлечения свай. Происходит предварительное вибрирование сваи для снижения сил бокового трения по поверхности сваи. Также, в период 30 с наблюдается наибольшие величины виброскорости. Это происходит из-за наибольшей величины вынуждающей нагрузки для расструктурирования грунта. Затем происходит срыв сваи, уровень динамического воздействия немного снижается. На втором участке в промежутке 4–7 мин, выполняются технологические процессы, устройство отверстий для перестыковки свай и пр. Этап 3, с 7–9 мин, происходит полное извлечение сваи.

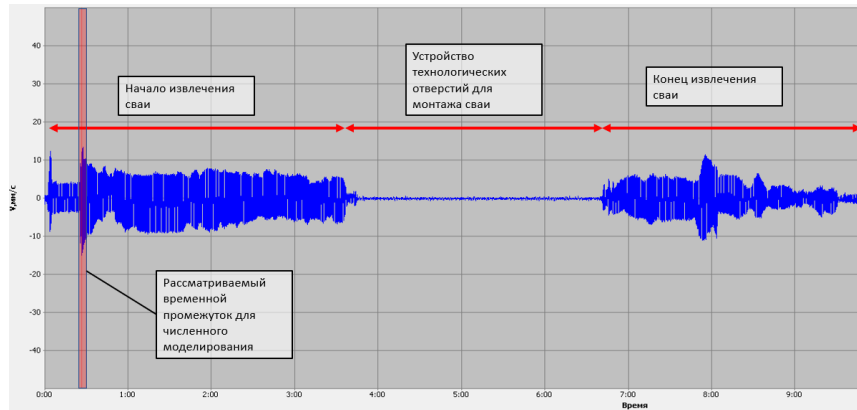


Рисунок 2.26 Осциллограмма виброскорости точки на поверхности грунта на расстоянии 1.4 м от извлекаемой сваи с описание технологических процессов.

Расчетная схема и инженерно-геологические условия площадки строительства приведены на рисунке 2.27 справа. В качестве модели грунта использовалась *Hardening Soil*, которая допустима при динамических расчетах. Тип поведения недренированный, по типу «А». Нагрузка изменялась по синусоидальному закону, где частота, Гц – соответствует частоте, полученной в ходе спектрального анализа. Амплитуда изменения нагрузки соответствует вынуждающей силе вибропогружателя. Статическая нагрузка извлечения принималась равной 150 кН. Шпунтовые сваи моделировалась плоскими конечными элементами типа «плита». Демпфирование грунта задавалось по Рэлею с коэффициентами: $\alpha_R = 0.001$, $\beta_R = 0.001$. Для возможности «срыва» сваи по боковой поверхности назначаются контактные элементы «Интерфейсы». Задача решалась за временной промежуток 0,2 с.

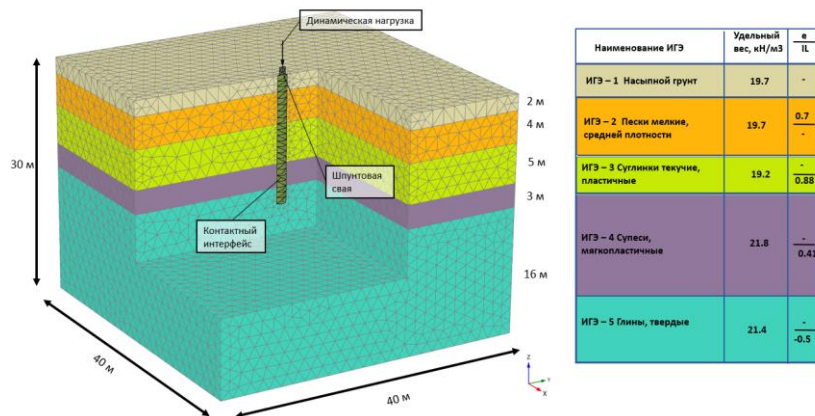


Рисунок 2.27 Расчетная модель в программе для прогноза колебаний массива грунта – слева; инженерно-геологические условия площадки – справа.

Верификация выполнена с помощью сопоставления расчетных и фактических осциллограмм виброскорости (рис. 2.28).

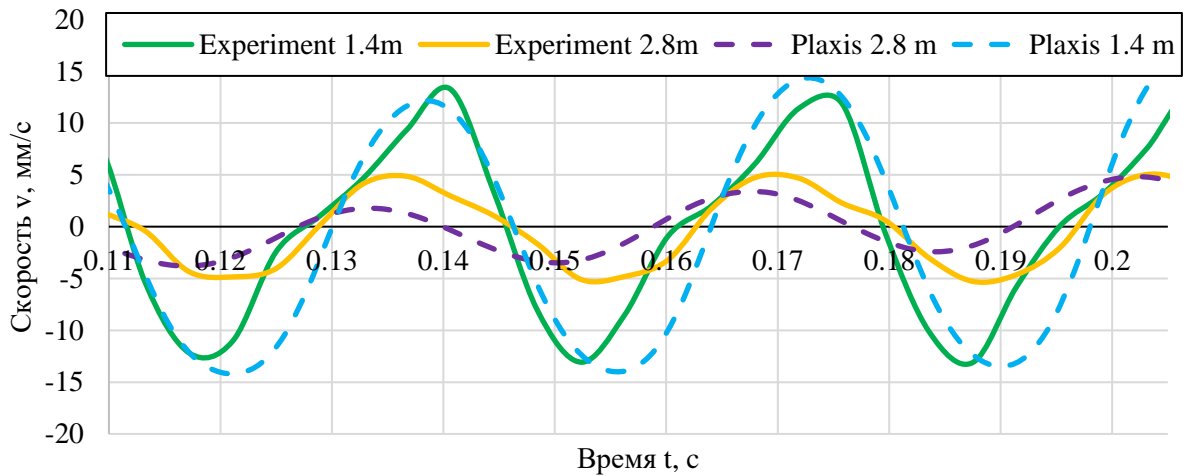


Рисунок 2.28 Сопоставление расчетных и фактических осциллограмм виброскорости

Расчетная и фактическая осциллограмма в точке на расстоянии 1.4 м имеет высокую сходимость по амплитуде и периоду, но присутствуют незначительные смещения по фазе. В точке, на расстоянии 2.8 м, в момент времени $t = 0.165$ с, отмечена хорошая сходимость по величине скорости, однако на других участках она различается. Однако, характер и величины виброскорости имеют близкие значения. Второй способ верификации заключался в сравнении кривой затухания колебаний с расстоянием от вибрируемой сваи, полученной по результатам натурных наблюдений и численного моделирования.

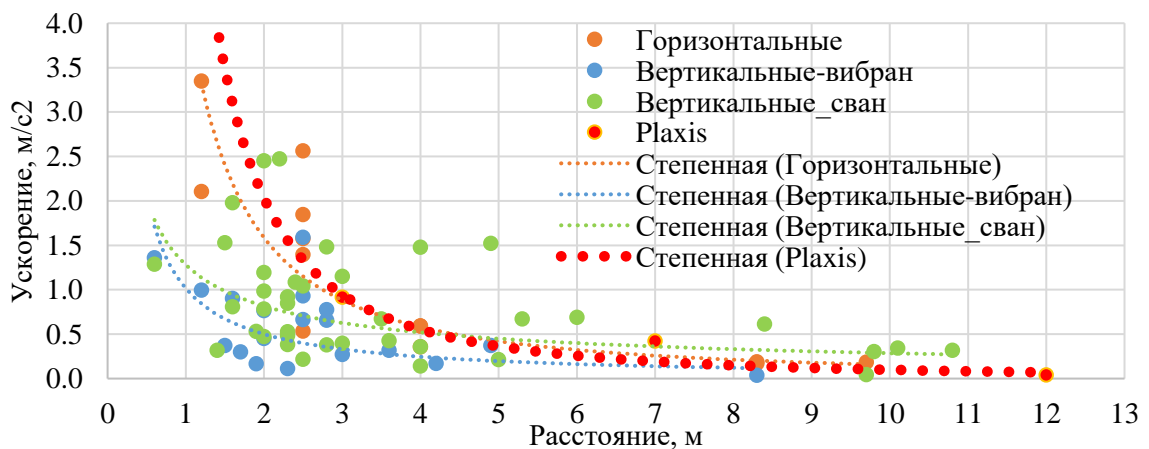


Рисунок 2.29 Кривые затухания виброускорений грунта в зависимости от расстояния до источника колебаний по результатам численных расчетов и натурных наблюдений

Полученная кривая затухания колебаний имеет хорошую сходимость с данными натурных наблюдений. По полученным натурным данным колебаний грунта были построены траектории движения точки на расстоянии 1 м от шпунтовой сваи (рис. 2.30). При этом траектория движения точек близка к эллипсу, что характерно для поверхностной волны Рэлея. Фактические осциллограммы виброскорости в вертикальном и горизонтальном направлении имеют схожие значения.

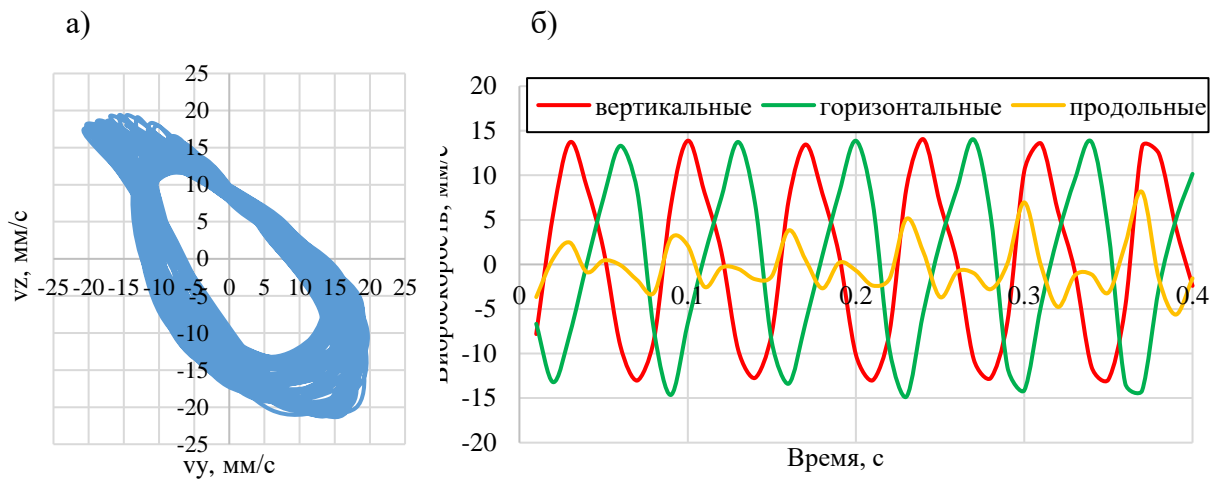
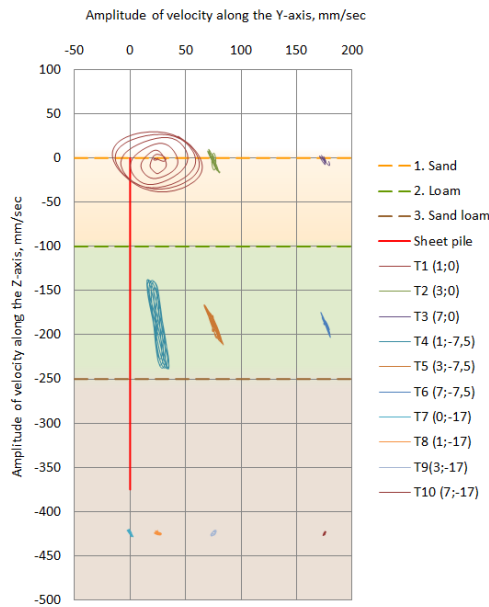


Рисунок 2.30 Траектория движения точки поверхности грунта на расстоянии 1.5 м (горизонтальные колебания ось - Y ; вертикальные ось - Z) (а); Фактические осциллограммы виброскорости по оси Z – вертикальное направление, Y – горизонтальное, X – горизонтальное (в продольном направлении, по направлению шпунтового ряда).

На основе результатов численного моделирования были построены траектории движения точек по длине шпунтовой сваи и на различном расстоянии от нее (рис. 2.31, а).

Максимальное значение виброускорения в этой точке составило 40,0 мм/с по оси Y , и 29.6 мм/с по оси Z . Но, наибольший интерес представляет точка 4. Она находится в середине слабого слоя грунта. Величины виброскорости в этой точке составили 10.0 мм/с по оси Y , и 49.8 мм/с по оси Z . Это позволяет сделать вывод, что относительно середины шпунтовой сваи преобладают сдвиговые волны, которые в свою очередь вызывают дополнительные касательные напряжения. При этом уровень суммарный динамического воздействия, не ниже, чем на поверхности.

а)



б)

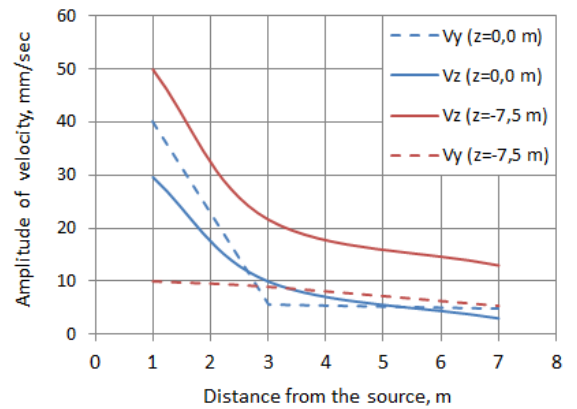


Рисунок 2.31 Траектории движения точек в грунтовом массиве на разной глубине и удалении от шпунтовой сваи (а); Графики затухания вертикальной и горизонтальной составляющих волн на поверхности и на глубине 7.5 м (б)

С расстоянием сдвиговая волна затухает быстрее (колебания снизились в 4 раза), чем продольная (колебания снизились в 2 раза) (рис. 2.31, б). Величина вертикальной составляющей виброскорости на глубине превышает величины, полученной на поверхности грунта, в ~ 2 раза. Такое соотношение справедливо для точек более удаленных от вибрируемой сваи. В зоне острия шпунтовой сваи траектории колебаний соответствуют сферическому фронту распространения волны. Вблизи острия шпунтовой сваи присутствует волны сжатия, и с расстоянием начинают преобладать сдвиговые волны. Также отметим, что, с расстоянием от погружаемой сваи величины виброскорости колебаний грунта закономерно снижаются.

На основании сравнения динамического воздействия при последовательном извлечении свай и при постоянном размыкании шпунтовой стенки, получена эффективность второго метода. Общие величины максимальных ускорений колебаний стенки и грунтового массива в случаях: 1 – стенка «Замкнута» (синие точки); 2 – стенка «Разомкнута» (красные точки) приведены на рисунке 2.32.

Дополнительно, добавлены кривые, описывающие колебания для случая 1 (синий), и случая 2 (красный). Общий уровень колебаний снизился, при этом величина снижения меняется в зависимости от расстояния от извлекаемой сваи. Отмеченное, позволяет сделать вывод, что предложенная методика виброизвлечения шпунтовых свай значительно снижает активную зону. Разница в величинах ускорения до 2 м объясняется положением датчиков на примыкающих сваях к извлекаемой.

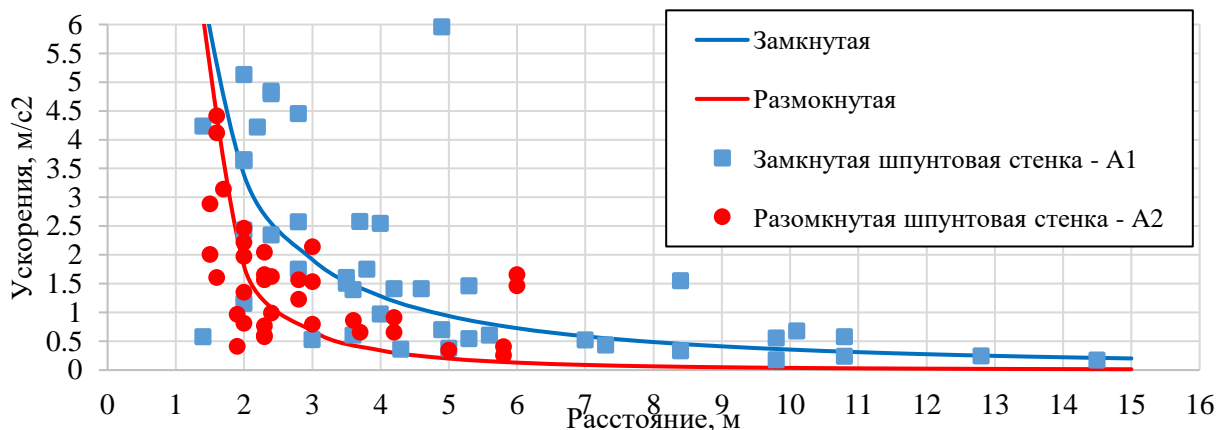


Рисунок 2.32 Сопоставление величин колебаний, когда шпунтовая стенка «замкнута» и «разомкнута»

При мониторинге фундаментов примыкающего здания также наблюдается снижение их колебаний (рис. 2.33). Оранжевый график соответствует колебаниям фундамента в первые дни извлечения, когда стенка была «замкнута». Синим цветом приведен уровень колебаний фундаментов сооружения снизился в среднем 3,7 раза.



Рисунок 2.33 Сопоставление осциллограмм ускорений колебаний фундамента при замкнутой и разомкнутой стенке (слева); сопоставление изменения зоны влияния (справа).

По результатам эксперимента предлагается извлекать шпунтовые сваи с шагом 6–8 м. Такой технологический прием позволяет снизить суммарное

динамическое воздействие на грунты основания здания попадающие в зону влияния [69].

2.4. Выводы по Главе 2

1. Анализ многочисленных результатов вибромониторинга позволил выявить основные технологические параметры погружателей: частота работы, Гц; вынуждающая сила, кН и тип погружаемых свай, для установления граничных условий и рамок применимости результатов исследования диссертационной работы.

2. Сопоставление максимальных величин колебаний грунта в зависимости от расстояния до источника колебаний для процесса вибропогружения и виброизвлечения шпунтовых свай позволяет сделать вывод, что оба процесса имеют схожий уровень динамического воздействия.

3. Результаты численного моделирования показали, что на поверхности грунта, преобладающей является Рэлеевская волна; на глубине, характерной для центра шпунтовой сваи – поперечная (сдвиговая) волна, вызванная цилиндрическим фронтом. Получено, что в слабом слое, сдвиговая волна затухает быстрее, чем продольная. Величина колебаний в толще слабого слоя грунта может быть больше, чем на поверхности грунта. Рекомендуемый поправочный коэффициент для уточнения колебаний на глубине, в уровне центра шпунтовой сваи: $k = \frac{A_{\text{пов}}}{A_{\text{глуб}}} = 2$, где $A_{\text{пов}}$ – амплитуда колебаний на поверхности грунта; $A_{\text{глуб}}$ – амплитуда колебаний на глубине в грунтовой толще.

4. Сопоставление величин колебаний грунта, полученных численными методами и по результатам натурных наблюдений позволили верифицировать численную модель и на ее основе прогнозировать распространение колебаний по длине шпунтовой сваи.

5. Величины коэффициентов демпфирования по Рэлею для инженерно-геологических условий г. Санкт-Петербурга, применительно, к

высокочастотному динамическому воздействию в процессе вибрирования шпунтовых свай, могут быть приняты: $\alpha_R = 0-0.001$, $\beta_R=0.00032 - 0.001$. Данные величины подтверждаются хорошей сходимостью результатов численного моделирования шпунтовой сваи и натурных наблюдений за колебаниями поверхности грунта на различных расстояниях от шпунтовой сваи.

6. На основе наблюдений за колебаниями окружающего массива грунта, предложены практические рекомендации по снижению влияния динамического воздействия на грунты основания зданий и сооружений

- размыкание шпунтовой стенки на отдельные участки $6-8d_{св}$, (где $d_{св}$ – диаметр шпунтовой сваи или ее больший габаритный размер, м), снижает общее динамическое воздействие в сравнении с последовательным извлечением свай;

- усиление существующих фундаментов буроинъекционными сваями длиной превышающей или равной длине погружаемых или извлекаемых шпунтовых свай, позволяет безопасно выполнять работы по высокочастотному вибрированию в непосредственной близости к существующим сооружениям.

ГЛАВА 3 ИЗМЕНЕНИЕ ФИЗИКО-МЕХАНИЧЕСКИХ ХАРАКТЕРИСТИК ГРУНТОВ ПРИ ДИНАМИЧЕСКИХ ВОЗДЕЙСТВИЯХ

3.1. Изменение сопротивления грунтов сдвигу после воздействия высокочастотной вибрационной нагрузки по результатам сдвиговых испытаний и данным статического зондирования

Для предварительной оценки изменения прочностных параметров глинистых грунтов использовался испытание грунтов одноплоскостным срезом и метод статического зондирования. Ожидается, что из-за тиксотропии водонасыщенных глинистых грунтов, после действия вибрационной нагрузки их прочность снизится.

В лаборатории испытания грунтов СПбГАСУ с нашим участием были проведены лабораторные исследования оценивалось изменение сопротивления сдвигу глинистых грунтов [73].

Испытания были проведены в приборе одноплоскостного среза по схеме «НН» (неконсолидированной-недренированной схеме) при которой прочность грунта определяется без предварительного уплотнения с сохранением постоянных значений плотности и влажности, что достигается значительной скоростью деформирования (быстрый сдвиг). Образцы имели пластичную и текучепластичную консистенцию соответственно, их плотность составляла 1,78–1,83 г/см³, влажность 25-37%. Было испытано два образца-близнеца для ступеней нормального (вертикального) нагружения, 50/150 кПа, 100/150 кПа - для пластичной супеси и 50/100 кПа - для текучепластичного суглинка, соответственно. Один из образцов предварительно подвергался динамическому воздействию на вибростол в течение 5 минут при частоте более 50 Гц, а второй исследовался без предварительного воздействия (рис. 3.1).



Рисунок 3.1 Вибрирование образцов глинистого грунта перед испытанием одноплоскостным срезом

В этом случае амплитудно-частотное воздействие на образцы грунта схоже с влиянием вибропогружения или виброизвлечения шпунтовых свай на грунт околосвайного пространства. Графики сопротивления сдвигу до и после вибрационного воздействия супеси пластичной приведены на рисунках 3.2.

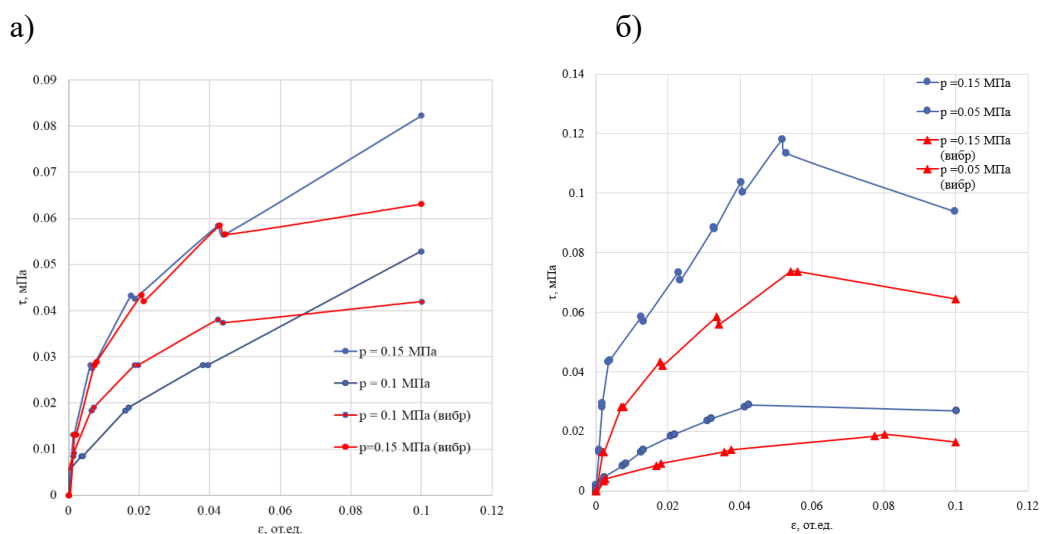


Рисунок 3.2 Результаты испытания супеси пластичной на одноплоскостной срез (а); Результаты испытания супеси пластичной (б). Синим цветом – без предварительной вибрации; красный цвет – после вибрирования.

После вибрационного воздействия срез образцов произошел при меньшей нагрузке, что свидетельствует о снижении прочности образцов (рис. 3.2, а). Во втором испытании снижение прочности образца имеет более явный характер (рис. 3.2, б). Сдвиговая нагрузка снизилась примерно на 50% для обеих величин нормального давления.

Результаты сдвиговых испытаний суглинка текучепластичного на рисунке 3.3. По результатам испытания текучепластичного суглинка на одноплоскостной срез отмечено незначительное увеличение предельной сдвиговой нагрузки при нормальном давлении 0.05 МПа, при этом, характер работы образца под нагрузкой остался неизменным.

По результатам данных исследований прослеживается четкая тенденция к снижению показателей прочностных свойств супесчаных и суглинистых грунтов, что совпадают с результатами исследований, сделанными ранее.

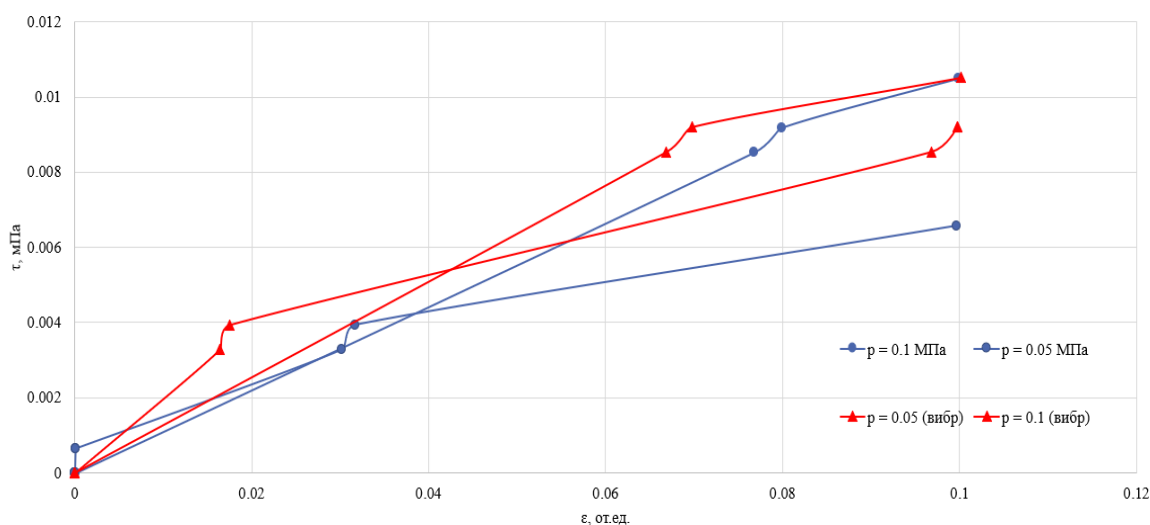


Рисунок 3.3 Результаты испытания суглинка текучепластичного на одноплоскостной срез.

Далее было выполнено и проанализировано статическое зондирование грунтов основания. Статическое зондирование выполнялось на различном расстоянии от погружаемых и извлекаемых свай.

На объекте №1 [11], осуществлялось виброизвлечение шпунтовых свай. Статическое зондирование выполнялось на расстоянии 1 м от места извлечения свай. При этом, максимальные зафиксированные среднеквадратичные значения ускорений грунта составили $0,25 \text{ м/с}^2$. Грунты в верхней толще имели текучепластичную и текучую консистенцию. Снижения параметра сопротивления погружению зонду составило от 15 до 85 % и имело место по всей глубине зондирования.

На объекте №2, выполнялось статическое зондирование грунтов основания на расстоянии 4 м от вибропогружения опытных свай. В процессе

погружения также измерялись ускорения грунта на его дневной поверхности. Длина погружаемого шпунта составила 15 м, профиль – VL 606 А; погружение выполнялось вибропогружателем РТС 24. Максимально зафиксированные среднеквадратичные величины ускорения на расстоянии 4 м составили 0,376 м/с². Так, на правой части рисунка 3.5 представлено изменение в процентах значений сопротивления погружению зонда «до» и «после» погружения свай. За «положительные» значения по оси «х» принято снижение параметра, за «отрицательные» его увеличение. Стоит отметить, что явное снижение сопротивления погружению зонда присутствуют на глубине от 1.5 до 6 м, и оно составило от 30 до 70 % от первоначального. На глубине от 6 до 15 м прослеживается тенденция к повышению сопротивления погружения зонда, что может быть связано с уплотнением грунтов. Полученные данные позволяют сделать вывод, что в околосвайном пространстве (до 4 м) имеется остаточное изменение прочностных свойств грунтов верхних отложений, после динамического воздействия, достигающих до 25%.

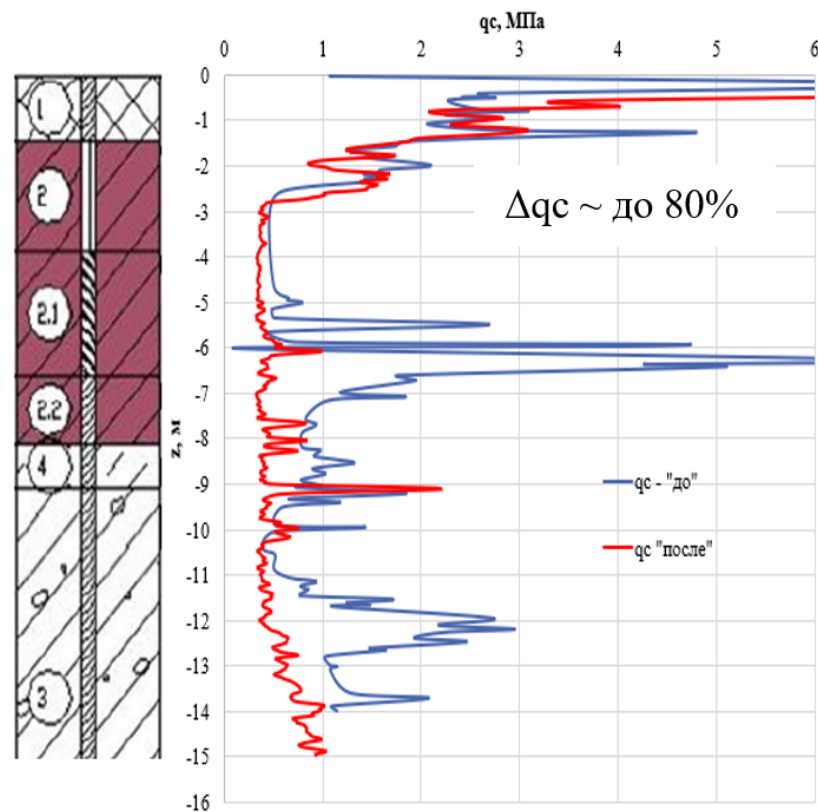


Рисунок 3.4 Сопоставление графиков сопротивления погружению зонда «до» виброизвлечение свай и «после» на объекте №1.

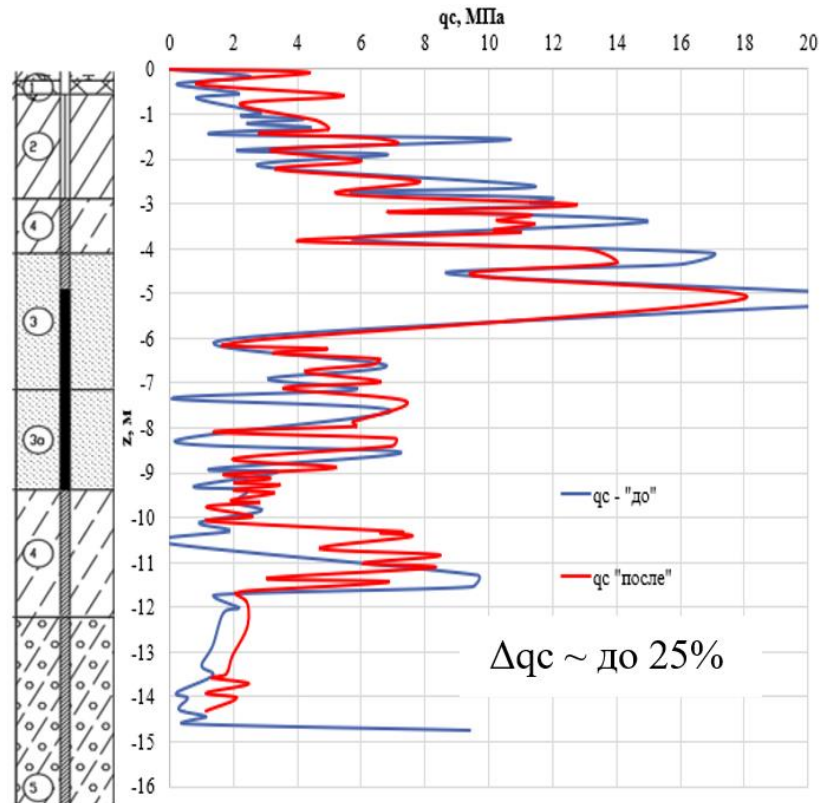


Рисунок 3.5 Сопоставление графиков сопротивления погружению зонда «до» вибропогружения свай и «после» на объекте №2.

На объекте № 3 статическое зондирование выполнено на расстоянии 8 м от погружаемых свай. Особенностью площадки являлась большая толща водонасыщенных песков (см. рис. 1.28). Использовался вибропогружатель PVE 24 VM с частотой работы 38 Гц. Длина шпунтовой сваи 12 м, профиль: ЛАРСЕН 5УМ. В точке статического зондирования максимально зафиксированное ускорение колебаний составило 0.2 м/с^2 . На рисунке 3.6 ,а. представлены результаты статического зондирования грунтов основания из которых можно сделать вывод, что вибрации от погружения шпунтовой сваи не оказали существенного влияния на прочностные и деформационные характеристики грунтового массива на расстоянии 8–10 м от места погружения шпунта.

Небольшой рост сопротивления после проведения работ может быть объяснен уплотнением вследствие переупаковки частиц песчаного грунта.

Проведенные исследования позволяют сделать вывод, что после динамического воздействия в глинистых грунта снижается сопротивление

сдвигу. Согласно статическому зондированию, прослеживается зависимость, что с увеличением расстоянием от вибрируемых свай сопротивление погружению зонда « q_c » практически не изменяется.

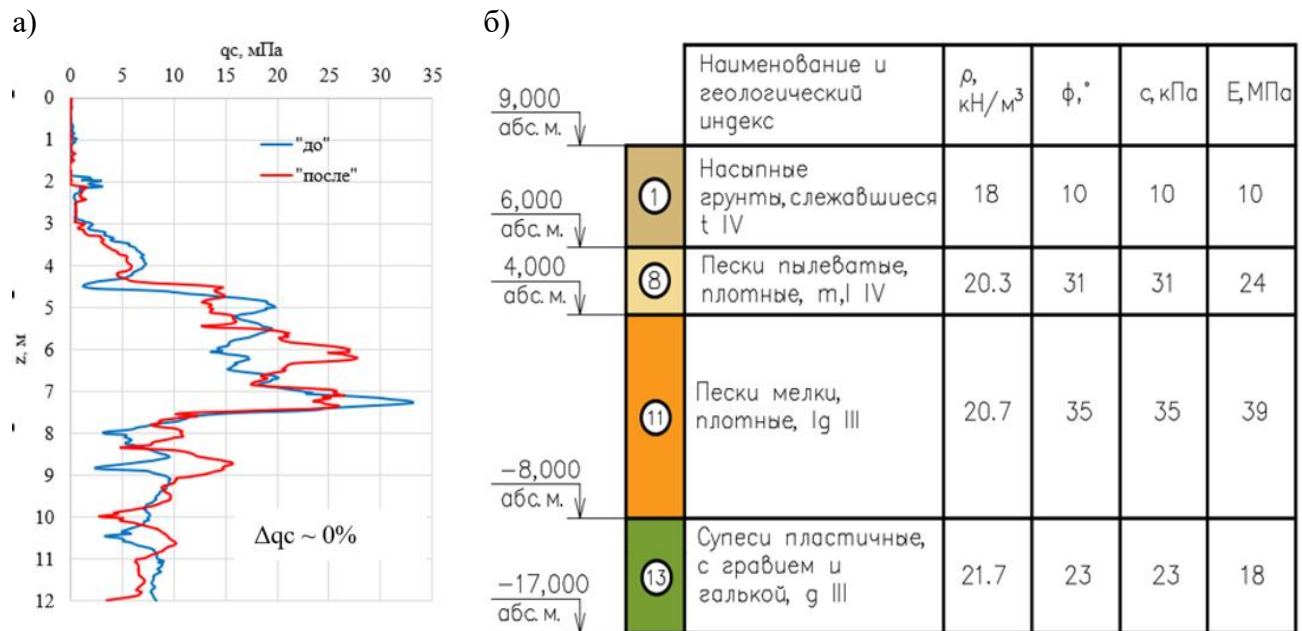


Рисунок 3.6 Результаты статического зондирования до и после вибропогружения шпунта (а). Инженерно-геологические условия площадки строительства (б).

По результатам зондирования можно заключить, что примерная зона влияния при вибрировании шпунтовых свай составляет порядка 8 м. Отмечу, что с помощью таких методов исследования изменения свойств грунтов сложно судить о деформациях основания и об изменении модуля деформации грунта. Как показывает анализ геодезических наблюдений за деформациями зданий в процессе вибрационного погружения и извлечения шпунтовых свай, который представлен в разделе 1.4, осадки могут развиваться на значительно больших расстояниях до вибрируемых свай, чем зона влияния, которую можно получить по статическом зондированию. В связи с этим предлагается перейти к динамическим трехосным испытаниям грунта, с помощью которых возможно получить зависимость относительных деформаций грунта от времени, а также получить необходимые характеристики для аналитического уравнения виброползучести по теории Д.Д. Баркана.

3.2. Численное моделирование динамических трехосных испытаний песчаных грунтов

В основании фундамента большинства зданий центральной части г. Санкт-Петербурга необходимо оценить и описать развитие относительных деформаций песчаных грунтов при действии внешней динамической нагрузке.

Стоит отметить серию экспериментов по определению виброползучести песчаных грунтов проведенных МГСУ (рис. 3.7а,б) [88,91,92,93,94,95,98]. Авторами были получена зависимость величины динамической вязкости η_0 во времени. Также отмечено, что при высокой частоте динамического воздействия относительные деформации накапливаются быстрее в сравнении с низкочастотным нагружением (рис. 3.7 в).

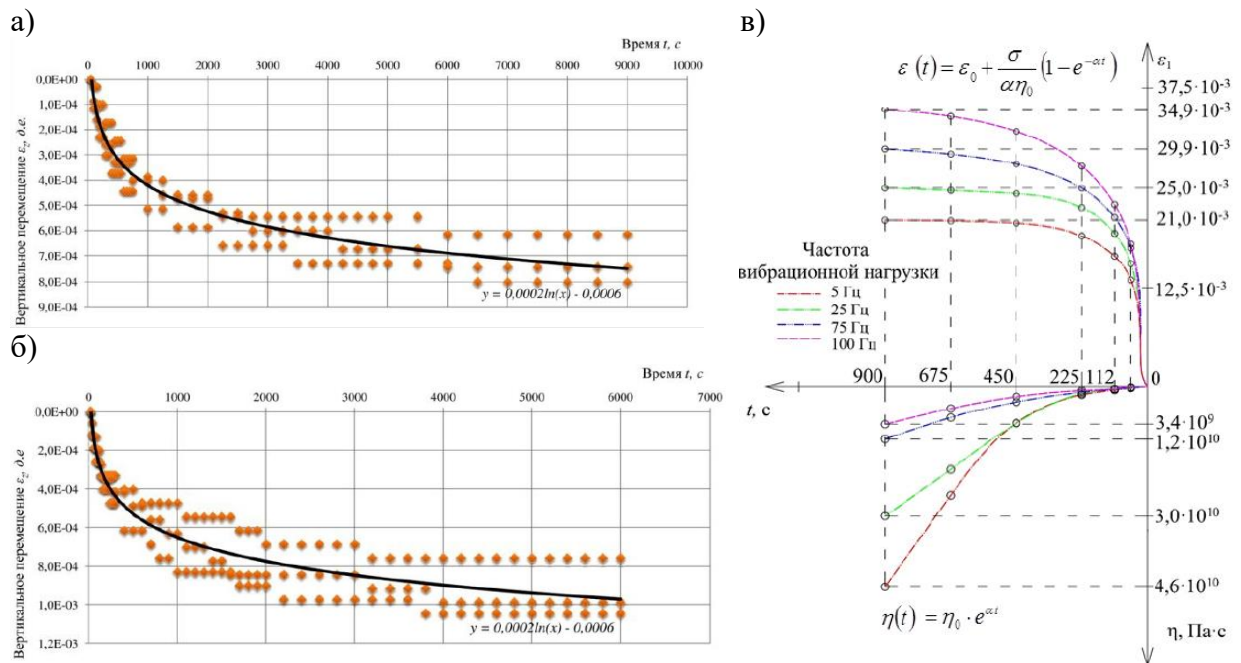


Рисунок 3.7 Зависимость относительных деформаций во времени водонасыщенного, пылеватого песка для частоты 20 Гц (а); для частоты 50 Гц (б); Кривые виброползучести песчаного грунта при разной частоте динамического нагружения и изменение динамической вязкости грунта в процессе испытания [88,91,92,93,98].

Общим для всех полученных экспериментальных кривых является экспоненциальная зависимость накопления относительных деформаций во времени, что свидетельствует о возможности стабилизации деформаций на определенном этапе нагружения. На основе экспериментальных кривых

виброползучести можно определить параметры динамической вязкости и параметра реологического упрочнения для уравнения виброползучести (13). В качестве исходных данных принимаются величина статическим и динамических напряжений σ_0 , σ_a соответственно и частота динамического воздействия.

Поскольку авторами выполнены испытания для ограниченного типа песков, одной величины динамической нагрузки и т.д., мною в работе предлагается, для предварительного определения параметров динамической вязкости и реологического упрочнения, смоделировать эксперименты в численной постановке.

Граничные условия модели, следующие: нижний конец модели закреплен полностью; по боковым граням активированы «вязкие» границы. Время расчета принято равным 0.2 с. Расчетные фаз и тип дренирования приняты по таблице 3.1.

Таблица 3.1 Этапы динамического испытания грунтов

№ Этапа	Наименование	НДС и тип дренирования
1	Формирование природного НДС в режиме изотропного нагружения	$\sigma_1 = \sigma_3 = \text{const}$ Дренированный: для песков Недренированный: для слабых, глинистых грунтов
2	Формирование рассматриваемого НДС	$\sigma_1 > \sigma_3 \text{ const}$ Дренированный: для песков Недренированный: для слабых, глинистых грунтов
3	Приложение динамических напряжений	$\sigma_1 + \sigma_a > \sigma_3 \text{ const}$ Недренированный

Верификация результатов выполнена с помощью сопоставление скорости накопления деформаций по результатам лабораторного эксперимента, представленного в [89], и численного моделирования.

Расчетная схема и результаты численного моделирования приведены на рисунок 3.8.

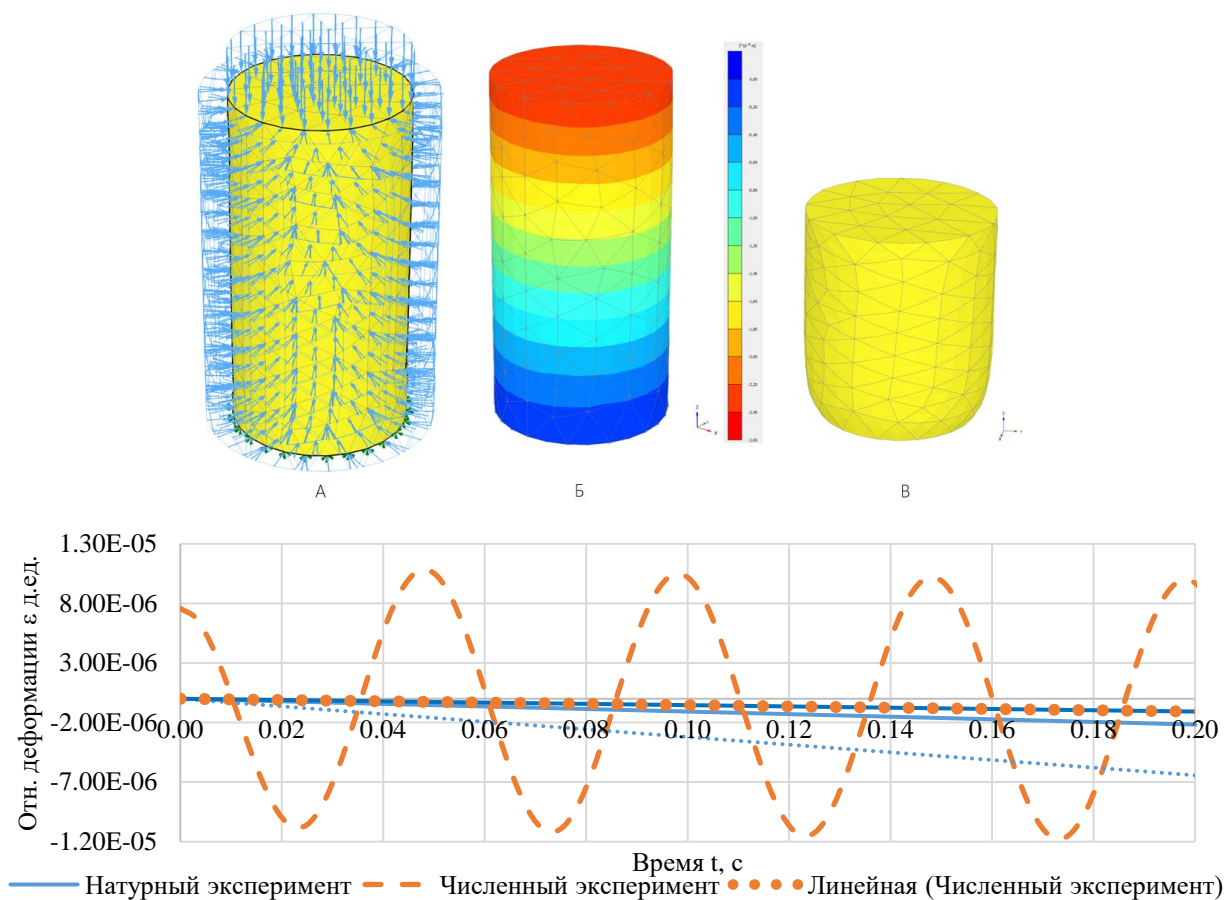


Рисунок 3.8 Расчетная схема – А; изополя вертикальных деформаций – Б; деформационная схема образца (масштаб -2000). Сопоставление результатов относительных деформаций во времени

По полученным данным можно определить динамическую вязкость грунта, однако параметр реологического упрочнения, который отвечает за время стабилизации деформации возможно определить только по результатам полноценного лабораторного эксперимента. Это связано с моделированием высокочастотного динамического воздействия численными методами. При большом временном промежутке решения задачи не выполняются основные условия решения динамической задачи - время прохождения волны в рамках одного конечного элемента будет меньше приращения временного шага Δt , что приведет к некорректным результатам.

Численный эксперимент был проведен для песков различной плотности сложения (это учитывалось с помощью варьирования прочностных и

деформационных параметров). Параметры песчаных грунтов приведены в таблице 3.2.

Таблица 3.2 Параметры песчаного грунта принятые в расчетах

Тип грунта	Плотность сложения	E_{oed} , МПа	E_{50} , МПа	E_{ur} , МПа	m	φ , °	c , кПа	β_R	α_R	G_0 , МПа	γ_0
Песок средней крупности	Рыхлый	12	12	60	0.5	20	4	0.01	0	86	0.089×10^{-3}
	Средней плотности	20	20	40	0.5	28	4	0.018	0	110	0.07×10^{-3}
	Плотный	40	40	80	0.5	38	4	0.022	0	124	0.062×10^{-3}
Песок мелкий	Рыхлый	10	10	50	0.5	18	4	0.009	0	86	0.09×10^{-3}
	Средней плотности	21	21	105	0.5	24	5	0.016	0	103	0.0754×10^{-3}
	Плотный	38	38	190	0.5	36	4	0.021	0	119	0.0864×10^{-3}
Песок пылеватый	Рыхлый	7.5	7.5	37.5	0.5	16	4	0.007	0	74	0.104×10^{-3}
	Средней плотности	18	18	90	0.5	26	4	0.016	0	92	$0,083 \times 10^{-3}$
	Плотный	32.7	32.7	163.5	0.5	34	6	0.02	0	116	0.067×10^{-3}

Всего было выполнено порядка 144 шт. численных экспериментов. В качестве варьируемых параметров приняты: σ_1 , σ_3 – величины статических напряжений, которые позволяет оценить изменения динамической вязкости в зависимости от различного статичного НДС; и σ_a – которые отражают интенсивность динамического воздействия. Пример результатов численного моделирования песка средней крупности, средней плотности, при статических напряжениях $\sigma_1 = 250$ кПа; $\sigma_3 = 100$ кПа для разного уровня динамической нагрузки - представлен на рисунке 3.9. Для определения динамической вязкости изменение относительных деформаций во времени, полученные численно, сопоставлялись с начальным участком кривой виброползучести на основе теории Д.Д. Баркана по формуле (13) (параметр реологического упрочнения принимался равным 0.017, что примерно соответствует экспериментами НИУ МГСУ).

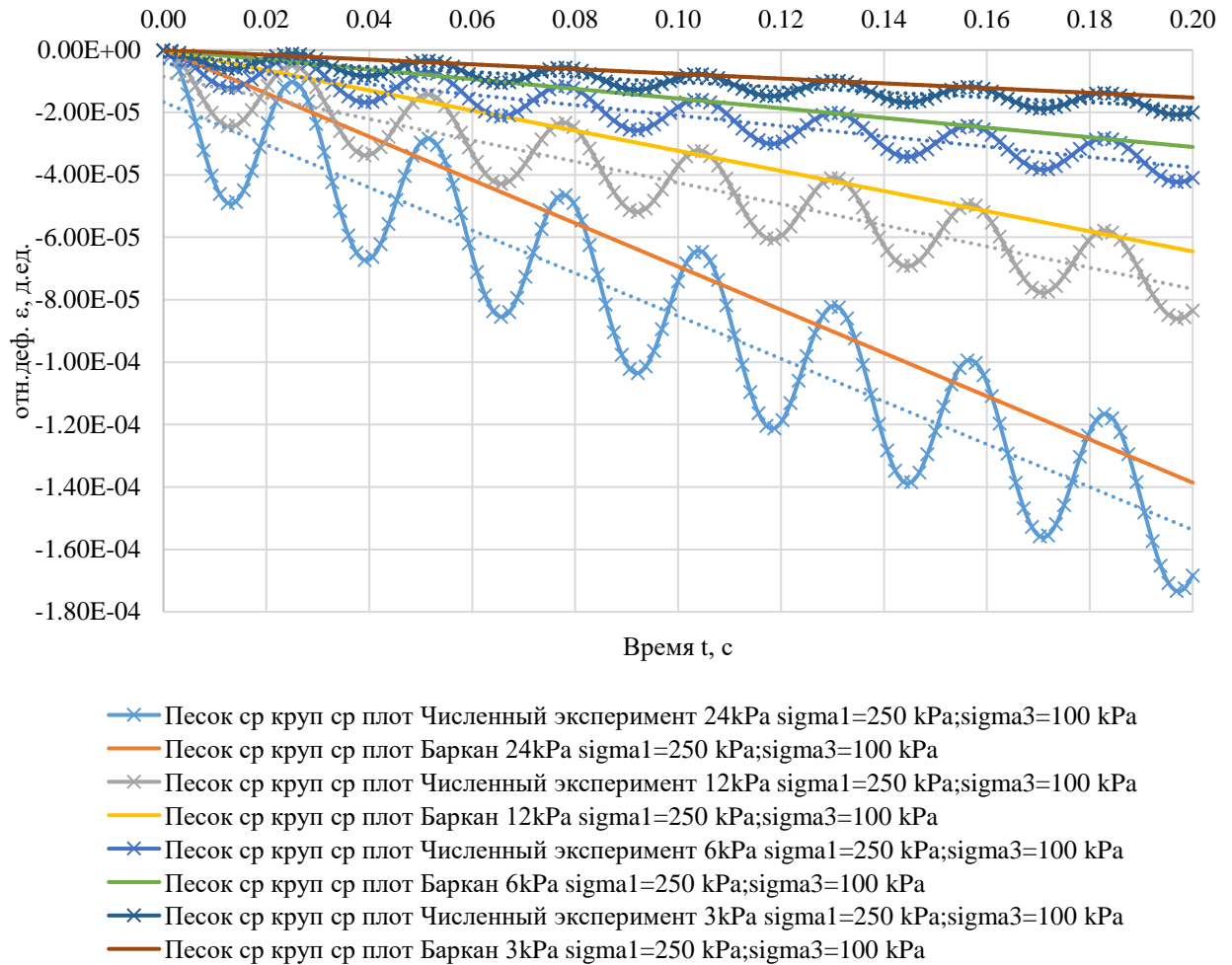


Рисунок 3.9 Кривые виброползучести, полученные в ходе численного эксперимента и участок кривых полученные с помощью аналитического уравнения виброползучести

На основе данных, полученных в ходе численных экспериментов, предлагается эмпирическая формула для прогноза динамическая вязкости грунта в зависимости от действующих динамических, статических напряжений и типа песчаного грунта (38).

$$\eta_0(\sigma_a) = \frac{q_f}{q - \sigma_3} K_1^{(1 + \frac{\sigma_3}{q})} \sigma_a \left(\frac{1}{-0,01q} - 1 \right) \frac{\sigma_3}{q} \quad (38)$$

где, q_f – Предельное девиаторное напряжение, кПа; q – Фактический уровень девиаторного напряжения, кПа; K_1 – коэффициент, зависящий от крупности частиц и плотности сложения песчаного грунта (табл.); σ_a – Величина динамического напряжения, кПа; σ_3 – Величина горизонтального напряжения, кПа.

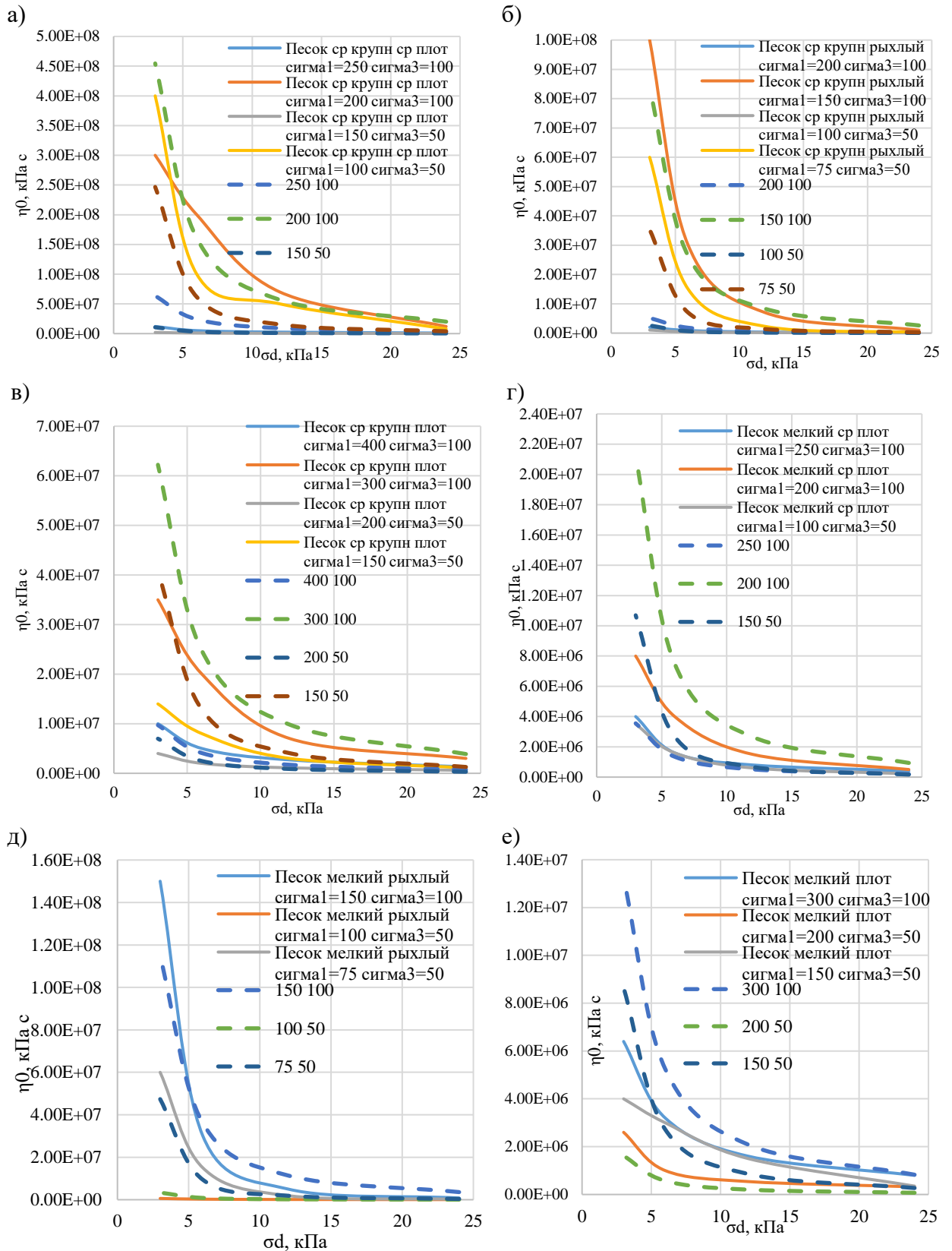


Рисунок 3.10 Графики зависимости динамической вязкости от динамических напряжений для разного типа песчаного грунта: а) Песок средней крупности средней плотности; б) песок средней крупности рыхлый; в) песок средней крупности плотный; г) песок мелкий средней плотности; д) песок мелкий рыхлый; е) песок мелкий плотный.

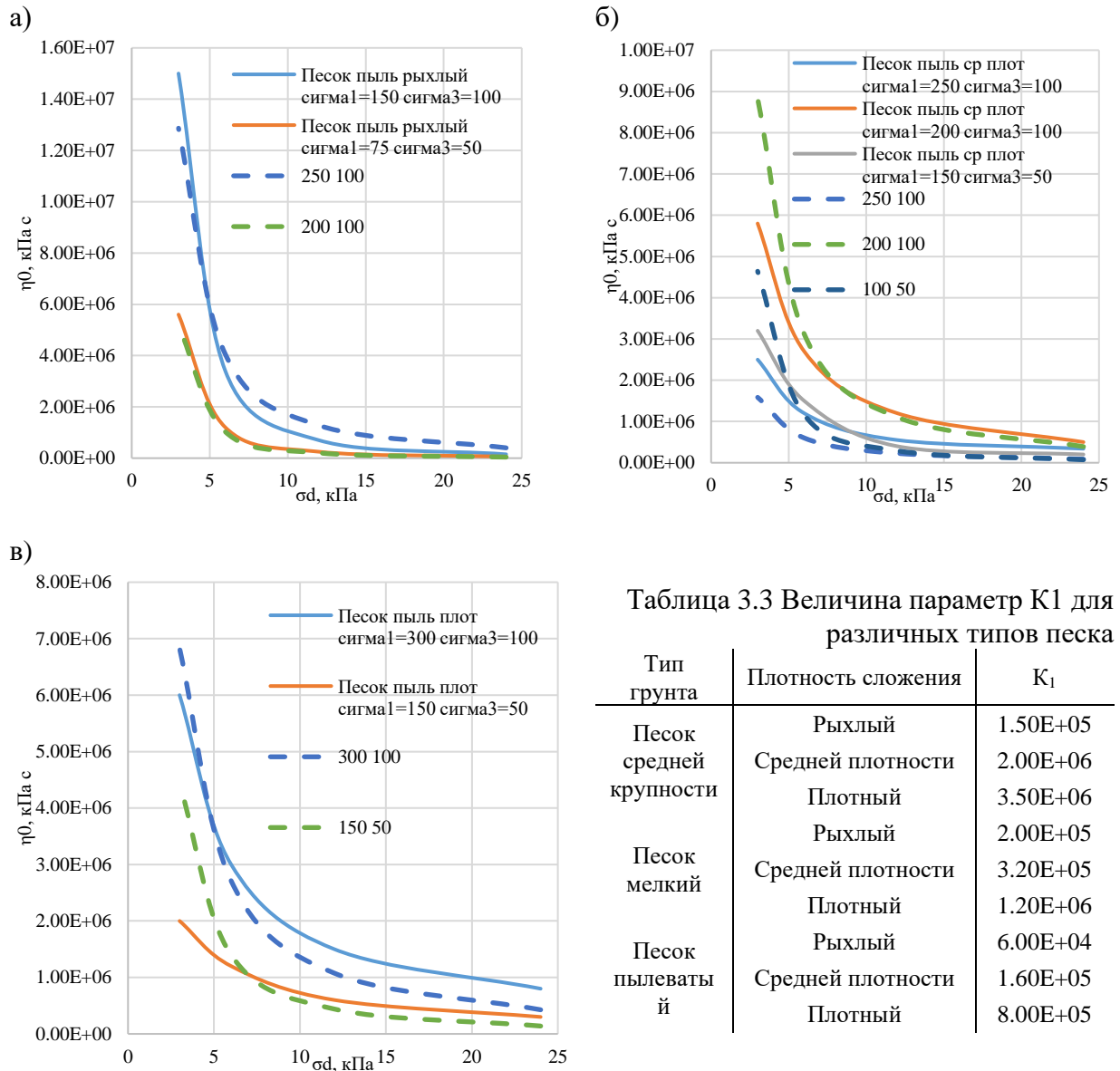


Таблица 3.3 Величина параметр K_1 для различных типов песка

Тип грунта	Плотность сложения	K_1
Песок средней крупности	Рыхлый	1.50E+05
	Средней плотности	2.00E+06
	Плотный	3.50E+06
Песок мелкий	Рыхлый	2.00E+05
	Средней плотности	3.20E+05
Песок пылеватый	Рыхлый	6.00E+04
	Средней плотности	1.60E+05
	Плотный	8.00E+05

Рисунок 3.11 Графики зависимости динамической вязкости от динамических напряжений для разного типа песчаного грунта: а) Песок средней крупности средней плотности; б) песок средней крупности рыхлый; в) песок средней крупности плотный; г) песок мелкий средней плотности; д) песок мелкий рыхлый; е) песок мелкий плотный.

Зависимость динамической вязкости от динамическим напряжений определяемая по формуле (38) приведена пунктирными линиями на рисунках 3.10 3.11. Сопоставление результатов численного моделирования с результатами, полученными по формуле (29), имеет удовлетворительную сходимость. Величина параметра K_1 приведена в таблице 3.3.

3.3. Динамические трехосные испытания глинистых грунтов

Поскольку особенностью грунтовых условий г. Санкт-Петербурга является большая толща глинистых грунтов мягко-пластичной – текучей консистенций, поведение таких грунтов под динамической нагрузкой может существенно отличаться от более прочных образцов. Количество экспериментальных данных по динамическим испытаниям грунтов такой консистенции достаточно мало. Для определения экспериментальных зависимостей относительных деформаций от времени, для уточнения фактических значений динамической вязкости и параметра реологического упрочнения была выполнена серия лабораторных испытаний глинистых грунтов на динамическую нагрузку.

Испытания глинистых грунтов произведены с нашим участием в той же установке динамического трехосного сжатия, что в работах [88,91]. Всего было испытано 4 образца суглинков мягко и текуче-пластичной консистенции. Давление бокового обжатия принято равным 100 кПа; что соответствует бытовому давлению для грунтов озерно-морских и озерно-ледниковых отложений. Вертикальное давление принято равным 110 кПа, для создания девиаторной нагрузки близкой к предельному значению. Частота воздействия принята 38 Гц, что является наиболее часто встречаемой частотой работы вибропогружателей [44]. Этапы и тип дренирования принят согласно таблице 3.. Принятая величина 24, 12 кПа динамических напряжений выбрана по результатам наблюдений за колебаниями грунта в процессе вибропогружения и виброизвлечения шпунтовых свай [70] и пересчитана по формуле (10) (скорость распространения волны принята равной 300 м/с [43]).

В первом эксперименте образец мягко-пластичной консистенции разрушился на этапе статического нагружения. Два образца текуче-пластичной консистенции получили относительные деформации более 10% на

первом этапе приложения динамической нагрузки. Образцы после испытания представлены (рис. 3.12).

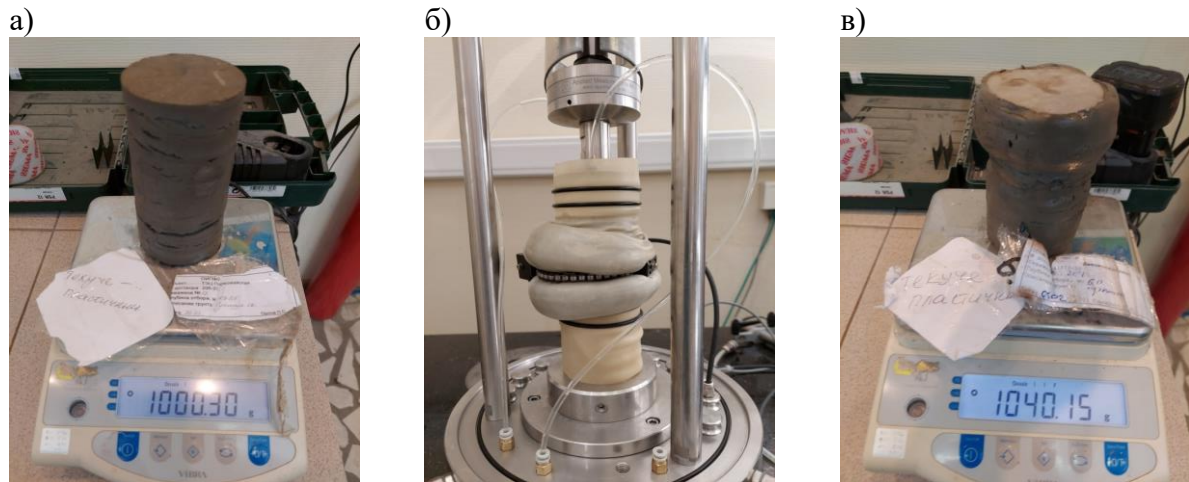


Рисунок 3.12 Образцы глинистого грунта различной консистенции «до» и «после» испытания: а) образец текуче-пластичной консистенции до испытания б) образец текуче-пластичной консистенции после испытания на динамическую нагрузку 24 кПа; ; в) образец текуче-пластичной консистенции после испытания на динамическую нагрузку 12 кПа

В процессе испытания образца грунта мягко-пластичной консистенции удалось получить зависимость относительных деформаций во времени и изменение порового давления в процессе испытания (рис. 3.13).

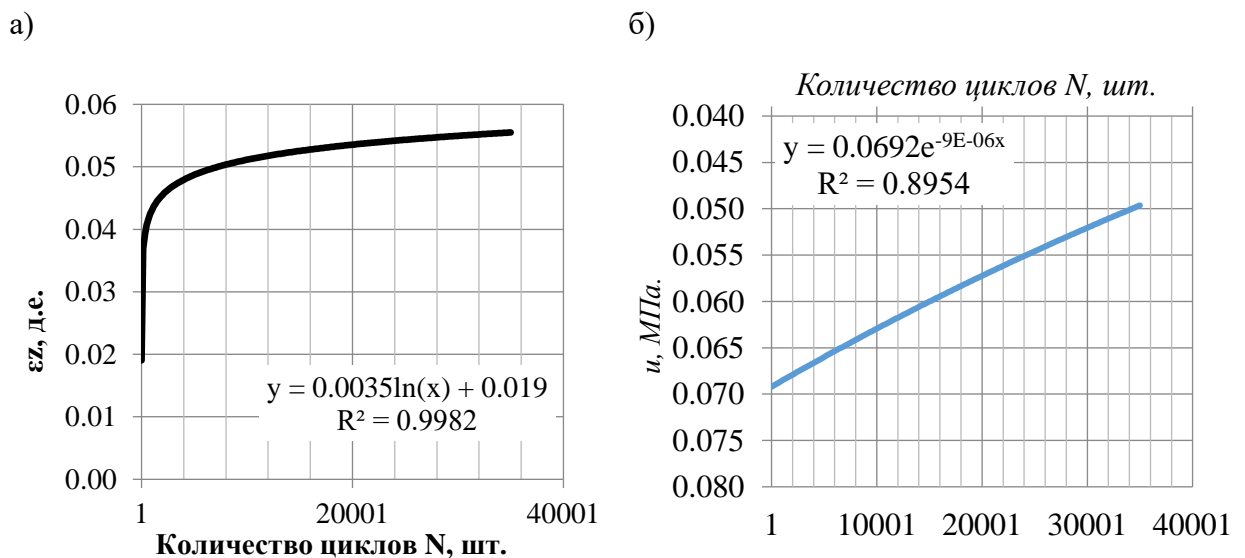


Рисунок 3.13 Графики изменения относительной деформации и порового давления в процессе испытания суглинка мягко-пластичной консистенции

В результате динамический трехосных испытаний возможно определить динамический модуль упругости грунта. На рисунке 3.14 представлен участок

кривой в момент времени $t = 845$ с для определения динамического модуля упругости мягко-пластичного грунта.

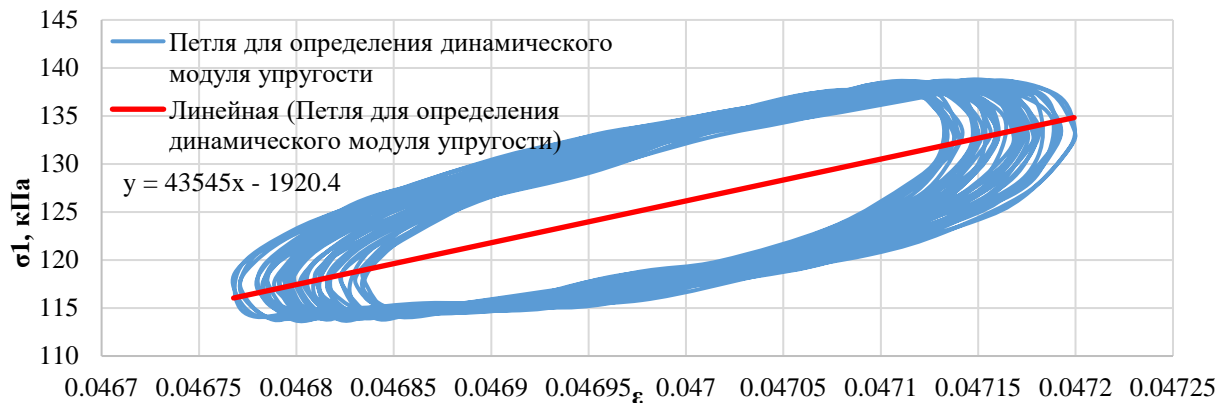
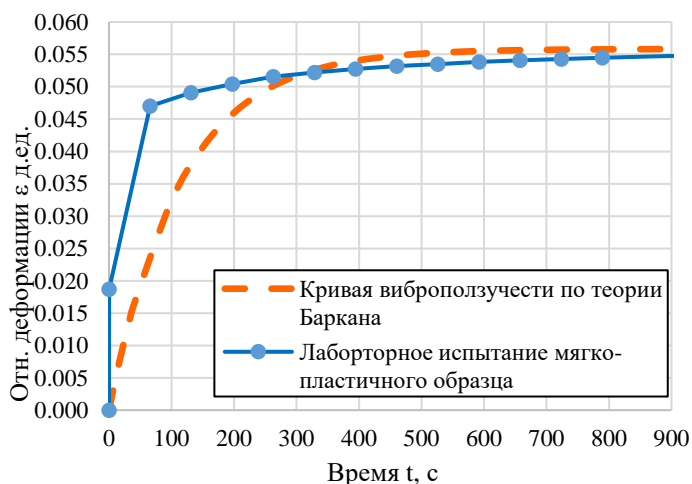


Рисунок 3.14 Кривая для определения динамического модуля упругости грунта в момент времени 845 с.

Для описания лабораторной кривой виброползучести с помощью реологического уравнения виброползучести по теории Д.Д. Баркана (13) были определены параметры динамической вязкости и параметра реологического упрочнения. На рисунке 3.15 приведено сопоставление кривых виброползучести аналитической зависимости (28) и по результатам лабораторных испытаний.



Параметры для описания кривой по уравнению 5: $\sigma_0 = 10$ - Величина статической составляющей напряжений (девиаторная нагрузка), кПа;

$\sigma_a = 24$ - Амплитуда динамических напряжений, кПа; $\alpha = 0.009$; - Параметр реологического упрочнения;

$\eta_0 = 70000$; - Параметр динамической вязкости грунта, кПа с; $t = 900$; - Время расчета, с

Рисунок 3.15 Кривая виброползучести мягко-пластичного образца грунта по результатам лабораторных экспериментов и аналитического уравнение виброползучести Баркана.

Для получения зависимостей деформации от времени для глинистых грунтов другой консистенции (текучей, текуче-пластичной, мягко-пластичной) при разном уровне динамических напряжений были проведены

численные эксперименты. Для совпадения расчетной и лабораторной кривых корректировались следующие параметры: E_{oed} , E_{50} , E_{ur} , m , β_R , G_0 , γ_0 . Существенный вклад в характер в характер кривой зависимости относительных деформаций во времени вносят параметр жесткостного демпфирования по Рэлею - β_R , сдвиговой модуль G_0 , E_{ur} . Результаты верифицировались по средствам сопоставления амплитуды относительных деформаций и изменении порового давления на динамическом этапе расчета (рис. 3.16, 3.17).

Различная консистенция учитывалась по средствам изменения деформационных и прочностных параметров грунта. Величина вертикальных горизонтальных напряжения осталась неизменной: 110 кПа и 100 кПа соответственно. Динамические параметры нагрузки принимались аналогично с лабораторным экспериментом: 38 Гц и 24 кПа. Принятые характеристики грунта для численных экспериментов приведены в таблице 3.4.

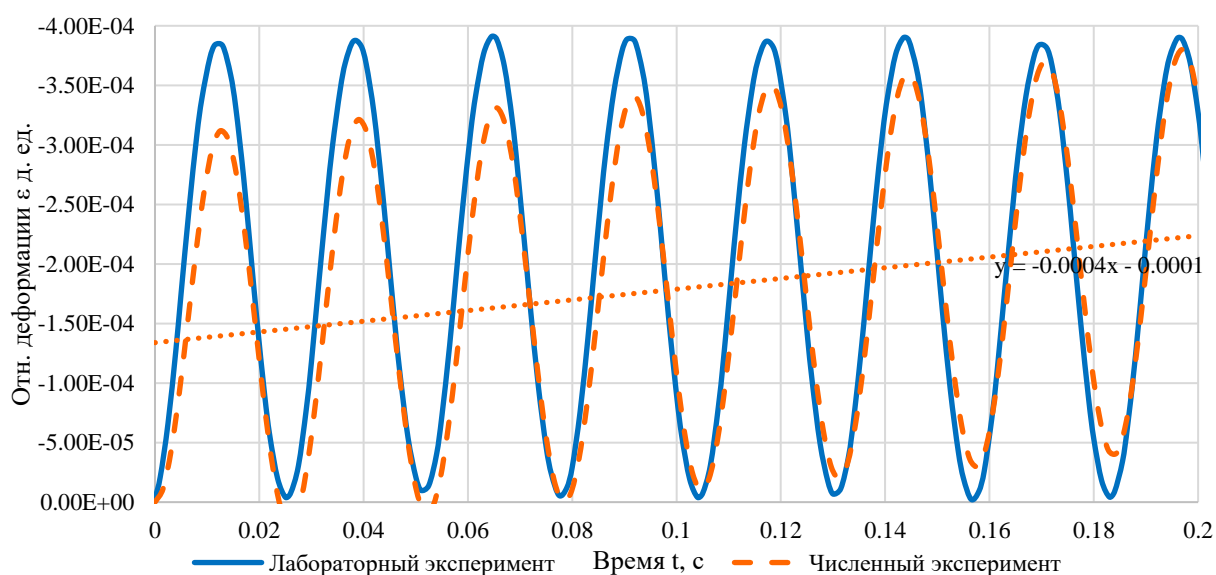


Рисунок 3.16 Сопоставление графика изменение относительных деформаций во времени, полученных по результатам лабораторного и численного эксперимента (а).

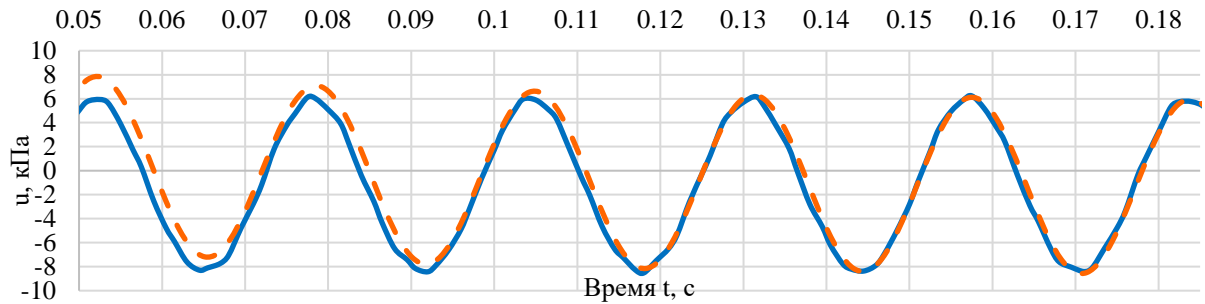


Рисунок 3.17 Сопоставление амплитуды величины порового давления на этапе динамического нагружения, полученного по результатам лабораторного и численного эксперимента

Таблица 3.4 Параметры глинистого грунта принимаемы в расчетах

Тип грунта	IL	E_{oed} , МПа	E_{50} , МПа	E_{ur} , МПа	m	φ , °	c, кПа	β_R	α_R	G_0 , МПа	γ_0
Мягко-пластичный	0.5-0.75	14	14	45	1	16	16	0.03	0	20	3×10^{-5}
Текуче-пластичный	0.75-1	9	9	27	0.75	9	9	0.03	0	15	1.3×10^{-3}
Текучий	> 1	5	5	15	0.75	5	5	0.03	0	6	6.3×10^{-3}

В ходе численного эксперимента варьировалась величина динамической нагрузки для оценки ее влияния на значения динамической вязкости грунта, которая учитывается в уравнении (13). Результаты испытания грунтов мягко-пластичной, текуче-пластичной и текучей консистенции представлены на рис. 3.19, 3.19.

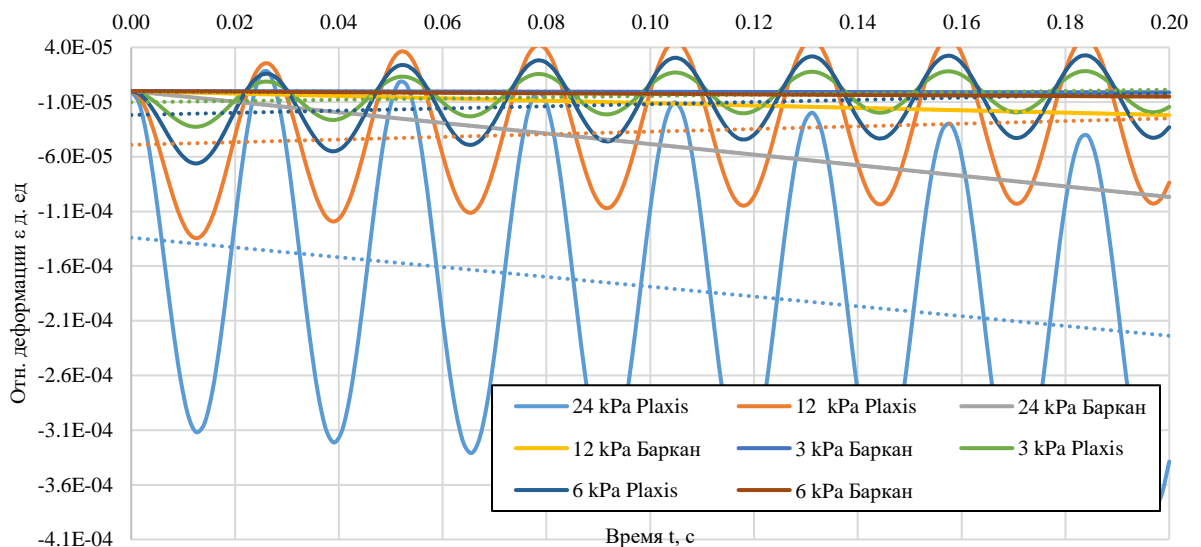


Рисунок 3.18 Кривые виброползучести глинистого грунта мягко-пластичной консистенции, полученные в ходе численного эксперимента и начальный участок кривых, полученных с помощью аналитического уравнения виброползучести ((13)).

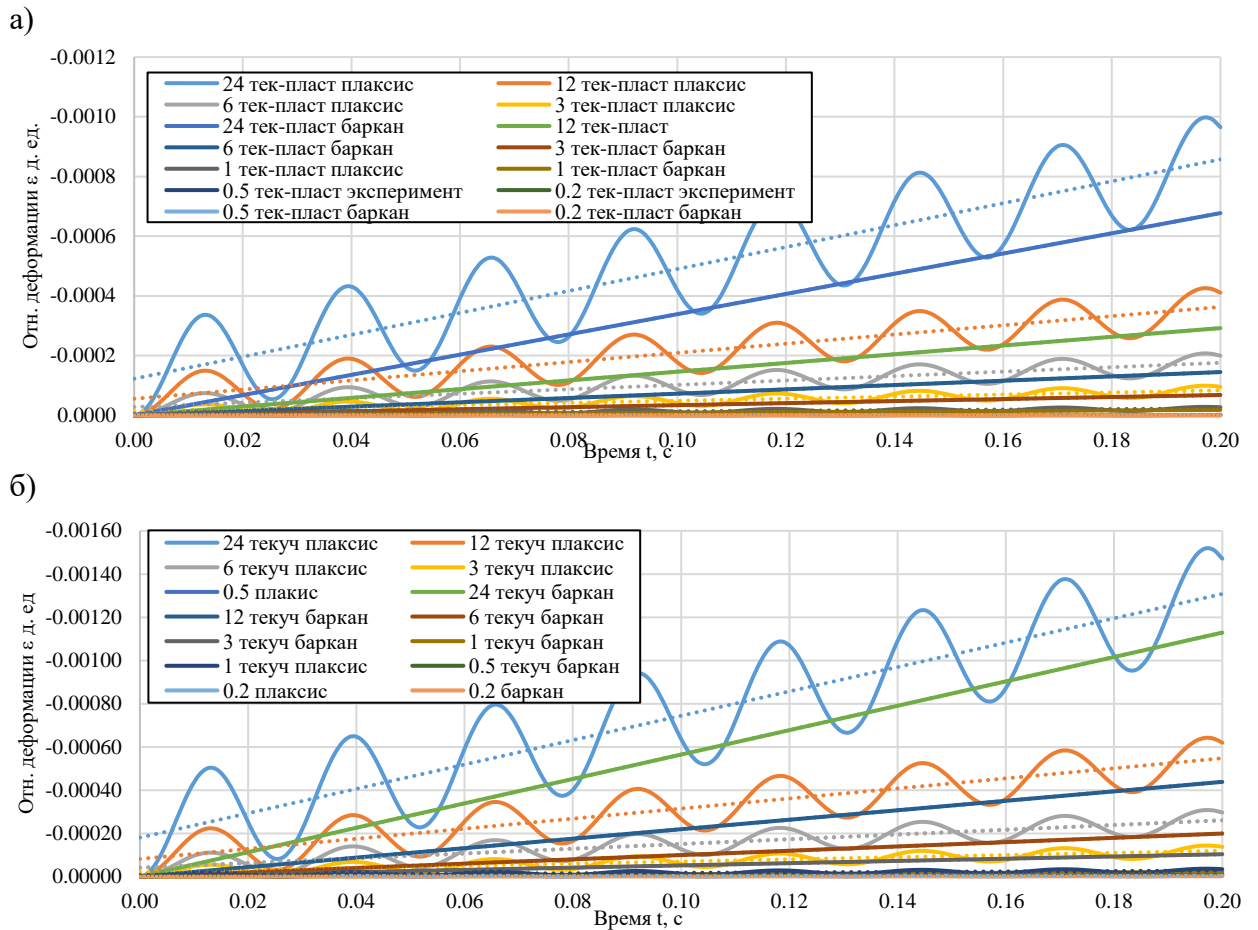


Рисунок 3.19 Кривые виброползучести, полученные в ходе численного эксперимента и начальный участок кривых, полученных с помощью аналитического уравнения виброползучести ((13): а) Суглинок текуче-пластичный; б) Суглинок текучий.

При численном эксперименте глинистого грунта пластичной консистенции деформации грунта являются упругими (рис. 3.20), на основании чего можно сделать вывод, что деформации виброползучести не происходят.

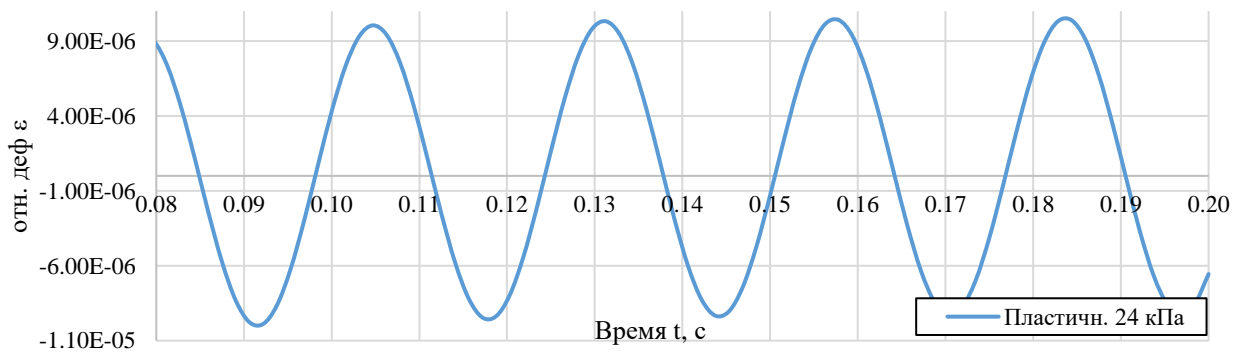


Рисунок 3.20 Кривые виброползучести глинистого грунта пластичной консистенции, полученные в ходе численного эксперимента.

Параметр реологического упрочнения принимался одинаковым для всех типов глинистых грунтов по результатам натуральных лабораторных испытаний 0.009. По кривым, приведенным на рисунке 3.19, определялась величина динамической вязкости. Получено, что вязкость увеличивается при снижении величины динамической нагрузки. На основании этих результатов была получена зависимость динамической вязкости грунта для мягко-пластичной, текуче-пластичной и текучей консистенций, в зависимости от уровня величины динамических напряжений (рис. 3.21).

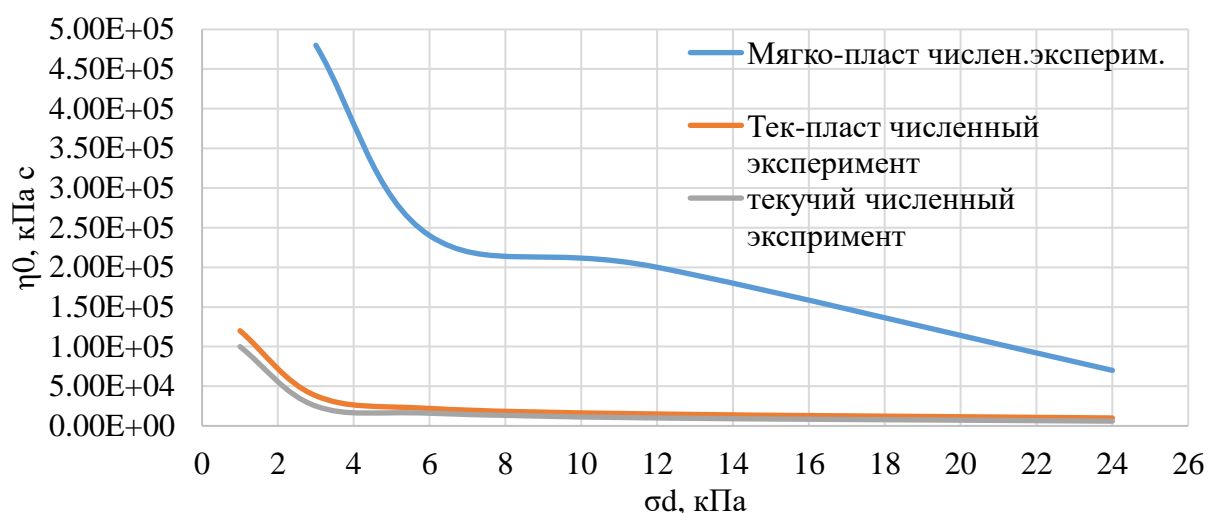


Рисунок 3.21 Зависимость динамической вязкости от динамических напряжений для глинистых грунтов различной консистенции

Была получена зависимость динамической вязкости от динамических напряжений для глинистого грунта (39). Параметры для уравнения (39) определяются по таблице 3.5.

$$\eta_0(\sigma_d) = A\sigma_d^B \quad (39)$$

где, η_0 - Параметр динамической вязкости грунта, кПа·с; σ_d - Амплитуда динамических напряжений, кПа; А, В – безразмерные параметры, зависят от типа грунта.

Таблица 3.5 Параметры А, В для формулы (39)

Величина параметра	Мягко- пласт.	Тек-пласт.	Текучий
А	15×10^5	4.47×10^5	1.44×10^5
В	1	1.5	1.1

В ходе выполненных экспериментов были получены динамические модули упругости слабых водонасыщенных глинистых грунтов, по которым

более точно были определены скорости распространения волн в этих грунтах (8,9):

$$V_p = \sqrt{\frac{E(1-\nu)}{\rho(1+\nu)(1-\nu)}} \quad (40)$$

$$V_s = \sqrt{\frac{E}{2\rho(1+\nu)}} \quad (41)$$

где, ρ – плотность грунта т/м³; $V_{p,s}$ – скорость распространения продольной и поперечной волны соответственно, м/с; ν – коэффициент Пуассона; E – динамический модуль упругости грунта, кПа. Результаты определения скоростей продольной и поперечной волны приведены в таблице 3.6.

Таблица 3.6 Определение величин скоростей продольной и поперечной волн в глинистых грунтах

Тип грунта	IL	$E_{ур}$, МПа	ν	ρ , т/м ³	V_p , м/с	V_s , м/с
Мягко-пластичный	0.5-0.75	45	0.2	2,0	158	97
Текуче-пластичный	0.75-1	27	0.2	2,0	129	79
Текучий	> 1	15	0.2	2,0	105	65

Использование полученных данных и зависимостей позволяет: спрогнозировать величину относительных деформаций глинистого грунта, которые вызваны динамической нагрузкой. Зная величину относительных деформаций на этапе динамического нагружения, можно определить величину уменьшенного модуля деформации грунта согласно [4]:

$$E_{red} = \frac{E}{1 + \left(\frac{E\varepsilon_d}{\beta\sigma_z}\right)} \quad (42)$$

где, E - Величина модуля деформации при статических нагрузках, кПа; ε_d - величина относительных деформаций при динамическом воздействии д.ед; β - коэффициент бокового расширения; σ_z - величина статического, природного напряжения, кПа; $\Delta\varepsilon_d$ - приращение относительных деформаций при динамическом нагружении.

Учет изменение модуля деформации грунта позволит прогнозировать дополнительные деформации основания фундамента в численной постановке.

3.4. Выводы по Главе 3

1. Высокочастотное динамическое воздействие вызывает в дисперсных водонасыщенных грунтах дополнительные деформации виброползучести. Величина этих деформаций зависит от: частоты динамического воздействия, амплитуды колебаний (интенсивность динамической нагрузки), от действия статических напряжений на элемент грунта. Для определения величины деформаций необходимо проведение динамических трехосных испытаний грунтов, в ходе которых возможно определить величину относительных деформаций в процессе действия динамической нагрузки, но и определить динамическую вязкость грунта и параметр реологического упрочнения, для описания зависимости аналитическим уравнением виброползучести на основе теории Д.Д. Баркана.

2. По результатам динамического трехосного сжатия песчаных грунтов, которое смоделировано в численной постановке, была получена зависимость динамической вязкости грунта от динамических напряжений. Она учитывает плотность сложения песка и крупность его частиц, действующие статические составляющие напряжений.

3. Натурные лабораторные динамические трехосные испытания глинистых грунтов мягко-пластичной и текуче-пластичной консистенции позволили определить фактическую величину параметра реологического упрочнения и динамической вязкости грунта. Этот лабораторный эксперимент был смоделирован в численной постановке для определения зависимости динамической вязкости от динамических напряжений для грунтов мягко-пластичной, текуче-пластичной и текучей консистенций при разном уровне динамических напряжений.

4. По натурным лабораторным динамическим трехосным испытаниям глинистых грунтов был получены динамической модуль упругости, который необходим для уточнения величины скорости распространения продольной и

поперечной волны при определении динамических напряжений, которые возникают в толще слабых грунтов под действием динамических нагрузок. Отмечу, что полученный динамический модуль упругости грунта мягко-пластичной консистенции практически совпадает с модулем разгрузки, который принимался

5. Использование полученных зависимостей позволяет: спрогнозировать величину относительных деформаций грунта, которые вызваны динамической нагрузкой; изменение модуля деформации грунта в зависимости от расстояния до источника динамического воздействия; прогнозировать дополнительные осадки зданий окружающей застройки, которые попали в зону влияния.

ГЛАВА 4 МЕТОДИКА ПРОГНОЗА ДОПОЛНИТЕЛЬНЫХ ДЕФОРМАЦИЙ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ В ЗОНЕ ВЛИЯНИЯ ВИБРОПОГРУЖЕНИЙ И ВИБРОИЗВЛЕЧЕНИЙ ШПУНТОВЫХ СВАЙ

4.1. Аналитическое решение задачи дополнительных деформаций оснований фундаментов при динамических воздействиях

Как показали исследования, приведенные в предыдущих главах данной диссертационной работы, для прогноза дополнительных осадок фундамента можно воспользоваться уравнением виброползучести Д.Д. Барканом (13):

$$\varepsilon_d(t) = \frac{\sigma_0 + \sigma_a(\sin\omega t)}{\eta_0\alpha} (1 - e^{-\alpha t}) \quad (13)$$

где, σ_0 - Величина статической составляющей напряжений, кПа; σ_a - Амплитуда динамических напряжений, кПа; α - Параметр реологического упрочнения; η_0 - Динамическая вязкость грунта; t - время динамического воздействия, с.

Согласно уравнению (13), величина относительных деформаций зависит от действующих статических и динамических напряжений, и от типа грунта, что выражается в параметре динамической вязкости и параметре реологического упрочнения грунта. Точное значение двух последних параметров возможно определить в установке динамического трехосного сжатия. Если принять допущение, что динамическая вязкость для нормальных и касательных напряжений будет иметь одинаковые значение, можно воспользоваться упругопластической моделью Тимошенко [96] для определения величины сдвиговых деформаций во времени (2):

$$\gamma(t) = \int_0^t \frac{\tau_0 + \tau_a}{\eta_0 e^{\alpha t}} \cdot \frac{(\sigma_0 + \sigma_a \sin\omega t) \cdot \tan(\varphi) + c}{(\sigma_0 + \sigma_a \sin\omega t) \cdot \tan(\varphi) + c - \tau_0 - \tau_a} dt \quad (43)$$

где, σ_0 - Величина статической составляющей напряжений, кПа; σ_a - Амплитуда динамических напряжений, кПа; α - Параметр реологического упрочнения; η_0 - Динамическая вязкость грунта; t - время динамического

воздействия, с; τ_0 – величина статических касательных напряжений, кПа; τ_a – величина динамических касательных напряжений, кПа; φ – угол внутреннего трения грунта, °; c – удельное сцепление грунта, кПа.

Для уточнения величин динамической вязкости и параметра реологического упрочнения необходимо проведения динамических трехосных испытаний. При отсутствии этих данных можно воспользоваться зависимостями (38),(39).

Задача решается в плоской постановке. Для определения компоненты статических величин нормальных и касательных напряжений на элемент грунта использованы формулы Колосова «Задача о распределении напряжений в упругом полупространстве от равномерной полосовой нагрузки» (44),(45):

$$\sigma_0(x, z) = \frac{p}{\pi} \left(\operatorname{arctg} \frac{0.5b - x}{z} + \operatorname{arctg} \frac{0.5b + x}{z} \right) - \frac{bp}{\pi} \frac{z(x^2 - z^2 - 0.25b^2)}{(x^2 - z^2 - 0.25b^2)^2 + x^2b^2} \quad (44)$$

$$\tau_0(x, z) = \frac{2bp}{\pi} \frac{x^2z^2}{(x^2 + z^2 - 0.25b^2) + z^2b^2} \quad (45)$$

где p – давление под подошвой ближайшего фундамента (принимается с вычетом природных напряжений в уровне подошвы фундамента), кПа; b – ширина подошвы фундамента; x, z – координаты точки в упругом полупространстве грунта.

Компоненты динамических напряжений определяются по формулам ((10),(11)). Величины виброскорости и виброускорения грунта можно принять по результатам вибромониторинга процесса вибропогружения или виброизвлечения шпунтовых свай, или по результатам численного или аналитического прогноза колебаний грунта. Поскольку амплитуды колебаний на глубине больше, чем на поверхности, величина виброскорости принимается с учетом повышающего коэффициента $k = 2$ (см. раздел 2.3). Частота динамического воздействия может быть принята по паспорту используемого

вибропогружателя, но фактическую величину можно получить по результатам спектрального анализа. Одним из способов определения скорости продольной волны является динамическое трехосное испытание грунта. При их отсутствии для песчаных грунтов можно воспользоваться справочными данными [43], для слабых глинистых грунтов эти величины приведены в [52]. При отсутствии лабораторных кривых виброползучести грунта, параметр реологического упрочнения принимается: для песчаных грунтов $\alpha \approx 0.017$; для глинистых $\alpha \approx 0.009$. Зависимости динамической вязкости грунта от динамических напряжений и типа грунта принимаются согласно данным [52].

Для учета сдвиговых деформаций в общей величине относительных, использована зависимость по формуле ((46):

$$\varepsilon(t) = \varepsilon_d(t) + \frac{\sqrt{3}}{2} \gamma(t) \quad (46)$$

Проинтегрировав эту величину по длине шпунтовой сваи, может быть получена конечная величина дополнительной деформации основания фундамента ((47):

$$s(t) = \int_d^L \varepsilon(t) dz \quad (47)$$

где, $s(t)$ – конечная осадка, вызванная погружением сваи, м; L – длина шпунтовой сваи, м; d – глубина заложения фундамента, м.

Пример прогноза дополнительной деформации здания по предлагаемой методике приведен далее. На опытной площадке строительства было выполнено виброизвлечение шпунтовой сваи длиной 15 м, корытообразного профиля: AZ36-700N Single. Расстояние до здания соседней застройки варьировалось от 7 до 11 м. По результатам вибромониторинга были получены величины виброускорения и виброскорости конструкции фундамента и грунта (рис. 4.1).

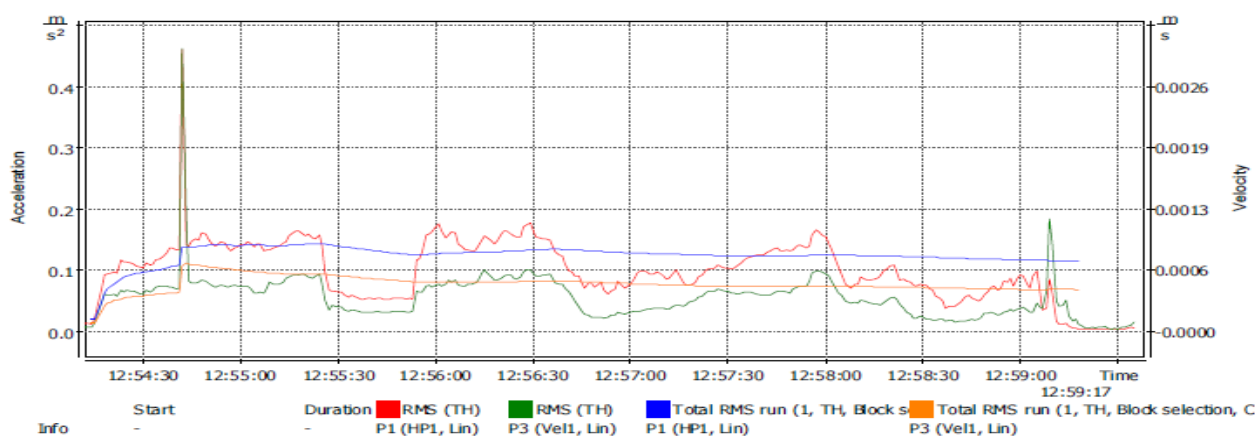


Рисунок 4.1 Измерение колебаний конструкций фундамента в процессе виброизвлечения шпунтовых свай

Частота работы вибропогружателя определялась по результатам спектрального анализа. Инженерно-геологические условия площадки строительства сведены в таблицу Таблица 4.1. Примыкающее здание имеет разную этажность 1–3 этажа; давление по подошве фундамента варьируется в пределах 116–239 кПа; глубина заложения фундаментов составляет 2 м; ширина подошвы фундамента различная 0.9-1.2 м. Дополнительная осадка фундамента для 3-этажной части здания составила по данным мониторинга составила: 1,4–2,1 см (см. рис. Рисунок 1.27). Используя зависимости и формулы, приведенные ранее, по результатам вибромониторинга можно построить изо поля относительных и сдвиговых деформаций основания фундамента, и конечную величину дополнительной осадки основания фундамента (рис. 4.2 а-г).

Таблица 4.1 Параметры грунтов опытной площадки

№ИГЭ	Геологический индекс	h, м	γ , кН/м ³	e	IL	φ , °	c, кПа	E, МПа
3-Песок мелкий, средн. Плот.	mI,IV	4.9	19.7	0.6	-	30	3	12
4-Суглинки текуче-пластичные	mI,IV	2.8	19.4	0.8	0.92	8	5	6
5-Суглинки текучие, ленточные	Ig-III	2.2	18	1.1	1.1	6	5	4
6-Суглинки текуче-пластичные слоистые	Ig-III	1.9	19.2	0.84	0.88	7	6	7
7-Супеси пластичные	g-III	3.2	21.8	0.4	0.41	17	27	11

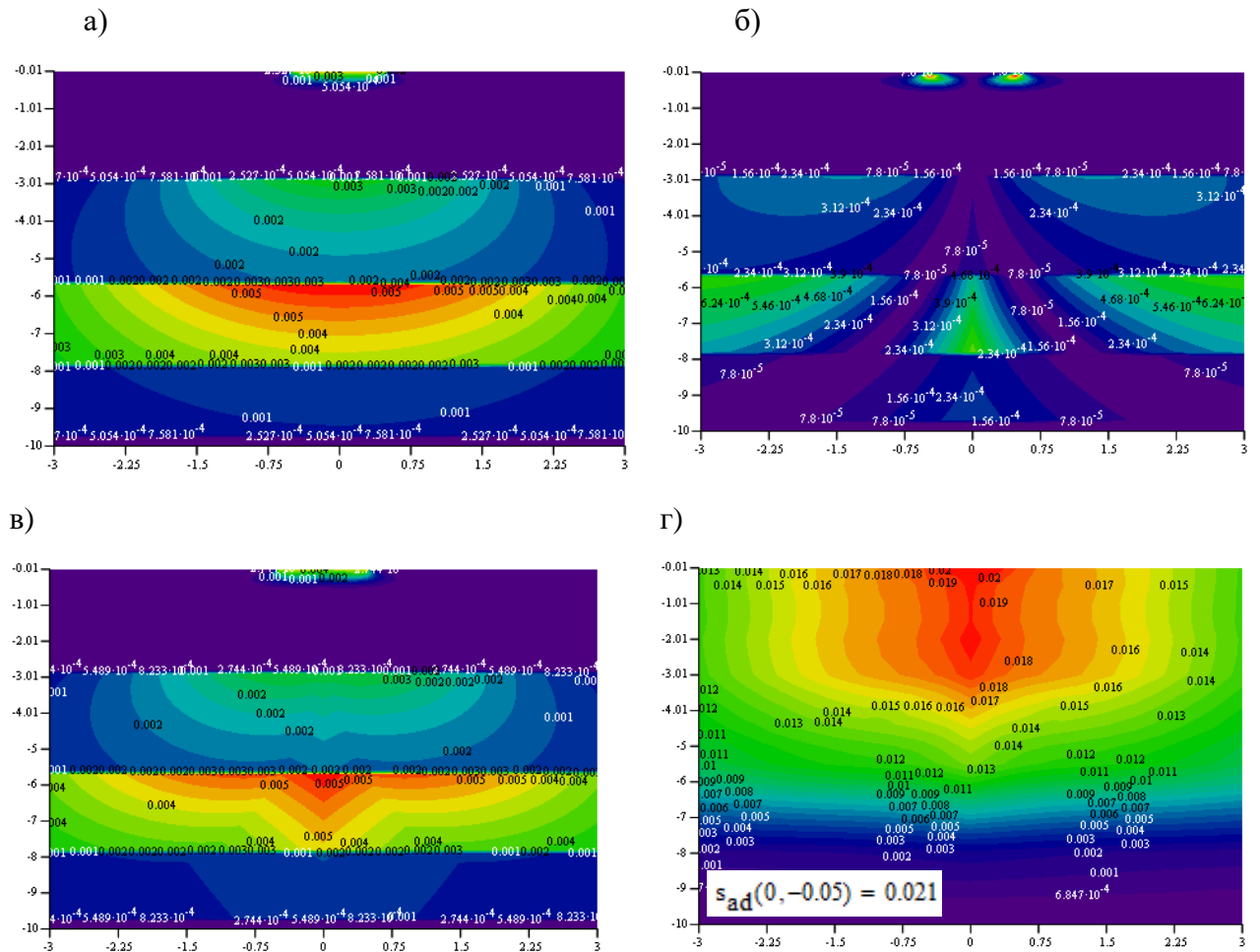


Рисунок 4.2 Изополя относительных (а) и сдвиговых (б) деформаций массива грунта вследствие действия динамической нагрузки. Вертикальная ось соответствует глубине z ; горизонтальная ось – положение фундамента по его ширине b относительно оси X ; Изополя суммарных относительных (в) деформаций и конечная величина вертикальной деформации основания (г) вследствие действия динамической нагрузки. Вертикальная ось соответствует глубине z ; горизонтальная ось – положение фундамента по его ширине b относительно оси X .

В приложении А приведен подробный ход аналитического решения задачи в среде Mathcad для одного из объектов, который представлен в разделе 4.3.

4.2. Решение задачи дополнительных деформаций оснований фундаментов при динамических воздействиях в численной постановке

Спрогнозировать дополнительные технологические осадки фундаментов зданий от вибрирования шпунтовых свай можно с помощью численного моделирования. Основная идея заключается в изменении деформационных параметров грунтов в рамках активной зоны динамического воздействия, которую необходимо определить. Поэтому предлагается следующая расчетная схема (рис. Рисунок 4.3). Принципиально, можно выделить 2 зоны, с изменениями характеристик грунта в около шпунтовом пространстве: «зона 1» (оранжевый цвет), грунт испытывает большие динамические нагрузки и переходит во состояние тяжелой вязкой жидкости; «зона 2» (зеленый цвет), происходит изменение деформационных параметров грунта, но без потери его несущей способности.

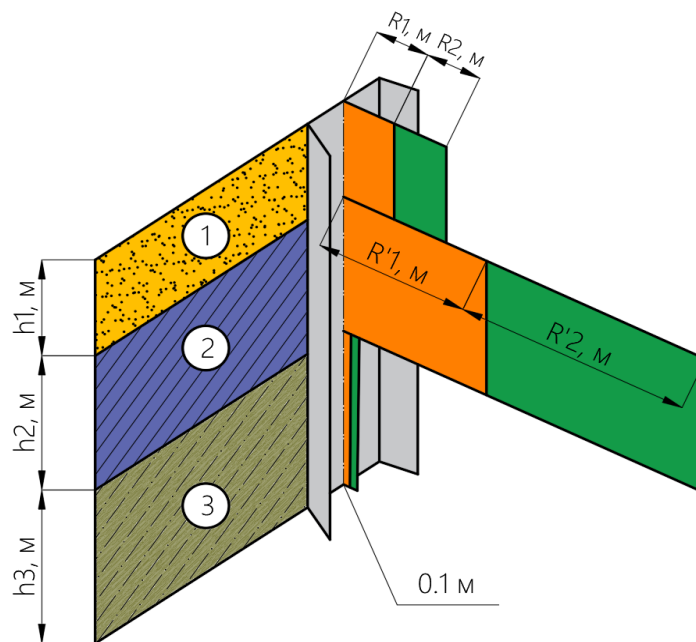


Рисунок 4.3 Предлагаемая расчетная схема к прогнозу дополнительных деформаций в процессе виброизвлечения шпунтовых свай в численной постановке

В околосвайном пространстве, зона 1, грунт испытывает большие динамические нагрузки и переходит в состояние тяжелой вязкой жидкости, при этом это справедливо для песчаных и глинистых грунтов. Этот эффект

отмечен в работах [119,125,126] и наблюдениями за грунтом околосвайного пространства в процессе вибрирования шпунтовых свай. Параметры грунта в этой зоне принимаются следующими: модель грунта Мора-Кулона, тип дренирования: «Undrained C», $G = 100$ кПа, $s_u = 10$ кПа, $\nu=0.495$.

Зона 2 (зеленый цвет), где грунт испытывает динамическое воздействие, но сохраняет свою структуру, однако модуль деформации грунта будет несколько ниже в сравнении со статическим состоянием.

Размеры и расстояния этих зон от вибрируемых свай зависят от уровня динамического воздействия и инженерно-геологический условий. Их можно определить по кривой затухания колебаний с расстоянием, пример приведен на рис. 4.4. и по величине $K_{ВП}$ – коэффициент виброползучести (48).

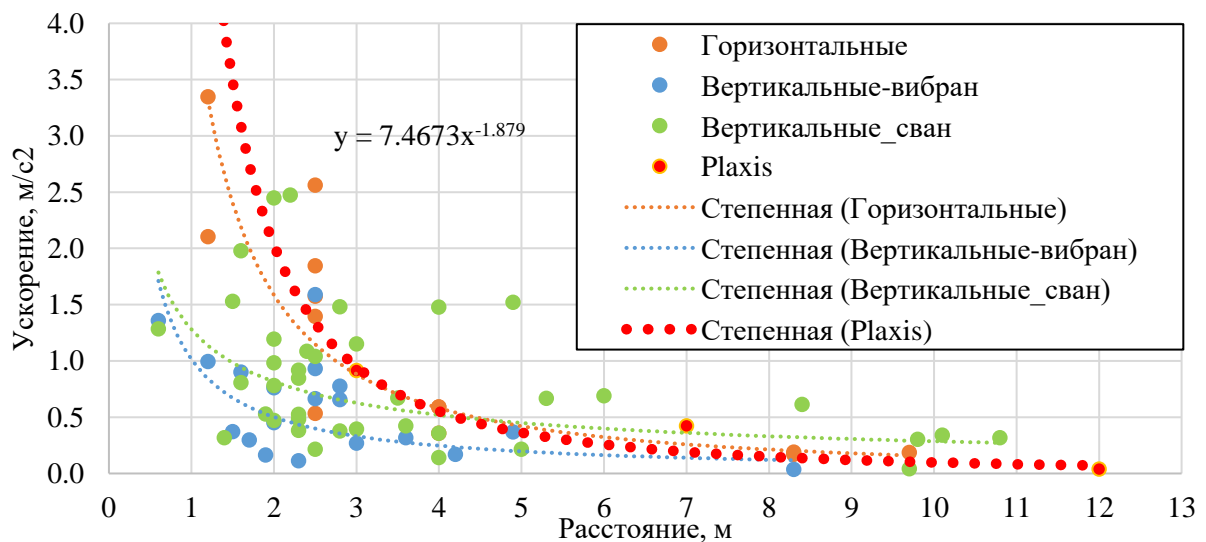


Рисунок 4.4 Кривая затухания колебания в зависимости от расстояния до виброизвлекаемой свай

Физический смысл коэффициента виброползучести, учесть уменьшение модуля деформации грунта из-за внешней динамической нагрузки при статических расчетах (48).

$$K_{ВП} = \frac{\Delta \varepsilon_c}{\Delta \varepsilon_c + \Delta \varepsilon_d} \quad (48)$$

Где, $\Delta \varepsilon_c$ - приращение относительных деформаций при статическом нагружении; $\Delta \varepsilon_d$ - приращение относительных деформаций при динамическом нагружении.

Также, зная величину относительных деформаций, которые накоплены при воздействии внешней динамической нагрузки, по формуле (13) можно получить величину уменьшенного модуля деформации (42).

Цветовое отображение зон выполнено с дискретностью в 0.1 от величины $K_{вп}$, например «красный» цвет соответствует величине коэффициента виброползучести равной $K_{вп} \approx 0.1$, что свидетельствует о снижении модуля деформации грунта на 90% от первоначального значения, а «синяя» зона характеризует изменения модуля деформации на 10–30%. В численной модели «Зона 2» учитывается усредненно (рис. 4.5).

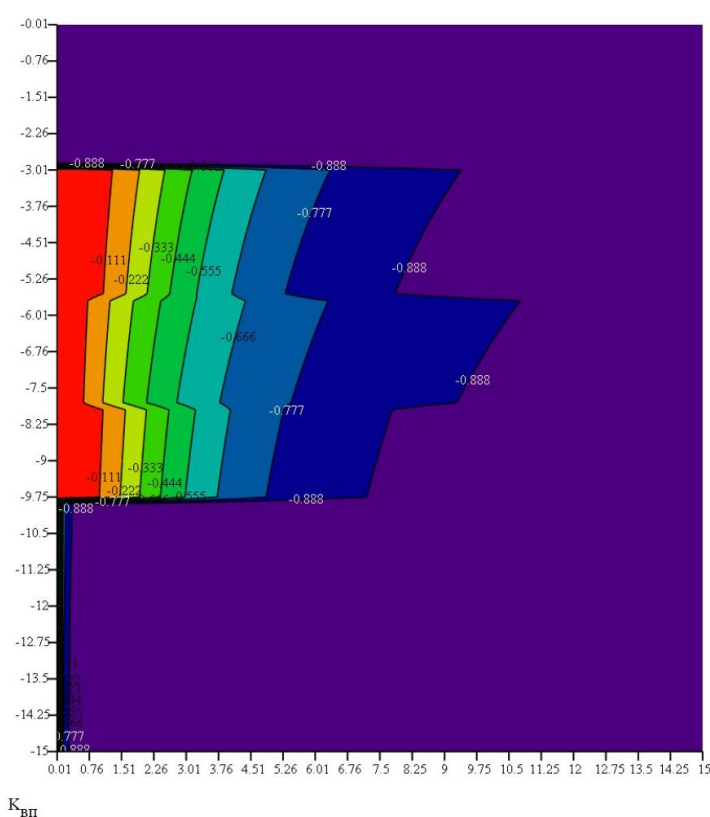


Рисунок 4.5 Изополя величины $K_{вп}$ по длине сваи (ось Y) и в зависимости от расстояния до сваи (ось X)

В рамках этой зоны модуль деформации грунта снижается на 20% от первоначального, и размер этой зоны определяется расстоянием от границы «красной» и «синей» зон. По горизонтальной оси, можно определить значения $R'1$, $R'2$, м. В приложении Б приведен подробный пример построения изополей параметра $K_{вп}$ в среде Mathcad.

Все же, стоит выделить и область грунта непосредственно под фундаментом здания. Это следует сделать поскольку грунт испытывает

существенные девиаторные нагрузки от сооружения. В связи с чем, изменение деформационных параметров грунта также следует учесть отдельно (рис. 4.6).

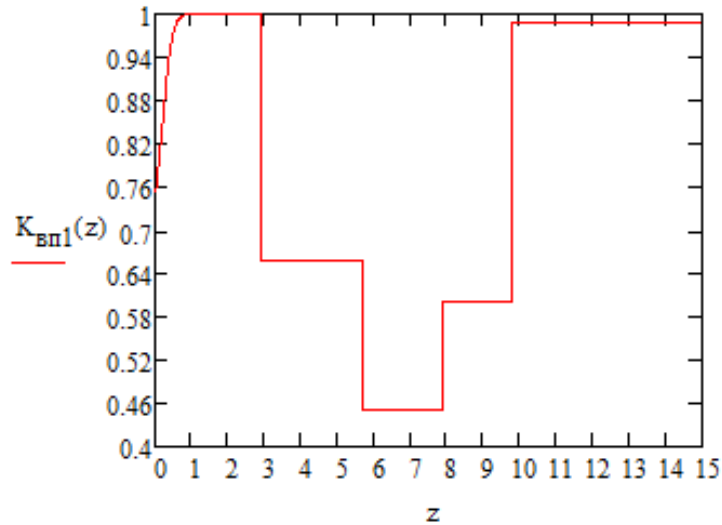


Рисунок 4.6 Величина коэффициента виброползучести под фундаментом, полученная в ходе аналитического расчета

Если задать эти зоны с учетом диаметра шпунтовой сваи или ее толщины: « $R + d_{св}$ » можно спрогнозировать величину дополнительной деформации. Так, например, для опытной площадки, приведенной в разделе 4.1, величина дополнительной осадки, согласно численному расчету, составила 23.8 мм (рис. 4.7, а, б).

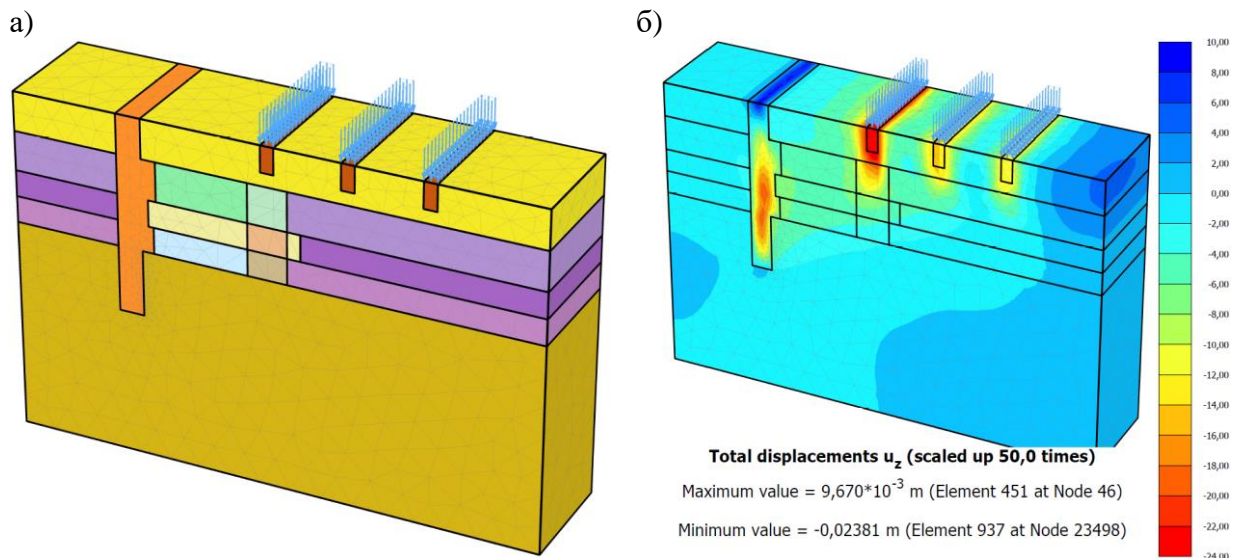


Рисунок 4.7 а) Расчетная схема для прогноза дополнительной осадки в численной постановке; б) Изополя дополнительной осадки фундамента

4.3. Апробация аналитического и численного решения по средствам сопоставления результатов расчетов с данными натуральных наблюдений

Результаты расчетов по представленным ранее методикам были апробированы на 3 площадках строительства [60]. Краткие характеристики объектов представлены в таблице 4.2.

Таблица 4.2 Описание объектов опытных площадок строительства

№ Объекта	Краткое описание ИГУ	Кол-во этажей	Шпунтовые сваи и частотные характеристики оборудования	Расстояние до вибрируемых свай, м; зафиксированные колебания
1а	5 м песков; 7 м слабых глинистых грунтов	1	Длина свай: L = 15 м; Корытообразный профиль; Частота 29 Гц	9 м; 0.182 м/с ²
1б		3		7 м; 0.164 м/с ²
2а	3 м песков; 9 м слабых глинистых грунтов	3	Длина свай: L = 12 м; Корытообразный профиль; Частота 39 Гц	8 м; 0.164 м/с ²
2б		2		6 м; 0.147 м/с ²
2в		4		9 м; 0.11 м/с ²
3а	8 м песков; 9 м слабых глинистых грунтов	3	Длина свай: L = 15 м; Корытообразный профиль; Частота 33 Гц	10 м; 0.104 м/с ²
3б		5		12 м; 0.06 м/с ²

«Объект 1а»

Результаты по «Объекту 1а» приведены в предыдущем разделе 4.1–4.2, где опытная площадка был взята для апробации расчетных методик.

«Объект 1б»

На опытной площадке выполнялось виброизвлечение шпунтовых свай длиной 15 м, профилем AZ36-700N Single. Минимальное расстояние до здания составляло порядка 11 м. В этом случае рассматривается одноэтажная часть здания (рис. 4.8).

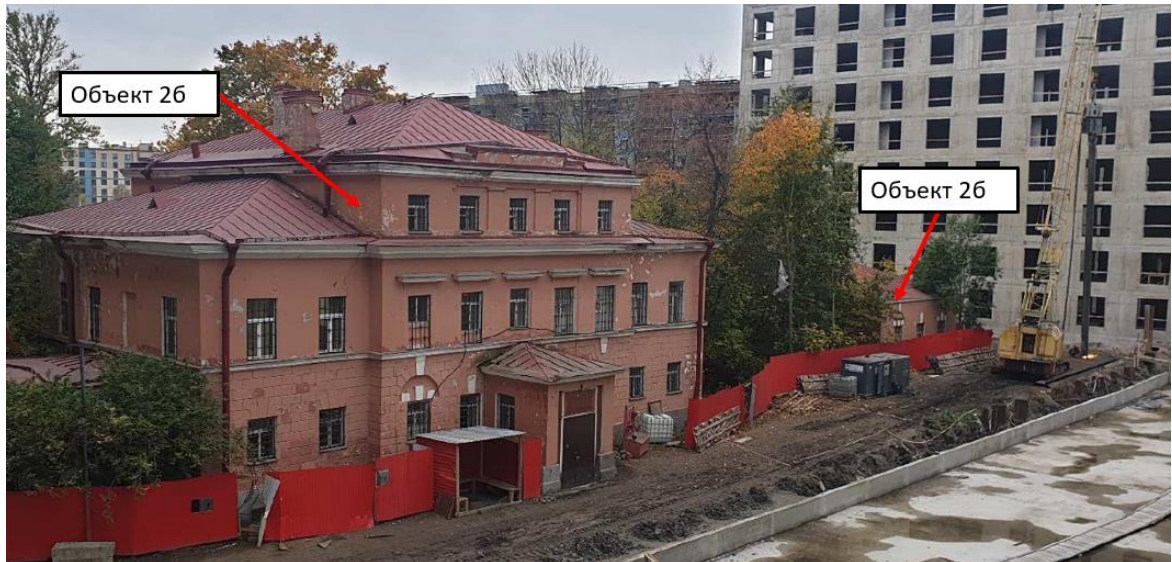


Рисунок 4.8 Общий вид рассматриваемого здания Объекта 1.

На основе шурфов, выполненных в процессе технического обследования конструкций фундамента, приняты размеры фундамента для расчетов и инженерно-геологические условия опытной площадки представлены на рис. 4.9.

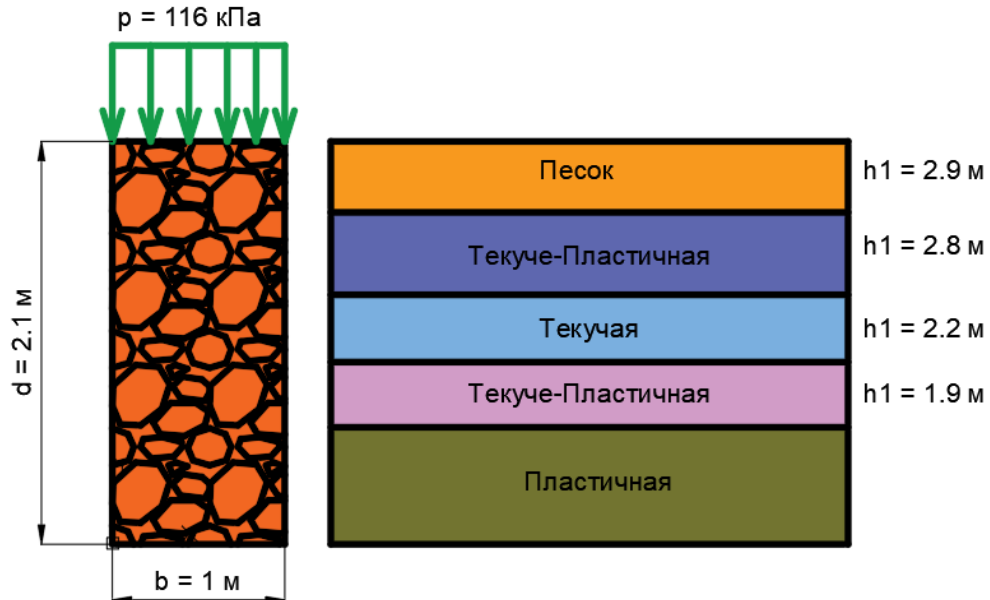


Рисунок 4.9 Размеры конструкции фундамента и давление на обрез фундамента принятые в расчете, и характерное инженерно-геологическое напластование опытной площадки.

В сжимаемой толще фундамента залегают водонасыщенные мелкие и пылеватые пески средней плотности морских и озерных отложений (m, I-IV) мощностью порядка 3 м. Подстилающие слои – текучепластичные и текучие

суглинки озерно-ледниковых отложений (lg-III) мощностью 5 м. Ледниковые (g-III) отложения начинаются с отметки -14 м от дневной поверхности. Уровень грунтовых вод отмечен на отметке -1 м от дневной поверхности.

По результатам вибромониторинга среднеквадратичное значение виброскорости конструкции фундамента составило $v_z = 0.001$ м/с. (рис. 4.10).

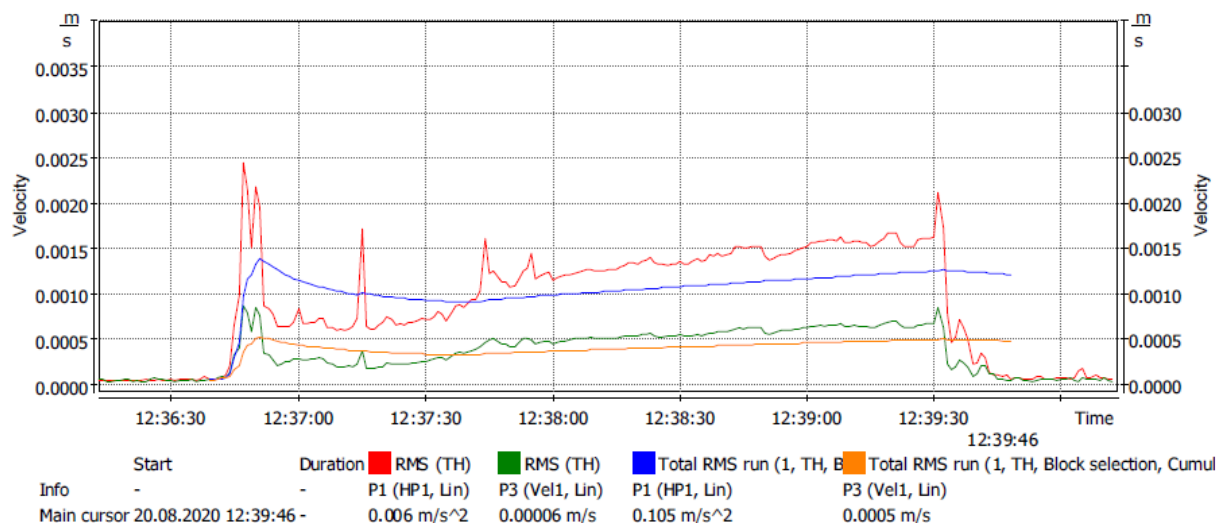


Рисунок 4.10 Оциллограмма виброскорости конструкции фундамента в процессе виброизвлечения шпунтовых свай

Зная уровень динамического воздействия, по алгоритму представленному в разделе 4.1, определяются величины относительных, сдвиговых (рис. 4.11) и суммарных относительных деформаций для прогноза дополнительной осадки основания фундамента (рис. 4.12):

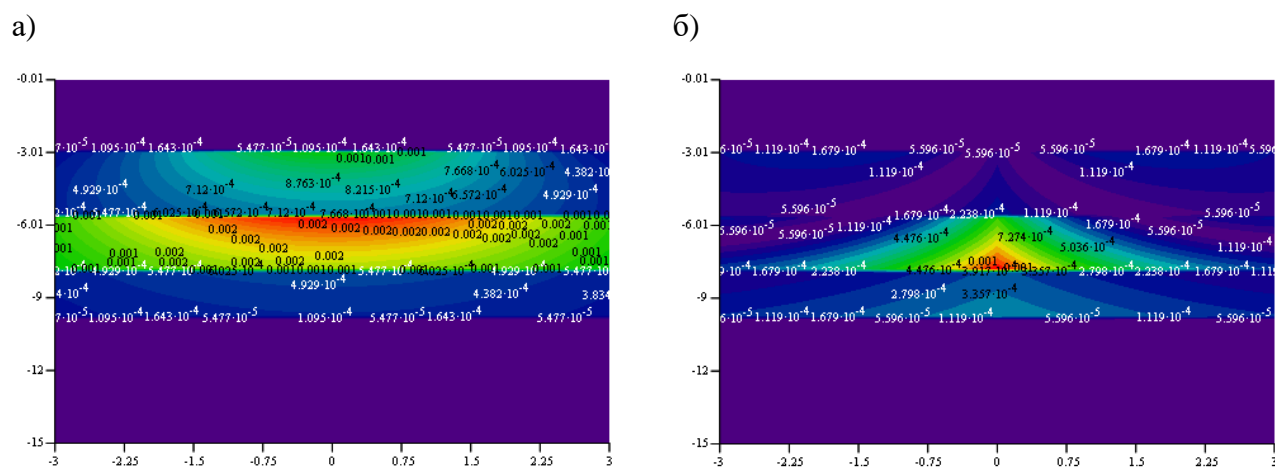


Рисунок 4.11 Изополя относительных (а) и сдвиговых (б) деформаций массива грунта вследствие действия динамической нагрузки. Вертикальная ось соответствует глубине z ; горизонтальная ось – положение фундамента по его ширине b относительно оси X .

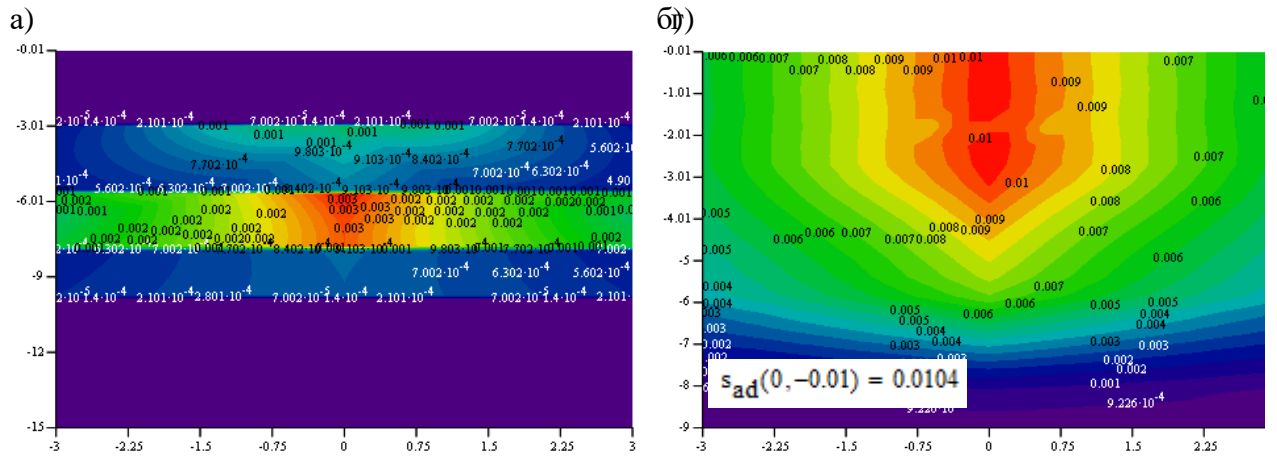


Рисунок 4.12 Изополя суммарных относительных (а) деформаций и конечная величина вертикальной деформации основания (б) вследствие действия динамической нагрузки. Вертикальная ось соответствует глубине z ; горизонтальная ось – положение фундамента по его ширине b относительно оси X .

Для определения дополнительной осадки основания фундамента с помощью численной модели в ПК Plaxis, по результатам наблюдений за колебаниями грунта была построена зависимость величины виброскорости грунта в зависимости от расстояния до вибрируемой сваи (рис. 4.4), зоны изменения свойства грунта аналогичны рисунку рис. 4.5. Расчетная схема представлена на рисунке 4.13.

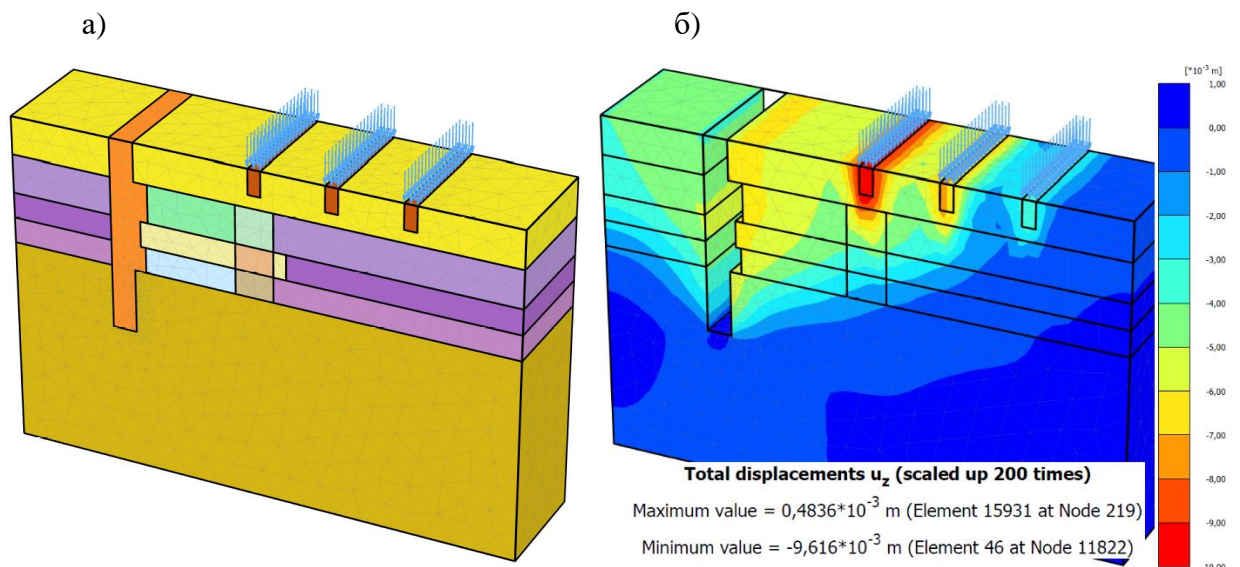


Рисунок 4.13 а) Расчетная схема для прогноза дополнительной осадки в численной постановке; б) Изополя дополнительной осадки фундамента.

По результатам натурных наблюдений, деформации зданий после виброизвлечения шпунтовых свай составили 7.5–12.5 мм (рис. 4.14).

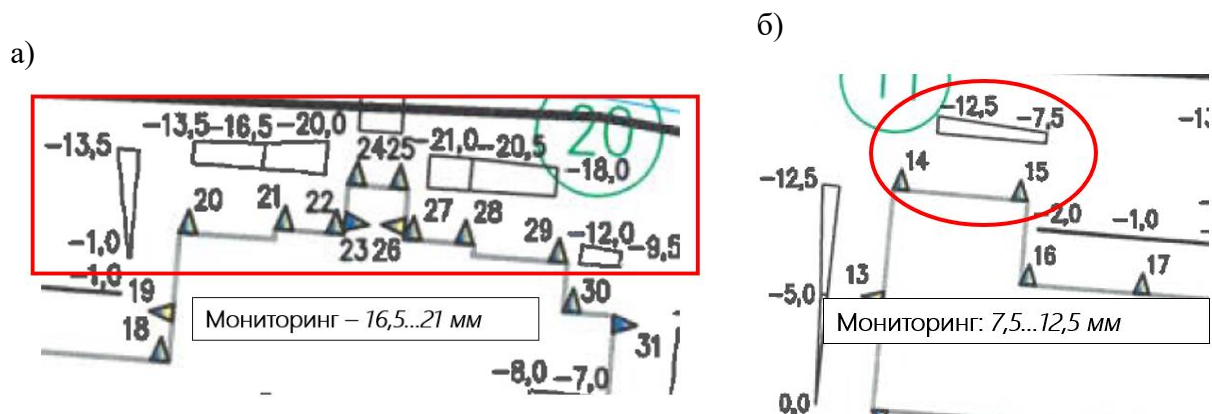


Рисунок 4.14 Дополнительные деформаций зданий, после виброизвлечения шпунтовых свай по результатам натурных наблюдений для 3-эт части (а); для 1-эт части (б).

Объект 2

На объекте №2 выполнялось погружение шпунтовых свай профилем VL60ба, длиной 12 м, с помощью вибропогружателя Muller MS24HFV. Частота работы вибропогружателя составляет 39 Гц. В зону влияния попали 3 объекта: «Объект 2а», «Объект 2б», «Объект 2в», которые находятся на различном расстоянии от погружаемых свай, имеют разную этажность (рис. 4.15).



Рисунок 4.15 Исследуемые объекты на 2-й опытной площадке

Объект 2а

Исследуемое здание представляет собой 3-этажную конструкцию, с несущими продольными и поперечными стенами. Фундамент на естественном основании мелкого заложения ширина подошвы фундамента $b = 1.2$ м; глубина заложения фундамента $d = 2$ м. Давление на обрез фундамента составляет $p = 180$ кПа. Расстояние до погружаемых свай – 9 м. По данным вибромониторинга среднееквадратичное значение ускорения колебаний конструкции фундамента составило: $a = 0.144$ м/с² (величина виброскорости $v = 0.0006$ м/с)

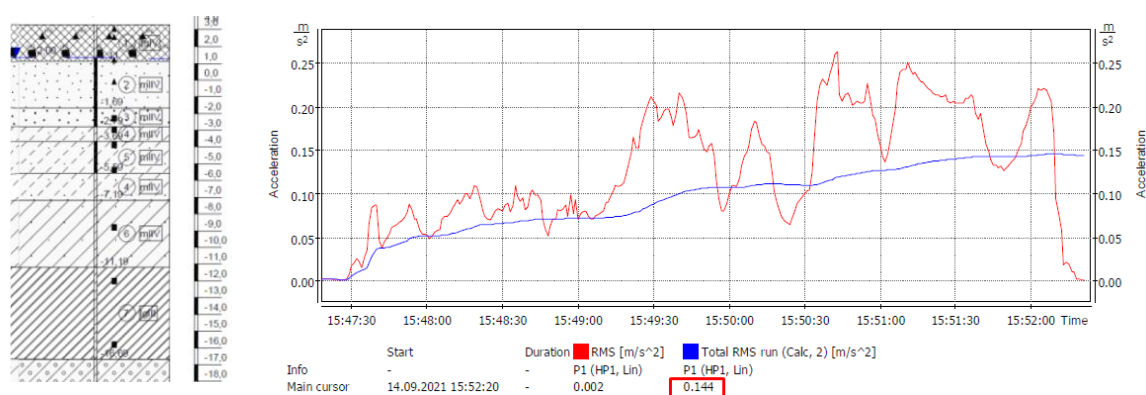


Рисунок 4.16 Расчетная инженерно-геологическая колонка, принятая в расчетах и акселерограмма колебаний конструкции фундамента здания «Объект 2а», в процессе вибропогружения шпунтовых свай.

На основе данных, приведенных выше были получены изополя относительных, сдвиговых (рис. 4.17 а,б), суммарных относительных деформаций и спрогнозирована величина дополнительной деформации здания (рис. 4.18 а,б).

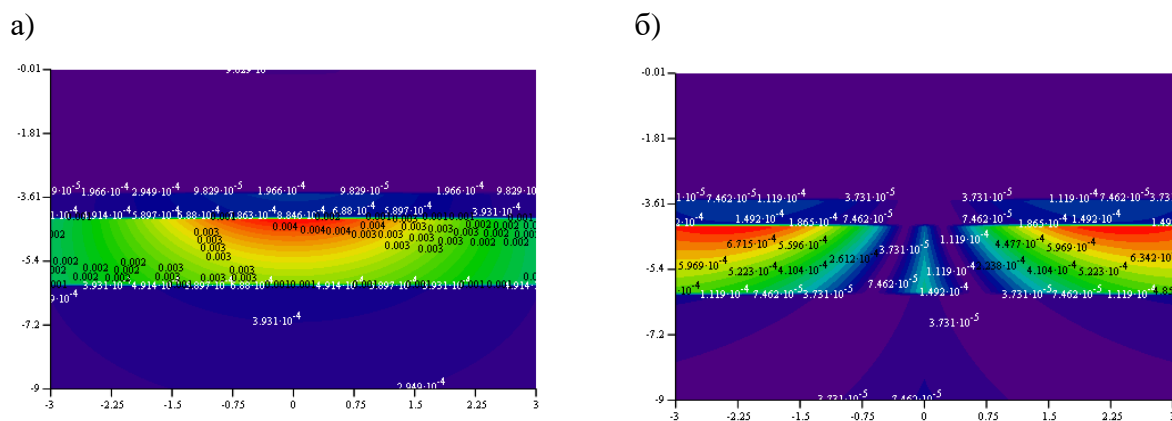


Рисунок 4.17 Изополя относительных (а) и сдвиговых (б) деформаций массива грунта вследствие действия динамической нагрузки.

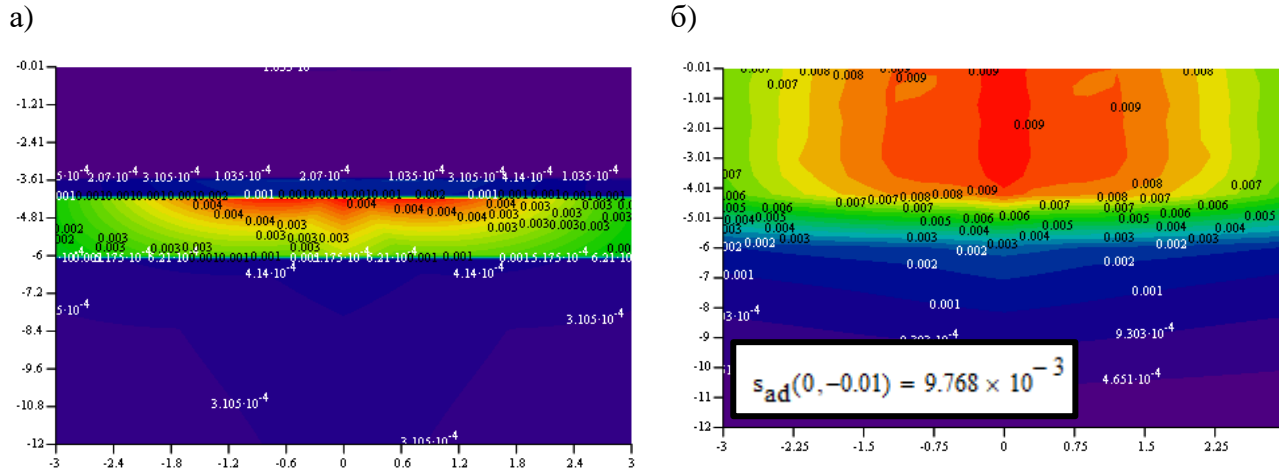


Рисунок 4.18 Изополя суммарных относительных (в) деформаций и конечная величина вертикальной деформации основания (г) вследствие действия динамической нагрузки.

Для прогноза деформаций в численной постановке была принята степенная зависимость затухания колебаний с расстоянием от источника колебаний: $v(x) = 0.0374x^{1.4}$, которая получена на основании данных вибромониторинга. Изменение модуля деформации основания фундамента и изменение модуля деформации по длине шпунтовой сваи и с удалением от нее, приведено на рисунке 4.19 а, б.

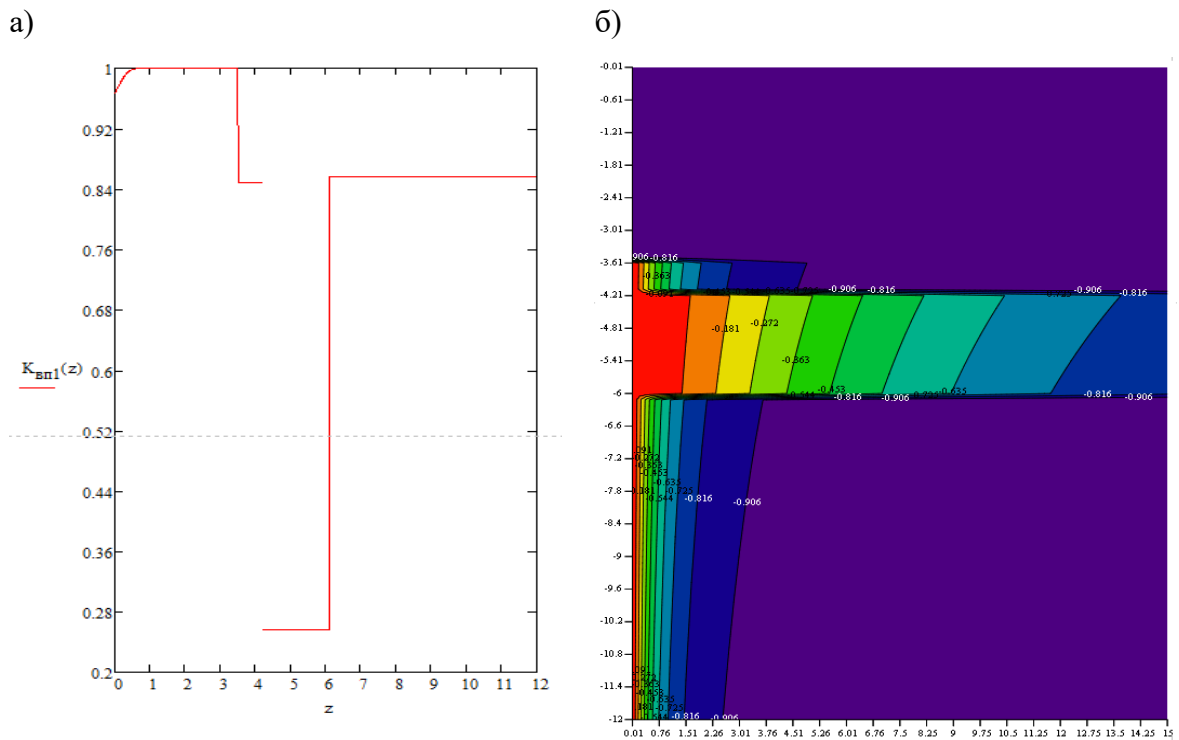


Рисунок 4.19 Изменение модуля деформации грунта в основании фундамента (а) и в зависимости от расстояния от шпунтовой сваи (б).

На рисунке 4.20 представлена расчетная схема и результаты численного моделирования.

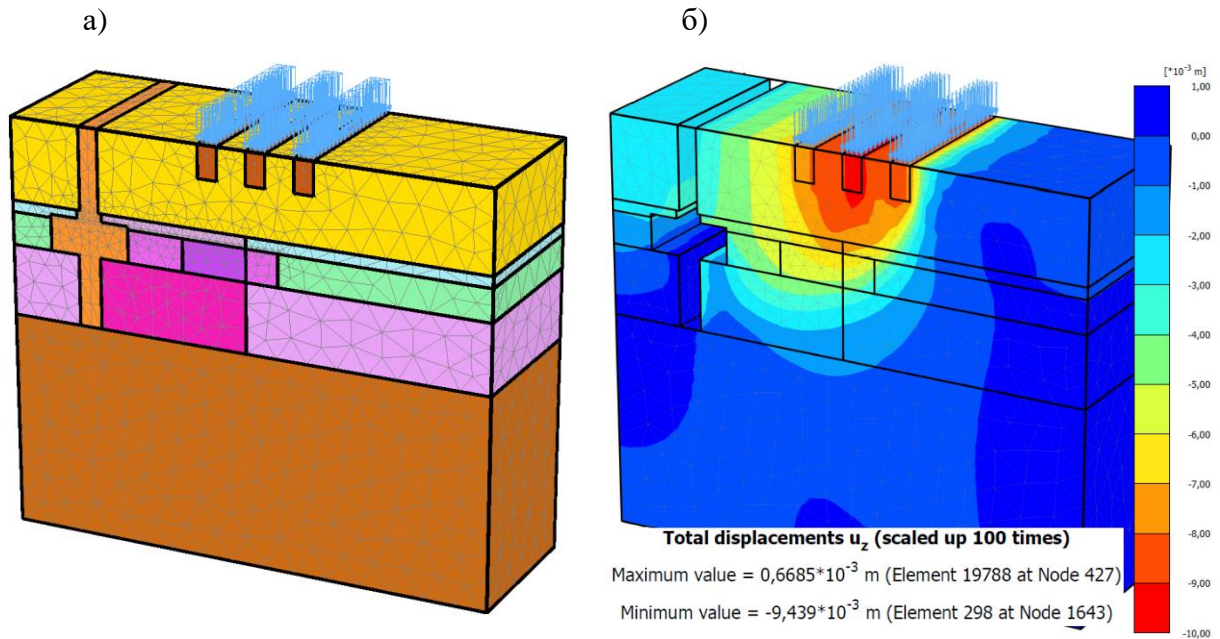


Рисунок 4.20 а) Расчетная схема для прогноза дополнительной осадки в численной постановке; б) Изополя дополнительной осадки фундамента.

По результатам натурных наблюдений, максимальная деформаций зданий составила 9 мм (рис. 4.21 – здание выделено красным).

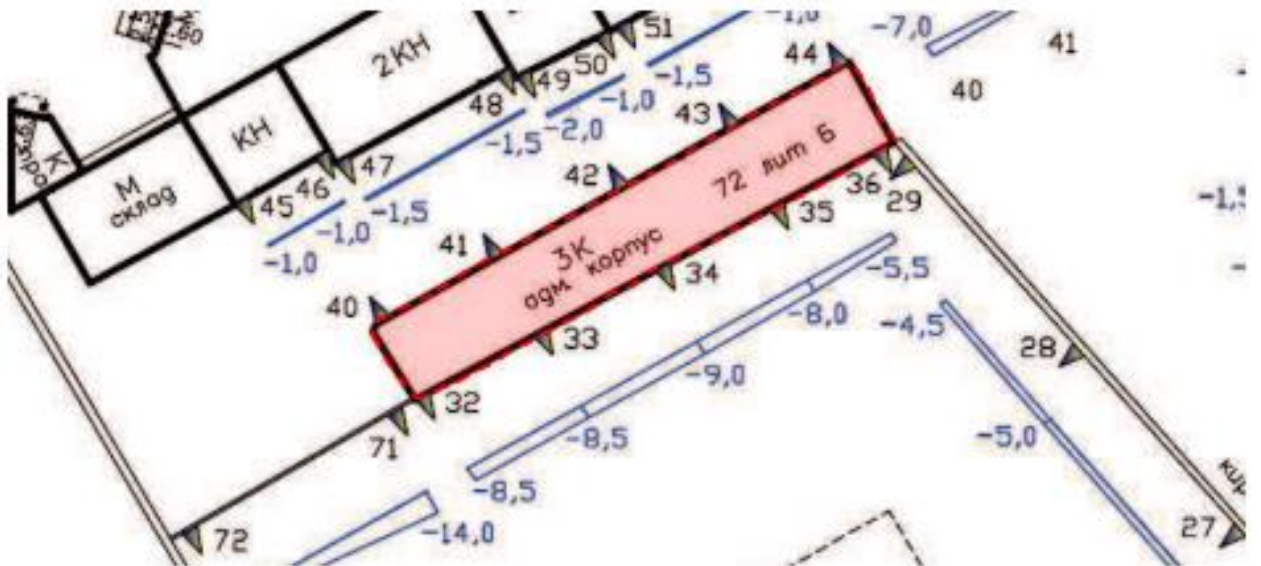


Рисунок 4.21 Дополнительные деформаций зданий, после вибропогружения шпунтовых свай по результатам натурных наблюдений для объекта 2а.

Объект 2б

Четырехэтажное здание имеет сложную форму в плане с несущими продольными и поперечными стенами. Фундамент на естественном основании мелкого заложения ширина подошвы фундамента $b = 1.5$ м; глубина заложения фундамента $d = 2$ м. Давление на обрез фундамента составляет $p = 181$ кПа. Расстояние до погружаемых свай – 8 м. По данным вибромониторинга среднееквадратичное значение ускорения колебаний конструкции фундамента составило: $a = 0.11$ м/с² (величина виброскорости $v = 0.00045$ м/с). Изополя относительных, сдвиговых, суммарных относительных деформаций и величина дополнительной деформации здания представлены

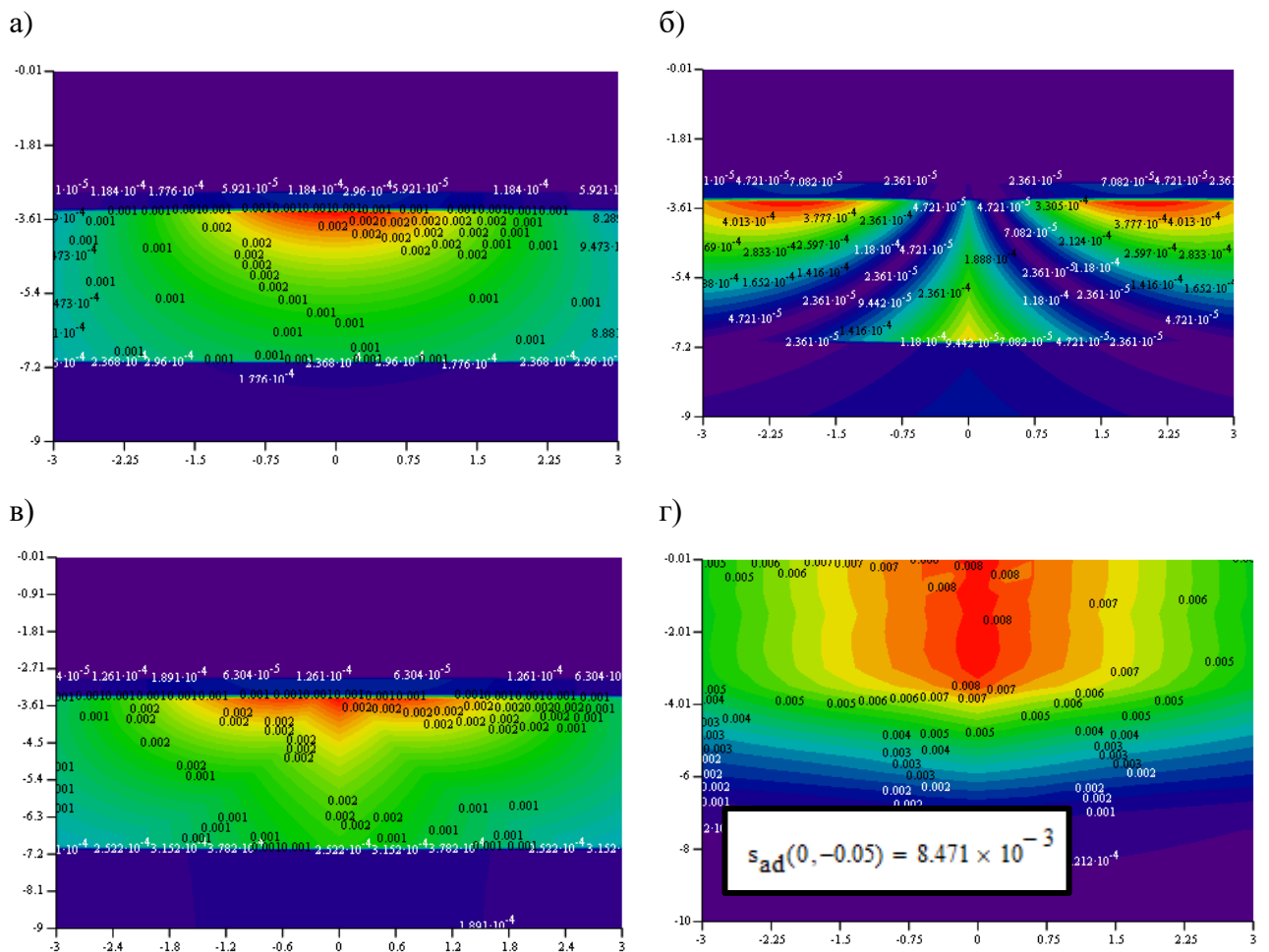


Рисунок 4.22 Изополя относительных (а) и сдвиговых (б) деформаций массива грунта вследствие действия динамической нагрузки.

Для прогноза деформаций в численной постановке была принята степенная зависимость затухания колебаний с расстоянием от источника колебаний: $v(x) = 0.0374x^{1.4}$, которая получена на основании данных вибромониторинга. Зоны изменения модуля деформации грунта для численного моделирования приведены на рис. 4.23.

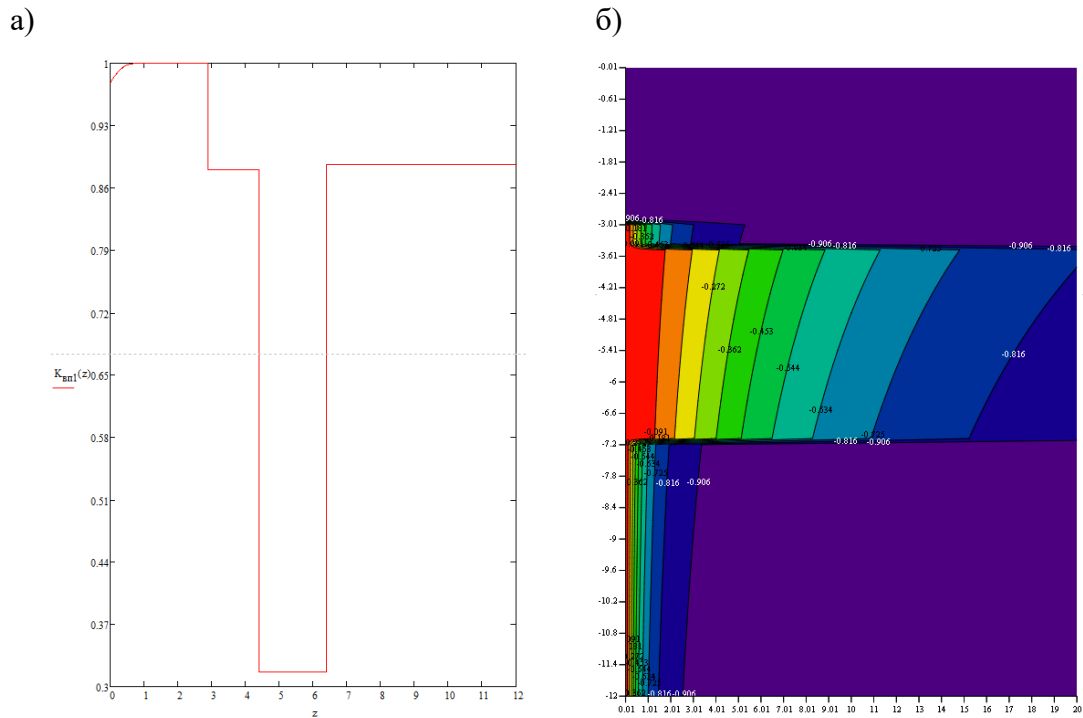


Рисунок 4.23 Изменение модуля деформации грунта в основании фундамента (а) и в зависимости от расстояния от шпунтовой сваи (б).

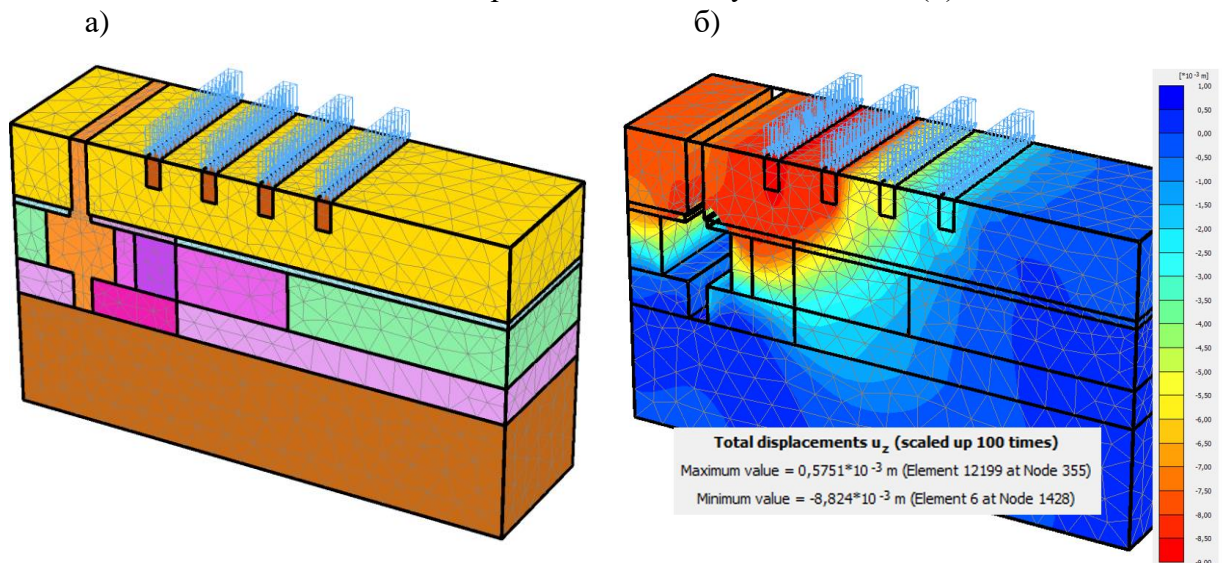


Рисунок 4.24 а) Расчетная схема для прогноза дополнительной осадки в численной постановке; б) Изополюса дополнительной осадки фундамента.

По результатам натуральных наблюдений, максимальная деформаций зданий составила 9–9.5 мм (рис. 4.21 – здание выделено красным).

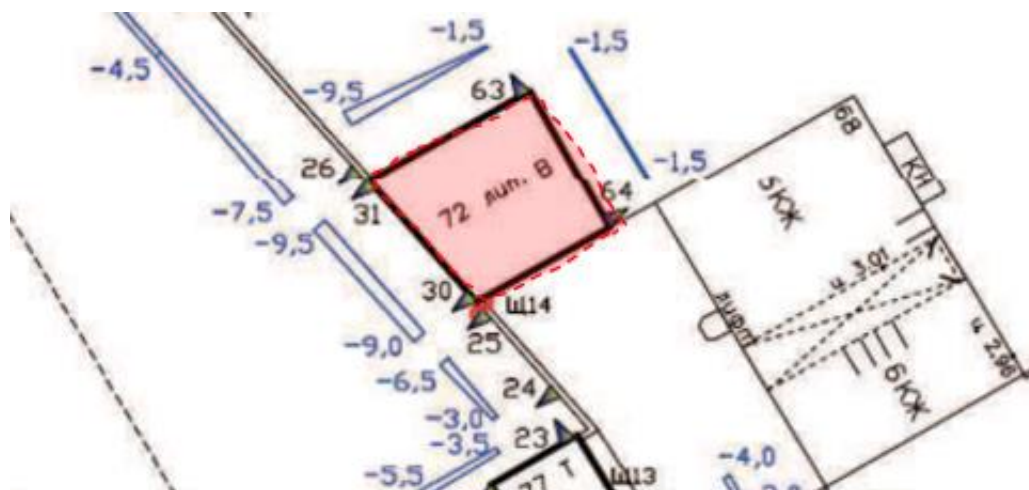


Рисунок 4.25 Дополнительные деформаций зданий, после вибропогружения шпунтовых свай по результатам натуральных наблюдений для объекта 2в.

Объект 2в

Двухэтажное здание имеет прямоугольную форму в плане. Фундамент на естественном основании мелкого заложения ширина подошвы фундамента $b = 1$ м; глубина заложения фундамента $d = 2$ м. Давление на обрез фундамента составляет $p = 122$ кПа. Расстояние до погружаемых свай – 8 м. По данным вибромониторинга среднееквадратичное значение ускорения колебаний конструкции фундамента составило: $a = 0.147$ м/с² (величина виброскорости $v = 0.0006$ м/с).

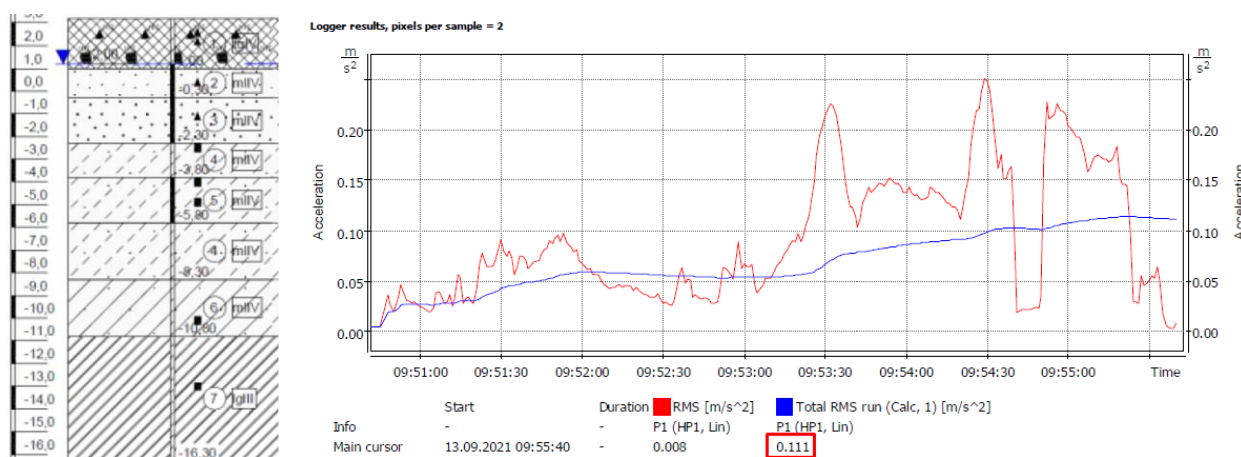


Рисунок 4.26 Расчетная инженерно-геологическая колонка, принятая в расчетах и акселерограмма колебаний конструкции фундамента здания «Объект 2в», в процессе вибропогружения шпунтовых свай.

На основе данных, приведенных выше были получены изополя относительных, сдвиговых, суммарных относительных деформаций и спрогнозирована величина дополнительной деформации здания.

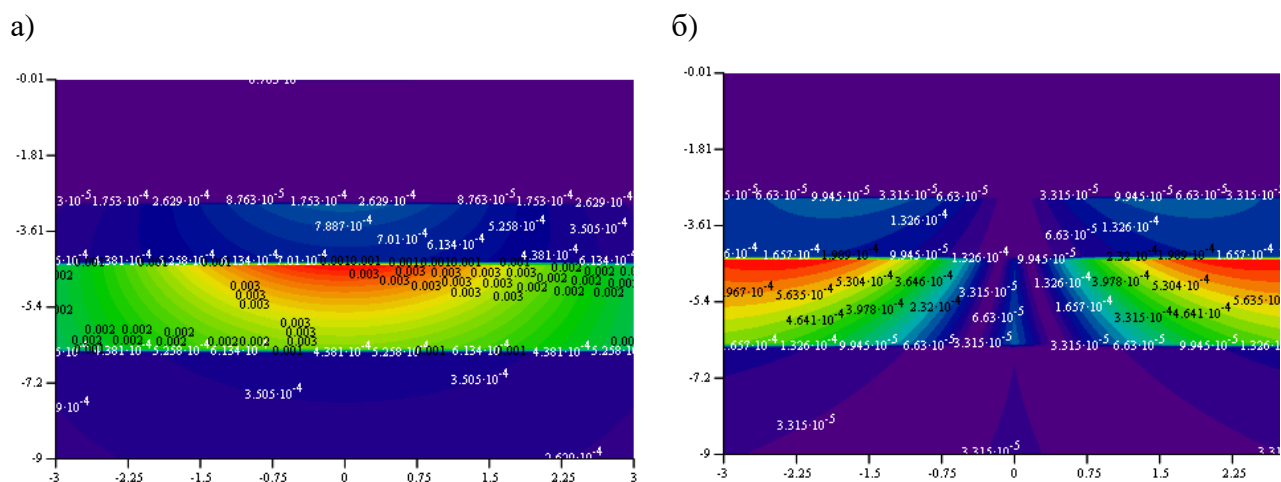


Рисунок 4.27 Изополя относительных (а) и сдвиговых (б) деформаций массива грунта вследствие действия динамической нагрузки.

Для прогноза деформаций в численной постановке была принята степенная зависимость затухания колебаний с расстоянием от источника колебаний: $v(x) = 0.0374x^{1.4}$, которая получена на основании данных вибромониторинга.

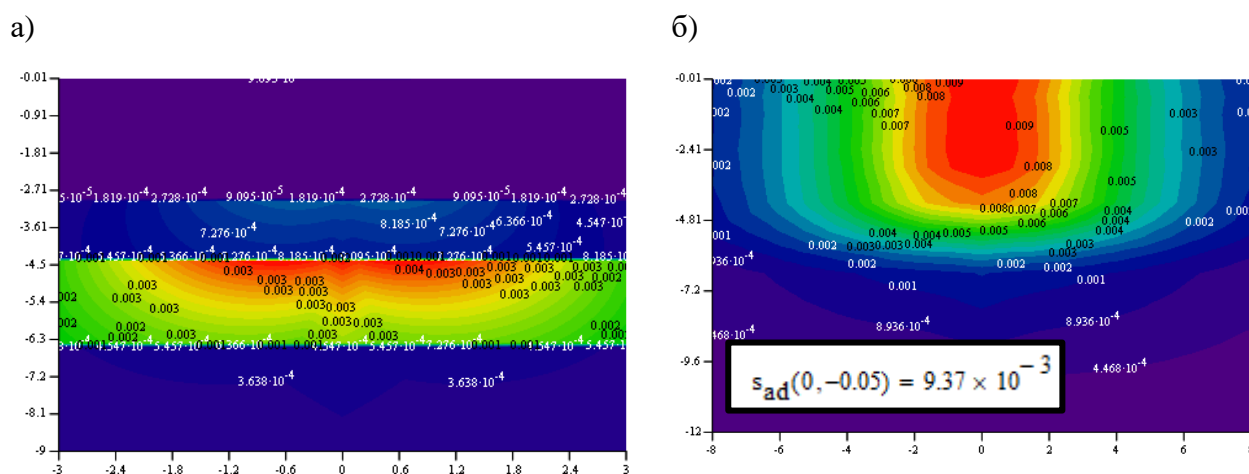


Рисунок 4.28 Изополя суммарных относительных (в) деформаций и конечная величина вертикальной деформации основания (г) вследствие действия динамической нагрузки.

Изменение модуля деформации основания фундамента и изменение модуля деформации по длине шпунтовой сваи и с удалением от нее, приведено на рисунке 4.29 (а,б). В зоне здания 2в, мощность грунта текучей консистенции составляет порядка 2 м поэтому зона изменения модуля

деформации несколько отличаются в сравнении со зданием «Объект 2б». На рисунке 4.30 а, б приведена расчетная схема и результаты численного моделирования.

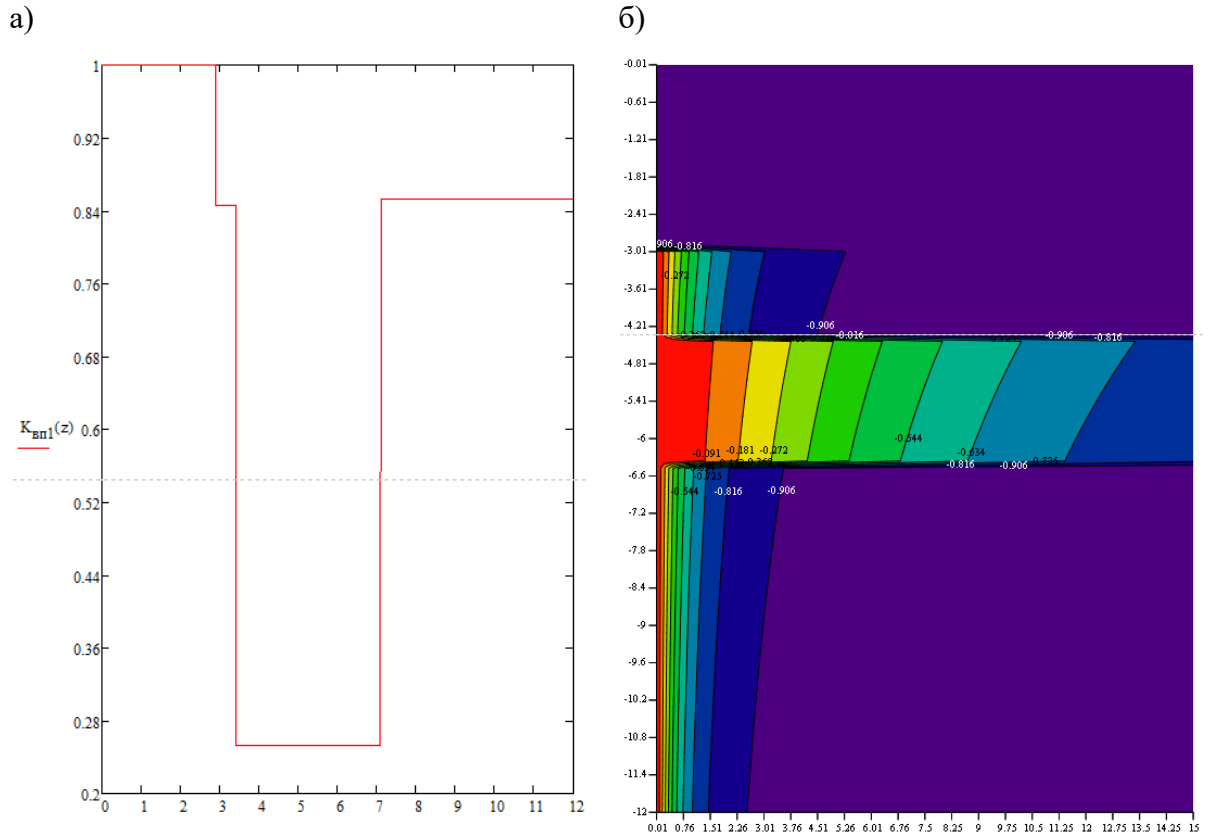


Рисунок 4.29 Изменение модуля деформации грунта в основании фундамента (а) и в зависимости от расстояния от шпунтовой сваи (б).

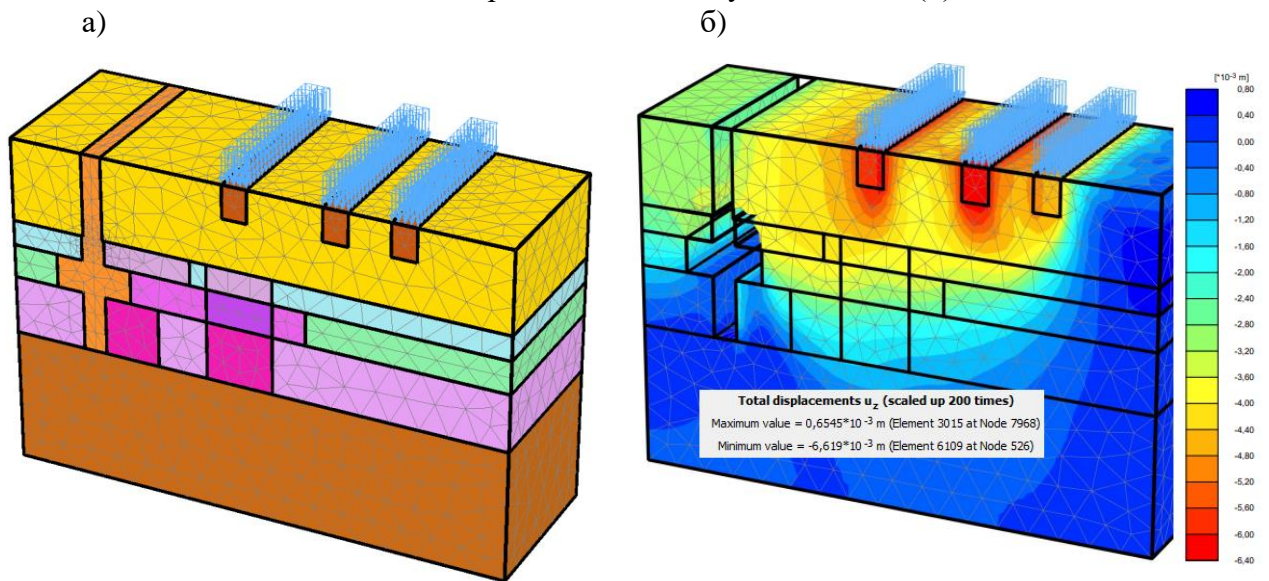


Рисунок 4.30 а) Расчетная схема для прогноза дополнительной осадки в численной постановке; б) Изополя дополнительной осадки фундамента.

По результатам натурных наблюдений, максимальная деформаций зданий составила 7.5 мм (рис. 4.31 – здание выделено красным).

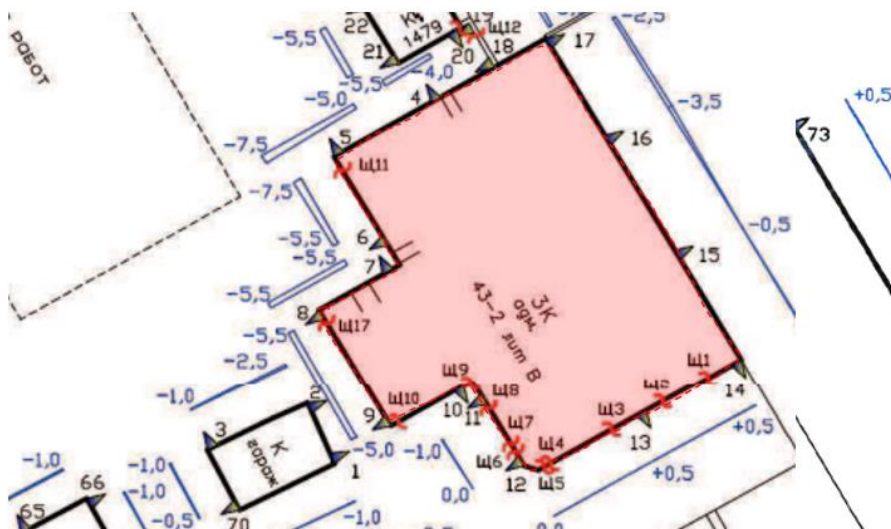


Рисунок 4.31 Дополнительные деформаций зданий, после вибропогружения шпунтовых свай по результатам натурных наблюдений для объекта 2а.

Объект 3

На опытной площадке производилось вибропогружения шпунтовых свай вблизи двух зданий, объект 3а на расстоянии 10 м и объект 3б на расстоянии 12 м (рис. 4.32).

а)

Глубина, м	ИГЭ	Наименование элемента
8,0	①	Пески пылеватые, плотные н/в $E=39,2$ МПа
5,1	②	Супеси пылеватые, текучие $I_L=1,29$; $E=6,4$ МПа
1,7	③	Сугленки пылеватые, мягкопластичные $I_L=0,73$; $E=7,9$ МПа
2,3	④	Супеси пылеватые, текучие $I_L=1,14$; $E=6,9$ МПа

б)

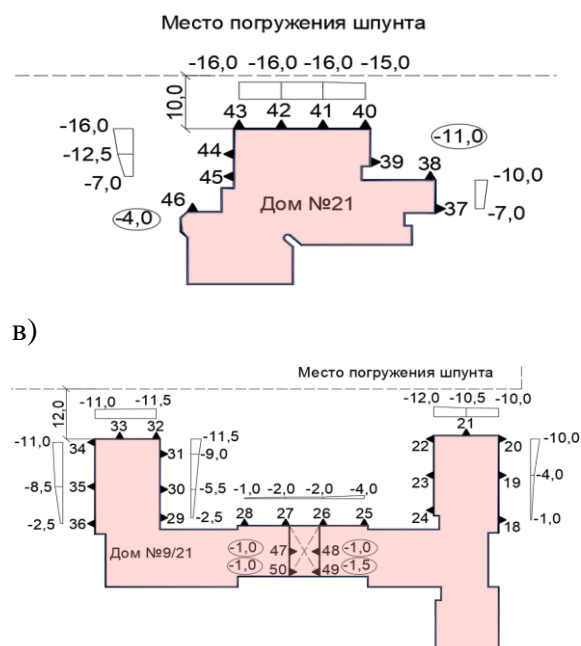
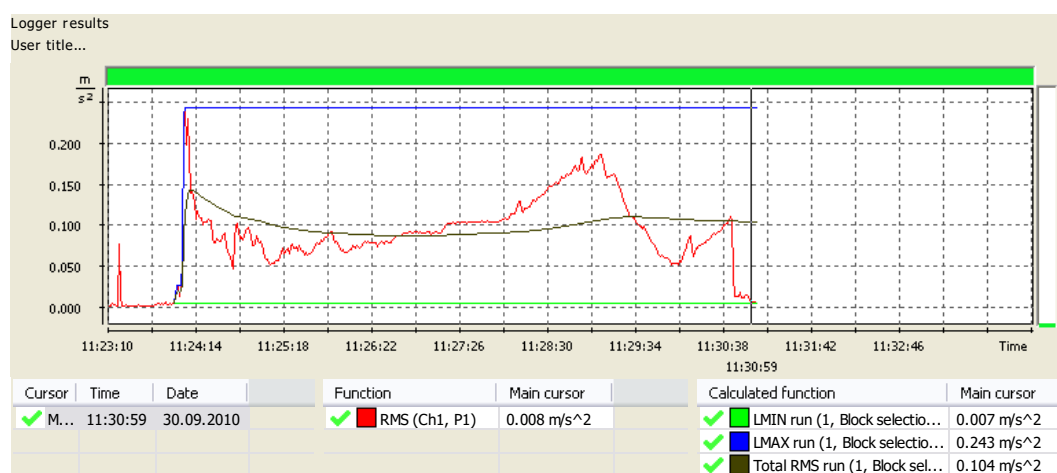


Рисунок 4.32 Расположение объектов относительно погружаемых свай. Эпюры дополнительных деформаций зданий после вибропогружения шпунтовых свай.

Длина погружаемых свай составляла 19 м, профиль PU12. Погружение осуществлялось с помощью вибропогружателя АРЕ170V, с частотой 33 Гц. Инженерно-геологические условия площадки характеризуются большой мощностью водонасыщенных песков (порядка 8 м от дневной поверхности), далее идут 9.5 м глинистых грунтов: мягко-пластичной – текучей консистенций.

В процессе погружения шпунтовых свай в зоне фундамента объекта За величина виброускорения составила: $a = 0.104 \text{ м/с}^2$; $v = 0.0006 \text{ м/с}$; на объекте 3б: $a = 0.06 \text{ м/с}^2$; $v = 0.00296 \text{ м/с}$ (рис. 4.33 а,б).

а)



б)

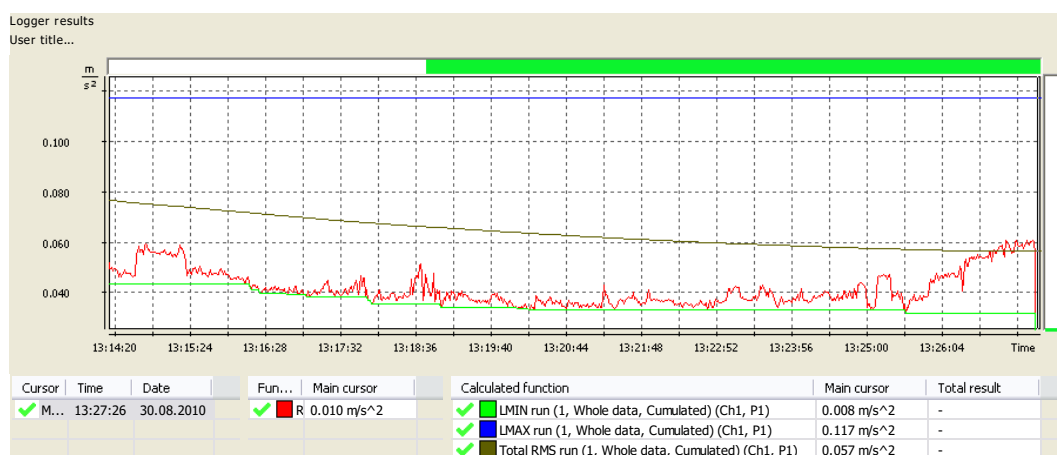


Рисунок 4.33 а) Величины колебаний грунта около фундамента «Объекта За»; б) Величины колебаний грунта около фундамента «Объекта 3б»;

Для прогноза деформаций в численной постановке была принята степенная зависимость затухания колебаний с расстоянием от источника

колебаний: $v(x) = 0.0437x^{1.3}$, которая получена на основании данных вибромониторинга. Далее приведены результаты аналитического и численного расчета (рис. 4.34- 4.36):

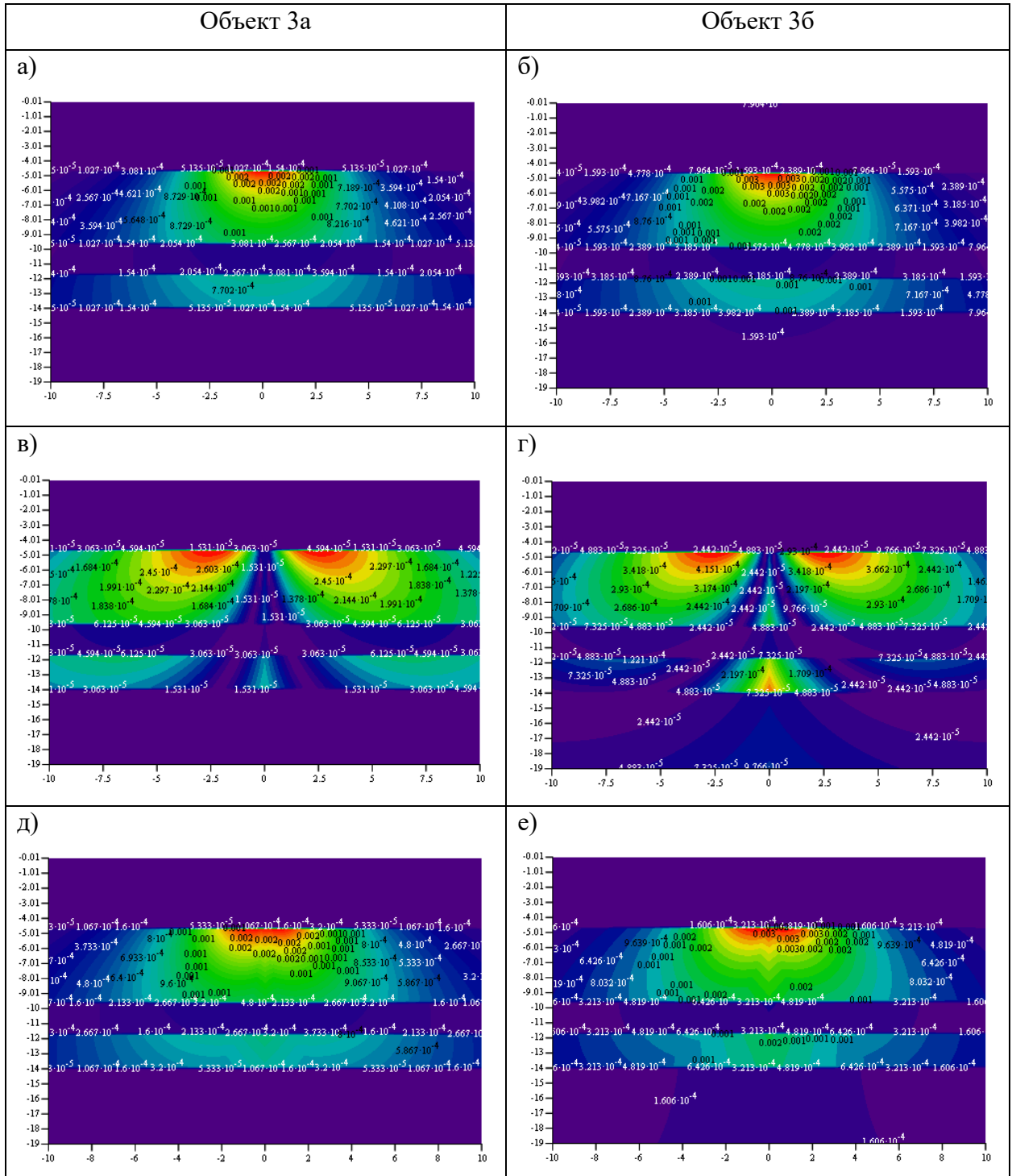


Рисунок 4.34 Изополя относительных (а) и сдвиговых (б), общих относительных деформаций массива грунта вследствие действия динамической нагрузки для объекта За. Изополя относительных (а) и сдвиговых (б), общих относительных деформаций массива грунта вследствие действия динамической нагрузки для объекта Зб.

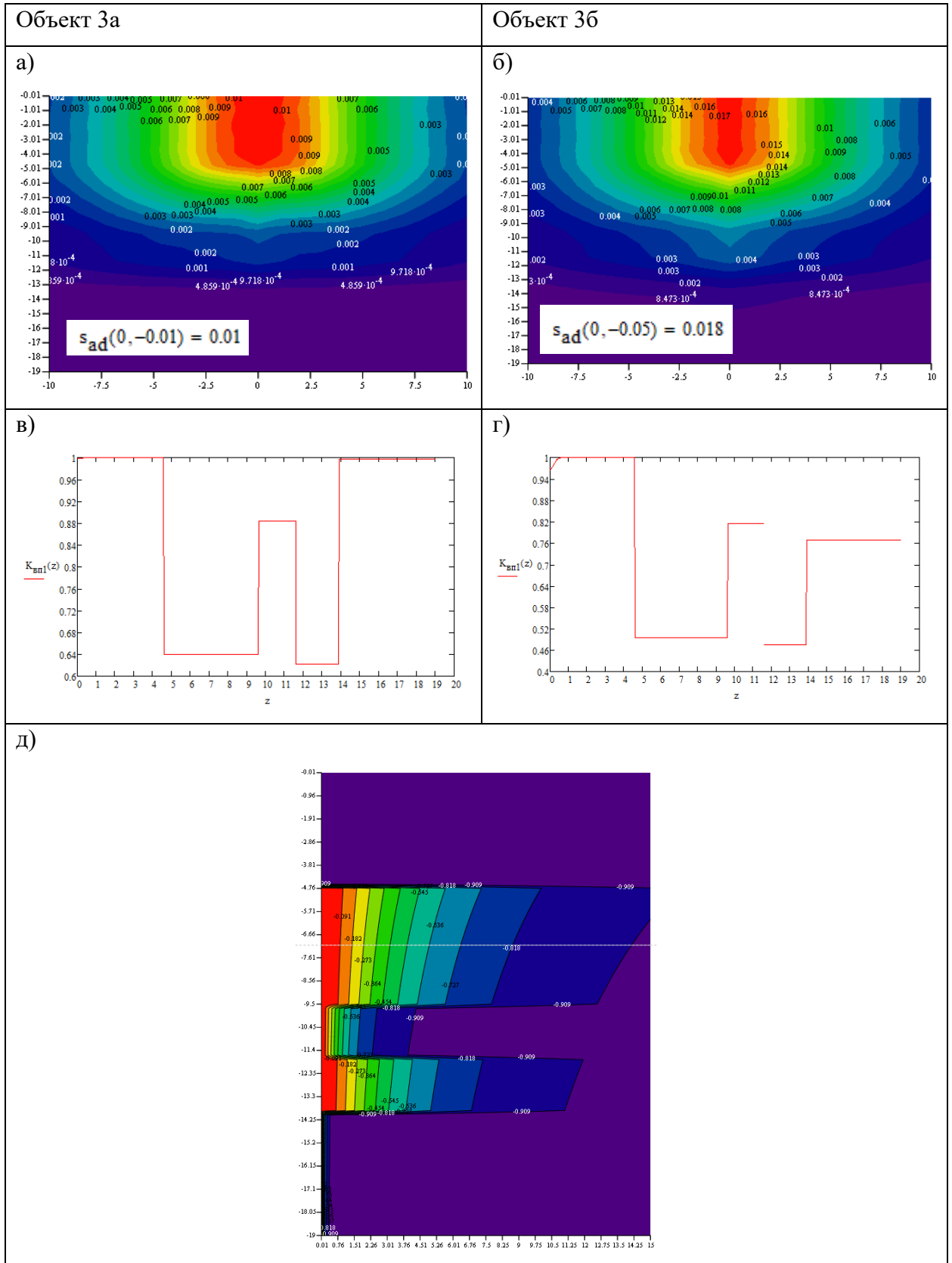


Рисунок 4.35 Величина технологической осадки фундамента «Объекта 3а» (а); величина технологической осадки фундамента «Объекта 3б» (б); величина коэффициента виброползучести для «Объекта 3а» (в) и «Объекта 3б» (г); изменение коэффициента виброползучести с расстоянием от шпунтовой сваи и по глубине (д).

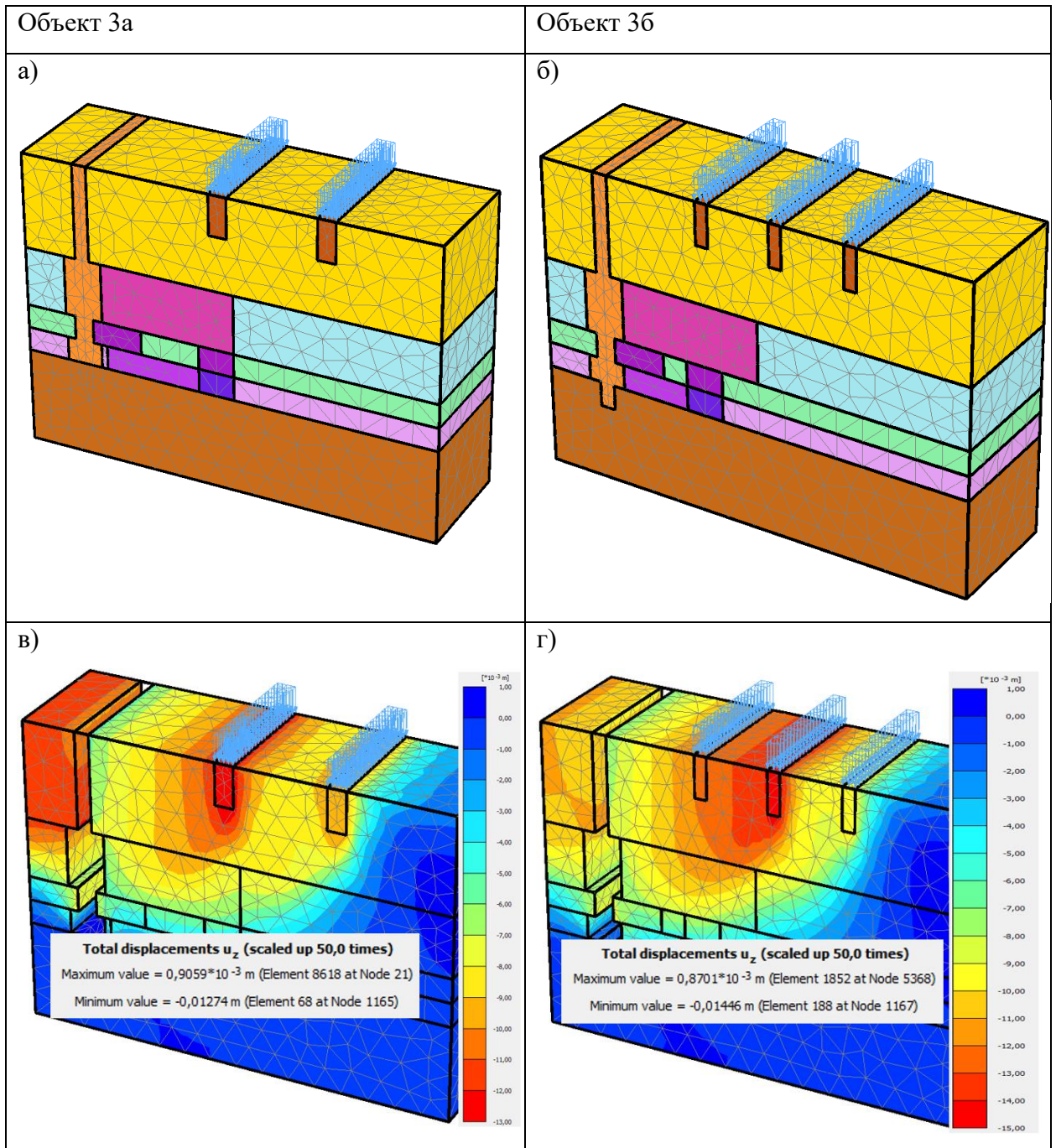


Рисунок 4.36 Расчетная схема для прогноза дополнительной осадки фундамента в численной постановке для «объекта 3а» – (а); «объекта 3б» (б). Изополя дополнительной осадки фундамента для «объекта 3а» – (в); «объекта 3б» (г).

Общее сопоставление результатов расчет по предлагаемым методикам с данными натурных наблюдений сведено в таблицу 4.3. Результаты апробированы на 3-х площадках строительства на 7 различных зданиях. Площадки характеризовались различными инженерно-геологическими условиями, различным расстоянием до вибрируемых свай и различным уровнем динамического воздействия на грунты основания.

Таблица 4.3 Сопоставление результатов расчета с данными натурных наблюдений

№ Объекта	Мониторинг, мм	Аналитический расчет, мм	Численный расчет, мм	Разница «Аналитический расчет», %	Разница «Численный расчет», %
1а	7.5-12.5	10	9.6	20	4
1б	13.5-21	21	23.8	0	13
2а	5.5-9	9.8	9.4	8	4
2б	9–9.5	8.5	8.6	11	1
2в	5–7.5	9.4	8.6	25	9
3а	15-16	18	14.2	13	21
3б	10-12	10	12.4	17	24

Получена хорошая сходимость между результатами натурных наблюдений и по данным, полученным по предлагаемым расчетным методикам. Максимальная разница составила 25% для аналитического решения и 24 % для решения задачи с помощью численного моделирования.

4.4. Выводы по Главе 4

1. Высокочастотное безрезонансное вибропогружение и виброизвлечение шпунтовых свай считается безопасной технологией с точки зрения влияния на здания окружающей застройки. Однако, натурные наблюдения за дополнительными осадками зданий и сооружений, попадающих в зону влияния от процессов динамического погружения свай, показали, что величина технологической осадки может достигать 5 см.
2. Наиболее точно развитие дополнительных деформаций при высокочастотном динамическом воздействии описывает явление виброползучести дисперсных грунтов. В глинистых грунты мягко-пластичной, текуче-пластичной и текучей консистенций развиваются существенные деформации, которые необходимо учитывать, даже при малом уровне динамических напряжений. Приближенное значение величины динамических напряжений определяются по результатам вибромониторинга, зная величину виброускорения и виброскорости грунта.
3. Используя уравнение виброползучести на основе теории Д.Д. Баркана и упругопластическую модель Тимошенко возможно спрогнозировать величины относительных и сдвиговых деформаций в массиве грунта в

процессе высокочастотного динамического воздействия. Точное значение параметров величины динамической вязкости и параметра реологического можно получить по результатам трехосных испытаний.

4. Используя уравнение виброползучести по теории Д.Д. Баркана – можно определить величину уменьшенного модуля деформации или коэффициента виброползучести. Зная кривую затухания колебания с расстоянием от вибрируемой сваи, можно определить зоны изменения модуля деформации грунта. Зоны с изменёнными деформационными характеристиками грунта возможно учесть в численной модели для определения величин дополнительных деформаций фундаментов соседних зданий.

5. Предложенные методики прогноза дополнительных деформаций имеют хорошую сходимость с результатами натурных наблюдений. Разница в результатах для аналитического расчета – 25%; для численного моделирования – 24%.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

1. На основе многочисленных геодезических наблюдений и мониторинга строящихся и соседних с ними зданий установлено, что вибропогружение и виброизвлечение шпунтовых свай не всегда является безопасной технологией - дополнительная технологическая осадка соседних зданий в условиях большой толщи слабых глинистых грунтов может достигать 5 и более см;
2. На основе натуральных наблюдений за колебаниями грунта, конструкциями фундаментов соседних зданий было отмечено, что процесс вибропогружения и виброизвлечения шпунтовых свай имеет одинаковый порядок уровня динамических воздействий.
3. Данные колебаний грунта в вертикальном и горизонтальном направлении околосвайного пространства на опытной площадке строительства позволили верифицировать численную модель для прогноза распространения колебаний грунта. В ходе численных расчетов получено, что колебания в толще слабых грунтов имеют большие значения (в 2 раза), чем на поверхности основания. На основе этих исследований предложена расчетная схема оценки дополнительных деформаций фундаментов соседних зданий в процессе вибропогружения/виброизвлечения шпунтовых свай.
4. В ходе лабораторных испытаний водонасыщенных глинистых грунтов на установке динамического трехосного сжатия получена кривая виброползучести глинистого грунта мягко-пластичной консистенции. Определены следующие параметры грунта: динамическая вязкость и параметр реологического упрочнения для описания уравнения виброползучести по теории Баркана Д.Д. В ходе численных экспериментов оценены эти параметры для грунтов текучей и текуче-пластичной консистенции. Установлено, что динамическая вязкость грунта зависит от интенсивность динамических напряжений. Предложена зависимость динамической вязкости от динамических напряжений для слабых водонасыщенных глинистых грунтов.

5. Полученные зависимости позволяют прогнозировать зоны изменения модуля деформации грунта в околошпунтовом пространстве. Установлено, что на расстоянии $1-3d_{св}$, зона 1, грунт переходит в состояние тяжелой вязкой жидкости ($K_{вп} = 0.01-0.1$). В зоне 2, где коэффициент виброползучести $K_{вп} \approx 0.8$, может распространяться на значительно большие расстояния 12–20 м. Используя эти данные, возможно в численной постановке прогнозировать дополнительные осадки соседних зданий, за счет задания в расчетной численной модели зон грунтов с пониженными характеристиками.
6. Используя уравнение виброползучести на основе теории Баркана Д.Д. и упругопластическую модель Тимошенко С.П., можно определить величины относительных и сдвиговых деформаций в грунтовом основании, в зависимости от инженерно-геологических условий, действующих статических напряжений, интенсивности их динамических напряжений (величины амплитуды виброскорости и виброускорения грунта) и определить конечную величину дополнительной осадки фундамента, вызванную вибропогружением/виброизвлечением шпунтовых свай.
7. Предложенные в работе методики в аналитической и численной постановке по расчету дополнительной осадки фундаментов, вызванной процессами вибропогружения и виброизвлечения шпунтовых свай подтверждаются данными натурных наблюдений за осадками зданий окружающей застройки и имеют высокую сходимость.
8. Разработаны рекомендации по снижению динамического воздействия в процессе виброизвлечения шпунтовых свай - предложено производить размыкание шпунтовой стенки на отдельных участках (6–8 м), что снижает общее динамическое воздействие в сравнении с последовательным извлечением шпунтовых свай.

Список литературы

Нормативная литературы

1. ВСН 358-76. Инструкция по забивке свай вблизи зданий и сооружений;
2. ВСН 490-87. Проектирование и устройство свайных фундаментов и шпунтовых ограждений в условиях реконструкции промышленных предприятий и городской застройки;
3. ГОСТ Р 52892-2007 Вибрация и удар;
4. ГОСТ 56353-2015 Методы лабораторного определения динамических свойств дисперсных грунтов.
5. СП 22.13330.2016. Основания зданий и сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.02.03–83. М.: ФГУП ЦПП, 2016. 156 с.
6. ТСН 50-302-2004. Проектирование фундаментов зданий и сооружений в Санкт-Петербурге. – М.: Госстрой России, 2004.

Научно-техническая

7. Александров, А.С. Пластическое деформирование гранодиоритового щебня и песчано-гравийной смеси при воздействии трехосной циклической нагрузки / А.С. Александров // Инженерно-строительный журнал. – 2013. – №4. - С. 22-34.
8. Баркан, Д.Д. Динамика оснований и фундаментов / Д.Д. Баркан – М.: Стройвоенмориздат, 1948. – 411 с.
9. Бояринцев, А.В. Влияние вибропогружение шпунта на ранее выполненные буронабивные сваи / А.В. Бояринцев, Р.А. Мангушев, М.А. Зайцев, И.Н. Зуев, В.М. Полуниин // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2021. – № 5. – С. 14-21.
10. Васенин, В.А. Расчетная оценка параметров колебаний грунта при погружении свай: автореф. дис. на соискание ученой степени канд. техн. наук / В.А. Васенин – Санкт-Петербург, 2002. – 24 с.
11. Василюк, Л.В. Вибропогружение шпунта вблизи существующих зданий в грунтовых условиях Санкт-Петербурга / Л.В.Василюк // Инженерно-

геотехнические изыскания, проектирование и строительство оснований, фундаментов и подземных сооружений: сб. тр. Всерос. науч.-техн. конф. по геотехнике; СПбГАСУ. – 2017. – с. 307-316.

12. Верстов, В.В. Совершенствование технологических решений по погружению и извлечению шпунта вибрационным методом / В.В. Верстов, Г.А. Белов // Вестник гражданских инженеров. – 2007. – №4 (13). – с. 38–44.

13. Верстов, В.В. Исследование сравнительной эффективности заглубления стального шпунта в плотный грунт различными погружающими машинами / В.В. Верстов, А.Н. Гайдо // Механизация строительства. – 2013. – №2. – с. 44-49.

14. Верстов, В.В. Производство шпунтовых и свайных работ / В.В. Верстов, А.Н. Гайдо, Я.В. Иванов – СПб : СПбГАСУ, 2011. – 292 с.

15. Верстов, В.В. Технологий устройства ограждений котлованов в условиях городской застройки и акваторий / В.В. Верстов, А.Н. Гайдо, Я.В. Иванов / под редакцией В.В. Верстова. Санкт-Петербург: Лань, 2014. 366 с.

16. Вознесенский, Е.А. Динамическая неустойчивость грунтов / Е.А. Вознесенский. Москва : ЛЕНАНД, 2019. – 264 с.

17. Вознесенский, Е.А. Динамическая неустойчивость грунтов: автореф. дис. на соискание ученой степени д-ра геолого-минералогических наук / Е.А. Вознесенский. – Москва, 2000. – 54 с.

18. Вознесенский, Е.А. Землетрясения и динамика грунтов / Е.А. Вознесенский // Соросовский образовательный журнал. – 1998. – № 2. – с. 101–108.

19. Вознесенский, Е.А. Природа и закономерности поглощения волн напряжений в грунтах / Е.А. Вознесенский, В.В. Фуникова, Е.С. Кушнарера // Вестник московского университета. Геология. – 2011. – № 4. – с. 39–47.

20. Гайдо, А.Н. Анализ экспериментальных результатов определения несущей способности грунтов по технологическим параметрам вдавливания свай / А.Н. Гайдо, Я.В. Иванов, Я.В. Ильин // Промышленное и гражданское строительство. – 2013. – № 5. – с. 54–59.

21. Глозман, Л.М. Динамический мониторинг при возведении фундаментов глубокого заложения в условиях Санкт-Петербурга / Л.М. Глозман // Реконструкция исторических городов и геотехническое строительство. – 2003. – том 2. – с. 67–72.

22. Гурский, А.В. Расчет дополнительной технологической осадки от вдавливания стального шпунта / А.В. Гурский // Вестник гражданских инженеров. – 2016. – № 2. – с. 73–80.

23. Гурский, А.В. Учет влияния вдавливания шпунта на дополнительную осадку соседних зданий: дис.... канд. наук / А.В. Гурский – Санкт-Петербург, 2016. – 133 с.

24. Дашко, Р.Э. Особенности инженерно-геологических условий Санкт-Петербурга источников вибрационных воздействий / Р.Э. Дашко, О.Ю. Александрова, П.В. Котюков, А.В. Шидловская // Развитие городов и геотехническое строительство. – 2011. – № 13. – с. 24–71.

25. Дьяконов, И.П. Несущая способность набивных свай вытеснения с теряемым наконечником в слабых грунтах с учетом технологии изготовления: дис.... канд. наук / И.П. Дьяконов – Санкт-Петербург, 2019. – 124 с.

26. Ершов, В.А. Динамические свойства песчаных грунтов и их учет в оценке устойчивости земляных сооружений: дис. на соискание ученой степени д-ра техн. наук / В.А. Ершов – Ленинград, 1970. – 495 с.

27. Жинкин, Г.Н. Влияние вибродинамического воздействия на упругие свойства глинистых грунтов / Г.Н. Жинкин, Л.П. Зарубина // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1970. – № 2. – с. 24–26.

28. Жинкин, Г.Н. Результаты лабораторных исследований прочностных характеристик глинистых грунтов при динамических нагрузках / Г.Н. Жинкин, И.Б. Прокудин – ЛИИЖТ. Сборник трудов. – 1975. – № 387. – с. 3–52.

29. Жусупбеков, А.Ж. Анализ влияния забивки свай на существующий фундамент (вибромониторнг) / А.Ж. Жусупбеков, А.Р. Омаров, Р.Е. Лукпанов, Г.А. Жукенова, Г.К. Танырбергенова // Вестник Пермского национального

исследовательского политехнического университета. Строительство и архитектура. – 2016. – Т.7, № 1. – с. 131–138.

30. Заварзин, Л.Г. Разработка методики инженерно-геологического картирования применительно к Ленинграду: отчет по научно-исследовательской госбюджетной теме (Н-13)/18/ЛИСИ. Л., 1975.

31. Заварзин, Л.Г. Инженерная технология геология и гидрогеология: учеб. пособие / Л.Г. Заварзин, С.Н. Сотников, А.Б. Фадеев – СПб.: СПбГАСУ, 1994. – 191 с.

32. Иванов, П.Л. Разжижение песчаных грунтов / П.Л. Иванов – Ленинград: Госэнергоиздат. – 1962. – 260 с.

33. Ильичев, В.А. Вопросы расчета оснований и фундаментов на динамические воздействия с учетом волновых явлений в грунте: автореферат диссертации на соискание ученой степени доктора технических наук / В.А. Ильичев – Москва, 1975. – 36 с.

34. Ильичев, В.А. Исследования по динамике и сейсмостойкости оснований и фундаментов / В.А. Ильичев // Труды НИИОСП – Москва : Стройиздат, 1981. – вып. 75. – 182 с.

35. Ишихара, К. Поведение грунтов при землетрясениях: пер. с англ. / под ред. А.Б. Фадеева, М.Б. Лисюка / НПО «Геореконструкция-Фундаментпроект» – СПб., 2006. – 384 с;

36. Калюжнюк, М.М. Исследование параметров колебаний грунта при забивке свай и их влияние на здания: диссертация на соискание ученой степени кандидата технических наук / М.М. Калюжнюк – Л., 1978. – 258 с.

37. Калюжнюк, М.М. Сваебойные работы при реконструкции / М.М. Калюжнюк, В.К. Рудь – Л.: Стройиздат, 1989. – 159 с.

38. Калюжнюк, М.М. Сваебойные работы при реконструкции: (Влияние колебаний на здания и сооружения) / М.М. Калюжнюк, В.К. Рудь – Л.: Стройиздат. Ленингр. отделение, 1989. – 160 с.

39. Капустин, В.В. Методы исследования динамических полей напряжений и динамической устойчивости грунтовых массивов / В.В.

Капустин, О.Р. Озмидов, И.О. Озмидов // Инженерные изыскания – 2014. – № 1 – с. 48-53.

40. Ковалевский, Е.Д. Результаты наблюдений за колебаниями песчаного грунта и осадками зданий при забивке шпунта / Е.Д. Ковалевский // Сб. «Механика грунтов, основания и фундаменты». Научн. конф. ЛИСИ. –Л., 1967. – с.34–38.

41. Колос, А.Ф. Использование глинобетона для стабилизации железнодорожного пути / А.Ф. Колос, М.Н. Латутова, О.Ю. Макарова // Сб. науч. тр. Проблемы инженерной экологии на железнодорожном транспорте. – СПб.: ПГУПС, 1999. – с. 73–75.

42. Колос, И.В. Влияние вибродинамического воздействия на прочностные свойства иольдиевых глин / И.В. Колос // Сб. труд, междунар. научн.-техн. конф., посвященной 100-летию со дня рождения Шахунянца Г.М. – М.: МИИТ, 2004. – с. 11–48.

43. Красников, Н.Д. Динамические свойства грунтов и методы их определения / Н.Д. Красников – Л.: Стройиздат, 1970. – 242 с.

44. Лобов, И.К. Результаты вибромониторинга при вибропогружении и виброизвлечении шпунтовых свай / И.К. Лобов, Д.В. Пеньков, В.М. Полуниин – DOI: <https://doi.org/10.15593/2224-9826/2021.1.01>. – Текст: электронный // Construction and Geotechnics. – 2021. – Т. 12, № 1. – с. 5–17.

45. Маковская, Н.А. Динамические исследования обязательная составляющая геотехнического мониторинга / Н.А. Маковская, Л.М. Глозман // Реконструкция городов и геотехническое строительство. – 2001. – № 4. – с. 94–100.

46. Мангушев, Р.А. Численное моделирование технологической осадки соседних зданий при устройстве траншейной «стены в грунте» / Р.А. Мангушев, А.А. Веселов, В.В. Конюшков, Д.А. Сапин // Вестник гражданских инженеров. – 2012. – № 5 (34). – с. 87–98.

47. Мангушев, Р.А. Технологические осадки зданий и сооружений в зоне влияния подземного строительства / Р.А. Мангушев, Н.С. Никифорова; под

ред. чл.-корр. РААСН, д-ра техн. наук, проф. Р. А. Мангушева. – М. : Изд-во АСВ, 2017. – 77–87 с.

48. Мангушев Р.А., Оценка динамического воздействия от вибропогружения шпунтовых свай на здания окружающей застройки в условиях слабых водонасыщенных грунтов / Р.А. Мангушев, А.В. Гурский, В.М. Полуниин – DOI: <https://doi.org/10.15593/2224-9826/2020.3.09> // Construction and Geotechnics. – 2020. – Т. 11. – № 3. – с. 102–116.

49. Мангушев, Р.А. Учет влияния технологических осадок зданий окружающей застройки при устройстве шпунтовых ограждений соседних котлованов / Р.А. Мангушев, А.В. Гурский, В.М. Полуниин – DOI: <https://doi.org/10.31659/0044-4472-2020-9-9-19> // Жилищное строительство. – 2020. – № 9. – с. 9–19.

50. Мангушев, Р.А. Учет технологических осадок существующих сооружений при строительстве около них новых зданий с развитым подземным пространством / Инженерно-геологические изыскания, проектирование и строительство оснований, фундаментов и подземных сооружений / Р.А. Мангушев, А.В. Гурский, Д.А. Сапин / Сб. тр. Всероссийской научн. – техн. конф. 1-3 февраля 2017 г. СПб., 2017. – с. 9–22.

51. Мангушев, Р.А. Оценка влияния вдавливания шпунта на дополнительные осадки соседних зданий / Р.А. Мангушев, А.В. Гурский – DOI: 10.25296/2221-5514-2020-12-1-32-44 // Ж. Геотехника. – 2016. – № 2. – с. 34–41.

52. Мангушев, Р.А. Деформации виброползучести водонасыщенных грунтов в процессе высокочастотного динамического воздействия / Р.А. Мангушев, И.П. Дьяконов, В.М. Полуниин, М.Р. Горкина // Жилищное строительство. – 2022. – № 3. – с. 45–55.

53. Мангушев, Р.А. Инженерно-геотехнические изыскания при строительстве и реконструкции в условиях плотной городской застройки / Р.А. Мангушев, В.В. Конюшков, Д.А. Сапин // Промышленное и гражданское строительство. – 2016. – №5. – с. 47-54.

54. Мангушев, Р.А. Опыт сооружения подземных паркингов в условиях слабых грунтов Санкт-Петербурга / Р.А. Мангушев, Е.Б. Лашкова, В.Ю. Смоленков, М.А. Зайцев // Вестник гражданских инженеров. – 2015. – №5(52). – с. 91–100.

55. Мангушев, Р.А. Технологические осадки зданий и сооружений в зоне влияния подземного строительства / Мангушев Р.А., Никифорова Н. С. / под ред. Р.А. Мангушева, М.: Изд-во АСВ, 2017. – 168 с.

56. Мангушев, Р.А. Проектирование и устройство подземных сооружений в открытых котлованах. Учебное пособие / Р.А. Мангушев, Н.С. Никифорова, В.В. Конюшков, А.А. Осокин, Д.А. Сапин – Изд-во АСВ, Москва, 2013. – 256 с.

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

58. Мангушев, Р.А., Осокин А. И. Сотников С.Н. Геотехника Санкт-Петербурга. Опыт строительства на слабых грунтах / Р.А. Мангушев, А.И. Осокин, С.Н. Сотников // М.: Изд-во АСВ, 2018. – 386 с.

59. Мангушев, Р.А. Численное моделирование ситуации возникновения дополнительных деформаций основания фундаментов объекта нового строительства при виброизвлечении шпунтовых свай / Р.А. Мангушев, В.М. Полунин // Природные и техногенные риски. Безопасность сооружений. – 2020. – №. 4. – с. 36–39.

60. Месчян, С.Р. Начальная и длительная прочность глинистых грунтов / С.Р. Месчян – М.: Недра, 1978. – 207 с.

61. Мирсаяпов, И.Т. Особенности деформирования глинистых грунтов при циклическом трехосном сжатии / И.Т. Мирсаяпов, И.В. Королева // Международный журнал Геотехника. – 2010. – № 6. – с. 64–67.

62. Мирсаяпов, И.Т. Экспериментальные исследования физико-механических свойств глинистых грунтов при длительном трехосном сжатии / И.Т. Мирсаяпов, И.В. Королева // Инженерная геология. – 2010. – № 1. – с. 57–61.

63. Мирсаяпов, И.Т. Исследование прочности и деформативности глинистых грунтов при длительном трехосном сжатии / И.Т. Мирсаяпов, И.В. Королева // Известия КазГАСУ, 2009. – № 2 (12). – с. 167–172.

64. Мирсаяпов, И.Т. Оценка сейсмостойкости оснований, сложенных глинами и водонасыщенными песчаниками / И.Т. Мирсаяпов, И.В. Королева, Г.З. Зарипова // Механика грунтов в геотехнике и фундаментостроении: мат. междунар. науч.-техн. конф. (г. Новочеркасск 13–15 мая 2015 г.). Новочеркасск: ЮРГПУ (НПИ), 2015. – с. 31–37.

65. Мирсаяпов, И.Т. Малоцикловая выносливость и деформации глинистых грунтов при трехосном циклическом нагружении / И.Т. Мирсаяпов, И.В. Королева, О.А. Иванова // Жилищное строительство, 2012. – с. 6–8.

66. Мирсаяпов, И.Т. Прочность и деформации глинистых грунтов в условиях трехосного сжатия при блочных режимных циклических нагружениях / И.Т. Мирсаяпов, М.А. Шараф Хани // Основания и фундаменты, подземные сооружения, 2017. – №4 (42). – с. 221–227.

67. Никифорова, Н.С. Обеспечение сохранности зданий в зоне влияния подземного строительства. Монография - 2-е издание / Н.С. Никифорова // Изд-во МИСИ-МГСУ, 2016. – 154 с.

68. Нуждин, Л.В. Лабораторные методы определения динамических свойств грунтов/ Л.В. Нуждин, А.В. Шлишевский// Международная научная конференция "Фундаменты глубокого заложения и проблемы освоения подземного пространства" в рамках III академических чтений им. профессора А.А. Бартоломея". – 2011. С. 38-45.

69. Полунин, В.М. Экспериментальная оценка эффективности размыкания шпунтовой стенки при виброизвлечении шпунтовых свай/ В.М. Полунин // Вестник гражданских инженеров. – 2021.– №. 3 – с. 100–107.

70. Полунин, В.М. Численное моделирование процесса высокочастотного виброизвлечения шпунтовых свай в условиях водонасыщенных пылевато-песчаных и пылевато-глинистых грунтов / В.М. Полунин, И.К. Лобов, А.В.

Гурский – DOI: <https://doi.org/10.23968/1999-5571-2021-18-2-94-101> // Вестник гражданских инженеров. – 2021. – №2. – с. 94–101

71. Полуниин, В.М. Прогноз дополнительных деформаций зданий и сооружений в процессе высокочастотного вибрирования шпунтовых свай / В.М. Полуниин // Вестник гражданских инженеров. – 2022. – №. 2 – с. 74–82.

72. Полуниин, В.М. Численное моделирование процесса динамического погружения свай различного типа с учетом их технологических особенностей в условиях водонасыщенных пылевато-глинистых грунтов / В.М. Полуниин // Технология и организация строительства: материалы I Всероссийской межвузовской научно-практической конференции молодых ученых, посвященной 80-летию основания кафедры "Строительное производство". СПбГАСУ. – СПб, 2020. – с. 471.

73. Полуниин, В.М. Изменение прочностных параметров дисперсных грунтов после высокочастотного вибрирования / В.М. Полуниин, А.П. Черемхина – DOI: 10.15593/2224-9826/2021.1.04 // Construction and Geotechnics, 2021. – Т. 12. – № 1. – с. 46–56.

74. Прокудин, И.В. Прочность и деформативность железнодорожного земляного полотна из глинистых грунтов, воспринимающих вибродинамическую нагрузку: дис. на соискание ученой степени д-ра техн. наук / И.В. Прокудин – Ленинград, 1982. – 456 с.

75. Прокудин, И.В. Влияние вибродинамического воздействия на пластично-мерзлые глинистые грунты / И.В. Прокудин, Г.Н. Жинкин // Основания, фундаменты и механика грунтов, 1973. – № I. – с. 28–31.

76. Прокудин, И.В. Исследование изменения прочностных характеристик глинистых грунтов при действии вибродинамической нагрузки / И.В. Прокудин // Труды ЛИИЖТа, 1973. – №39. – с. 60–66.

77. Рудь, В.К. К вопросу динамических напряжений в зданиях от забивки свай / В.К. Рудь // Тр. 5-й всесоюзной конференции по динамике оснований. Фундаментов и подземных сооружений. Ташкент: ФАН, 1981. – с. 145–147.

78. Рудь, В.К. Методика определения осадок зданий при забивке вблизи них свай шпунта: диссертация на соискание ученой степени к.т.н. / В.К. Рудь – М., 1983. – 210 с.

79. Рудь, В.К. Отчет по результатам измерений колебаний грунта и зданий при забивке свай / В.К. Рудь // Отчет о НИР Фундамент-проект, 1974. – 44 с.

80. Рудь, В.К. Оценка возможности и целесообразности забивки свай и шпунта вблизи зданий / В.К. Рудь // Материалы VI Всесоюзной конференции по динамике оснований, фундаментов и подземных сооружений в Нарве, Л., 1985. – с.264–265.

81. Савинов, О.А. Современные конструкции фундаментов под машины и их расчет., М.: Стройиздат, 1964.

82. Савинов, О.А. Вибрационный метод погружения свай и его применение в строительстве / О.А. Савинов, А.Я. Лускин // Л.: Госстройиздат, 1960. – 251 с.

83. Сапин, Д.А. Осадки фундаментов зданий соседней застройки при устройстве траншейной «стены в грунте» / Д.А. Сапин // Жилищное строительство. 2015. – № 4. – с. 8–13.

84. Сапин, Д.А. Технологические осадки фундаментов зданий при устройстве траншейной «стены в грунте»: дис. ...канд. наук / Д.А. Сапин – СПб., 2016. – 177 с.

85. Справочник геотехника. Основания, фундаменты и подземные сооружения / Под ред. В.А. Ильичева и Р.А. Мангушева. – М. : АСВ, 2016. – 1024 с.

86. Ставницер, Л.Р. Динамические трехосные испытания песчаных грунтов / Л.Р. Ставницер, З.С. Карпушина // Основания, фундаменты и механика грунтов, 1973. – № 1. – с. 23–25.

87. Строкова, Л.А. Динамика грунтов: учебное пособие / Томский политехнический университет. – Томск: Изд-во Томского политехнического университета, 2018. – 190 с.

88. Тер-Мартirosян, З.Г. Ползучесть и виброползучесть песчаных грунтов / З.Г. Тер-Мартirosян, А.З. Тер-Мартirosян, Е.С. Соболев // Инженерные изыскания, 2014. – № 5-6. – с. 24–28.

89. Тер-Мартirosян, А.З. Взаимодействие оснований зданий и сооружений с водонасыщенными основаниями с учетом нелинейных и реологических свойств грунтов: дисс. док. техн. наук / А.З. Тер-Мартirosян – М., 2016. – 324 с.

90. Тер-Мартirosян, А.З. Лабораторные испытания грунтов в Московском государственном строительном университете (МГСУ-МИСИ) / А.З. Тер-Мартirosян, А.Ю. Мирный, В.В. Сидоров // Инженерные изыскания, 2013. – № 8. – с. 60–65.

91. Тер-Мартirosян, А.З. Виброползучесть песчаных грунтов / А.З. Тер-Мартirosян, А.Ю. Мирный, Е.С. Соболев // Международный журнал Геотехника, 2014. – № 3. – с. 44–52. – Режим доступа: http://www.geomark.ru/journals_list/zhurnal-geotekhnika-32014/?attach=2110.

92. Тер-Мартirosян, А.З. Безопасность эксплуатации оснований зданий и сооружений при динамическом воздействии / А.З. Тер-Мартirosян, Е.С. Соболев // Вестник МГСУ, 2017. – Т. 12. – Вып. 5 (104). – с. 537–544.

93. Тер-Мартirosян, З.Г. Экспериментальные исследования виброползучести песчаных грунтов оснований зданий и сооружений / З.Г. Тер-Мартirosян, А.З. Тер-Мартirosян, А.Ю. Мирный, Е.С. Соболев // Естественные и технические науки, 2014. – № 11–12(78). – с. 369–371.

94. Тер-Мартirosян, З.Г. Ползучесть и виброползучесть песчаных грунтов / З.Г. Тер-Мартirosян, А.З. Тер-Мартirosян, Е.С. Соболев // Инженерные изыскания, 2014. – № 5–6. – с. 24–28.

95. Тер-Мартirosян З.Г. Деформации ползучести грунтов при циклическом и вибрационном воздействиях / З.Г. Тер-Мартirosян, А.З. Тер-Мартirosян // Труды 18-го Польско-Российско-Словацкого семинара «Теоретические основы строительства», г. Москва - г. Архангельск, 01-05.07.2009. Варшава, 2009. – с. 473–480.

96. Тер-Мартirosян, З.Г. Механика грунтов в высотном строительстве с развитой подземной частью / З.Г. Тер-Мартirosян, А.З. Тер-Мартirosян // Москва: АСВ. 2020. – 946 с.

97. Тер-Мартirosян, З.Г. Влияние частоты и длительности вибрационных трехосных испытаний в вибростабилометре на развитие дополнительных деформаций песчаных грунтов / З.Г. Тер-Мартirosян, А.З. Тер-Мартirosян, А.Ю. Мирный, Е.С. Соболев, Г.О. Анжело // Сборник статей научнотехнической конференции «Современные геотехнологии в строительстве и их научнотехническое сопровождение», СПбГАСУ, Санкт-Петербург, 2014. – с. 450–455.

98. Тер-Мартirosян, З.Г. Определение параметров вязкоупругой реологической модели песчаных грунтов / З.Г. Тер-Мартirosян, А.З. Тер-Мартirosян, Е.С. Соболев // Сборник трудов XVII Международной межвузовской конференции студентов, аспирантов и молодых ученых. - М.: МГСУ, 2014. – с. 234–238.

99. Тер-Мартirosян, З.Г. Механика грунтов / З.Г. Тер-Мартirosян – М.: АСВ, 2005. – 480 с.

100. Хаидук, Э.Л. Критерии допустимых уровней вибрации грунта при устройстве фундаментов глубокого заложения / Э.Л. Хаидук, Л.Р. Чернаускас, С. Ван Дер Хорст, Э. Пенн-сандерс // Геотехника, 2010. – № 1 – с. 14–19.

101. Цейтлин, М.Г. Вибрационная техника и технология в свайных и буровых работах / Цейтлин М.Г., Азбель Г.Г., Верстов В.В. // Стройиздат. Ленинград. 1987. – 262 с.

102. Чунюк, Д.Ю. Инженерные изыскания для проектирования фундаментов сооружений вблизи источников вибрационных воздействий / Д.Ю. Чунюк, В.Г. Козьмодемьянский, О.В. Коптева // Промышленное и гражданское строительство, 2017. – № 10. – с. 54–58.

103. Шашкин, М.А. Виброметрический мониторинг здания в режиме реального времени с функцией управления технологией ремонтно-

строительных работ / М.А. Шашкин // Промышленное и гражданское строительство, 2017. – № 12. – с. 53–59.

104. Шехтер, О.Я. Экспериментальные исследования виброкомпрессорных свойств песков / О.Я. Шехтер // Труды НИИ оснований и фундаментов. М., Госстройиздат, 1953. – №22.

105. Шехтер, О.Я., Баркан Д. Д. Об осадках, вызываемых действием динамических нагрузок / О.Я. Шехтер, Д.Д. Баркан // Динамика грунтов, НИИОСП, М., 1961. – № 44. – с. 88–96.

106. Шулятьев, О.А. Технологические осадки при устройстве стены в грунте траншейного типа / О.А. Шулятьев, Д.К. Минаков // Вестник ПНИПУ. Строительство и архитектура, 2017. – Т. 8. – № 3. – с. 41–50.

107. Andersen, K.H. Bearing capacity under cyclic loading — offshore, along the coast, and on land / K.H. Andersen // The 21st Bjerrum Lecture presented in Oslo, 23 November 2007. Canadian Geotechnical Journal, 2009. – № 46(5). – pp. 513–535.

108. Barksdale, R.D. Laboratory Evaluation of Rutting in Base course Materials / R.D. Barksdale // Proceedings of the 3rd International Conference on Asphalt Pavements. London, 1972.

109. Basha, A. Effect of Sheet Pile Driving on Geotechnical Behavior of Adjacent Building in Sand: Numerical Study / A. Basha, M. Elsiragy – DOI:10.28991/cej-2019-03091366 // Civil Engineering Journal, 2019. – № 5. – pp. 1726–1737.

110. Brecciaroly, F., Kolisoja P. Deformation behaviour of railway embankment materials under repeated loading / F. Brecciaroly, P. Kolisoja // Literature review. Helsinki, 2006.

111. Brinkgerve, R.B.J. Plaxis: Finite Element Code for Soil and Rock Analyses. 3D Foundation. Scientific Manual / R.B.J. Brinkgerve // Balkema, 2006. – pp. 53–56.

112. Brinkgreve, R.B.J. Validating geotechnical finite element models, Computational Geomechanics / R.B.J. Brinkgerve // COMGEO III - Proceedings of

the 3rd International Symposium on Computational Geomechanics, 2013. – pp. 292–304.

113. Brząkała, W. “The measurement and control of building vibrations in course of sheet pile wall and Franki pile driving” / W. Brząkała, M. Baca // 17th Int. Multidisciplinary Scientific GeoConference, Science and technologies in geology, exploration and mining, 2017. – vol. 12. – pp. 929–936.

114. Cheung, L.W. Laboratory assessment of pavement foundation materials: PhD thesis / L.W. Cheung // University of Nottingham, United Kingdom, 1994.

115. Deckner, F. Ground vibrations due to pile and sheet pile driving – influencing factors, predictions and measurements: Licentiate Thesis, Div. of Soil and Rock Mechanics / F. Deckner // KTH Royal Institute of Technology, Stockholm, Sweden, 2013.

116. Deckner, F. Wave Patterns in the Ground: Case Studies Related to Vibratory Sheet Pile Driving / F. Deckner, K. Viking, S. Hintze – DOI: 10.1016/j.soildyn.2017.01.039 // Geotechnical and Geological Engineering, 2017. – Vol. 35. – Iss. 6. – pp.2863–2878.

117. Deckner, F. Vibration transfer during vibratory sheet pile driving – a full-scale field test / F. Deckner, K. Viking, S. Hintze // In: Proceedings of the 6th international conference on earthquake geotechnical engineering, Christchurch, New Zealand, 2015. – 1–4 Nov.

118. Deckner, F. Instrumentation system for ground vibration analysis during sheet pile driving / F. Deckner, K. Viking, C. Guillemet, S. Hintze – DOI: 10.1520/GTJ20140275 // Geotechnical Testing Journal, 2015. – Vol. 38. – Iss. 6. – pp. 893–905.

119. Deckner, F. Aspects of ground vibrations due to pile and sheet pile driving / F. Deckner, K. Viking, S. Hintze // Electronic Journal of Geotechnical Engineering, 2015. – Volume 20. – Issue 19. – pp. 11161–11176.

120. Denies, N. Shear strength degradation of vibrated dry sand / N. Denies, A. Holeyman – DOI: 10.1007/s10706-017-0285-x // Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2017. – Vol. 95. – pp. 106–117.

121. Francken, L. Characterization and structural assessment of bound materials for flexible road structures / L. Francken, C. Clauwaert // Proceedings of the 6-th International Conference on Asphalt Pavements. Ann Arbor, Michigan, 1987.

122. Grizi, A. Ground Vibration Measurements near Impact Pile Driving / A. Grizi, A. Zekkos, R. Woods – DOI:10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0001499 // Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2016. – 142. – pp. 4016035.

123. Haupt, W.A., Wave Propagation in the Ground and Isolation Measures / W.A. Haupt // International Conferences on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, 1995. – № 6.

124. Hergarden, R.H. Gronddeformaties tijdens het trillend trekken van damwanden (Ground deformations during vibratory pull of sheet piles) / R.H. Hergarden // M.Sc. thesis Delft University of Technology, December 2000 (in Dutch).

125. Hergarden, R.H. Zakkingen tijdens het trillend trekken van damwanden (Settlements during vibratory pull of sheet piles) / R.H. Hergarden, A.F. Tol // Geotechniek, July 2001. – pp 85–90 (in Dutch).

126. Holeyman, A., Vanden Berghe, J.F., De Cock, S. Toe resistance during pile vibratory penetration / A. Holeyman, J.F. Vanden Berghe, S. De Cock // Geotechnical engineering for transportation infrastructure. Proceedings of the 12th European conference on soil mechanics and geotechnical engineering, Amsterdam, 1999. – Vol 2. – pp. 769–776.

127. Horny P. Étude des déformations permanentes sous chargements répétés de trois graves non traitées / P. Horny, J.F. Corte, J.L. Paute // Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, 1993.

128. Hughes, T.J.R. The finite element method, linear static and dynamics analysis / T.J.R. Hughes // Prentice Hall Int, 1987.

129. Idriss I.M. Evaluating seismic risk in engineering practice / I.M. Idriss // Proceedings of the 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. – 1985. – Vol. №1. – pp. 255–320.

130. Jalali M.M. Using Finite Element method for Pile-Soil Interface (through PLAXIS and ANSYS) / M.M. Jalali, S.H. Golmaei, M.R. Jalali, A. Borthwick, M.Z. Ahmadi, R. Moradi // Journal of Civil Engineering and Construction Technology, 2012. – Vol. №3(10). – pp. 256–272.

131. Korff, M. Mapping liquefaction based on CPT data for induced seismicity in Groningen / M. Korff, P. Meijers, A. Wiersma, F. Kloosterman // Earthquake Geotechnical Engineering for Protection and Development of Environment and Constructions. Proceedings of the 7th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, 2015. – pp. 3418–3425.

132. Kramer, S.L. Geotechnical earthquake engineering / S.L. Kramer Prentice Hall, 1996. – p. 529–539.

133. Leng, J. Characteristics and Behavior of Geogrid-Reinforced Aggregate under Cyclic Load: PhD thesis / J. Leng // North Carolina State University, Raleigh, USA, 2002.

134. Lobov, I. Vibromonitoring sheet piles driving (Saint-Petersburg) [Электронный документ] / I. Lobov, D. Penkov, V. Polunin // Режим доступа: https://www.researchgate.net/publication/346400117_Vibromonitoring_of_sheet_piles_driving_Saint-Petersburg.

135. Lord Rayleigh, D.C.L., F.R.S. On Waves Propagated along the Plane Surface of an Elastic Solid / D.C.L., F.R.S. Lord Rayleigh – <https://doi.org/10.1112/plms/s1-17.1.4> // Proceedings of the London Mathematical Society, November 1885. – Volume s1-17. – Issue 1. – Pages 4–11.

136. Massarsch, K.R. Static and dynamic soil displacements caused by pile driving / K.R. Massarsch // Proceedings 4th Int. Conference Application of Stress-wave Theory to Piles, The Hague 1992. – pp 15–24.

137. Massarsch, K.R. Settlements and damage caused by construction-induced vibrations / K.R. Massarsch // Proceedings Intern. Workshop Wave 2000, Bochum, December 2000. – pp. 299–315.

138. Massarsch, K.R. Vibrations caused by Pile Driving / K.R. Massarsch // The Magazine of Deep Foundations institute, Fall 2004. – pp. 39–42.

139. Meijers, P. The Raamsdonksveer sheet pile test, measured surface settlements during vibratory sheet piling / P. Meijers, A.F. Tol // Proc. 14th Eur. Conf. Soil Mech. and Geotech. Eng. Madrid 2007. – pp. 603–609.

140. Mirsayapov, I.T. Clayey soils rheological model under triaxial regime loading / I.T. Mirsayapov, I.V. Koroleva // Geotechnical Engineering for Infrastructure and Development: Proceedings of the XVI European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, ECSMGE. 2015. Edinburgh, 2015. – pp. 3249–3254.

141. Petřík, T. A comparison of numerical models results with in-situ measurement of ground vibrations caused by sheet pile driving / T. Petřík, E. Hruběšová, M. Lednická // Acta Geodynamica et Geomaterialia, 2012. – №9. – pp. 165–171.

142. Qian, J. Effects of OCR on monotonic and cyclic behavior of reconstituted Shanghai silty clay / J. Qian, S. Li, J. Zhang, J. Jiang, Q. Wang – DOI:10.1016/j.soildyn2018.12.010. // Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2019. – No. (118). – pp. 111–119.

143. Richart, F.E. Vibrations of Soils and Foundations / F.E. Richart, R.D. Woods, J.R. Hall // Prentice-Hall, Engelwood Cliffs, USA, 1970.

144. Robertson, P.K. Liquefaction of sands and its evaluation keynote lecture / P.K. Robertson, C.E. Fear // In: K. Ishihara, editor, IS TOKYO'95, Proceed. 1st Int. Conf. On Earthquake Geotechnical Engineering. – Amsterdam, 1995. – p. 35–70.

145. Seed, H.B. Ground motions and soil liquefaction during earthquakes / H.B. Seed, I.M. Idriss. – Oakland, CA.: Earthquake Engineering Research Institute Monograph, 1982.

146. Seed, H.B. Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential / H.B. Seed, I.M. Idriss // Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE. – 1971. – V. 97, № SM9. – p. 1249–1273.

147. Sweere, G.T.H. Unbound granular bases of roads: PhD thesis. / G.T.H. Sweere // Delft University of Technology, Delft, Netherlands. 1990.

148. Theyse, H.L. Stiffness, strength, and performance of unbound aggregate material: Application of South African HVS and laboratory results to California flexible pavements / H.L. Theyse // University of California pavement research center, 2002.

149. Theyse, H.L. The development of mechanistic-empirical permanent deformation design models for unbound pavement materials from laboratory accelerated pavement / H.L. Theyse // Proceedings of the 5-th International symposium on unbound aggregates in road. Nottingham, 2000.

150. Tseng, K.H. Prediction of permanent deformation in flexible pavement materials / K.H. Tseng, R.L. Lytton // Implication of Aggregates in the Design, Construction and Performance of Flexible Pavements. ASTM, 1989.

151. Veverka, V. Raming van de Spoordiepte bij Wegen met Cen Bitumineuze Verharding / V. Veverka // De Wegentechniek, 1979.

152. Whenham, V. Load Transfers During Vibratory Driving / V. Whenham, A. Holeyman – DOI: 10.1007/s10706-012-9527-0 // Geotechnical and Geological Engineering, 2012. – Volume 30. – Issue 5. – pp. 1119–1135.

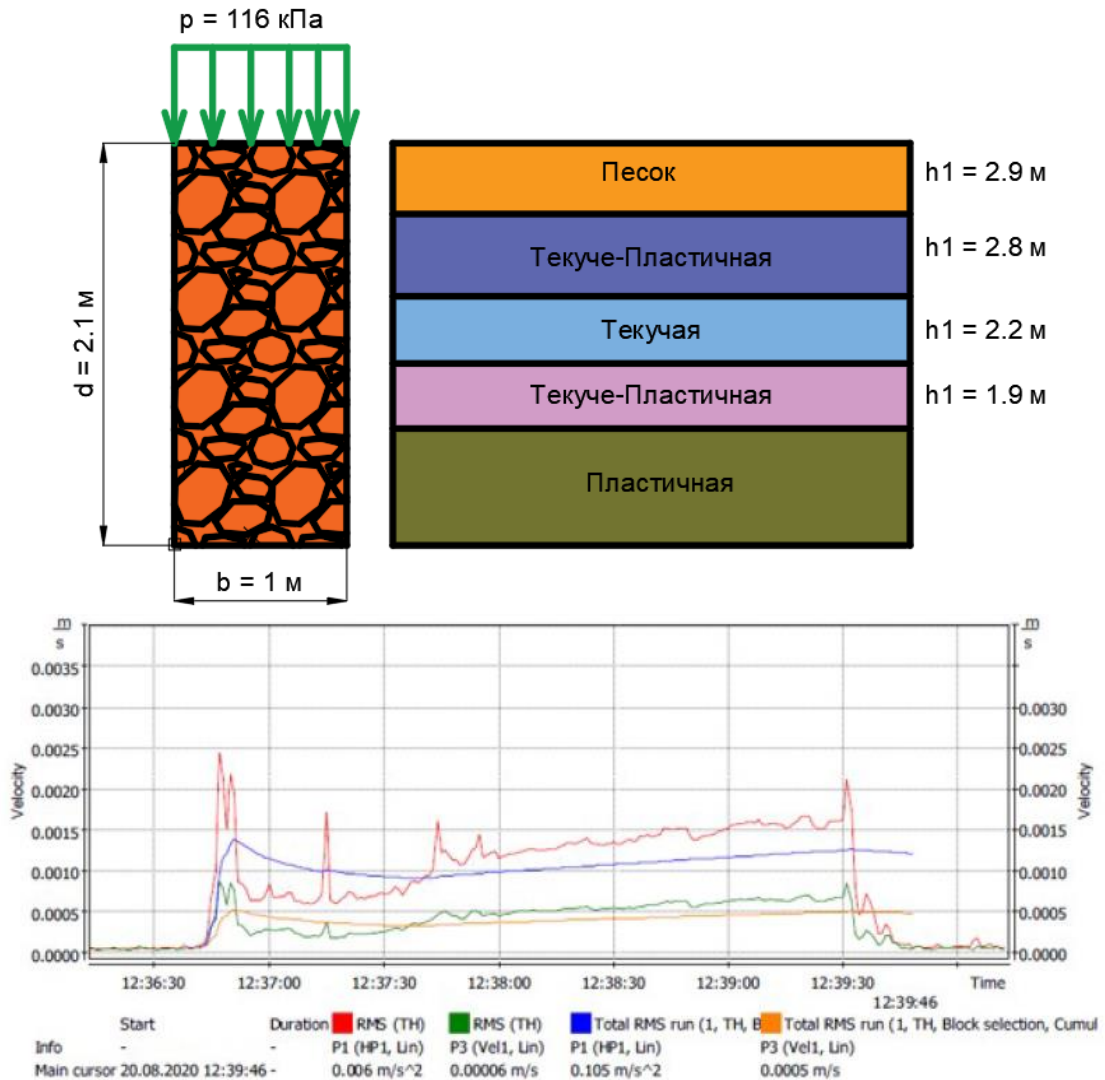
153. Wolff H. Incorporating elasto-plasticity in granular layer pavement design / H. Wolff, A. Visser // Proceedings of Institution of Civil Engineers Transport, 1994.

154. Woods, R.D. Dynamic Effects of Pile Installations on Adjacent Structures / R.D. Woods // NCHRP Synthesis 253, Transportation Research Board, National Academy Press, Washington D.C., USA, 1997.

155. Zienkiewicz, O.C., Taylor, R.L. The finite element method / O.C. Zienkiewicz, R.L. Taylor // Solid and Fluid mechanics, Dynamics and Non-Linearity, Mc Graw-Hill, U.K., 1991. – volume 2. – 4 edition.

ПРИЛОЖЕНИЕ

Приложение А – Алгоритм расчета дополнительной осадки в среде Mathcad



$p := 116 \text{ кПа}$ - давление по подошве фундамента

$b := 1 \text{ м}$ - ширина подошвы фундамента

$d := 2.1 \text{ м}$ - глубина заложения фундамента

Удельный вес грунтов кН/м³

$\gamma_{\text{гр}1} := 19.8$ $\gamma_{\text{гр}2} := 18.1$

$\gamma_{\text{гр}3} := 18.1$ $\gamma_{\text{гр}4} := 19.2$

$\gamma_{\text{гр}5} := 21.8$

Мощности слоев грунта, м

$h_1 := 2.9$ $L_{\text{сва}} := 15 \text{ м}$ - длина шпунтовой сваи

$h_2 := 2.8$

$h_3 := 2.2$

$h_4 := 1.9$

$h_5 := L - h_1 - h_2 - h_3 - h_4$

Прочностные параметры грунтов: угол внутреннего трения грунта, град; удельное сцепление, кПа

$\varphi_1 := 34 \cdot \text{deg}$ $\varphi_4 := 14 \cdot \text{deg}$ $c_1 := 3$ $c_4 := 16$

$\varphi_2 := 9 \cdot \text{deg}$ $\varphi_5 := 16 \cdot \text{deg}$ $c_2 := 6$ $c_5 := 16$

$\varphi_3 := 6 \cdot \text{deg}$ $c_3 := 6$

Модули деформации грунта, кПа

$E_1 := 24000$ $E_4 := 7000$

$E_2 := 6000$ $E_5 := 18000$

$E_3 := 4000$

Динамические параметры воздействия и грунта:

Скорости распространения продольной и поперечной волны для каждого ИГЭ, м/с

$$\begin{array}{llll}
 V_{p1} := 390 & V_{s1} := 160 & f := 29 & \text{Гц - частота работы вибропогружателя} \\
 V_{p2} := 129 & V_{s2} := 79 & v_z := 0.001 & \text{м/с - виброскорость зафиксированная у фундамента} \\
 V_{p3} := 105 & V_{s3} := 65 & t := 900 & \text{с - время вибрирования (кол-во погруженных свай 1 св = 300 с)} \\
 V_{p4} := 129 & V_{s4} := 79 & g := 9.81 & \text{м/с}^2 \text{ - ускорение свободного падения} \\
 V_{p5} := 160 & V_{s5} := 96 & r_d := 1 & \text{коэффициент для определения динамических касательных напряжений} \\
 \alpha_0 := 0.022 & & & \text{параметр реологического упрочнения для песчанного грунта}
 \end{array}$$

Параметры для определения динамической вязкости и параметр реологического упрочнения для уравнения виброползучести по Д.Д. Баркана

$$\begin{array}{llll}
 C_{MM} := 6 \cdot 10^6 & D_1 := 0.517 & \alpha_{\epsilon_1} := (\alpha_0 - 0.0001 \cdot f) & \alpha_{\gamma_1} := (\alpha_0 - 0.0001 \cdot f) \\
 C_2 := 44.7 \cdot 10^4 & D_2 := 1.5 & \alpha_{\epsilon_2} := 0.009 & \alpha_{\gamma_2} := 0.009 \\
 C_3 := 14.4 \cdot 10^4 & D_3 := 1.1 & \alpha_{\epsilon_3} := 0.009 & \alpha_{\gamma_3} := 0.009 \\
 C_4 := 44.7 \cdot 10^4 & D_4 := 1.5 & \alpha_{\epsilon_4} := 0.009 & \alpha_{\gamma_4} := 0.009 \\
 C_5 := 1 \cdot 10^8 & D_5 := 1 & \alpha_{\epsilon_5} := 0.009 & \alpha_{\gamma_5} := 0.009
 \end{array}$$

Ход решения:

1. Определяем компоненты напряжений от внешней нагрузки

$p := p - \gamma_{gr} \cdot d$ учет глубины заложения фундамента

$$\sigma_{zp}(x, z) := \frac{p}{\pi} \cdot \left(\operatorname{atan}\left(\frac{0.5 \cdot b - x}{z}\right) + \operatorname{atan}\left(\frac{0.5 \cdot b + x}{z}\right) \right) - \frac{b \cdot p}{\pi} \cdot \frac{z \cdot (x^2 - z^2 - 0.25 \cdot b^2)}{(x^2 + z^2 - 0.25 \cdot b^2)^2 + b^2 \cdot z^2}$$

$$\tau_{xzp}(x, z) := \frac{2 \cdot b \cdot p}{\pi} \cdot \frac{x \cdot z^2}{(x^2 + z^2 - 0.25 \cdot b^2)^2 + b^2 \cdot z^2}$$

2. Определяем параметры грунта по слоям:

$$\begin{array}{lll}
 c(z) := \left\{ \begin{array}{l} i \leftarrow 1 \\ \text{while } H + h_i < z \\ \quad \left\{ \begin{array}{l} H \leftarrow H + h_i \\ i \leftarrow i + 1 \end{array} \right. \\ c_i \end{array} \right. & \varphi(z) := \left\{ \begin{array}{l} i \leftarrow 1 \\ \text{while } H + h_i < z \\ \quad \left\{ \begin{array}{l} H \leftarrow H + h_i \\ i \leftarrow i + 1 \end{array} \right. \\ \varphi_i \end{array} \right. & \gamma_{gr}(z) := \left\{ \begin{array}{l} i \leftarrow 1 \\ \text{while } H + h_i < z \\ \quad \left\{ \begin{array}{l} H \leftarrow H + h_i \\ i \leftarrow i + 1 \end{array} \right. \\ \gamma_{gr_i} \end{array} \right.
 \end{array}$$

$$\begin{array}{l}
 V_s(z) := \left\| \begin{array}{l} i \leftarrow 1 \\ \text{while } H + h_i < z \\ \quad \left\| \begin{array}{l} H \leftarrow H + h_i \\ i \leftarrow i + 1 \end{array} \right. \\ V_{s_i} \end{array} \right. \\
 V_p(z) := \left\| \begin{array}{l} i \leftarrow 1 \\ \text{while } H + h_i < z \\ \quad \left\| \begin{array}{l} H \leftarrow H + h_i \\ i \leftarrow i + 1 \end{array} \right. \\ V_{p_i} \end{array} \right. \\
 \alpha_\varepsilon(z) := \left\| \begin{array}{l} i \leftarrow 1 \\ \text{while } H + h_i < z \\ \quad \left\| \begin{array}{l} H \leftarrow H + h_i \\ i \leftarrow i + 1 \end{array} \right. \\ \alpha_{\varepsilon_i} \end{array} \right. \\
 \alpha_\gamma(z) := \left\| \begin{array}{l} i \leftarrow 1 \\ \text{while } H + h_i < z \\ \quad \left\| \begin{array}{l} H \leftarrow H + h_i \\ i \leftarrow i + 1 \end{array} \right. \\ \alpha_{\gamma_i} \end{array} \right. \\
 E(z) := \left\| \begin{array}{l} i \leftarrow 1 \\ \text{while } H + h_i < z \\ \quad \left\| \begin{array}{l} H \leftarrow H + h_i \\ i \leftarrow i + 1 \end{array} \right. \\ E_i \end{array} \right. \\
 C(z) := \left\| \begin{array}{l} i \leftarrow 1 \\ \text{while } H + h_i < z \\ \quad \left\| \begin{array}{l} H \leftarrow H + h_i \\ i \leftarrow i + 1 \end{array} \right. \\ C_i \end{array} \right. \\
 D(z) := \left\| \begin{array}{l} i \leftarrow 1 \\ \text{while } H + h_i < z \\ \quad \left\| \begin{array}{l} H \leftarrow H + h_i \\ i \leftarrow i + 1 \end{array} \right. \\ D_i \end{array} \right.
 \end{array}$$

3. Определяем динамические составляющие напряжений:

$$\sigma_a(z) := \frac{2 \gamma_{gr}(z)}{g} \cdot V_p(z) \cdot v_z \quad \text{- динамические нормальные напряжения}$$

$$\omega := 2 \cdot \pi \cdot f = 182.212 \quad \text{- угловая скорость}$$

$$a_{\max} := v_z \cdot \omega = 0.182 \quad \text{- максимальные виброускорения фундамента или частиц грунта у фундамента}$$

$$\tau_{\max}(z) := \frac{a_{\max}}{g} \cdot \gamma_{gr}(z) \cdot r_d \cdot z \quad \text{- динамические касательные напряжения}$$

$$\sigma_{zg}(z) := \int_0^z \gamma_{gr}(z) dz + d \cdot \gamma_{gr}(0) \quad \text{природные напряжения}$$

$$\eta_{0,\varepsilon}(z) := C(z) \cdot \sigma_a(z)^{-D(z)} \quad \text{- определение динамической вязкости грунта для относительных деформаций}$$

$$\eta_{0,\gamma}(z) := C(z) \cdot \sigma_a(z)^{-D(z)} \quad \text{- определение динамической вязкости грунта для сдвиговых деформаций}$$

$$q_f(z) := \left(c_1 \cdot \cot(\varphi_1) - \sigma_{zg}(z) \right) \cdot \frac{-2 \cdot \sin(\varphi_1)}{(1 - \sin(\varphi_1))} \quad \text{определение предельной девиаторной нагрузки для песчанного грунта}$$

$K_1 := 2 \cdot 10^6$ коэффициент для определения динамической вязкости песчанного грунта в зависимости от типа песка

Определение динамической вязкости песчанного грунта

$$\eta_{0,\varepsilon 1}(z) := \left| \frac{-q_f(z)}{\sigma_{zp}(0,z) - \sigma_{zg}(z)} \cdot K_1 \left(1 + \frac{\sigma_{zg}(z)}{\sigma_{zp}(0,z)} \right) \cdot \sigma_a(z) \left(\frac{1}{-\sigma_{zp}(0,z) \cdot 0.01} - 1 \right) \cdot \frac{\sigma_{zg}(z)}{\sigma_{zp}(0,z)} \right|$$

Условие для учета параметров динамической вязкости для песчанного или глинистого грунта

$$\eta_{0,\varepsilon}(z) := \begin{cases} \eta_{0,\varepsilon 1}(z) & \text{if } z \leq h_1 \\ \eta_{0,\varepsilon}(z) & \text{if } z > h_1 \end{cases} \quad \eta_{0,\gamma}(z) := \begin{cases} \eta_{0,\varepsilon 1}(z) & \text{if } z \leq h_1 \\ \eta_{0,\gamma}(z) & \text{if } z > h_1 \end{cases}$$

4. Определение относительных и сдвиговых деформаций

$\sigma_0(x,z) := \sigma_{zp}(x,z)$ - определение напряжений в уровне подошвы фундамента

$\varepsilon_z(x,z) := \frac{\sigma_0(x,z) + \sigma_a(z) \cdot \sin(\omega \cdot t)}{\alpha_\varepsilon(z) \cdot \eta_{0,\varepsilon}(z)} \cdot \left(1 - e^{-\alpha_\varepsilon(z) \cdot t} \right)$ - определение величины относительных деформаций

$$\gamma(x,z) := \int_0^t \frac{\tau_{xzp}(x,z) + \tau_{\max}(z)}{\eta_{0,\gamma}(z) \cdot e^{-\alpha_\gamma(z) \cdot t}} \cdot \frac{(\sigma_0(x,z) + \sigma_a(z) \cdot \sin(\omega \cdot t)) \cdot \tan(\varphi(z)) + c(z)}{(\sigma_0(x,z) + \sigma_a(z) \cdot \sin(\omega \cdot t)) \cdot \tan(\varphi(z)) + c(z) - \tau_{xzp}(x,z) - \tau_{\max}(z)} dt$$

- определение величины сдвиговых деформаций выполняется на основе интегрирования уравнения выше. Ниже представлено его решение:

$$\gamma_1(x,z) := \frac{\tau_{xzp}(x,z) + \tau_{\max}(z)}{-\eta_{0,\gamma}(z) \cdot \alpha_\gamma(z)} \cdot e^{-\alpha_\gamma(z) \cdot t} \cdot \frac{(\sigma_0(x,z) + \sigma_a(z)) \cdot \tan(\varphi(z)) + c(z)}{(\sigma_0(x,z) + \sigma_a(z)) \cdot \tan(\varphi(z)) + c(z) - \tau_{xzp}(x,z) - \tau_{\max}(z)}$$

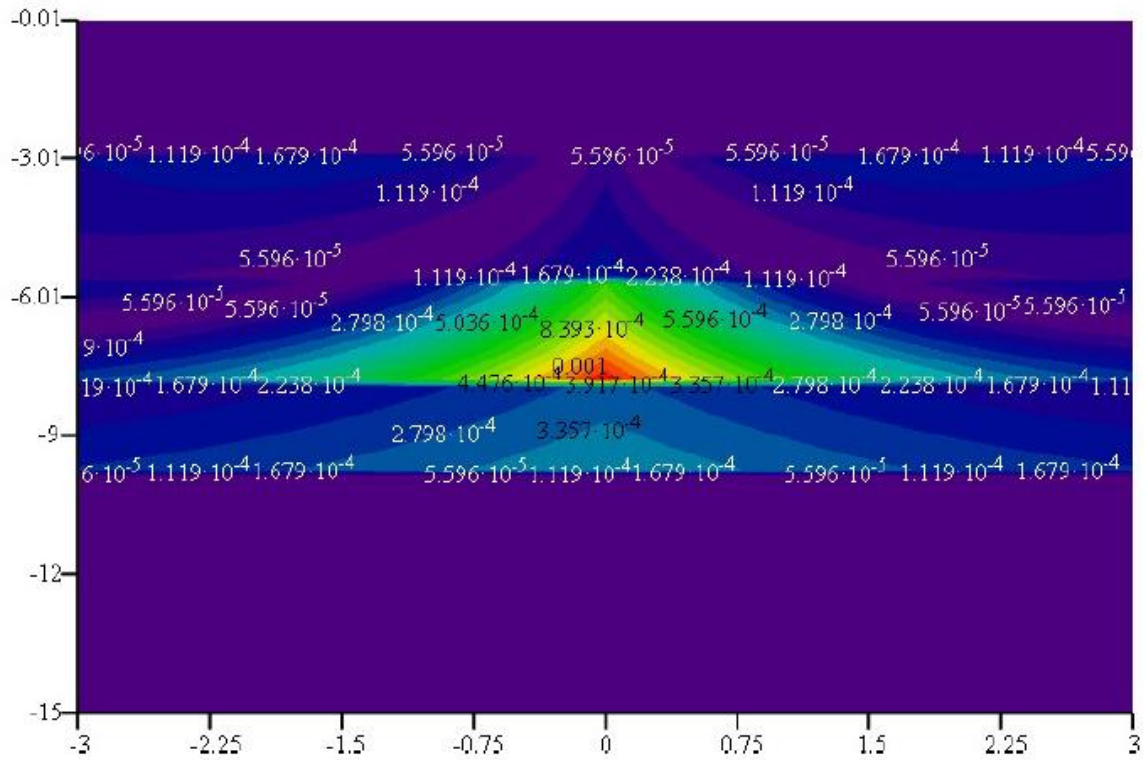
$$\gamma_0(x,z) := \frac{\tau_{xzp}(x,z) + \tau_{\max}(z)}{-\eta_{0,\gamma}(z) \cdot \alpha_\gamma(z)} \cdot \frac{(\sigma_0(x,z) + \sigma_a(z)) \cdot \tan(\varphi(z)) + c(z)}{(\sigma_0(x,z) + \sigma_a(z)) \cdot \tan(\varphi(z)) + c(z) - \tau_{xzp}(x,z) - \tau_{\max}(z)}$$

$$\gamma(x,z) := \gamma_1(x,z) - \gamma_0(x,z)$$

Построение изополей относительных и сдвиговых деформаций:

$$\tilde{\gamma}(x,z) := \begin{cases} \gamma_1(x,z) - \gamma_0(x,z) & \text{if } \frac{(\sigma_0(x,z) + \sigma_a(z)) \cdot \tan(\varphi(z)) + c(z)}{\tau_{xzp}(x,z) + \tau_{\max}(z)} \geq 1 \\ -\gamma_1(x,z) + \gamma_0(x,z) & \text{if } \frac{(\sigma_0(x,z) + \sigma_a(z)) \cdot \tan(\varphi(z)) + c(z)}{\tau_{xzp}(x,z) + \tau_{\max}(z)} < 1 \end{cases}$$

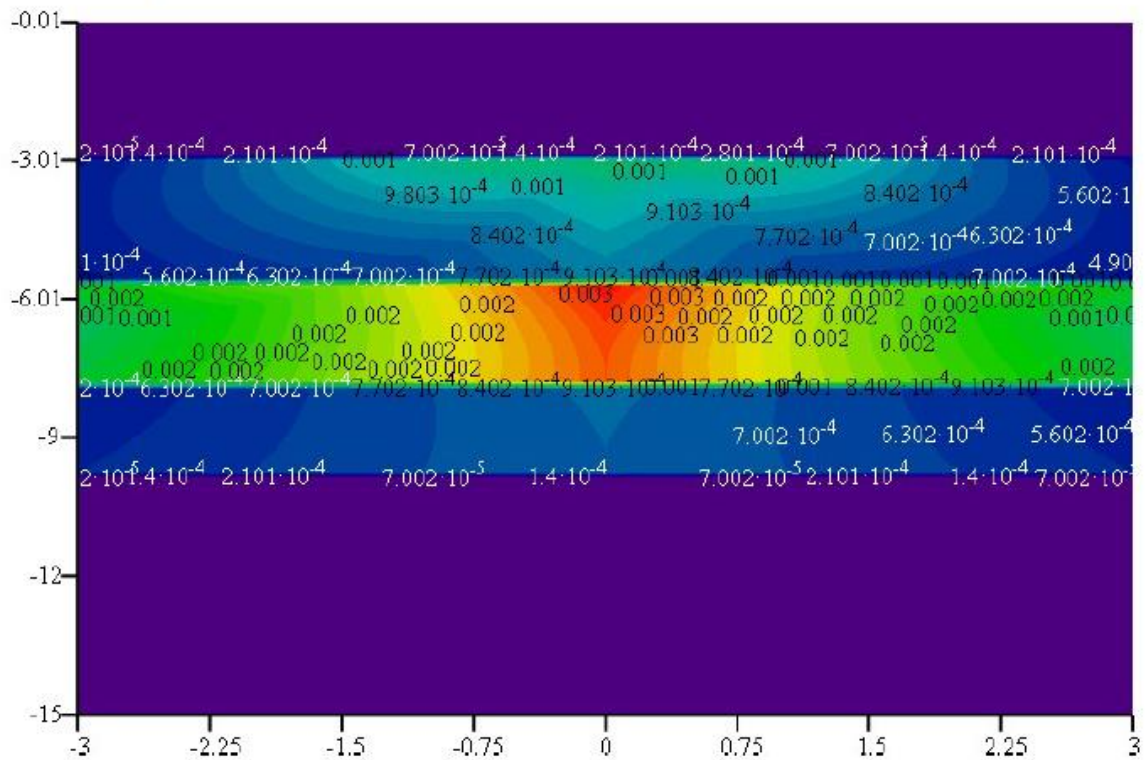
Построение изополей сдвиговых деформаций:



γ

Построение изополей суммарных относительных деформаций:

$$\epsilon(x, z) := \frac{\sqrt{3}}{2} \cdot \gamma(x, z) + \epsilon_z(x, z)$$



ϵ

Дополнительные условия для уточнения знаков:

$$\underline{\underline{\varepsilon}}(x, z) := \begin{cases} (\varepsilon(x, -z)) & \text{if } z \neq 0 \\ (\varepsilon(x, -0.01)) & \text{if } z = 0 \end{cases}$$

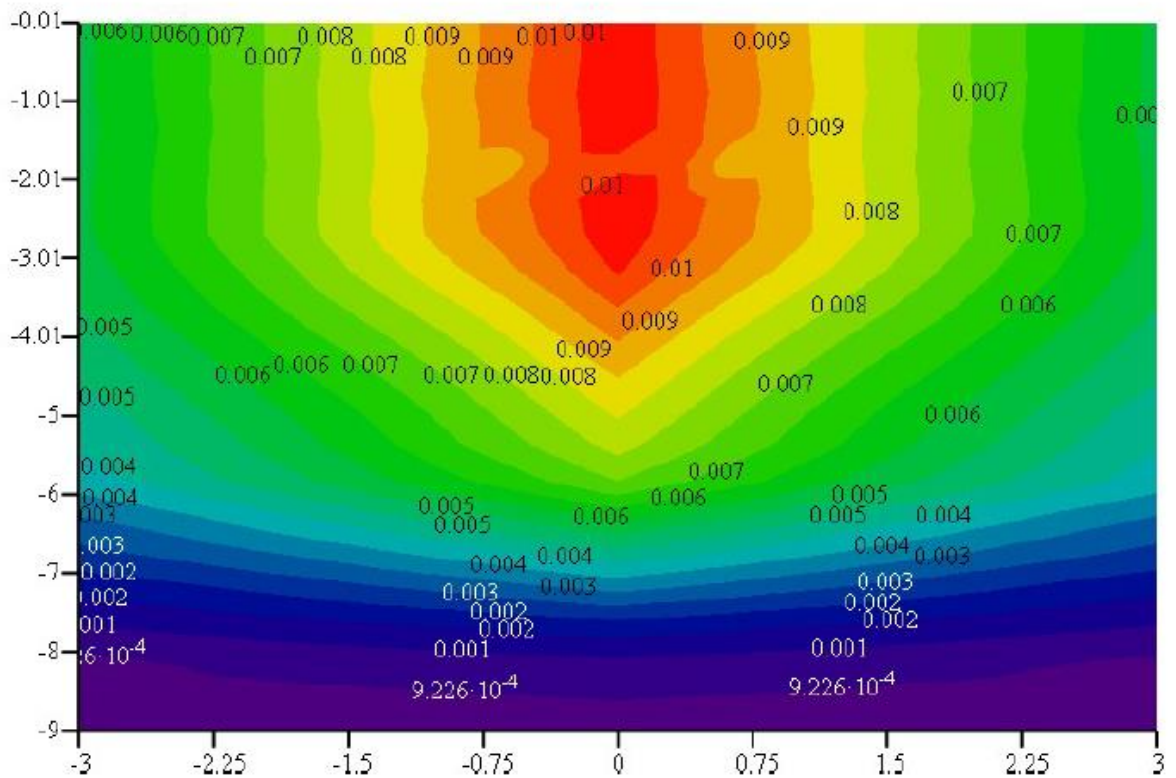
$$s_{ad1}(x, z) := \int_L^z \varepsilon_z(x, z) dz$$

$$s_{ad}(x, z) := \int_L^z \varepsilon(x, z) dz$$

$$\underline{\underline{s}}_{ad}(x, z) := \begin{cases} (-s_{ad}(x, -z)) & \text{if } z \neq 0 \\ (-s_{ad}(x, -0.01)) & \text{if } z = 0 \end{cases}$$

$$\underline{\underline{s}}_{ad1}(x, z) := \begin{cases} (-s_{ad1}(x, -z)) & \text{if } z \neq 0 \\ (-s_{ad1}(x, -0.01)) & \text{if } z = 0 \end{cases}$$

Изополя дополнительной осадки фундамента:



s_{ad}

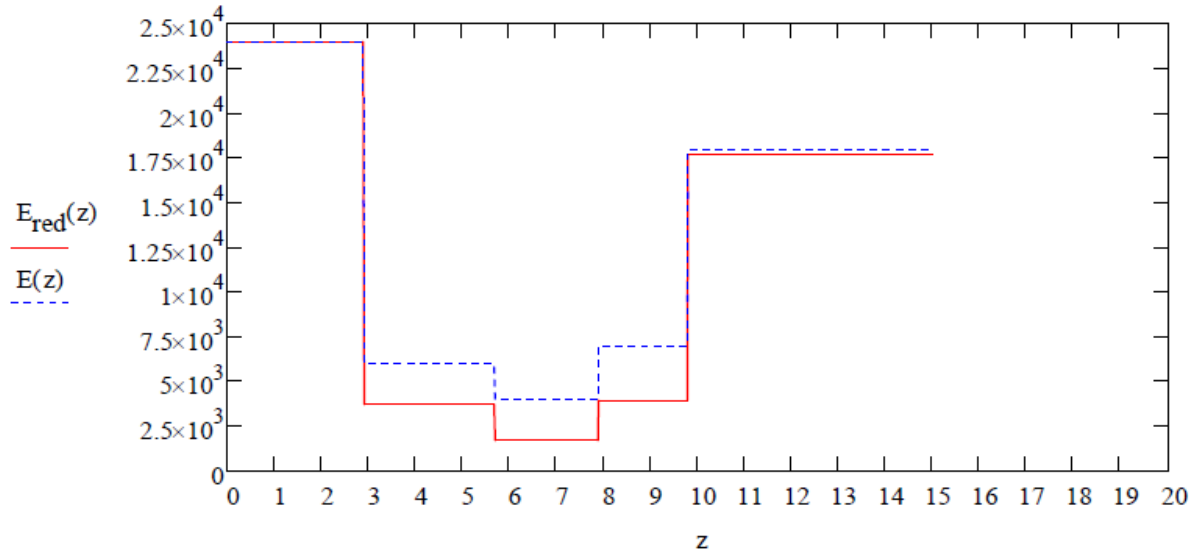
Максимальная осадка фундамента, м

$$s_{ad}(0, -0.01) = 0.0104$$

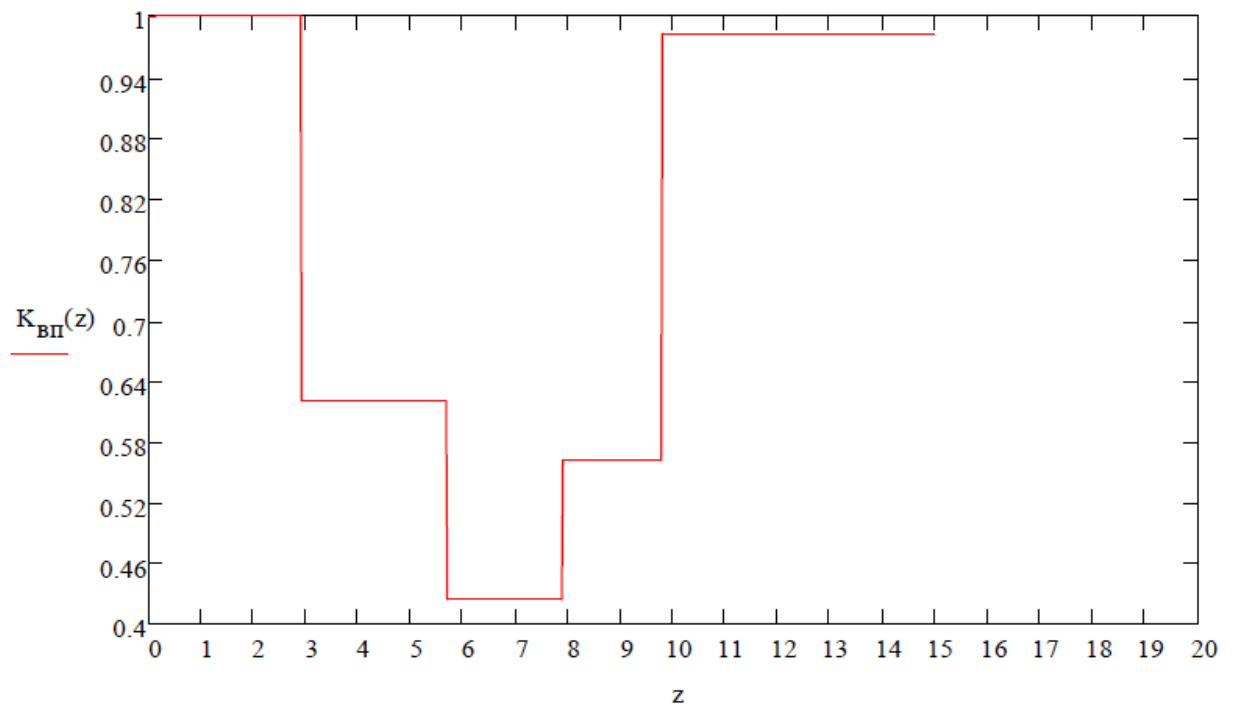
Приложение Б – Определение размеров зон изменения модуля деформации грунта для численного расчета в среде Mathcad

Определение изменения модуля деформации грунта под подошвой фундамента:

$$\beta := 0.8 \quad E_{\text{red}}(z) := \frac{E(z)}{1 + \left(\frac{E(z) \cdot \varepsilon_z(0, -z)}{\beta \cdot \sigma_0(0, z)} \right)}$$



$$K_{\text{ВП}}(z) := \frac{E_{\text{red}}(z)}{E(z)}$$



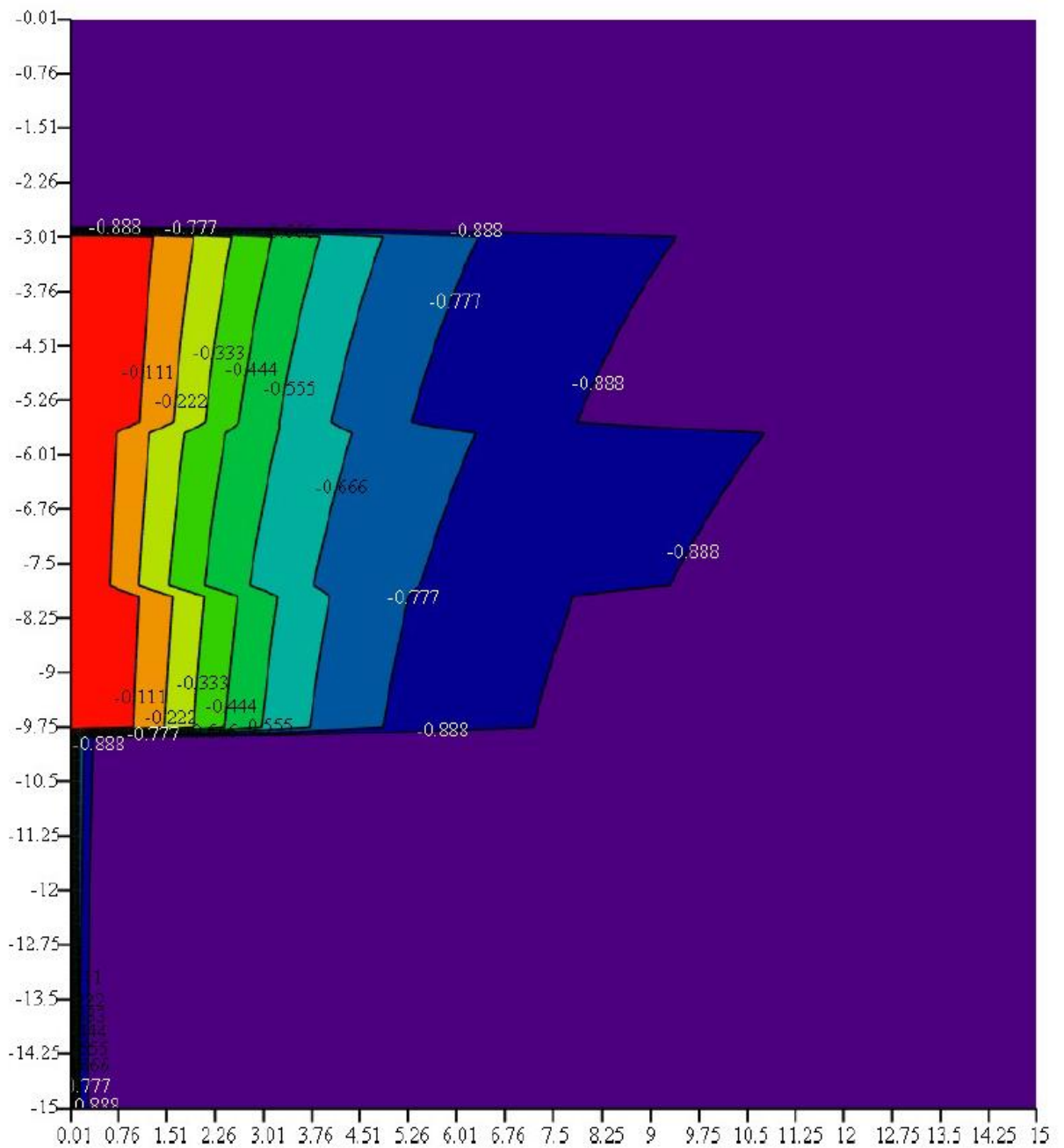
Определение изменения модуля деформации грунта в зависимости от расстояния до вибрируемой сваи:

$\sigma_{\text{дв}} := 10$ Величина девиаторной нагрузки, кПа (предполагается, что при расчете этих зон не учитываются нагрузки от фундамента. Шпунтовая свая погружается в "чистом поле")

Построение кривой затухания колебаний с расстоянием от вибрируемой сваи

$A1 := 0.0374$ $B1 := 1.4$ параметры уравнения затухания колебаний

$$v_{\text{дв}}(x) := A1 \cdot x^{-B1}$$



$K_{\text{ВП}}$

Приложение В – Акты о внедрении результатов исследований



Общество с ограниченной ответственностью «ГЕОСТРОЙ»
 191180, Санкт-Петербург, Загородный проспект, д. 27/21,
 литер А, помещение 25-Н, комната № 13
 ИНН 7840068776, КПП 784001001, ОГРН 1177847257389
 р/с 40702810003000020522 в филиале «Северная столица»
 АО «Райффайзенбанк»
 тел. +7 (812) 920-26-32 E-mail: geostroy.geo@mail.ru

20.05.2022 г. № 57
На № от

Для предоставления в
 диссертационный совет
 Д 24.2.380.04 при
 ФГБОУ ВО «СПбГАСУ»



Утверждаю:
 Генеральный директор
 ООО «Геострой»
 Е.В. Айдамирова

АКТ ВНЕДРЕНИЯ

результатов научно-технических исследований,
 выполненных

Полуниным Вячеславом Михайловичем
 при подготовке диссертационной работы
 на соискание научной степени
 кандидата технических наук

Результаты научно-исследовательской работы Полунина Вячеслава Михайловича, выполненные при подготовке диссертационной работы по теме «Влияние вибропогружения и виброизвлечения шпунтовых свай на дополнительные осадки фундаментов зданий в водонасыщенных грунтах», выполненной в ФГБОУ ВО «Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет» на кафедре Геотехники под руководством члена-корреспондента РААСН д.т.н., профессора Мангушева Рашида Абдулловича, были использованы для подготовки геотехнического обоснования устройства котлованов с их ограждением, подбора оборудования и механизмов для выполнения ограждения котлованов строительства жилых домов по адресам: г. Санкт-Петербург, 15 линия Васильевского острова, д. 84 в период с июня 2020 по май 2021 года; 12 линия Васильевского острова, д. 39-41, д. 43 в период с августа 2021 года по март 2022 года; устройства геотехнических

барьеров для обеспечения сохранности существующих зданий при капитальном ремонте жилого здания по адресу: г. Санкт-Петербург, Тележная ул., д. 21;

Практическая значимость диссертационного исследования состоит в разработке геотехнического и технологического обоснования устройства ограждения котлована из условия безопасности выполнения работ в условиях плотной городской застройки. Результаты исследования позволили разработать проект выполнения ограждения котлована и безопасно выполнить работы по устройству ограждения котлована с использованием конкретного оборудования в условиях слабых грунтов.

Экономический эффект от внедрения научно-технических исследований, выполненных в рамках подготовки Полуниным Вячеславом Михайловичем диссертации на соискание степени кандидата технических наук составил 1 136 598 (один миллион сто тридцать шесть пятьсот девяносто восемь тысяч) рублей в уровне цен на март 2021 года

Заместитель генерального директора
по производству




Я.Э. Тычинин



Investments-Engineering-Construction

**Акционерное Общество
«Инвестиции. Инжиниринг. Строительство»**

(АО «И.И.С.») Тел.: (812) 332-32-88 факс (812) 332-32-87
194100 Санкт-Петербург, ул. Кантемировская, 12А
e-mail: iec@iec-spb.ru, www.iec-spb.ru
ИНН 7802390686, КПП 780201001
ОГРН 1077847382557

УТВЕРЖДАЮ
Генеральный директор
АО «ИИС»
 Федяев С.Н.
Для предоставления в
диссертационный совет
Д 24.2.380.04 при
ФГБОУ ВО «СПбГАСУ»

**АКТ
О внедрении результатов
Кандидатской диссертационной работы
Полунина Вячеслава Михайловича**

Результаты диссертационной работы Полунина Вячеслава Михайловича на тему «Влияние вибропогружения и виброизвлечения шпунтовых свай на дополнительные осадки фундаментов зданий в водонасыщенных грунтах», выполненной в ФГБОУ ВО «Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет» на кафедре Геотехники под руководством члена-корреспондента РААСН д.т.н., профессора Мангушева Рашида Абдуловича, использованы для геотехнической экспертизы подбора машин, механизмов и оборудования для погружения трубошпунта на объекте «III этап капитального строительства (гидротехнические сооружения) объекта «Яхт-клуб» Санкт-Петербурга, базирующегося в порту «Геркулес» по адресу: г. Санкт-Петербург, пос. Лахта, ул. Береговая, д.19 (договор № 4-06-2/21/39 от 12.01.2021 г.).

Практическая значимость диссертационного исследования состоит в повышении безопасности выполнения работ по вибрационному погружению и извлечению шпунтовых свай в условиях плотной городской застройки. Результаты исследования позволили дать оценку о возможности использования конкретного оборудования для погружения трубошпунта в прочные слои грунта «Глины пылеватая дислоцированная с прослоями песчаника серо-зеленая, твердые».

Генеральный директор
АО «ИИС»



Федяев С.Н.



ИННОВАЦИОННЫЙ АЛЬБОМ РОССИЙСКОЙ АКАДЕМИИ АРХИТЕКТУРЫ И СТРОИТЕЛЬНЫХ НАУК

Выпуск 2021
к 30-летию РААСН

Москва апрель 2022 год

Уважаемые читатели!

Перед Вами инновационный альбом РААСН посвященный 30 – летию Академии. Научная деятельность наших ученых и мастеров архитектуры и градостроительства очень разнообразна. И Вы найдете новые архитектурные композиции, позволяющие сделать облик наших городов эстетически привлекательным, увидите примеры градостроительных решений, доставляющих жителям комфорт и безопасность, узнаете о научно-технических достижениях в области материаловедения, новых конструктивных схем, создания производительных цифровых расчетных комплектов и новых уникальных зданий на реконструируемых объектах. Конечно, все это «заголовки» определенных тем и наглядное представление инновационных предложений. Интересующиеся деталями и практической стороной дела найдут информацию по ссылкам на слайдах. Новшества, предлагаемые Академией, предложенные Вашему вниманию материалы, несомненно, будут способствовать созданию нового облика городов и применению передовых технологий строительства, особенно у нас в России, и в целом в сегодняшнем бурно меняющемся мире.

Президент РААСН, академик Д.О.Швидковский

№
п/п

ОТДЕЛЕНИЕ СТРОИТЕЛЬНЫХ НАУК РААСН

Наименование инновационного проекта и авторский коллектив

- | | |
|-----|--|
| 147 | 1. Мангушев Р.А., Бояринцев А.В. «ПРОТИВОПУЧИННАЯ КОМПОЗИТНАЯ СВЯЯ». |
| 148 | 2. Мангушев Р.А., Осокин А.И. «ТЕХНОЛОГИЯ БЕЗОПАСНОГО И ЭФФЕКТИВНОГО УСТРОЙСТВА ОГРАЖДЕНИЯ КОТЛОВАНОВ МЕТОДОМ СОПРИКАСАЮЩИХСЯ СВАЙ». |
| 149 | 3. Мангушев Р.А., Осокин А.И. «УСТРОЙСТВО ЗАЩИТНЫХ ГЕОТЕХНИЧЕСКИХ БАРЬЕРОВ ДЛЯ СНИЖЕНИЯ ДОПОЛНИТЕЛЬНЫХ ОСАДОК ЗДАНИЙ ПРИ УСТРОЙСТВЕ ГЛУБОКИХ КОТЛОВАНОВ». |
| 150 | 4. Мангушев Р.А., Полунин В.М. «ВЛИЯНИЕ ВИБРАЦИИ ШПУНТОВ НА ДОПОЛНИТЕЛЬНЫЕ ОСАДКИ СООРУЖЕНИЙ». |
| 151 | 5. Меркулов С.И. «ОЦЕНКА СОСТОЯНИЯ И РЕКОСТРУКЦИЯ ПРОМЫШЛЕННЫХ ОБЪЕКТОВ». |
| 152 | 6. Меркулов С.И. «РЕКОНСТРУКЦИЯ ЗДАНИЙ ХРАМОВ XIX ВЕКА». |
| 153 | 7. Пономарев А.Б. Захаров А.В. «ЭНЕРГОЭФФЕКТИВНЫЕ КОНСТРУКЦИИ ФУНДАМЕНТОВ ДЛЯ ИСПОЛЬЗОВАНИЯ НИЗКОПОТЕНЦИАЛЬНОГО ТЕПЛА ГРУНТОВОГО ОСНОВАНИЯ В ЦЕЛЯХ ОТОПЛЕНИЯ И КОНДИЦИОНИРОВАНИЯ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ». |
| 154 | 8. Потапов А.Н., Тазеев Н.Т. «ПОВЫШЕНИЕ АЭРОДИНАМИЧЕСКОЙ УСТОЙЧИВОСТИ НАДЗЕМНОГО ГАЗОПРОВОДА С ПОМОЩЬЮ УСТРОЙСТВА ГАШЕНИЯ РЕЗОНАНСНЫХ КОЛЕБАНИЙ В ВИДЕ ОДНОСТОРОННИХ СВЯЗЕЙ». |
| 155 | 9. Пухаренко Ю.В., Хренов Г.М. «МЕТОДИКА ПРОЕКТИРОВАНИЯ БЕТОННЫХ СМЕСЕЙ ДЛЯ НЕПРЕРЫВНОГО БЕЗОПАЛУБОЧНОГО ФОРМОВАНИЯ». |
| 156 | 10. Рахманов В.А. «НЕГОРЮЧИЙ ПОЛИСТИРОЛБЕТОН ДЛЯ НАРУЖНЫХ СТЕН ЗДАНИЙ». |
| 157 | 11. Селяев В.П. «ВАКУУМНАЯ ТЕПЛОИЗОЛЯЦИЯ НА ОСНОВЕ ДИСПЕРСНОГО МИКРОКРЕМНЕЗЕМА. СИНТЕЗ МИКРОКРЕМНЕЗЕМА». |

ВЛИЯНИЕ ВИБРАЦИИ ШПУНТОВ НА ДОПОЛНИТЕЛЬНЫЕ ОСАДКИ СООРУЖЕНИЙ

Актуальность: применение технологий высокочастотного вибрирования шпунтовых свай приводит к развитию дополнительных деформаций оснований фундаментов существующих зданий, которые могут превышать предельно допустимые значения.

Цель: разработка метода расчета дополнительной осадки фундаментов зданий в процессе вибрирования шпунтовых свай.

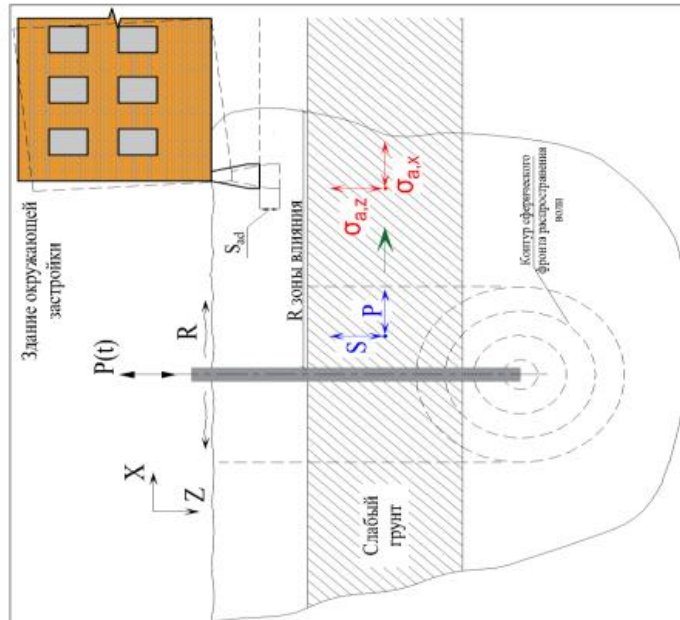
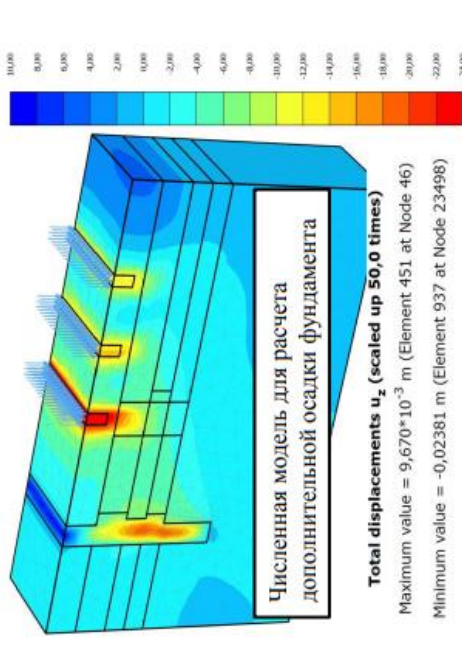
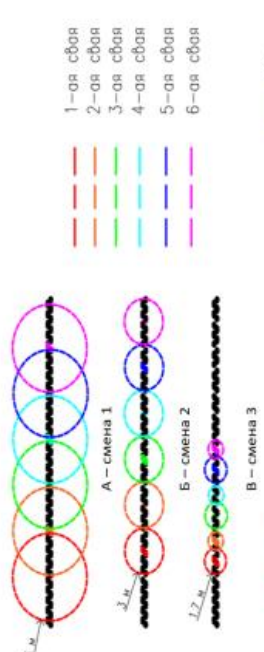
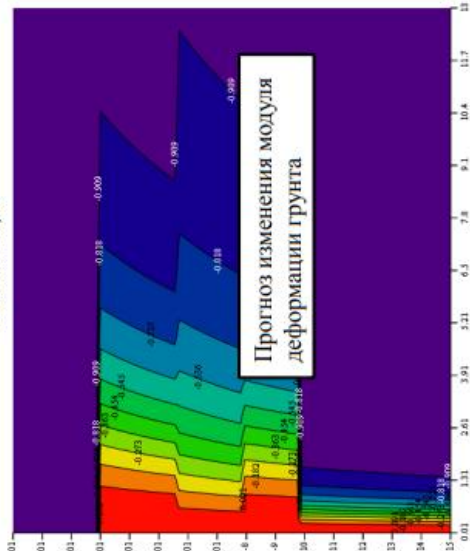
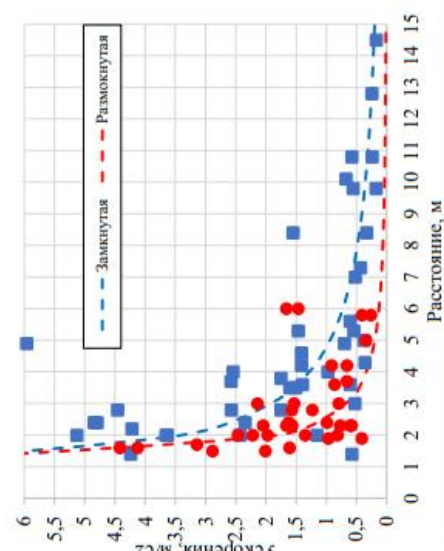


Схема последовательности извлечения шпунтовых свай для снижения уровня динамического воздействия



Величина виброускорения грунта с учетом «размыкания» шпунтовой стенки и без учета



РААСН Отделение строительных наук 84956257680 Авторы: член-корреспондент РААСН, д-р техн. наук, профессор СПбГАСУ *Мангушев Р.А.* Аспирант СПбГАСУ, ассистент Полунин Вячеслав Михайлович, тел. +7-921-580-40-82 n1ee2u@yandex.ru