

**Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение
высшего образования
«Санкт-Петербургский политехнический университет Петра Великого»**

На правах рукописи

МИНАЕВ ОЛЕГ ПЕТРОВИЧ

**ОСНОВЫ И МЕТОДЫ УПЛОТНЕНИЯ
ГРУНТОВ ОСНОВАНИЙ
ДЛЯ ВОЗВЕДЕНИЯ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ**

05.23.02 – Основания и фундаменты, подземные сооружения

**Диссертация на соискание ученой степени доктора
технических наук**

**Научный консультант
академик РАН, д.т.н., проф.
Ю.С. Васильев**

Санкт-Петербург - 2017

Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение
высшего образования
«Санкт-Петербургский политехнический университет Петра Великого»

На правах рукописи

МИНАЕВ ОЛЕГ ПЕТРОВИЧ

ОСНОВЫ И МЕТОДЫ УПЛОТНЕНИЯ
ГРУНТОВ ОСНОВАНИЙ
ДЛЯ ВОЗВЕДЕНИЯ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

05.23.02 – Основания и фундаменты, подземные сооружения

Диссертация на соискание ученой степени доктора
технических наук

Научный консультант
академик РАН, д.т.н., проф.
Ю.С. Васильев

Санкт-Петербург - 2017

ОГЛАВЛЕНИЕ

		стр.
	ВВЕДЕНИЕ	8
1.	СОСТОЯНИЕ ВОПРОСА	24
1.1.	Общие сведения	24
1.2.	Анализ исследований поверхностного уплотнения грунтов оснований	26
1.3.	Анализ исследований уплотнения грунтов оснований тяжелыми трамбовками.....	34
1.4.	Анализ исследований уплотнения грунтов оснований взрывным методом.....	42
1.5.	Анализ исследований глубинного уплотнения песчаных оснований установкой продольного вибрирования	56
1.5.1.	Анализ существующих предложений по совершенствованию метода глубинного уплотнения грунтов оснований виброустановкой	59
1.6.	Анализ других известных методов глубинного уплотнения грунтов оснований.....	70
1.7.	Выводы и задачи исследований.....	83
2.	ВЫБОР МЕТОДА ВИБРОДИНАМИЧЕСКОГО ГЛУБИННОГО УПЛОТНЕНИЯ ПЕСЧАНЫХ ГРУНТОВ ОСНОВАНИЙ.....	91
2.1.	Общие положения.....	91
2.2.	Основной фактор для оценки применения различных вибродинамических методов глубинного уплотнения оснований.....	92

		стр.
2.3.	Основополагающие сведения по назначению параметров уплотнения оснований вибродинамическими методами по существующим рекомендациям.....	96
2.4.	Выводы по главе 2.....	97
3.	ИССЛЕДОВАНИЯ УПЛОТНЕНИЯ ВОДОНАСЫЩЕННЫХ ПЕСЧАНЫХ ГРУНТОВ ОСНОВАНИЙ СПОСОБОМ ПОСЛЕДОВАТЕЛЬНОГО ВЗРЫВАНИЯ ЗАРЯДОВ	99
3.1.	Постановка задачи исследований.....	99
3.2.	Теоретические исследования влияния разгрузки грунта на последовательность взрывания зарядов	100
3.3.	Сравнительные натурные исследования способов последовательного и одновременного взрывания зарядов.....	112
3.4.	Теоретическое обоснование временного интервала между взрывами последовательных зарядов по результатам натурных исследований	119
3.5.	Методика назначения параметров уплотнения оснований при последовательном взрывании зарядов	122
3.6.	Выводы и рекомендации по результатам исследований в главе 3.....	124
4.	ИССЛЕДОВАНИЯ УПЛОТНЕНИЯ ПЕСЧАНЫХ ГРУНТОВ ОСНОВАНИЙ ДВУХМАССНОЙ ТЯЖЕЛОЙ ТРАМБОВКОЙ	126
4.1.	Постановка задачи исследований	126
4.2.	Сравнительные теоретические исследования разработанного и известного варианта двухмассной трамбовки	128

		стр.
4.3.	Теоретическое обоснование интервала времени между ударами отдельных частей двухмассной трамбовки.....	140
4.4.	Натурные исследования уплотнения водонасыщенных песчаных грунтов основания разработанной тяжелой двухмассной трамбовкой.....	150
4.5.	Рекомендации по назначению параметров двухмассной трамбовки для уплотнения грунтов оснований	157
4.6.	Конструктивное решение двухмассной трамбовки	158
4.7.	Выводы, основные результаты и рекомендации по результатам исследований в главе 4	162
5.	ИССЛЕДОВАНИЯ УПЛОТНЕНИЯ ПЕСЧАНЫХ ГРУНТОВ ОСНОВАНИЙ ВИБРОУСТАНОВКОЙ МОДЕРНИЗИРОВАННОЙ КОНСТРУКЦИИ	165
5.1.	Постановка задачи исследований.....	165
5.2.	Теоретическое обоснование метода уплотнения грунтов виброустановкой типа «ёлочка».....	166
5.3.	Натурные исследования уплотнения грунтов основания виброустановкой конструкции ВНИИГС	178
5.4.	Сравнительные натурные исследования уплотнения грунтов основания виброустановкой конструкции ВНИИГС и модернизированной конструкцией виброуплотнителя.....	182
5.5.	Методика выбора параметров уплотнения оснований усовершенствованной виброустановкой	187
5.6.	Выводы и рекомендации по результатам исследований в главе 5	191

		стр.
6.	ИССЛЕДОВАНИЯ СПОСОБА ЗАЩИТЫ БЛИЗЛЕЖАЩИХ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ ОТ ВИБРОДИНАМИЧЕСКОГО ВОЗДЕЙСТВИЯ ПРИ ИСПОЛЬЗОВАНИИ ГЛУБИННЫХ ДИНАМИЧЕСКИХ МЕТОДОВ УПЛОТНЕНИЯ ВОДОНАСЫЩЕННЫХ ПЕСЧАНЫХ ГРУНТОВ ОСНОВАНИЙ.....	195
6.1.	Основная идея и пути её реализации	195
6.2.	Теоретические основы предлагаемого решения для условий лабораторных экспериментальных исследований.....	197
6.3.	Исследования степени и стабильности аэрации грунтовой водонасыщенной среды	209
6.4.	Методика и результаты лабораторных исследований воздействия трамбовки на грунты основания при наличии зоны аэрирования грунта.....	216
6.5.	Теоретическое обоснование вибродинамической защиты при использовании глубинных динамических методов уплотнения путем аэрировании грунта по периметру уплотняемого основания	224
6.6.	Рекомендации по применению глубинных динамических методов уплотнения при создании виброзащитного аэрированного слоя в грунтах основания	229
6.7.	Опытное апробирование защиты близлежащих зданий от вибродинамического воздействия.....	237
6.8.	Выводы и рекомендации по результатам исследований в главе 6	238

		стр.
7.	ИССЛЕДОВАНИЯ МЕТОДОВ КОНТРОЛЯ КАЧЕСТВА УПЛОТНЕНИЯ ВОДОНАСЫЩЕННЫХ ПЕСКОВ ОСНОВАНИЙ	241
7.1.	Постановка задачи исследований	241
7.2.	Сравнительные натурные исследования различных методов зондирования грунтов оснований.....	243
7.3.	Анализ полученных данных исследований методов зондирования	250
7.4.	Выводы и рекомендации по результатам исследований в главе 7	255
ОБЩИЕ ВЫВОДЫ И РЕКОМЕНДАЦИИ ПО РЕЗУЛЬТАТАМ ВЫПОЛНЕННЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ.....		257
ПРАКТИЧЕСКИЕ РЕКОМЕНДАЦИИ		267
ЗАКЛЮЧЕНИЕ		280
СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ.....		282
ПРИЛОЖЕНИЯ:		302
1.	Справка о внедрении результатов исследований, рекомендаций и научно-практических разработок на строительстве комплекса защитных сооружений (КЗС) и других объектах ОАО «Гидропроект» и ОАО « Ленгидропроект» (ОАО «РусГидро»).....	302
2.	Справка о внедрении динамических методов глубинного уплотнения (взрывами, тяжелой двухмассной трамбовкой, виброустановкой) на строительстве комплекса защитных сооружений Санкт-Петербурга от наводнений.....	303

		стр.
3.	Расчет ожидаемого (включая фактический) экономического эффекта от внедрения виброустановки ВУУП-12 на строительстве комплекса защиты Санкт-Петербурга от наводнений	307
4.	Справка о выполненных опытно-производственных разработках для уплотнения гравийно-галечниковых грунтов на строительстве Ирганайской плотины.....	313
5.	Справка о перспективном внедрении самоходной ударной установки с тяжелой двухмассной трамбовкой для уплотнения грунтов на строительстве Нижне-Бурейской ГЭС.....	315

ВВЕДЕНИЕ

Актуальность темы исследований и степень ее разработанности.

Уплотнение грунтов является эффективным приемом улучшения физико-механических свойств оснований в грунтовых сооружениях, как это отмечается в работах Герсеванов Н.М., Флорин В.А., Маслов Н.Н., Савинов О.А., Иванов П.Л., Далматов Б.И., Березанцев В.Г., Петрухин В.П., в том числе ныне работающие: Ильичев В.А., Абелев М.Ю., Тер-Мартirosян З.Г., Виноградов В.В., Шепитько Т.В., Васильев Ю.С., Ватин Н.И., Бугров А.К., Мангушев Р.А., Верстов В.В., Бадьин Г.М., Силкин А.М., Улицкий В.М., Курбацкий Е.Н., Ашпиз Е.С., Никифорова Н.С., Кузахметова Э.К., Кудрявцев С.А., Уздин А.М., Белаш Т.А., Пономарёв А.Б., Дудлер И.В., Крутов В.И. и зарубежные профессора и известные специалисты : Терцаги К. (Austria – USA), Seed H.B., Idriss I.M., Boulanger R.W. (USA), Ishihara K., Towhata I., Kokusho T., Tanaka T., Iwasaki Y. (Japan), Shin E.C. (Korea), Varaksin, S. (France), Hamidi, B. (Australia), Grabe, J., Heins, E., Hamann, T. (Germany), Dembicki E. (Poland), Никитенко М.И. (Белорусь), Жусупбеков А.Ж., Исаханов Е. А., Достанова С.Х., Хомяков В.А. (Казахстан), Усманов Р.А. (Таджикистан) [1-22] и многих других.

Это позволяет существенно повысить или даже преумножить несущую способность основания и, следовательно, значительно увеличить передаваемую нагрузку от зданий и сооружений на единицу его площади, повысить устойчивость и крутизну откосов грунтовых сооружений, уменьшить фильтрацию как в пределах всего сооружения, так и через отдельные его элементы, обеспечить устойчивость структуры грунтов при воздействии динамических (сейсмических, волновых, фильтрационных и т.п.) нагрузок, нарастить полученный объем сооружений при складировании материалов и т.д., тем самым повысить надежность и экономичность сооружений.

Как показали последние проработки автора диссертации, уплотнению могут быть подвергнуты практически любые грунты^{*)} и другие материалы оснований, в том числе зольные грунты, жесткие бетонные смеси и т.д.

В данной диссертации рассматриваются и разрабатываются в основном динамические методы уплотнения различных грунтов оснований, а также случаи, когда эти методы могут быть успешно реализованы на практике для уплотнения других видов грунтов при возведении зданий и сооружений.

Автором диссертации был предложен нетрадиционный подход, состоящий в том, чтобы по величине вибродинамического воздействия выбрать метод глубинного уплотнения различных грунтов оснований и без увеличения основных параметров величин вибродинамического воздействия (массы заряда, веса и высоты сбрасывания трамбовки, вынуждающей силы вибропогружателя), происходящих в грунтах. Задача исследований состояла научно обосновать и разработать эффективные способы вибродинамического уплотнения грунтов оснований, позволяющих (увеличить глубину уплотнения и достигаемую плотность уплотнения, обеспечить равномерность уплотнения грунта по глубине уплотняемого основания) и снизить величину вибродинамического воздействия на близлежащие здания и сооружения.

На основании этого автор диссертации развил классические разработки проф. Иванова П.Л. и доказал преимущества способа последовательного взрывания зарядов по сравнению с одновременным взрыванием зарядов при площадочном уплотнении грунтов оснований. Автор усовершенствовал метод уплотнения грунтов тяжелыми трамбовками подтвердив, что предложенная им впервые двухмассная трамбовка имеет преимущества по сравнению с запатентованными традиционными, одномассными, применяемыми известной

* Под терминами «несвязные» и «слабосвязные» грунты специалисты обычно понимают песчаные грунты, иначе – грунты с незначительными структурными связями

французской фирмой «Менар», совершенствовал метод глубинного виброуплотнения грунтов оснований с использованием виброустановки конструкции ВНИИГС с уплотнителем типа «ёлочка» путем модернизации конструкции виброуплотнителя при размещении пространственных элементов в нижней его части.

Для расширения области применения вибродинамических методов уплотнения автор диссертации предложил и доказал эффективность принципиально нового решения по защите близлежащих зданий и сооружений при использовании вибродинамических методов уплотнения путем создания аэрированного слоя грунта по периметру уплотняемого основания.

Задача по подготовке песчаных грунтов оснований актуальна для возведения дамб и грунтовых плотин в гидроэнергетическом строительстве, при устройстве оснований на намывных территориях для гражданского и промышленного строительства, в мостостроении, в дорожном и других видах строительства.

Основная цель работы состоит в обосновании выбора метода и основных параметров вибродинамического уплотнения различных грунтов оснований для возведения зданий и сооружений, а также разработка их эффективных способов.

Задачи исследований.

1. Теоретическими исследованиями выбрать конкретный метод вибродинамического уплотнения и основные параметры уплотнения песчаных и других грунтов оснований для заданной глубины уплотнения основания.

2. Сравнительными теоретическими и экспериментальными исследованиями, полевыми испытаниями доказать:

а) эффективность способа последовательного взрывания зарядов по сравнению с одновременным;

б) преимущества двухмассных тяжелых трамбовок различных вариантов исполнения, в том числе по сравнению с традиционными одномассными;

в) преимущества модернизированного виброуплотнителя по сравнению с установкой конструкции ВНИИГС;

г) эффективность защиты близлежащих зданий и сооружений при аэрировании слоя грунта по периметру основания, уплотняемого глубинными динамическими методами.

3. Проанализировать результатами сравнительных полевых испытаний различные методы зондирования для оценки качества уплотнения песков в подводной зоне укладки.

4. Разработать практические рекомендации по выбору технических решений глубинных методов уплотнения песчаных и других грунтов оснований, в том числе с учетом защиты близлежащих зданий и сооружений от вибродинамического воздействия за пределами уплотняемого основания.

5. Внедрить методику выбора способов уплотнения и разработанные новые технические решения глубинного уплотнения песчаных оснований для возведения сооружений на гидротехническом объекте общегосударственного значения – комплексе защитных сооружений г. Санкт-Петербурга от наводнений.

Научная новизна работы заключается в обосновании методики выбора вибродинамических способов уплотнения песчаных грунтов оснований и разработке новых способов для возведения зданий и сооружений и конкретно состоит из следующего:

1. Обоснования методики выбора способов вибродинамического уплотнения и основных параметров уплотнения песчаных грунтов оснований по величине вибродинамического воздействия для заданной глубины уплотнения основания.

2. Последовательного взрывания зарядов при уплотнении песчаных грунтов оснований, связывающего время консолидации уплотняемого слоя грунта основания с интервалом времени между взрывами соседних зарядов для заданной

массы зарядов, глубины их погружения и шага их размещения в плане и тем самым повышающего плотность уплотнения грунта основания.

3. Уплотнения песчаных грунтов оснований тяжелой двухмассной трамбовкой, устанавливающего соотношение между массами и площадью подошвы её ударных частей, последовательностью их воздействия на грунты основания с тем, чтобы исключить выпор и разрыхление поверхностного слоя грунта, увеличить глубину уплотнения основания и обеспечить равномерную и большую осадку грунтов основания под подошвой двухмассной трамбовки.

4. Уплотнения песчаных грунтов оснований модернизированной виброустановкой типа «ёлочка», задающего высоту размещения пространственных элементов в нижней части штанги виброуплотнителя, чтобы за счет снижения сил трения на штанге виброуплотнителя и выравнивания времени виброуплотнения по глубине уплотняемого основания увеличить глубину уплотнения и улучшить равномерность уплотнения грунта по глубине уплотняемого основания.

5. Защиты близлежащих зданий и сооружений при использовании вибродинамических методов глубинного уплотнения путем аэрирования грунта по периметру уплотняемого основания, обеспечивающего за счет отражения волн колебаний грунта от границы аэрированного слоя и их поглощения в аэрированном слое снижение параметров волн колебаний за пределами уплотняемого основания.

6. Оценки методов зондирования уплотненных водонасыщенных песков оснований и рекомендации по их применению.

На защиту выносятся:

1. Основные положения методики выбора способов вибродинамического уплотнения и параметров уплотнения песчаных грунтов оснований по величине вибродинамического воздействия для заданной глубины уплотнения основания.

2. Результаты сравнительных теоретических и экспериментальных исследований, полевых испытаний, доказывающих

а) эффективность способа последовательного взрывания зарядов по сравнению с одновременным;

б) преимущества двухмассных тяжелых трамбовок различных вариантов исполнения, в том числе по сравнению с традиционными одномассными;

в) преимущества модернизированного виброуплотнителя по сравнению с установкой конструкции ВНИИГС;

г) эффективность защиты близлежащих зданий и сооружений при аэрировании слоя грунта по периметру основания, уплотняемого глубинными динамическими методами.

3. Результаты сравнительных полевых испытаний различных методов зондирования для оценки качества уплотнения песков в подводной зоне укладки.

4. Рекомендации и итоговые выводы по результатам выполненных исследований.

5. Технология по созданию аэрированного слоя грунта и изменение динамических характеристик грунтов основания.

Степень достоверности результатов, методология и методы исследований.

Достоверность и обоснованность полученных результатов основаны на соответствии теоретических разработок данным лабораторных и полевых исследований в практике строительства.

Теория построена на известных результатах ведущих российских и зарубежных ученых В.А.Флорина – П.Л.Иванова, Н.В.Seed (USA), К. Ishihara (Japan) и Г.М.Ляхова, О.А.Савинова и В.Г.Березанцева, О.А.Савинова – И.И.Блехмана и Л.Р.Ставицера и др., проверенных экспериментальными данными, практикой их применения в области динамики грунтов, устройства оснований и фундаментов, в том числе с динамическими нагрузками.

Диссертация базируется на обобщении передового, в том числе зарубежного опыта и анализе практики собственного опыта применения автором методов глубинного уплотнения песчаных грунтов оснований.

При анализе использованы авторские данные и данные, полученные ранее другими авторами по рассматриваемой тематике, в том числе зарубежных авторов из США, Японии, Франции, Германии др. стран. В результате установлено качественное и количественное совпадение авторских результатов с результатами, представленными в независимых источниках по применению основных методов вибродинамического уплотнения оснований, выявлены их недостатки.

Результаты экспериментальных исследований получены на сертифицированной измерительной аппаратуре и оборудовании, на лабораторной и производственной базе ведущих научных и изыскательских и строительных организаций. Получено соответствие аналитических разработок и результатов полевых экспериментальных исследований в широком диапазоне гранулометрического состава песчаных грунтов оснований.

В диссертации использованы многочисленные данные полевых исследований, в том числе замеров осадок грунтов основания; лабораторного определения гранулометрического состава намывных (или насыпных) песчаных грунтов оснований; непосредственного определения плотности скелета песчаных грунтов основания, в том числе в подводной зоне после водопонижения; данных зондирования (ориентировочно более 1000 точек зондирования), в том числе статического, ударного, вибрационного и взрывного; более 200 осциллограмм фиксации ускорений колебаний в лабораторных опытах. В диссертации представлены либо средние значения полученных данных, либо выборочные материалы характерных данных; отклонение полученных данных от расчетных или данных полевых исследований в сторону уменьшения не превышает 10% в

соответствии с требованиями проекта по существующим строительным нормам на приемку работ.

Теоретическая и практическая значимость работы заключается в разработке методики выбора способов и основных параметров уплотнения песчаных грунтов оснований по величине вибродинамического воздействия для обеспечения заданной глубины уплотнения основания, в проведении модернизации существующих математических моделей и разработке новых расчетных моделей действия взрыва на грунты основания, динамики системы «двухмассная трамбовка – грунт» и «вибропогружатель – виброуплотнитель – грунт основания» с учетом затухания волн деформаций от центра вибродинамического воздействия, в том числе при создании аэрированного слоя по периметру уплотняемого основания, обеспечивающих получение новых результатов по теме диссертации, в разработке методики расчета глубины и радиуса зоны уплотнения, достигаемой плотности грунтов основания для заданных параметров вибродинамического воздействия и практических рекомендаций по выбору метода и основных параметров вибродинамического глубинного уплотнения песчаных грунтов оснований на коренных породах подстилаемого основания, в том числе с учетом снижения величины вибродинамического воздействия на близлежащие здания и сооружения, а также коренные породы подстилаемого основания, и широком внедрении методов глубинного уплотнения песчаных грунтов оснований (способом последовательного взрывания зарядов, тяжелыми двухмассными трамбовками, глубинного виброуплотнения модернизированной виброустановкой) на строительстве комплекса защитных сооружений (КЗС) Санкт-Петербурга от наводнений с реальной перспективой их внедрения на строительстве различных объектов гражданского, промышленного, гидротехнического, дорожного, железнодорожного и других видах строительства.

Основные положения разработанной методики выбора способов уплотнения и новые технические решения вибродинамических методов и контроля их качества использованы для укладки более 10.0 млн. м³ песчаных грунтов оснований и сооружений на строительстве КЗС, в том числе песчаных подушек при замене слабых глинистых грунтов оснований, тела дамб в основании высокоскоростной автодороги, опор мостов и зданий и др.

Личный вклад автора в получении результатов, изложенных в диссертации, заключается в анализе недостатков известных глубинных методов уплотнения грунтов оснований и обосновании преимуществ предложенных новых способов глубинного уплотнения песчаных оснований, а также в обосновании методики выбора способов уплотнения и разработке новых технических решений глубинных вибродинамических методов уплотнения песчаных оснований, контроле качества укладки песчаных грунтов оснований и сооружений, включая личные разработки автора или непосредственное участие на всех этапах выполнения работы: в получении исходных данных, теоретических разработках и научных экспериментах, в широкой апробации результатов исследований, разработке лабораторных и опытно-производственных экспериментальных стендов и установок, обработке и сравнении экспериментальных данных и данных теоретических разработок, подготовке основных публикаций по выполненной работе.

Апробация работы. Результаты и положения диссертационных исследований представлялись и докладывались автором на VI и VII Всесоюзных конференциях «Динамика оснований, фундаментов и надземных сооружений» (г. Нарва, 1–3 октября 1985 г. и г. Днепропетровск, 25–27 сентября 1989 г.); на VIII Международной конференции «Динамика оснований, фундаментов и подземных сооружений» (г. Ташкент, 25–27 сентября 1994г.); на заседании объединенного Совета лабораторий № 136 и 137 ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева (04 сентября 1987 г.); на заседании секции «Основания и грунтовые сооружения» ВНИИГ им.

Б. Е. Веденеева (27 декабря 1993 г.); на вторых – седьмых Савиновских чтениях в Петербургском государственном университете путей сообщения и ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева (г. Санкт-Петербург, 23–26 июня 1997 г., 27–30 июня 2000 г., 29 июня – 02 июля 2004 г., 29 июня – 03 июля 2007 г., 29 июня – 02 июля 2010 г., 1-4 июля 2014 г.); на Международной конференции по геотехнике (г. Санкт-Петербург, 16–19 июня 2008 г.); на международной научно-технической конференции, посвященной 80-летию образования кафедры Геотехники СПбГАСУ (механики грунтов, оснований и фундаментов ЛИСИ) и 290-летию российской науки. Основное содержание и результаты докторской диссертации в целом докладывалось её автором на пятых Савиновских чтениях в Петербургском университете путей сообщения (29 июня 2007г.); на расширенном заседании секции «Основания и грунтовые сооружения» ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева (23 октября 2008 г.); на заседании объединенного диссертационного совета ДМ 512.001.01 при ОАО «ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева» (24 апреля 2009 г.); на заседании кафедры «Подземные сооружения» Московского государственного университета путей сообщения (МИИТ) (20 января 2011 г.), на расширенном заседании кафедры «Подземные сооружения, основания и фундаменты» (26 апреля 2007 г., 11 марта 2011 г. и 04 декабря 2012 г.) и на заседании кафедры «Водохозяйственное и гидротехническое строительство» ФГАОУ ВО «СПбПУ» 06 мая 2015 г. и 18 октября 2017 г.; на 1-ой научно-практической конференции с международным участием «Современные способы создания искусственных грунтовых оснований автомобильных дорог, аэродромов и зданий» в Институте пути, строительства и сооружений МИИТ (25-26 ноября 2014 года); на 6-ом Международном геотехническом симпозиуме «Мероприятия по смягчению последствий стихийных бедствий в специальных геоэкологических условиях» в Индийском технологическом институте (ИИТ) в Мадрасе, г. Ченнаи, Индия (21-23 января 2015г.); на 15 Азиатской региональной конференции по механике грунтов и инженерной геотехнике «Новые инновации и

устойчивости» (15ARC), которая была проведена под эгидой японского геотехнического общества (JGS) в городе Фукуока, Кюсю, Япония 9-13 ноября 2015 года; на XII российской национальной конференции по сейсмостойкому строительству и сейсмическому районированию (с международным участием) 12-16 сентября 2017г., г. Ялта, Крым; на 19-ом Международном Конгрессе по механике грунтов и инженерной геологии в Сеуле, Южная Корея, 17-22 сентября 2017г. и получило положительную оценку.

По направлению исследований автором диссертации опубликовано порядка 90 публикаций, из них около 80 публикаций непосредственно по теме диссертации, в том числе 28 публикаций, включая 13 статей за последние 5 лет, из Перечня ВАК РФ в ведущих российских рецензируемых научных журналах и изданиях, 8 авторских свидетельств (из них 4 патента на авторские свидетельства на изобретение) и более 20 рецензируемых статей на английском языке в международных базах данных Scopus и Web of Science .

Структура и объем работы. Диссертация состоит из введения, семи глав, общих выводов и рекомендаций, практических рекомендаций, списка литературы (180 наименования), приложения, включающего материалы фактического и перспективного внедрения.

Работа общим объемом 315 стр., содержит 74 рисунка и 16 таблиц, приложение на 14 стр.

В первой главе диссертации рассматриваются основные принципы поверхностного уплотнения грунтов машинами динамического действия, прежде всего виброкатками, отмечаются их преимущества по сравнению с катками статического действия. Глубоко анализируется история развития методов уплотнения грунтов тяжелыми трамбовками, взрывами и виброуплотнителями. Делается анализ имеющихся предложений по повышению эффективности и расширению области применения установки ВУУП конструкции ВНИИГС. Приводятся данные о других возможных методах глубинного уплотнения грунтов

оснований. Делаются основные выводы и ставятся задачи диссертационных исследований автора.

Во второй главе приводятся основополагающие результаты исследований и разработок, направленных на выбор метода и основных параметров вибродинамического глубинного уплотнения намывных (или насыпных), в том числе под воду, песчаных грунтов оснований на коренные породы подстилаемого основания.

Для выбора метода вибродинамического глубинного уплотнения песчаных и других грунтов оснований основным фактором автором диссертации принимается достигаемая глубина уплотнения основания, которая зависит от величины вибродинамического воздействия. При этом величина вибродинамического воздействия определяется максимальным давлением ударной волны или ускорений колебаний на грунты основания.

Указывается, что анализ предшествующих разработок по вибродинамическому уплотнению песчаных грунтов оснований по разработанной методике и результаты их практического использования показывают, что данные классические разработки имеют недостатки. Данные недостатки основаны на том, что увеличение глубины и радиуса уплотнения, обоснование достигаемой плотности уплотнения основания определяются только величиной вибродинамического воздействия и их количеством.

В связи с этим исследования и разработки автора диссертации были направлены на увеличение глубины и радиуса уплотнения, повышение плотности грунтов основания при заданном количестве вибродинамических воздействий (либо сокращение их количества) за счет рационального использования физических явлений в водонасыщенных песчаных грунтах основания при вибродинамических воздействиях.

В третьей главе ставится задача исследования, дается теоретическое обоснование и приводятся результаты полевых исследований метода уплотнения

песчаных грунтов взрывами при одновременном взрывании зарядов взрывчатых веществ (ВВ) и более эффективного последовательного их взрывания, реализующего запатентованный автором способ уплотнения грунтов взрывами.

Производится обоснование назначения параметров уплотнения оснований при последовательном взрывании зарядов.

В четвертой главе приводятся результаты сравнительных теоретических исследований и полевых испытаний известного и разработанного вариантов двухмассной трамбовки. Производится теоретическое обоснование временного интервала запаздывания между ударами отдельных частей двухмассной трамбовки.

Даются рекомендации по назначению рабочих параметров двухмассной трамбовки нового конструктивного варианта исполнения для заданных грунтовых условий уплотняемого основания, приводится конструкция разработанного опытно-производственного образца двухмассной трамбовки.

В пятой главе приводятся результаты сравнительных теоретических и натурных исследований виброустановки конструкции ВНИИГС типа «ёлочка» и модернизированного виброуплотнителя для уплотнения песчаных грунтов оснований. Даются рекомендации по применению модернизированной виброустановки и запатентованного автором способа уплотнения при ее использовании.

В шестой главе делается техническое предложение, даётся теоретическое обоснование и приводятся результаты лабораторных исследований по динамическому уплотнению слабосвязных грунтов оснований (взрывным методом, трамбованием, виброуплотнением), при создании аэрированного слоя грунта по периметру уплотняемого основания, существенно снижающего вибродинамические воздействия на близлежащие здания и сооружения.

Даются рекомендации по практическому применению этого способа виброзащиты при использовании глубинных методов для уплотнения песчаных водонасыщенных грунтов оснований.

Приводится результат практического применения способа защиты зданий и сооружений.

В седьмой главе приводятся результаты сравнительных полевых исследований по определению физико-механических свойств песчаных грунтов с помощью методов статического и ударного зондирования, вибронзондирования и взрывного зондирования. Делаются выводы и даются рекомендации по применению методов статического, ударного и взрывного зондирования для определения плотности уплотненных песчаных грунтов оснований.

Основные выводы и рекомендации приведены в конце каждой главы. В завершение диссертации даны общие выводы и рекомендации, практические рекомендации и заключение по всей работе в целом.

В приложении приводятся результаты и перспективы внедрения, расчеты фактического и ожидаемого экономического эффекта.

Данная диссертационная работа была выполнена в ФГАОУ ВО «Санкт-Петербургский политехнический университет Петра Великого», в котором были проведены теоретические обоснования и лабораторные исследования, соответственно, по взрывному методу уплотнения, виброуплотнению и уплотнению трамбованием.

Натурные исследования проведены на строительстве комплекса защитных сооружений г. Санкт-Петербурга (Ленинграда) от наводнений.

В период работы автора диссертации в ОАО «ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева» были выполнены исследования по обоснованию эффективности применения двухмассной трамбовки для возведения грунтовых плотин по договорам НИР с ОАО «Ленгидропроект» и ОАО «Сулакэнерго», взрывному уплотнению – в рамках договора НИР с институтом СахалинНИПИморнефть и с ФКП «Северо-

Западная дирекция Госстроя России – Дирекция по строительству комплекса защитных сооружений г. Санкт-Петербурга от наводнений» – ОАО «Инженерный центр ЕЭС – Институт Ленгидропроект», по разработке вариантов устройства оснований на намывных песчаных грунтах и методах их уплотнения для использования на объектах массового жилищного строительства - по договору НИР с институтом «Фундаментпроект» (г. Москва).

Диссертация посвящена её автором памяти «отца русской вибротехники» доктору технических наук, профессору, лауреату Премии Совета Министров Олегу Александровичу Савинову и «патриарха» взрывного метода уплотнения грунтов доктору технических наук, профессору, Заслуженному деятелю науки и техники РСФСР Петру Леонтьевичу Иванову, учеником которых он считает быть своим приятным и ответственным долгом.

Автор глубоко благодарен доктору физико-математических наук, профессору, заведующему лабораторией вибрационной механики Института проблем машиноведения РАН и НПК «МеханобрТехника» Илье Израилевичу Блехману за его консультации, при которых автором было выполнено теоретическое обоснование преимуществ разработанного модернизированного виброуплотнителя.

Автор выражает благодарность профессорам кафедры «Подземные сооружения, основания и фундаменты» Санкт-Петербургского государственного политехнического университета (СПбГПУ), доктору технических наук Александру Константиновичу Бугрову и кандидату технических наук Анатолию Павловичу Крутову, заведующему НИЛ механики грунтов и устойчивости хвостохранилищ СПбГПУ, кандидату технических наук Геннадию Трофимовичу Трункову, старшим научным сотрудникам ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева Милошу Павловичу Павчичу и кандидату технических наук Вадиму Георгиевичу Радченко за ценные советы при работе над отдельными разделами диссертации.

Автор благодарен доктору технических наук, профессору кафедры «Теоретическая механика» Санкт-Петербургского университета путей сообщения (ПГУПС) Александру Михайловичу Уздину, при консультациях которого им было выполнено теоретическое решение волновой задачи и составлена программа расчета на ПК зон взаимодействия зарядов при взрыве.

Признательность и уважение автор выражает научному консультанту: научному руководителю Санкт-Петербургского государственного политехнического университета, действительному члену Российской академии наук, академику РАН, доктору технических наук, профессору Юрию Сергеевичу Васильеву.

Автор выражает благодарность заведующему кафедрой портов, строительного производства, оснований и фундаментов Института «Водного транспорта» Государственного университета морского и речного флота имени адмирала С.О. Макарова (ИВТ ГУМРФ имени адмирала С.О. Макарова) Виктору Николаевичу Смирнову и доктору технических наук, профессору кафедры гидротехнического строительства, конструкций и гидравлики ИВТ ГУМРФ имени адмирала С.О. Макарова Михаилу Александровичу Колосову за поддержку его научно-педагогической деятельности.

Автор признателен всем работникам строительных организаций, проектировщиков, службы Заказчика, с кем ему пришлось работать над комплексом защитных сооружений Санкт-Петербурга (Ленинграда) от наводнений и по другим направлениям гидротехнического и других видов строительства.

1. СОСТОЯНИЕ ВОПРОСА

1.1. Общие сведения

Отсыпка и намыв песчаных грунтов оснований в тело дамб и плотин, образование новых территорий путем намыва массивов песчаных грунтов на слой слабых пойменных, в основном глинистых, грунтов оснований, устройство песчаных распределительных подушек оснований, передающих нагрузку на большую площадь опирания подстилающего основания, и т.п. широко используются на практике.

Так, анализ состояния водонасыщенных песчаных грунтов оснований, намываемых свободным намывом и отсыпкой под воду, показывает, что независимо от гранулометрического состава они укладываются с плотностью скелета в рыхлом сложении или близкой к этому [23].

Относительная плотность песков подводного намыва составляет $I_D = 0,1-0,3$, причем наиболее рыхлое сложение дают нижние слои подводного намыва и отсыпки.

При надводном намыве обычно формируется достаточно неоднородный по грансоставу и плотности массив, что вполне объяснимо объективными причинами, такими, как очень значительные его площади и объемы, в частности при гидротехническом строительстве, особенности укладки песков при гидронамыве (более крупные частицы осаждаются у трубы, мелкие – на удалении от нее, осаждение частиц в слое воды или при ее отжати; отмыв мелких частиц песка, способствующих однородности его структуры и т.д.), планировка территорий бульдозерами и другие.

При строго организованном надводном намыве рассредоточенной трубоподачей гидросмеси может быть достигнута плотность укладки песков

оснований $I_D = 0,4$. Однако последующее перемещение осушенных масс песков при планировке основания способствует их разрыхлению и очень рыхлой укладке.

При возведении бетонных сооружений и зданий на формируемых песчаных площадях основания, прокладки инженерных сетей в них, устройстве дорог и железнодорожных путей и т.п. должен учитываться как фактор однородности по плотности сформированного массива, так и величина этой плотности; последнее особенно важно при возможных динамических (сейсмических) воздействиях. Это требует уплотнения грунтов до заданной проектом плотности.

Анализ собственных исследований и исследований других крупных отечественных и зарубежных ученых, проведенный проф. П. Л. Ивановым, показывает, что при относительной плотности $I_D \geq 0,6$ устойчивость структуры песчаных грунтов основания гарантирована от большинства динамических и, тем более, статических воздействий. В этом случае песчаные водонасыщенные грунты практически мало реагирует даже на взрыв [24].

К настоящему времени в нашей стране и за рубежом разработано несколько методов уплотнения песчаных грунтов оснований, как водонасыщенных, так и маловлажных (влажных).

Следует иметь в виду, что процесс уплотнения водонасыщенных песков и маловлажных существенно отличается.

В водонасыщенных песках после динамического разрушения структуры грунта, его разжижения процесс дальнейшего уплотнения происходит только под действием гравитационных сил. В результате уплотнения частицы грунта укладываются с меньшей пористостью. Процесс уплотнения сопровождается отжатием воды на поверхность основания.

В грунтах маловлажных и влажных уплотнение за счет интенсивного сжатия и сотрясений происходит во время динамического воздействия, причем

это воздействие эффективно главным образом при оптимальной влажности грунта.

Еще раз отметим, что статическое нагружение малоэффективно для уплотнения песчаных грунтов. Поэтому ниже рассматриваются в основном динамические методы уплотнения грунтов оснований.

1.2. Анализ исследований поверхностного уплотнения грунтов оснований

Поверхностное уплотнение применяется в условиях послойной укладки грунтов оснований всех видов.

Наиболее распространенным типом машин для уплотнения грунтов оснований являются виброкатки [25-27] с гладким вальцом, в основном средние и тяжелые прицепные или полуприцепные катки, уплотняющий валец которых подсоединен к базовой машине – тягачу.

В нашей стране разработаны рекомендации по уплотнению песчаных грунтов оснований вибрационными катками в строительстве [28]. Эффективность применения вибрационных катков с гладким вальцом, работающих в ударно-вибрационном режиме, для уплотнения глинистых грунтов оснований (моренных суглинков) исследована и нашла практическую апробацию в практике строительства [29].

Применение виброкатков вместо катков статического действия позволяет увеличить толщину уплотняемого слоя с 10–15 см до 30–50 см, а в некоторых случаях и более. К положительным качествам вибрационных катков следует отнести простоту устройства и удобство эксплуатации, высокую производительность и эффективность при уплотнении грунтов оснований на больших площадях, низкую стоимость уплотнения.

Сейчас в отечественной практике наибольшее распространение получили вибрационные катки зарубежного производства. Один из тяжелых полуприцепных катков фирмы «Бомаг» показан на рис.1.1.

Приобретение зарубежных катков требует значительных расходов валютных средств. Стоимость одного виброкатка составляет порядка 70-130 тыс. долларов США.

При научно-методическом содействии ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева на средства зарубежного инвестора на Кировском заводе в Санкт-Петербурге был изготовлен тяжелый отечественный виброкаток на базе трактора «Кировец» К-701М для динамического уплотнения различных грунтов оснований [30].

Общий вид этого вибрационного катка представлен на рис. 1.2, а его технические характеристики приведены в табл. 1.1.

По своим техническим характеристикам (см. табл. 1.1) этот виброкаток является мощной высокопроизводительной машиной, способной полностью обеспечить значительную интенсивность укладки строительных грунтов оснований с заданной степенью плотности и в этом не уступает лучшим зарубежным образцам своего класса. Это подтверждают предварительные сравнительные данные о производительностях самого тяжеловесного вибрационного катка с гладким вальцом фирмы «Бомаг» и отечественного виброкатка «Кировец» К-701М-ВК (см. табл. 1.2).

Виброкаток К-701М-ВК прошел опытно-производственные испытания и успешно использовался на строительстве Ирганайской плотины (Дагестан) для уплотнения гравийно-галечниковых грунтов толщиной слоя до 1 м. Общий вид вибрационного катка «Кировец» К 701 М-ВК, используемого в опытных испытаниях, представлен на рис. 1.3.



Рис. 1.1. Тяжелый одновальцовый каток фирмы «Бомаг»

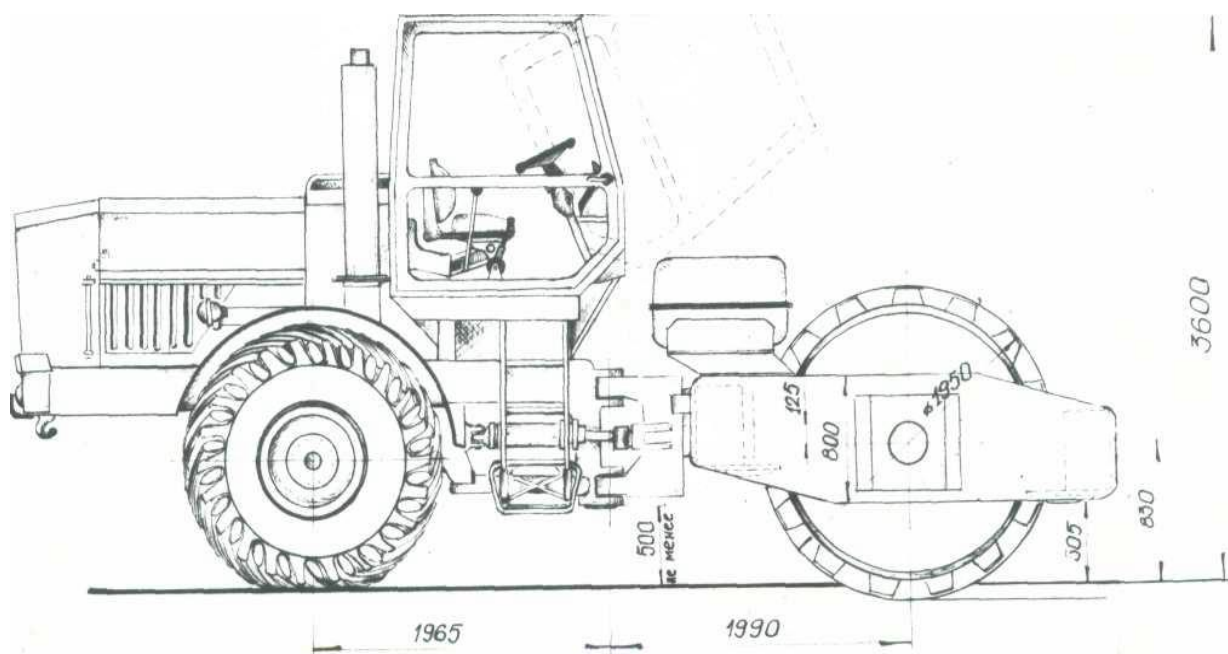


Рис.1.2. Конструктивная схема отечественного тяжелого вибрационного катка «Кировец» К-701М-ВК



Рис. 1.3. Виброкаток К-701М-ВК с гладким вальцом

Таблица 1.1

Технические характеристики	«Кировец» К-701М-ВК	«Бомар» BW 226DH-4 (BW 226PDH-4)*
Мощность двигателя, кВт	180/245	147/193 или 174/223
Масса виброкатка, кг	25000	25210 (24820)
Масса вибромодуля, кг	14000	6800
Ширина вальца, мм	2850	2130
Тип вальца	Гладкий и кулачковый	Гладкий и кулачковый
Частота колебаний, Гц	18,5-26	26/26
Возбуждающая сила, кН	320/180	330/182
Амплитуда колебаний, мм	1,8/1,0	2.0/1.1 (2.2/1.25)
Рабочая скорость, км/ч	0-6	0-6,7 (0-5,8)
Транспортная скорость, км/ч	0-10.0	0-11.0
Толщина уплотняемого слоя, мм	до 1000	До 1000

* Ниже без скобок даны технические характеристики для обоих марок зарубежного катка, а везде в скобках-катка BW 226PDH-4.

Таблица 1.2

Вид грунта	Производительность, м ³ /час								Тип катка
	200 400	400 600	600 800	800 1000	1000 1200	1200 1400	1400 1600	1600 1800	
Гравийно-галечниковые грунты									«Бомаг» BW 217D «Кировец» К-701М-ВК
Песчано-гравийный грунт									«Бомаг» BW 217D «Кировец» К-701М-ВК
Глина									«Бомаг» BW 217D «Кировец» К-701М-ВК

На этом же строительстве успешно апробирована модификация виброкатка К-701М-ВК с кулачковым вальцом для уплотнения супесчано-щебенистых грунтов оснований.

Однако отметим, что виброкаток К-701М-ВК вряд ли целесообразен для уплотнения мелких и средних песков непосредственно по слою рыхлых песков оснований. К тому же он является «колесным», что затрудняет его проходимость по слою рыхлых песков.

Подтверждением сказанному может служить опыт автора диссертации по апробированию тяжелого отечественного виброкатка ПВК для уплотнения однородных мелких и средних песков оснований на строительстве комплекса защиты Санкт-Петербурга от наводнений. При движении виброкатка ПВК по слою указанных грунтов основания перед его вальцом образовался большой вал

выпора. В конечном итоге виброкаток вообще «зарывался» в песчаную толщу и только разрыхлял грунт основания.

Поэтому для этого применялись более легкие виброкатки марки А-8 и А-12 немецкого производства. К тому же эффективное уплотнение основания достигалось только при существенном увлажнении песка.

Кроме виброкатков при послойном уплотнении грунтов оснований используются также виброплиты и вибротрамбовки. Вследствие низкой производительности и эффективности область их применения ограничивается уплотнением в стесненных условиях подготовки основания.

Модификации вибротрамбовок с регулируемыми параметрами воздействия разработаны В.А. Шилковым, см. например, [31].

1.3. Анализ исследований уплотнения оснований тяжелыми трамбовками

Инициаторами метода уплотнения грунтов оснований тяжелыми трамбовками являются российские специалисты, поэтому они получили название за рубежом как «русские трамбовки».

Считалось, что наиболее эффективным является применение тяжелых трамбовок для уплотнения грунтов при их оптимальной влажности. Поэтому на первоначальном этапе тяжелые трамбовки использовались для уплотнения маловлажных слабосвязных и связных грунтов оснований.

В 50-е годы в НИИ оснований и подземных сооружений Ю.М. Абелевым и В.Б. Швецом была разработана инструкция по поверхностному уплотнению грунтов оснований (песчаных, глинистых, макропористых просадочных) зданий и промышленных сооружений с целью улучшения их строительных свойств [32].

Известный отечественный опыт [33-35] применения тяжелых трамбовок для уплотнения маловлажных грунтов свидетельствует о том, что для этого использовались трамбовки массой 4,5-10 т диаметром нижнего основания от 1,4 до 2,2 м, сбрасываемых с высоты 5-8 м. Уплотнение грунтов оснований осуществлялось на глубину до 2,5-5 м.

С 70-х годов, благодаря широко разрекламируемому зарубежному опыту уплотнения водонасыщенных грунтов (при степени влажности более 80 %) оснований тяжелыми и сверхтяжелыми трамбовками фирмой «Луи Менар» (Франция), интерес к этому методу возрастает и в нашей стране.

Луи Менаром был получен патент на способ уплотнения водонасыщенных грунтов тяжелыми трамбовками [36], зарегистрированный во многих странах мира.

В России патент Луи Менара не зарегистрирован, поэтому российские фирмы могут беспрепятственно его использовать. Хотя, как будет указано ниже, он имеет существенные недостатки. Отметим также, что способ динамического уплотнения водонасыщенных грунтов, основанный на явлении его разжижения, еще задолго до выдачи патента [36] применялся В. А. Флориным, П. Л. Ивановым и др. [37] при взрывном методе уплотнения грунтов.

За рубежом [38-48] широко применяются тяжелые и сверхтяжелые трамбовки массой 10-40 т, а в отдельных случаях – даже 200 т. При высоте сбрасывания от 10 до 40 м такие трамбовки позволяют уплотнять грунты на глубину от 5 до 40 м, причем не только маловлажные, но и практически полностью водонасыщенные. Применение таких трамбовок позволяет одновременно воздействовать на объем грунта от тысячи до нескольких десятков тысяч кубических метров. Поэтому данный метод получил название среди специалистов «метод интенсивного динамического уплотнения».

Для работы с тяжелыми и сверхтяжелыми трамбовками используются как специально созданные установки (рис.1.4), так и высокогрузоподъемные краны на гусеничном ходу (рис.1.5) и «самоходные треноги» (рис. 1.6).

Эффективность интенсивного динамического уплотнения наиболее существенна при больших площадях обрабатываемых участков. Из зарубежного практического опыта известно, что обычно интенсивное динамическое уплотнение целесообразно применять на площадях основания более 5000 м².

Впервые в нашей стране метод динамического уплотнения водонасыщенных грунтов мощной толщи (до 10 м) был применен на строительстве Загорской ГАЭС при подготовке основания дамбы верхнего бассейна [49]. Для уплотнения глинистых грунтов в основании дамбы использовалась трамбовка массой 16 т диаметром основания 2,8 м. Разработчики метода считают, что уплотнение водонасыщенных глинистых грунтов в данных условиях происходит за счет сжатия в момент удара содержащихся в

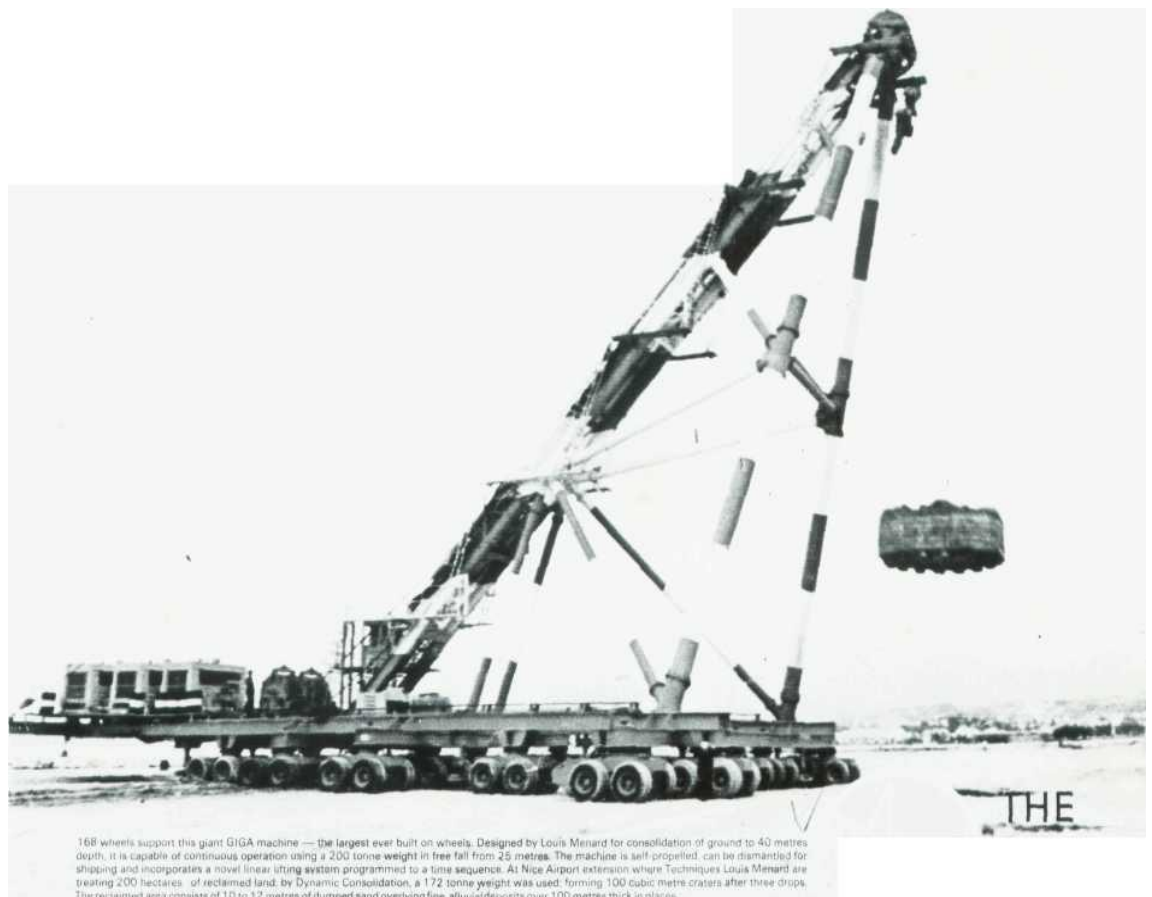


Рис. 1.4. Крупнейшая самоходная машина, способная выполнять операции с 200-тонным грузом при свободном его падении с 25-метровой высоты

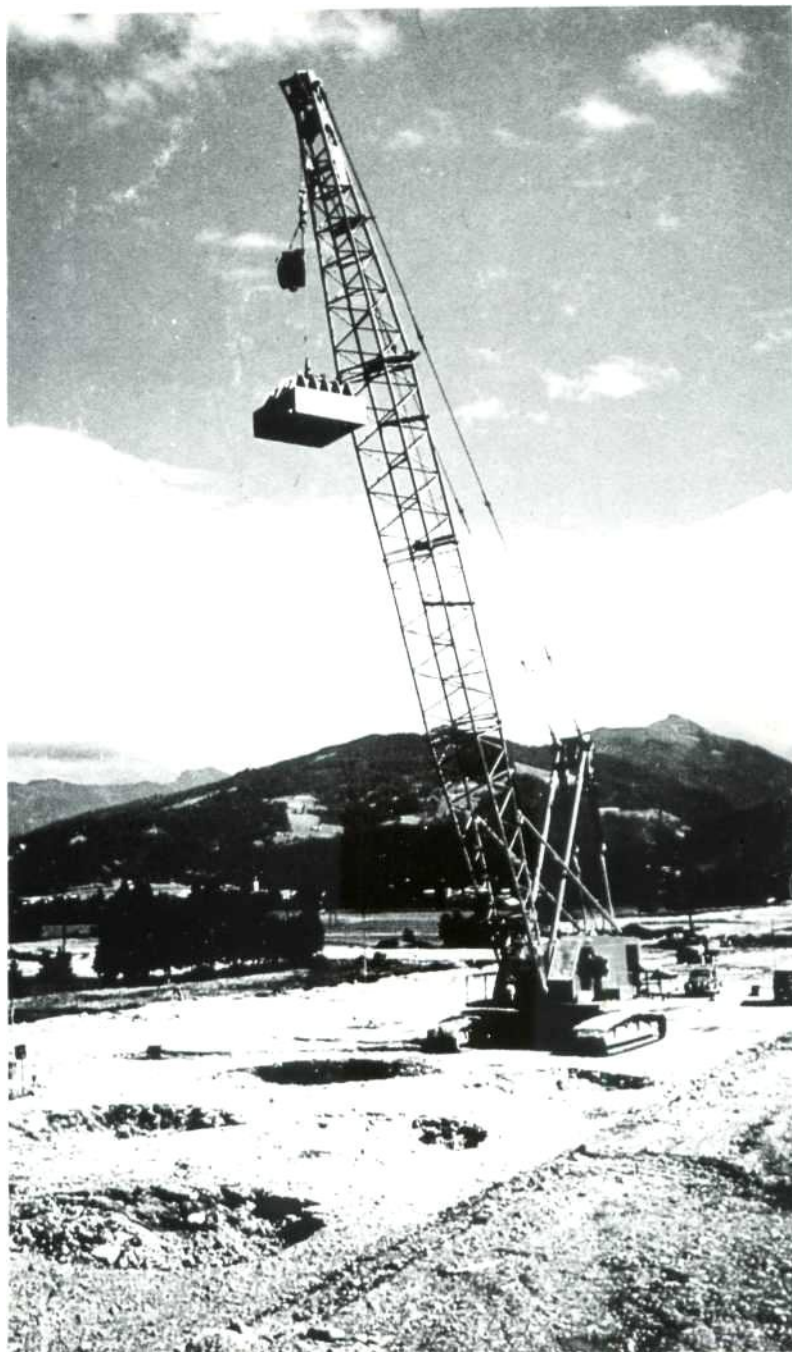


Рис. 1.5. Кран большой грузоподъемности для сброса
25-тонной трамбовки с высоты 20 м

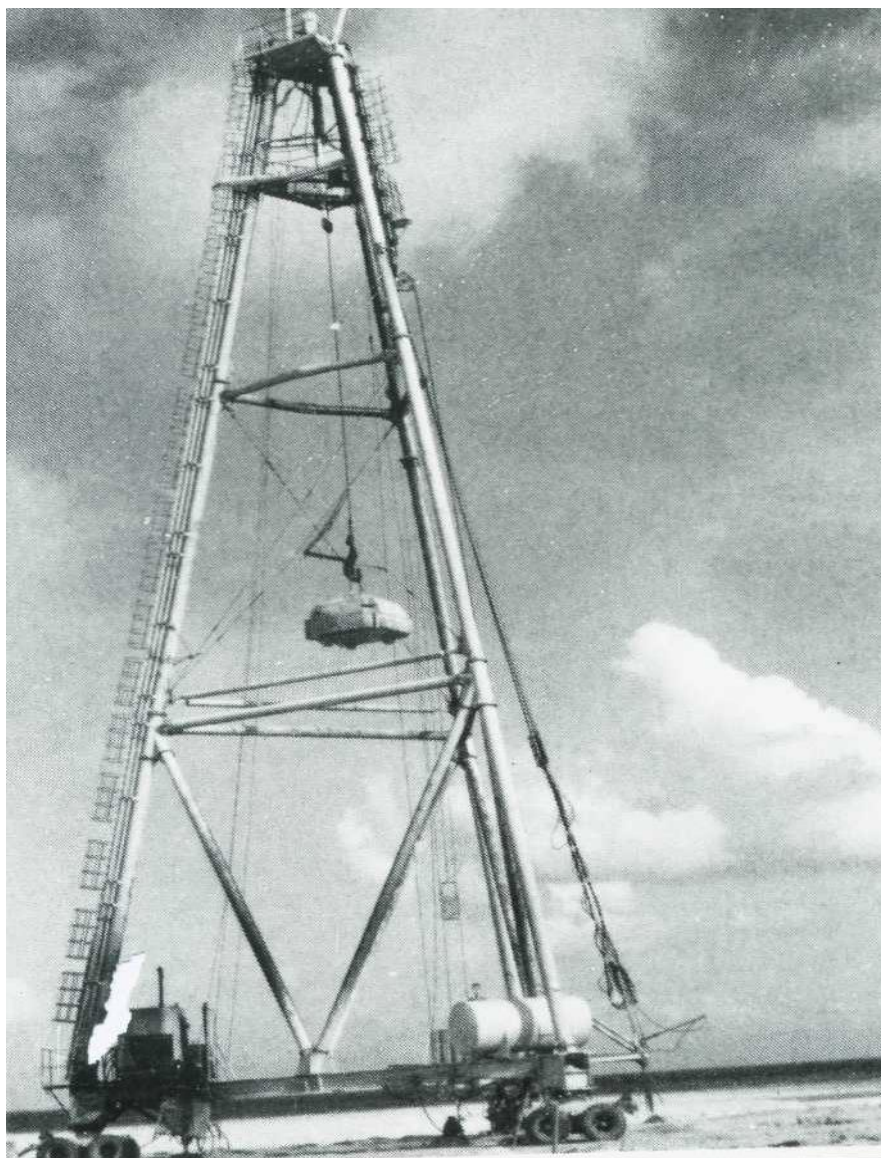


Рис. 1.6. «Самоходные треноги» для работы с трамбовками
массой 30-50 т

водонасыщенном грунте пузырьков заземленного газа. После этого за счет расширения газовых пузырьков происходит отжатие воды из пор грунта длительное время [50].

В отечественной практике была испытана самая тяжелая трамбовка массой 25 т, сбрасываемая с высоты 25 м для уплотнения песчаных грунтов основания [51]. Для уплотнения просадочных лессовых грунтов основания была апробирована близкая по массе трамбовка в 24 т, сбрасываемая с высоты 9,5 м [52].

К настоящему времени для работы с тяжелыми трамбовками использовались экскаваторы марок Э-10011, Э-1252, Э-2503 (2505 или 2508), работающие в режиме драглайна. В этом случае подъем и сбрасывание трамбовок в свободном падении осуществляются со стрелы экскаватора тяговой лебедкой с усилием, не превышающим 190 кН, чем и ограничивается масса трамбовки. К тому же в последние годы заводы-изготовители этих экскаваторов перешли на их изготовление с гидравлическим приводом взамен механического, что сделало их фактически непригодными для указанных целей.

Последние проработки автора диссертации показывают, что в настоящее время имеется вполне реальная возможность для широкого применения в нашей стране трамбовок массой до 20-30 т. Имеющееся отечественное крановое оборудование позволяет поднимать такие грузы на высоту 15-25 м.

Однако все эти краны не могут быть непосредственно использованы для подъема-сброса трамбовок. Для работы с трамбовками в крановом режиме потребуется разработка и подготовка специальных траверс, позволяющих зацеплять, поднимать и сбрасывать трамбовку в свободном падении при условии отцепления от захватного устройства.

Несомненно, что такой режим работы является трудоемким и малопродуктивным из-за необходимости постоянного зацепления трамбовки после ее падения и других факторов. Желание же производить подъем и

сбрасывание трамбовки без отсоединения от подъемного каната потребует специальной переделки некоторых узлов крана в заводских условиях.

В настоящее время для интенсивного динамического уплотнения грунтов используются одномассные трамбовки в виде распластанной плиты круглой или многоугольной формы нижнего основания в плане [53].

Недостатком одномассных тяжелых трамбровок является тот факт, что увеличение глубины уплотнения основания может достигаться только при увеличении массы и высоты сбрасывания такой трамбовки и, как следствие, необходимости применения все более мощных, дорогостоящих и дефицитных грузоподъемных механизмов.

Кроме того, при взаимодействии таких трамбровок с грунтом основания образуются значительные зоны сдвига, приводящие к выпору и разрыхлению поверхностных слоев грунта основания на глубину 2-4 м и, следовательно, значительным потерям энергии.

Частичное исключение последнего недостатка путем перехода на применение ряда трамбровок с увеличивающимся удельным статическим давлением (от 0,02 до 0,04 МПа) для обработки одной и той же строительной площадки, как это предложено в работе [54], представляется достаточно рутинным занятием.

Автором диссертации предложена конструкция трамбовки, лишенная указанных недостатков. Данная тяжелая трамбовка (рис. 1.7) состоит из двух ударных масс, последовательно взаимодействующих с грунтом основания с заданным интервалом времени. Способ [55] уплотнения ею защищен авторским свидетельством.

Проведенные теоретические и экспериментальные исследования [56] показали, что при использовании такой трамбовки объем втрамбованного грунта и глубина уплотнения основания увеличиваются на 30% по сравнению с одномассной трамбовкой при одинаковой их массе и высоте сбрасывания. Причем

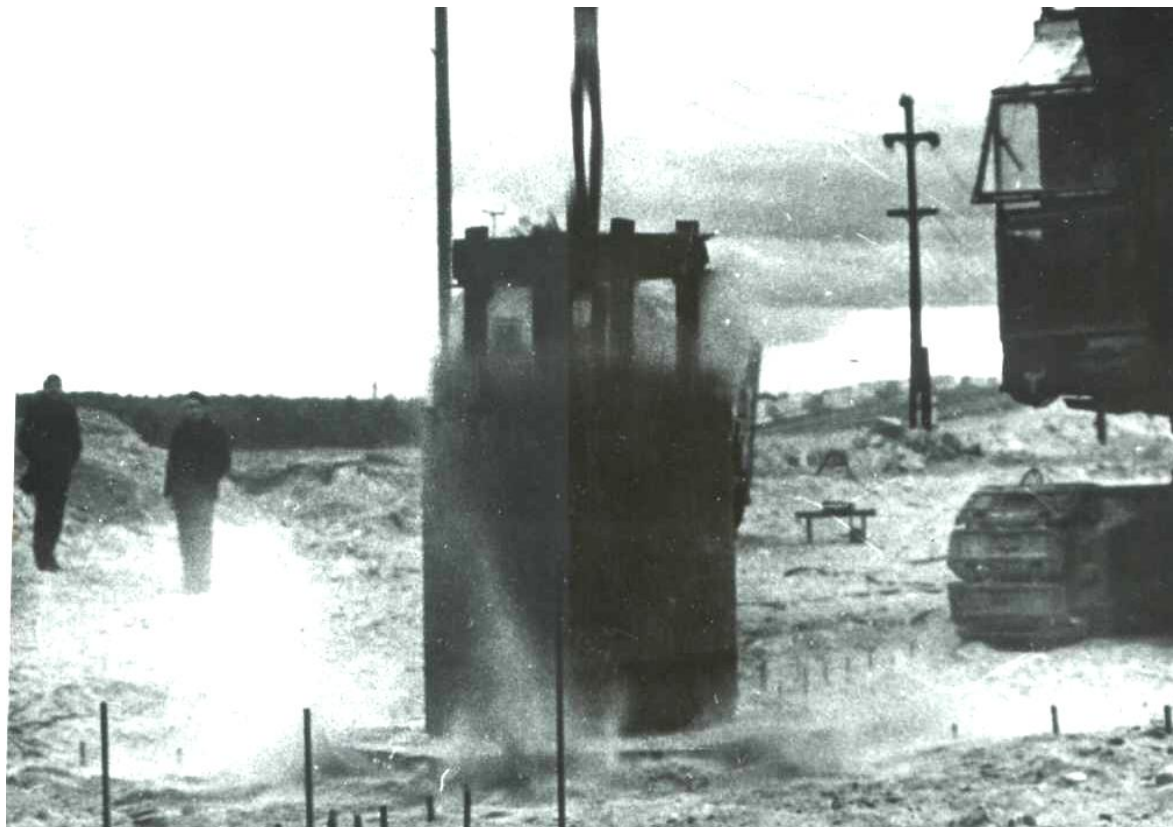


Рис. 1.7. Момент сброса опытного варианта тяжелой двухмассной трамбовки

достижение этой же глубины уплотнения основания может быть получено одномоментной трамбовкой только при увеличении её массы либо высоты сбрасывания в 1,5-2 раза.

Однако испытания первоначального варианта двухмассной трамбовки выявили недостатки её конструктивного исполнения, выражаемые, во-первых, в низкой надежности ребристой плиты, перекрывающей отверстие в наружной части двухмассной трамбовки, и, во-вторых, в существенной неравномерности осадок грунта под её наружной и внутренней отдельными ударными частями.

1.4. Анализ исследований уплотнения грунтов оснований взрывным методом

Впервые опытное уплотнение влажных песчаных грунтов основания взрывным методом было проведено Н.Н. Масловым и Н.А. Филимоновым на строительстве Верхне-Свирской ГЭС.

С 1949 года более 60 лет кафедра «Подземные сооружения, основания и фундаменты» Санкт-Петербургского государственного политехнического университета занимала лидирующее положение в разработке метода взрывного уплотнения слабосвязных грунтов оснований в строительстве. Разработка такого метода и сопутствующих, связанных с ним вопросов механики грунтов, прочности и устойчивости сооружений и т.д., является основополагающим направлением научно-исследовательских работ кафедры и образованной при ней лаборатории механики грунтов и устойчивости хвостохранилищ.

Первые опытные работы в натурных условиях на водонасыщенных песках были выполнены П.Л. Ивановым под руководством В.А. Флорина на строительстве Волжской ГЭС, а в дальнейшем – под руководством П.Л. Иванова на многочисленных объектах гидротехнического строительства. На различных

этапах работы в ней принимали участие в той или иной мере практически все работники кафедры и лаборатории, аспиранты кафедры и студенты.

По результатам этих работ было опубликовано множество статей, например [37,57-59] и изданы монографии [24], разработаны пособия [60] и защищены диссертации [61-64], делались доклады на совещаниях, конференциях и симпозиумах самого представительного уровня [65-70].

Среди опубликованных материалов наиболее значительные и обобщающие написаны П.Л. Ивановым. Монография П.Л. Иванова «Уплотнение грунтов взрывами» (1967 г.) переведена и издана во Франции (1970 г.) и США (1974 г.).

Как известно автору диссертации, ее последующее, существенно дополненное, издание «Уплотнение малосвязных грунтов взрывами» (1983 г.) [24], является редким экземпляром и пользуется большим спросом за рубежом.

По результатам проведенных исследований были изданы «Рекомендации по уплотнению малосвязных грунтов взрывами» (1979 г.) [71].

Анализ примеров опытного и производственного уплотнения слабосвязных оснований взрывами, приведенных в приложении к данным рекомендациям, показывает следующее.

Уплотнению подвергались в основном мелкозернистые пески, как влажные в основании плотины (Волжская ГЭС), так и подводного намыва (Горьковская и Братская ГЭС), причем обладающие просадочными свойствами (Казахстан, Мангышлак). В то же время диапазон подверженных уплотнению слабосвязных грунтов достаточно широк – от супесей пылеватых и пылеватых песков (Ленинград, подводный намыв территории Васильевского острова), тонкозернистых песков (Капчагайская ГЭС) до каменной наброски и галечника (Новороссийск, основание мола и каменная постель стенки пирса). В большинстве случаев применялся способ глубинного взрыва зарядов. При этом максимальная глубина уплотнения достигала 9 м. Предоставленные данные о взрыве поверхностных зарядов позволяют констатировать, что в этом случае глубина

уплотнения основания составляла от 2,5 до 4 м. Подводные взрывы каменной наброски и галечника в основании мола Новороссийского порта позволяли обеспечить глубину уплотнения до 8 м, а каменной постели – 3 м, при массе заряда 20 и 10 кг тротила соответственно.

В целом масса заряда не превышала 4-9 кг при глубинных взрывах и 20 кг при подводных и поверхностных взрывах. Глубина погружения зарядов в грунт основания составляла от 2 до 11-12 м, в воду – до 9-12 м.

Расстояние между зарядами – от 4 до 10-15 м. Количество очередей взрывов – от 1 до 4. Суммарная осадка поверхности основания достигала 60-75 см, а относительная осадка 2–10% и даже 8–13% в просадочных мелкозернистых песках. Относительная плотность песчаного грунта основания до взрывов в основном была равной 0,2-0,3 (0,4-0,5 во влажных грунтах основания плотины Волжской ГЭС), пористость 43-45% и 40% каменной постели стенки пирса.

Общий расход взрывчатого вещества на 1 м³ уплотненного грунта основания при глубинных взрывах составлял от 8 до 29 г, при поверхностных и подводных взрывах от 100 до 400 г, на одну очередь взрывов – от 3 до 12 г и от 50 до 400 г, соответственно.

В целом во всех случаях эффект уплотнения был значительным и позволял выполнить поставленную задачу по повышению плотности грунта основания и обеспечения динамической устойчивости его структуры.

Стоимость уплотнения взрывами 1 м³ грунтов основания в зависимости от местных условий колебалась от 0,1 до 0,3 руб. (в ценах 1984 г.). Производительность уплотнения достигала 5000-10000 м³ уплотненного грунта в смену (работа бригады при одном агрегате для погружения зарядов).

Родоначальником взрывного метода уплотнения просадочных лессовых грунтов оснований является И.М. Литвинов [72]. В 1964 г. он впервые использовал глубинные взрывы для уплотнения предварительно насыщенных водой лессовых просадочных грунтов. По разработкам И.М. Литвинова были

уплотнены большие объемы лессовых просадочных грунтов оснований на строительстве Грозненского газоперерабатывающего завода и на Украине, впоследствии его разработки были развиты Х.А. Аскарковым и З.Х. Ядгаровым [73], которые впервые в 1965-1967 гг. применили метод подводных взрывов, И.Г. Тахировым [74], А.Р. Рузиевым и Р.А. Усмановым [75-77], А.А. Мусаэляном, А.Г. Вильфендом [78] для уплотнения таких грунтов в Таджикистане и Узбекистане.

В последние годы область применения взрывного метода расширяется. Апробируется и исследуется его эффективность для уплотнения золошлакоотвалов [79-81], тела хвостохранилищ [24] с целью повышения их устойчивости и увеличения емкости.

В дальнем зарубежье, в частности США, еще в 1939-1940 гг. глубинными взрывами были уплотнены рыхлые водонасыщенные мелкие и средние пески в основании земляной плотины Франклин [82]. После этого взрывной метод не применялся в течение 20 лет, как отмечает в своем обзоре автор [83].

Широкое использование взрывного метода начинается с 1960 г. фирмами США на различных объектах как в самой стране, так и за ее пределами, например в Пакистане [84].

В 1973-1974 гг. разработанный ЛПИ (в настоящее время СПбГПУ) метод подводных взрывов был успешно применен на строительстве Северного порта в Гданьске (Польша) для уплотнения рыхлой толщи песчаных грунтов в основании мола и дока [85]. Разработан и испытан в полевых условиях метод уплотнения илистых грунтов вертикальными удлиненными зарядами с одновременным образованием вертикальных песчаных дрен [86].

В 1981 г. опубликованы данные уплотнения глубинными взрывами опытного участка хвостохранилища в Канаде [87] и намытых песков во Франции [88].

С осени 1987 г. под научно-методическим руководством П.Л. Иванова начинается внедрение метода взрывного уплотнения песчаных грунтов на строительстве комплекса защитных сооружений Санкт-Петербурга (Ленинграда) от наводнений. Потенциальная необходимость внедрения этого метода существовала еще на стадии проектирования комплекса. По заказу института «Ленгидропроект» была выполнена научно-исследовательская работа, рассматривающая принципиальную возможность его внедрения.

Острая необходимость внедрения взрывного метода возникла к зиме 1987–1988 гг. по нижеописанным фактам.

В Южном створе комплекса началось возведение водопропускного сооружения В-1 на слабых глинистых грунтах основания текучей и текуче-пластичной консистенции.

По проекту предусматривалось устройство подпорных стенок и мостовых опор В-1 на буронабивных сваях, осуществляемых установкой КАТО, и наклонных забивных сваях (для восприятия наклонных нагрузок), а других основных частей сооружения, таких, как мостовая рисберма, фундаментная плита, рисберма со стороны Финского залива и Невской губы, – на подготовленном основании. Это потребовало выемки слабых глинистых грунтов и устройства взамен их песчаной подушки, распределяющей нагрузку по всему контуру сооружения.

Песчаная подушка мощностью слоя 5,7, сформированная намывом из пультопроводов с двух сторон с примыкающих дамб № 1 и № 2 с последующим разравниванием бульдозерами, была уплотнена взрывным методом в сжатые сроки за период около трех месяцев с тем, чтобы обеспечить последующие работы по устройству свай. Общий объем уплотнения составил 300 тыс. м³.

Аналогично в зимний период была уплотнена песчаная подушка под мостовую рисберму и фундаментную плиту в основании водопропускного сооружения №2 (В-2).

На В-2 толща песчаной подушки составляла 5 м, а общий объем уплотненного грунта 140 тыс. м³.

При уплотнении песчаных подушек в основании водопропускных сооружений № 1 и № 2 на строительстве комплекса защитных сооружений Санкт-Петербурга от наводнений была впервые отработана технология уплотнения песчаных грунтов взрывами в зимних условиях. Эта технология включала в себя такое дополнительное мероприятие, как рыхление шнеком мерзлой корки в местах погружения обсадной трубы (рис. 1.8). Автором диссертации была усовершенствована и конструкция обсадной трубы с вибропогружателем. В этой конструкции кусок швеллера длиной около 1 м закреплялся в захвате вибропогружателя В-401, а с другой его стороны сбоку на высоту 0,3-0,4 м приваривалась полая труба для погружения зарядов. Множество обычно теряемых башмаков обсадной трубы были заменены только одним башмаком, скрепленным посредством тросика с проушиной в нижней части обсадной трубы. Такая конструкция служила многократно для погружения зарядов вместо теряемых башмаков. Более подробно с этим опытом можно ознакомиться по [89].

В целом внедрение взрывного метода уплотнения грунтов на строительстве комплекса защитных сооружений Санкт-Петербурга от наводнений позволило уплотнить несколько миллионов кубических метров песчаного грунта оснований в подводной зоне укладки.

При уплотнении водонасыщенных мелких и средних песков на глубину 5-9 м погружение зарядов массой до 7 кг осуществлялось в обсадную трубу с открываемым башмаком, погружаемую на заданную глубину (рис.1.9 и 1.10), обеспечивающую максимальную камуфлетность взрыва. После погружения всех

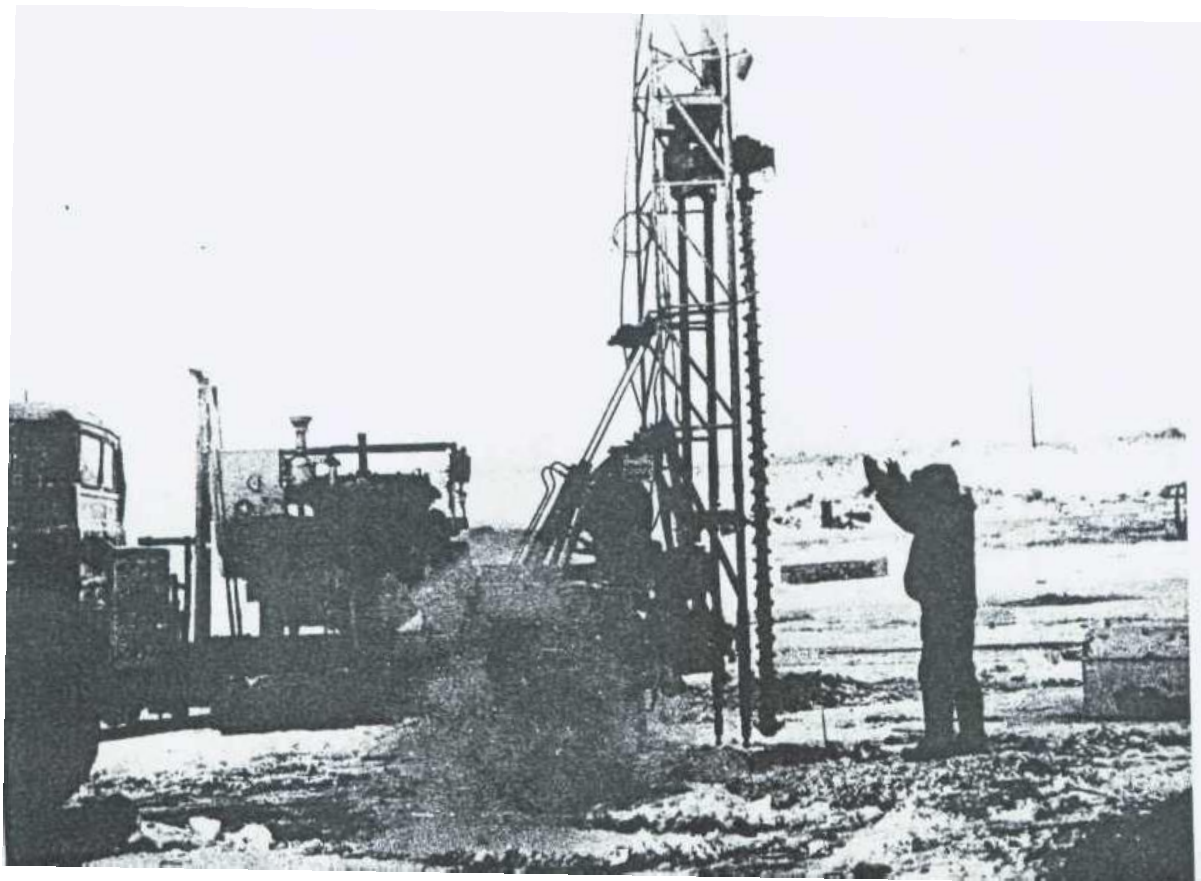


Рис. 1.8. Рыхление мерзлой корки поверхности основания буровой установкой УГВ-50 на базе автомобиля ГАЗ-66



Рис. 1.9. Вибропогружение обсадной трубы
в грунты уплотняемого основания



Рис. 1.10. Опускание зарядов взрывчатого вещества
внутри погруженной обсадной трубы



Рис. 1.11. Взрыв зарядов на подготовленном участке
уплотнения основания

зарядов на уплотняемом участке основания в каждой серии производился их взрыв (см. рис. 1.11).

Количество серий взрывов составляло 3-4. В результате было достигнуто понижение поверхности рыхлых песков основания на 20-50 см и достигнуто среднее и плотное их сложение после уплотнения основания.

Процесс уплотнения сопровождался интенсивным отжатием воды из грунтов основания (рис. 1.12), даже в виде фонтанирующих гейзеров.

Заряды располагались на участке уплотняемого основания на расстоянии 8-10 м друг от друга.

С 90-х годов прошлого века начинается интенсивное освоение нефтегазовых месторождений континентального шельфа России. Одним из вариантов проекта является возведение гравитационной платформы типа «остров» в виде перевернутого стакана диаметром более 100 м с отверстием, заполненного намываемым песком.

Для уплотнения песка ядра нефтеплатформы в качестве основного автором диссертации был впервые предложен взрывной метод уплотнения.

По заказу СахалинНИПИморнефть была проведена соответствующая научно-исследовательская работа. Отчет о данной работе генпроектировщиком (ЦНИИпроектстальконструкция им. Мельникова, Москва) был передан в г. Хьюстон (США).

Впоследствии в ОАО «ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева» были получены материалы из Хьюстона (США) по устройству железобетонной нефтеплатформы типа «остров» (рис. 1.13 и 1.14) на Пильтуно-Астаховском месторождении на о. Сахалин (по проекту Сахалин-2). Проект предусматривал взрывной метод уплотнения песчаного ядра глубинными зарядами трехъярусного погружения по высоте намывтого слоя песка. Предварительное знакомство с проектом взрывного уплотнения ядра нефтеплатформы по полученным материалам позволило автору диссертации судить о нем как достаточно усложненном. В частности, проектом



Рис. 1.12. «Выход» отжимаемой воды в процессе уплотнения
взрывами основания водопропускного сооружения

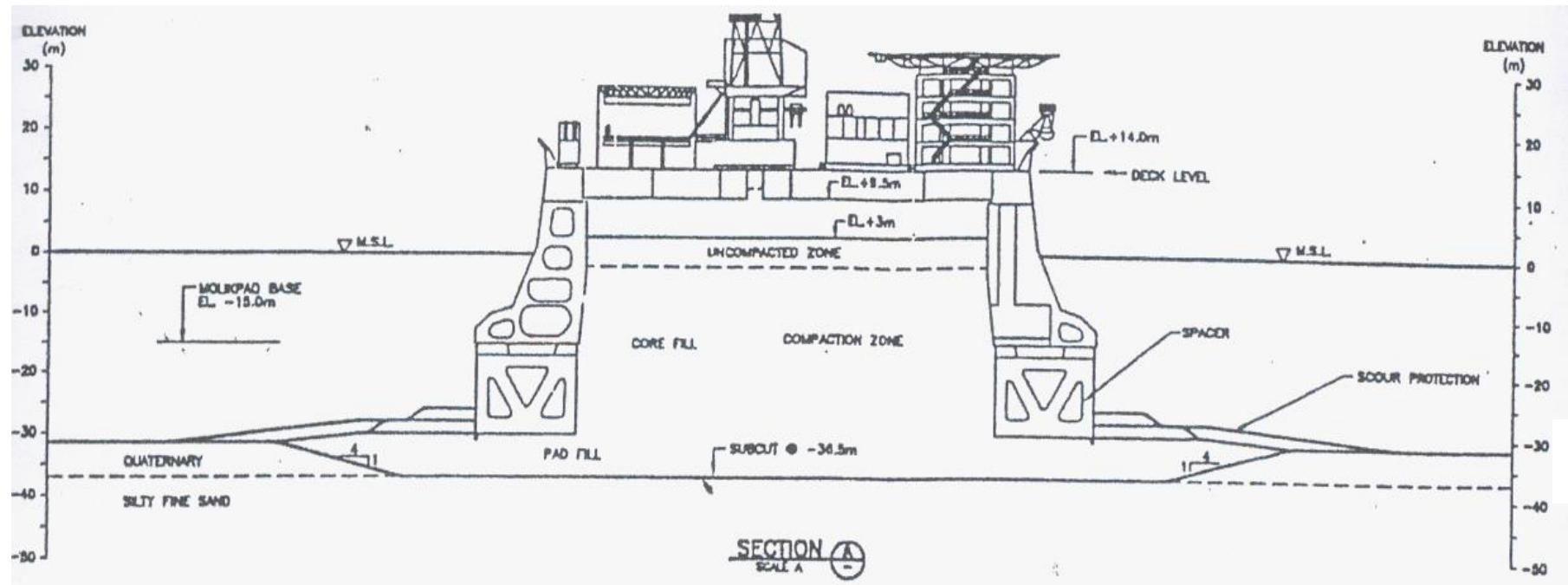


Рис. 1.13. Нефтеплатформа

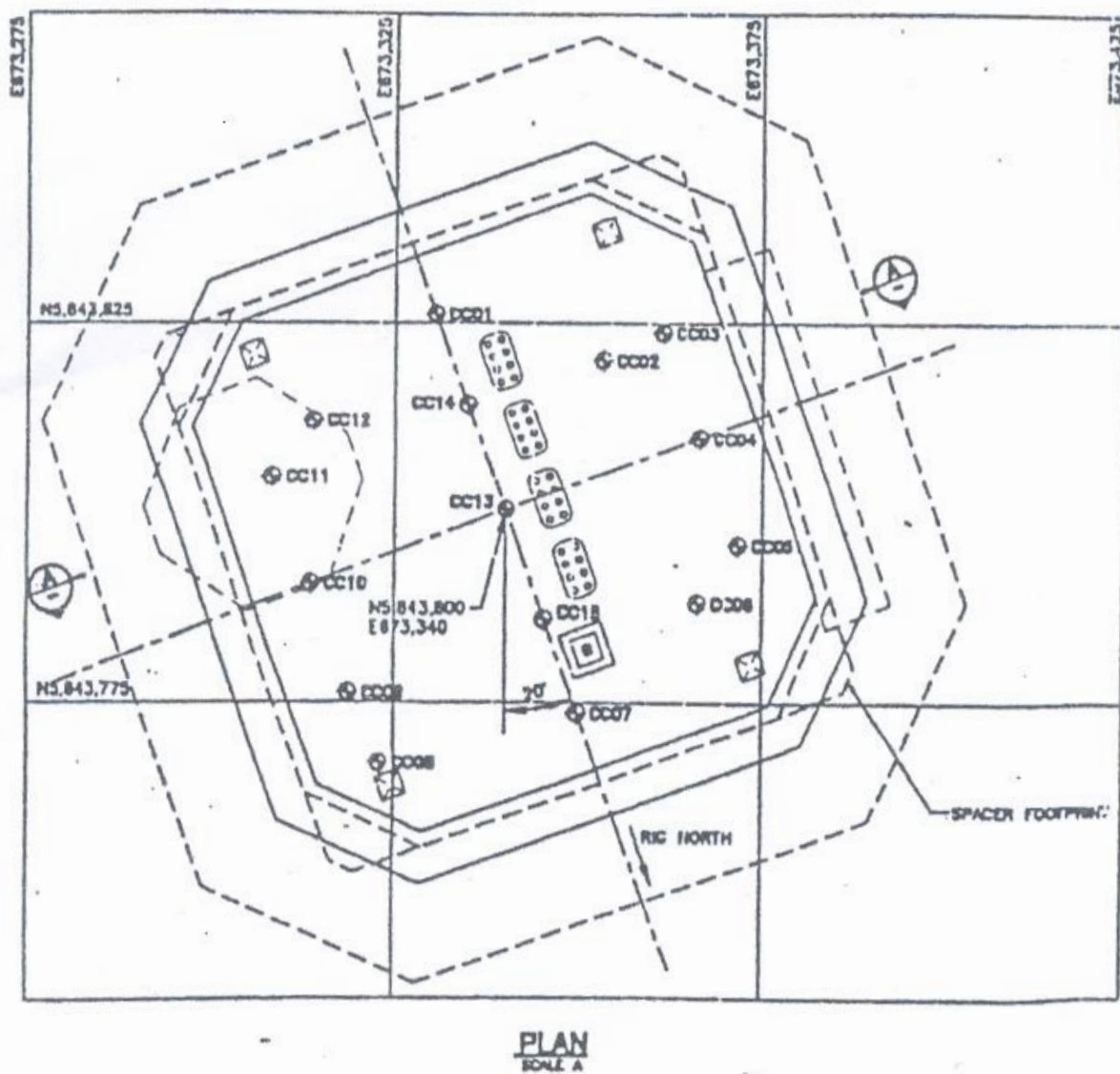


Рис. 1.14. Нефтеплатформа (план)

предусматривалась разработка достаточно сложного оборудования для погружения зарядов в стесненных условиях, ограниченных «крышкой» платформы, и в поэтапности операций намыва и уплотнения грунта.

1.5. Анализ исследований глубинного уплотнения песчаных оснований установкой продольного вибрирования

Пространственный уплотнитель продольного вибрирования, получивший в дальнейшем общепринятое краткое название «виброёлочка», был создан в 1960 году Павлом Дмитриевичем Лобасовым [90] во ВНИИГС (Всесоюзный НИИ гидромеханизации, санитарно-технических и специальных строительных работ) в лаборатории, которой в это время руководил Олег Александрович Савинов.

Данная разработка базировалась на богатом отечественном опыте крупнейших российских специалистов в области вибротехники, в частности погружения свай виброметодом, таких, как Д.Д. Баркан [91] О.А. Савинов и А.Я. Лускин [92] и других [93,94].

По [90,95] уплотнитель изготавливается из трубчатой штанги, которую с целью повышения производительности путем увеличения радиуса действия уплотнителя вдоль ее длины снабжают радиальными элементами для придания уплотнителю пространственной структуры.

Пространственная структура представляет собой многоярусную систему, напоминающую «ёлочку», содержащую в каждом ярусе по четыре крестообразно расположенных и приваренных к штанге пластинчатых элемента, имеющих в вертикальной плоскости форму трапеции, сужающейся к внешней окружности. Высота участка штанги с пространственной структурой задается равной проектной глубине уплотняемого грунта основания. Для искусственного насыщения водой уплотняемого грунта основания непосредственно в процессе

работы уплотнителя трубчатая штанга снабжена в нижнем конце соплом и патрубком в верхней части для подачи под давлением воды в грунт основания.

Уплотнитель через фланец в верхней части трубчатой штанги жестко соединяется болтами с вибропогружателем.

Собранная вибрационная установка, включающая в себя вибропогружатель и уплотнитель, подвешивается на крюке крана. Общий вид виброустановки конструкции ВНИИГС представлен на рис. 1.15.

Процесс уплотнения на заданной точке уплотнения основания описанной вибрационной установкой включает в себя погружение в грунт основания на заданную глубину, последующий подъем уплотнителя и периодическое, по мере подъема, повторное опускание его при непрерывной работе вибратора. На всем промежутке времени погружения и подъема уплотнителя через сопло в нижнем конце штанги в грунт основания под давлением подается вода.

При этом динамическое возбуждение песчаной водонасыщенной среды вызывается одновременно во всем объеме массива грунта в радиусе действия уплотнителя на глубину его погружения. Песок при вибрации уплотняется не только вследствие более компактной переукладки части песка после разжижения, но также от воздействия высокочастотных ударов элементов уплотнителя при повторном погружении.

Уплотнитель типа «виброёлочка» имеет достаточно простую конструкцию, состоящую из сварных деталей, не требующих станочной обработки, что позволяет изготавливать его непосредственно на объекте строительства.

В связи с этим уплотнение песчаных грунтов оснований виброустановкой конструкции ВНИИГС нашло самое широкое применение как в отечественной, так и зарубежной практике строительства [96,97].

Анализ известного опыта уплотнения песчаных грунтов виброустановкой ВУУП-6 конструкции ВНИИГС показывает, что уплотнению подвергались как водонасыщенные грунты песчаной засыпки (или намытого основания), в том



Рис. 1.15. Общий вид виброустановки конструкции ВНИИГС
при уплотнении основания

числе в полости свай-оболочек диаметром 5,5 м, так и маловлажные грунты основания.

Толщина уплотняемого основания составляла 4-6 м. После уплотнения относительная плотность I_D достигала очень больших значений – до 0,75–0,96, а угол внутреннего трения грунта 45^0 .

Уплотнение песчаного грунта основания на глубину до 6 м позволило на строительстве Архангельской ТЭЦ и Рижской ТЭЦ-2 заменить свайный фундамент с монолитным ростверком сборными фундаментами на уплотненном песчаном основании. Данные наблюдения за осадками объектов Рижской ТЭЦ-2 показали, что они достаточно равномерные и не превышают 1,8 см. При внедрении виброустановки ВУУП-6 на строительстве Рижской ТЭЦ-2, Архангельской ТЭЦ и Димитровградского автопрокатного завода (уплотнение намытого основания взамен песчано-гравийной отсыпки) при объеме уплотненного грунта основания 528 тыс. м³ получен экономический эффект более 1,5 млн. руб. (в ценах 1984 г.).

1.5.1. Анализ существующих предложений по совершенствованию метода глубинного уплотнения грунтов оснований виброустановкой

По мнению авторов [96], глубина уплотняемого слоя основания может быть существенно увеличена (до 12-15 м) при использовании в качестве вибровозбудителя более мощного вибратора ВНИИГС ВШ-1 вместо вибропогружателя В401 (ВПП-2М), который используется в виброустановке ВУУП-6. Технические характеристики вибропогружателей представлены в табл. 1.3.

В ПСМО «Ленгидроэлектроспецстрой» было предложение автора диссертации о закупке мощных вибраторов производства фирмы Soilmes, (Италия) типа VE-5 с установленной мощностью 180 кВт, массой 5370 кг, максимальной

Таблица 1.3

№ п/ п	Показатель	Марка	
		В-401 ВПП 2А В-401А	ВШ-1 ВШ-1М
1	2	3	4
1	Номинальная мощность приводного электродвигателя, кВт	55	44 (22 х 2)
2	Статический момент массы дебалансов, кг/см	1000	2500
3	Частота колебаний, Гц	16,25	13,16,20
4	Максимальная амплитуда вынуждающей силы, кН	250	400
5	Усилие полного сжатия пружин амортизатора, кН	120	290
6	Тип наголовника	Клиновой, гидравлический	Клиновой, гидравлический
7	Масса ударной части, кг	-	3000
8	Общая масса, кг	2200	5000
9	Габаритные размеры, мм: в плане высота	1270 х 800 2250	1280 х 1250 2740

Примечание. ВПП-2А, В401, В401А – вибрационные машины; ВШ-1 и ВШ-1М – вибрационные машины с перенастройкой при необходимости на ударно-вибрационный режим. силой центрифуги 74505 кг и количеством оборотов в минуту 1478.

Предполагалось использовать этот вибратор для уплотнения верхового откоса дамбы общей длиной около 25 км и шириной 25 м взамен отечественных виброкатков. Вибратор должен был применяться для уплотнения песчаных грунтов основания комплектом пространственных уплотнителей из 4 штук.

В последние годы за рубежом находят применение сверхмощные высокочастотные гидравлические вибраторы немецкого производства фирмы

«Мюллер» для погружения свай-оболочек большого диаметра. В России автору диссертации известен опыт погружения металлических свай-оболочек диаметром 820 и 1420 мм на глубину до 28,0 м с последующей добивкой гидромолотом до проектной отметки 36,0 м (чтобы обеспечить несущую способность свай-оболочек) на строительстве нефтяного терминала Санкт-Петербургского порта.

Представляется, что такие вибраторы также можно использовать для работы с комплектом уплотнителей.

Совершенствованию подвергся и сам виброуплотнитель. В разрабатываемых во ВНИИГС конструкциях более жестким выполнялось острие уплотнителя с уменьшенной длиной радикальных элементов нижнего яруса. С этой же целью, а также для облегчения погружения укорачивались радиальные элементы по всей длине виброуплотнителя.

В конструкции виброуплотнителя [98] радикальные пластины выполняются с перфорированными трубками (рис. 1.16) для нагнетания укрепляющих растворов в грунты основания.

Авторы [99] предложили для виброуплотнения мелкозернистых песков выполнять в трубчатом элементе виброуплотнителя отверстия на длине более $1/2$ - $1/3$ в нижней части. Трубчатый элемент с отверстиями обертывается материалом типа «дорнит» и металлической сеткой, к которой подается напряжение 36 В для исключения кольматации отверстий тонкодисперсными частицами (рис. 1.17).

Такая конструкция виброуплотнителя должна обеспечить более быстрый отток воды от отжимаемой воды из зоны уплотнения в вертикальном направлении.

Данная конструкция виброуплотнителя в принципе очень напоминает работу песчаных или ленточных дрен, устраиваемых для консолидации слабых глинистых грунтов основания.

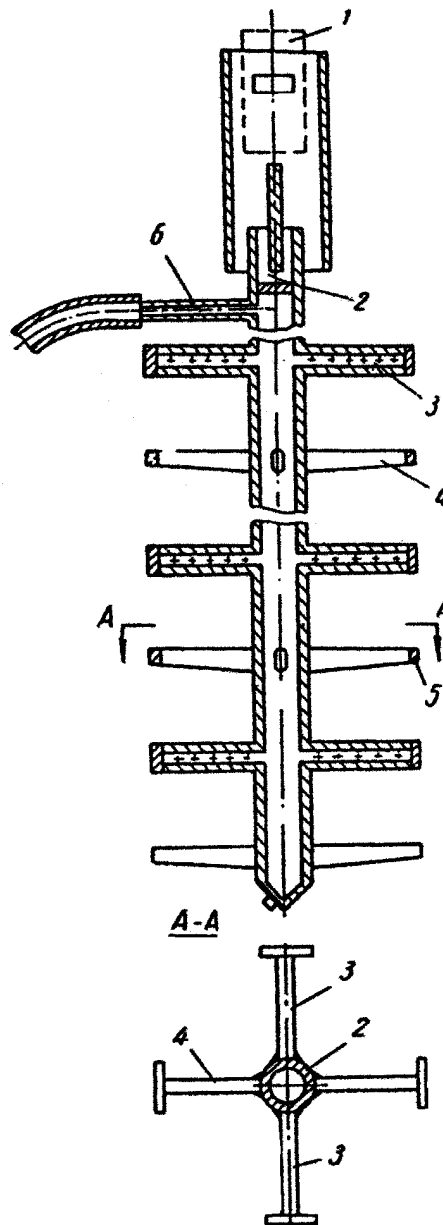


Рис. 1.16. Пространственный виброуплотнитель с нагнетанием
закрепляющих растворов в грунт:

1 – вибратор любого действия с электродвигателем и
соединенный с ним вибросмеситель; 2 и 3 – трубы, образующие
систему трубопроводов; 3, 4 и 5 – элементы, передающие
грунту динамическое воздействие; 6 – труба для присоединения
шланга насоса, нагнетающего закрепляющий раствор в элемент
2 вибросмесителя

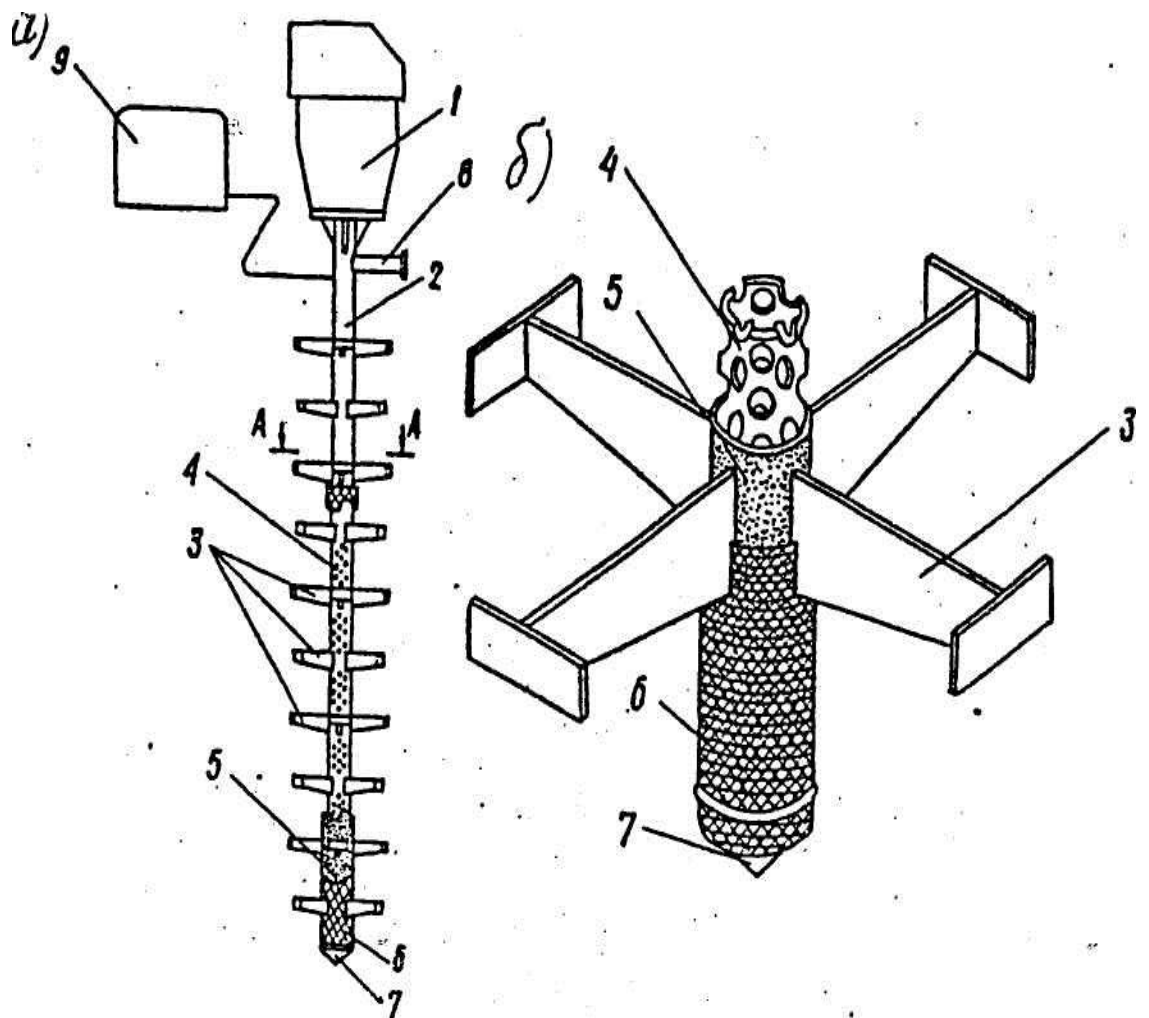


Рис. 1.17. Пространственный виброуплотнитель с самопроизвольным оттоком воды на поверхность: а – общий вид устройства; б – нижняя часть устройства в увеличенном масштабе. Цифровые обозначения:

1 – вибратор; 2 и 3 – полый вертикальный и пластинчатые горизонтальные элементы пространственной стержневой системы;

4 – перфорация штанги на заданной ее длине; 5 – двухслойный фильтрующий элемент; 6 – защитная металлическая сетка;

7 – уплотняющая насадка-тампон; 8 – патрубок для отвода воды;

9 – понижающий трансформатор

Виброуплотнение грунтов описанным уплотнителем производилось ее авторами в натурных условиях при выполнении опытно-производственных работ на одной из застраиваемых площадок намывной территории в Западной Сибири.

Уплотнялись свеженамытые мелкие пески рыхлого сложения (коэффициент пористости 0,9-1,05, плотность сухого песка 1,3-1,4 г/см³). Мощность уплотняемого слоя 4 м. Коэффициент фильтрации песков составлял 1 м в сутки.

Уплотняющее приспособление было выполнено из трубы длиной 5 м и диаметром 159 мм. Стенки трубы перфорировались на длине 3,5 м отверстиями диаметром 20 мм. Перфорированная часть трубы была покрыта в два слоя фильтрующим материалом толщиной одного слоя 5 мм. Нижнее отверстие трубы было закрыто наглухо конусной насадкой-тампоном, а весь фильтрующий материал закрыт металлической сеткой, к которой через трубу подведено напряжение через понижающий трансформатор.

На расстоянии 40 см от места крепления трубы к вибратору был подсоединен патрубок для отвода воды длиной 0,5 м и диаметром 70 мм. К вертикальному элементу виброуплотнителя были прикреплены 24 пластинчатых горизонтальных элемента с шагом 0,5 м. Размеры горизонтальных элементов: длина – 0,45 м, ширина – 0,15 м, толщина – 15 мм.

Для передачи вибраций использовался вибропогружатель В-401А. Мощность электродвигателя – 58 кВт, предельный потребляемый ток – 100 А, амплитуда колебаний – 6 мм, частота колебаний – 25 Гц, ускорение колебаний – 3750 мм/с².

Погружение уплотнителя осуществлялось при включенном вибраторе. Через 1-1,5 мин после погружения виброуплотнителя на заданную глубину из выходного патрубка на поверхность основания начала поступать самоизлиянием поровая вода. Песок в зоне вибрирования начал интенсивно оседать. Визуальные осадки поверхности основания и поступление воды на поверхность резко сократились через 5 мин. После этого был осуществлен подъем уплотнителя.

В результате глубинного виброуплотнения массива намытых песков была достигнута достаточно равномерная и высокая плотность песков основания. Коэффициент пористости не превышал значения 0,6, плотность сухого песка достигла значения $1,66 \text{ г/см}^3$, коэффициент относительной плотности стал более 0,67, что свидетельствует о переводе песка основания в плотное сложение.

При контрольном уплотнении намытых песков в этих же условиях, но без организации оттока воды, были получены значения коэффициента пористости не менее 0,75, что соответствует средней плотности сложения песка на грани с рыхлым. При этом не удалось обеспечить равномерное уплотнение по всей глубине намытого массива.

Организация оттока воды способствовала также увеличению фактического радиуса действия уплотнителя примерно в 1,2-1,5 раза по сравнению с виброуплотнением без оттока воды.

По мнению авторов [99], предлагаемый способ и устройство могут успешно применяться для виброуплотнения природных и техногенных грунтов в естественном залегании и в земляных сооружениях, в том числе на намывных территориях, в теле плотин, дамб, золотоотвалов, водохранилищ, на пляжах, для защиты берегов водохранилища от их переработки и т.д.

Известен опыт гидровиброуплотнения рыхлых грунтов основания и строительства на них в Риге с помощью виброфлотатора, условно названного «виброштыком» [100].

Конструкция «виброштыка» (рис. 1.18) была выполнена из полой штанги диаметром 200 мм и длиной 9,5 м, к нижней части которой приварены ребра длиной 2,5 м и шириной 125 мм из листовой стали, а к верхней – оголовки для жесткого крепления высокочастотного вибропогружателя типа В-401.

Для искусственного водонасыщения основания в верхней части штанги имеется патрубок для подсоединения водяного насоса марки 4НДВ. На нижнем

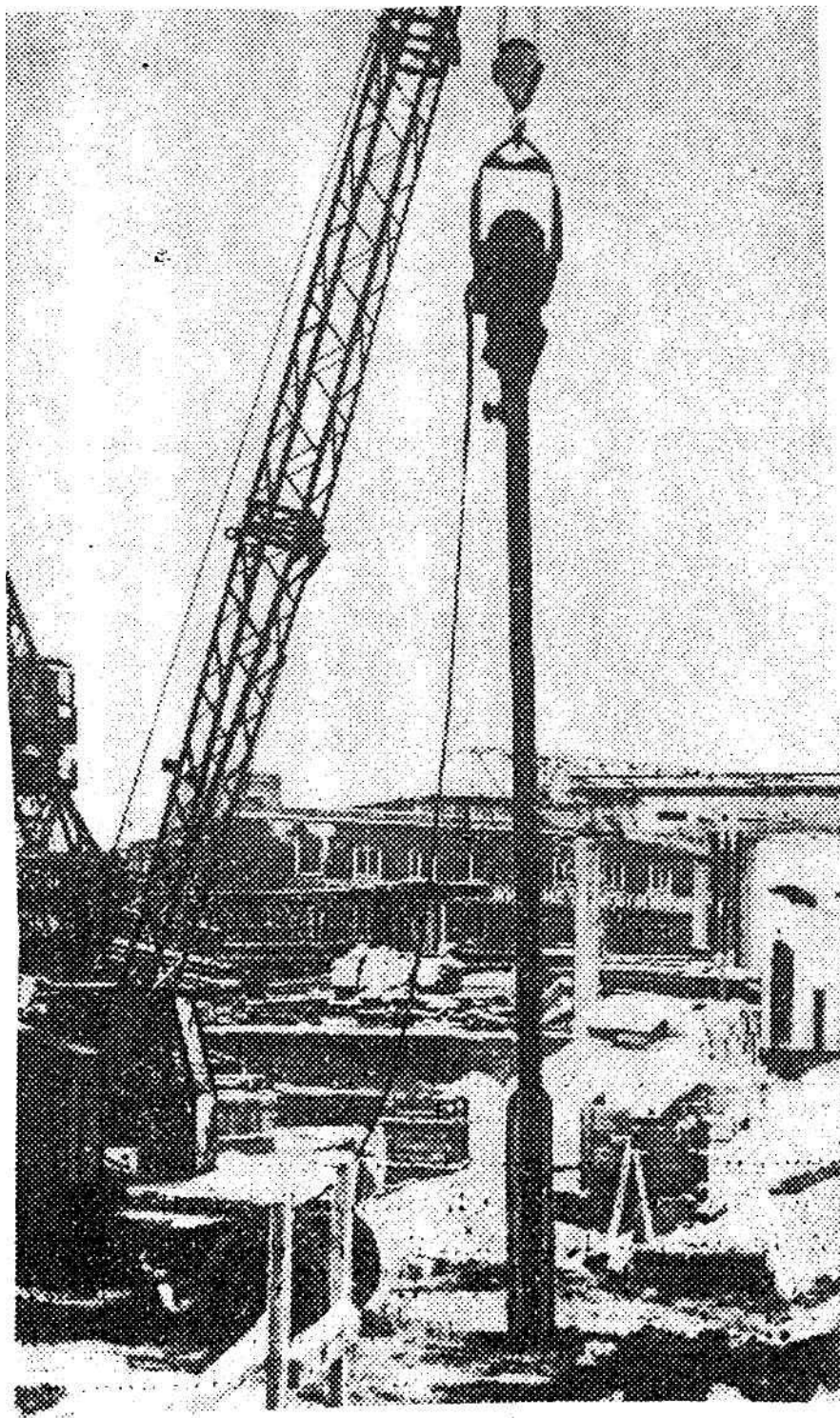


Рис. 1.18. Общий вид «виброштыка» на точке уплотнения основания

конце предусмотрена форсунка, а между ребрами – ряд дополнительных отверстий для подачи воды.

В качестве базовой машины применялся кран К-169.

Разработчики отмечают, что по сравнению с имеющимися виброфлотаторами типа «виброелочки», в частности ВУУП-4, ВУУП-6 и др., преимуществами «виброштыка» являются простота конструкции, большая жесткость и глубина виброуплотнения основания, достигающая 9,5 м, возможность варьирования режимом водонасыщения песков путем заглушки форсунки и отверстий для подачи воды. Однако автор диссертации хотел бы отметить, что виброуплотнитель типа «виброелочка» характеризуется более низкими суммарными силами трения на поверхности радиальных элементов и силой сопротивления погружению их в грунт основания. Метод гидровиброуплотнения с применением «виброштыка» был использован в 1985 г. на строительстве жилого дома в микрорайоне Плявниеки-II для замены запроектированных фундаментов из забивных свай длиной до 10 м и сечением 30 x 30 см обычными ленточными фундаментами на естественном основании.

Основание двухсекционного шести- и семиэтажного дома серии 602 ЛГ было сложено на глубину до 6 м в основном мелкозернистыми рыхлыми песками (местами – средней плотности).

Ниже залегали мелкозернистые пески средней плотности. Уровень подземных вод располагался на глубине 1,5 м от дневной поверхности.

Статическое зондирование пенетрационно-каротажной установкой СПК-1 дало значения: модуля деформации рыхлых песков $E = 7 - 11$ МПа, угла внутреннего трения $\varphi = 27 - 28^\circ$, коэффициента пористости $e = 0,7 - 0,80$, а мелкозернистых песков средней плотности – $E = 12 - 30$ МПа, $\varphi = 31 - 34^\circ$ и $e = 0,7 - 0,65$. Продублированные штамповые испытания рыхлых песков круглым штампом площадью 5100 см^2 на отметке подошвы будущих ленточных фундаментов (на

1 м ниже поверхности основания) дали значение $E = 15$ МПа при плотности скелета $\rho_d = 1,47$ т/м³ и коэффициенте пористости $e = 0,80$.

Уплотнение осуществлялось в режиме чередования погружения и подъема виброфлотатора с уменьшающейся глубиной погружения (штыкования). Контрольным зондированием было установлено оптимальное общее время уплотнения на одной точке уплотнения, равное 12 мин.

В процессе виброуплотнения в месте погружения виброфлотатора образовывалась мульда оседания в виде ярко выраженной воронки диаметром 2,4–2,6 м и глубиной до 0,7 м и некоторого общего оседания поверхности, ограниченной кольцевой трещиной диаметром 6–7 м.

На основании анализа результатов статического зондирования было окончательно определено расстояние между точками «штыкования», равное 2,5 м. Одновременно было установлено, что в верхней уплотняемой зоне образуются местные конусообразные воронки диаметром около 0,8 м и глубиной 0,7 – 0,8 м резкого снижения эффекта виброуплотнения. При производственном уплотнении производилась срезка этого слоя на глубину около 1 м.

Штамповые испытания после экспериментального виброуплотнения на кустах по семь точек уплотнения, образующих равносторонние треугольники, дали значение $E = 25$ МПа при $\rho_d = 1,60$ т/м³ и $e = 0,66$, что свидетельствовало о существенном эффекте уплотнения. Однако в «кармане», т.е. в центре между точками виброуплотнения, эффект уплотнения был в 1,2 – 1,5 раза ниже.

Производственное виброуплотнение грунтов в основании здания было выполнено за 15 рабочих смен в 204 точках виброштыкования глубиной 6,5 м.

Благодаря малой толщине верхнего слоя сухого песка, оказалось целесообразным при производственном виброуплотнении его водонасыщение выполнять подачей воды шлангом в образовавшуюся воронку при погружении виброфлотатора.

Результаты производственного виброуплотнения контролировались статическим зондированием на восьмой день после окончания работ. Физико-механические характеристики рыхлых песков значительно повысились, в частности, модули деформации колебались в пределах от 14 до 20 МПа, иначе – повысились в 1,5 – 2 раза. В то же время характеристики мелкозернистых песков средней плотности изменились незначительно и при модулях деформации более 30 МПа были постоянными. В целом в результате виброуплотнения было получено значительное повышение однородности песков по плотности основания.

Фундаменты под здание были запроектированы ленточными из сборных блоков шириной 1,6 м с расчетным давлением под подошвой, равным 0,2 МПа.

Результаты наблюдений за осадками этого здания по стеновым маркам, установленным на цокольных панелях, показали, что осадки фундаментов за два года практически затухли и составили в среднем 13 мм (наибольшая – 19 мм, наименьшая – 10 мм).

Сравнительные наблюдения за осадками рядом стоящего аналогичного здания, возведенного на свайном фундаменте, выявили, что его осадки за тот же период не превышали 4 мм.

Таким образом, осадки здания на ленточном фундаменте на уплотненных песках оказались в несколько раз меньше допустимых по СНиП 2.02.01–83, которые для зданий этой конструкции не должны превышать 100 мм.

Сравнение технико-экономических показателей двух вариантов фундаментов показало, что при ленточном фундаменте материалоемкость снижается в три раза. По мнению автора, изложенный опыт фундаментостроения на песчаных грунтах указывает на необходимость полного исключения свай при таких грунтах при массовом жилищном строительстве, особенно (учитывая факт повсеместного распространения торчащих голов недобитых свай) в аналогичных грунтовых условиях.

1.6. Анализ других известных методов глубинного уплотнения грунтов оснований

Среди других методов глубинного механического уплотнения грунтов оснований нужно, прежде всего, назвать метод гидровиброуплотнения, который известен гидротехникам по опыту его использования российскими специалистами на строительстве Асуанской плотины в Египте [101].

Известны также электроискровой [102], пневмопульсационный [103] и гидропневмопульсационный [104] методы уплотнения оснований. Все эти методы были апробированы лишь в лабораторных условиях либо в единичных случаях на опытных площадках в натурных условиях. Для уплотнения слабых глинистых грунтов оснований может применяться метод уплотнения (консолидации) грунтов песчаными сваями и ленточными дренами [105,106].

Ниже несколько подробнее рассмотрим каждый из перечисленных методов.

Метод гидровиброуплотнения [101] заключается в последовательном погружении в грунт (под собственным весом) гидровибратора, выполненного в виде вытянутого цилиндрического корпуса со встроенным электродвигателем и соединенного шарнирно с колоннами направляющих труб. Для подачи воды под давлением гидровибратор снабжается трубопроводами. Виброуплотнение грунта производится на глубину, на которую «утонет» вибратор.

Отечественной промышленностью был освоен выпуск мощных глубинных вибраторов С-629 весом в несколько тонн.

Гидровибратор С-629 имеет электродвигатель мощностью 25 кВт и частоту колебания 2920 кол./мин. Для подачи воды может быть использован насос производительностью не менее 500 л/мин с напором подаваемой воды до 6 атм. Эффективное виброуплотнение грунта достигается при расстоянии между точками погружения одиночного вибратора, равном 2,5 – 3,0 м.

Имеется опыт использования пакета таких виброуплотнителей, собранного из 2-6 штук. В частности, на Асуанской плотине шесть вибраторов монтировались на специальной плавучей установке на расстоянии 4 м друг от друга. Плавучая установка состояла из внутреннего понтона с открытой средней частью для опускания вибраторов и несущего портала из труб для подвески вибраторов и поддержания направляющих форм. Понтоны фиксировались опорными сваями.

Уплотнение основания производилось слоями толщиной по 15 м. Продолжительность цикла погружения вибратора на глубину 15 м составляла 60 мин, средняя производительность достигала 10000 м^3 уплотненного грунта в смену.

Электроискровой метод уплотнения [102] использует энергию ударного импульса, возникающего при высоковольтном разряде. Высоковольтные разряды производятся в грунтовой среде с помощью импульсного генератора, что позволяет вызывать дозированные количества электрической энергии через заданные промежутки времени следующим образом.

Высоковольтный трансформатор импульсного генератора преобразует электрический ток до напряжения 80-100 кВ. Посредством кэнотронов или селеновых элементов ток выпрямляется и поступает в батарею высоковольтных конденсаторов, которые через воздушный шаровой разрядник связаны кабелем с двумя изолированными друг от друга электродами. Электроды совместно с разрядником монтируются в трубчатой штанге, опускаемой в грунтовую среду. Когда напряжение на обкладках конденсаторов достигает требуемого значения, происходит пробой зазора воздушного разрядника. В этот момент к концам электродов поступает электрический ток высокого напряжения, создается сильное электрическое поле во влажной среде, и вследствие этого происходит пробой межэлектродного промежутка. Высоковольтный разряд сопровождается образованием в уплотняемой водонасыщенной среде зон с весьма высокими давлениями, достигающими десятков тысяч атмосфер.

Длительность пробоя очень мала и составляет несколько миллионов долей секунды. После очередного пробоя происходит повторная зарядка конденсаторов, и процесс снова повторяется. Время между разрядами (обычно от 20 до 50 с) поддерживается автоматически шаровым разрядником. Ударная волна при высоковольтном разряде, аналогичная взрыву заряда ВВ, разрушает структуру рыхлого водонасыщенного песка и приводит к его разжижению. По истечении некоторого времени грунт приобретает более плотную структуру.

Проведенные авторами предлагаемого метода полевые опытные работы показывают, что данный метод позволяет обеспечить диаметр действия электроуплотнителя около 3 м и глубину уплотненной зоны до 10 м. Производительность уплотнения составляет порядка 1000 м³ уплотненного грунта в смену.

При пневмопульсационном методе уплотнения [103] в толщу водонасыщенного песчаного грунта погружается иглофильтр, в который последовательными толчками с частотой до 80 Гц нагнетается сжатый воздух с помощью специальной пульсационной установки.

Динамическое воздействие пульсации воздуха на грунт аналогично по своему характеру воздействиям от обычного глубинного вибратора. Уплотнение грунта вызывается колебаниями при прохождении упругой волны. Однако, по утверждению автора, пневмопульсационный метод более эффективен по сравнению с вибрационным из-за более совершенного излучения упругих волн в грунтовую среду.

В подтверждение сказанного авторы приводят данные о том, что при применении источника типа пульсирующей среды эффективный радиус уплотнения равен 3-5 м и превышает это значение для электромеханического вибратора примерно в 3 раза, при этом производительность возрастает в 9 раз.

Была создана опытная грунтоуплотняющая машина, реализующая данный метод. Она была смонтирована на тракторе С-80 и состояла из поршневого

воздушного пульсатора, стрелы с подвешенными воздухопроходящими трубами и лебедки для опускания и подъема труб. Погружение пульсационных труб производилось при работающем пульсаторе под собственным весом труб. После опускания труб на заданную глубину с целью более тщательной проработки каждого слоя грунта подъем труб производился с последовательными остановками в каждом уровне. Максимальное давление в пульсационной камере доводилось до 3 атмосфер, а частота пульсаций – до 10-15 Гц. Эта машина применялась для уплотнения свеженамытых песков на глубину 2-4 м.

Радиус уплотнения от работы одной пульсационной трубы достигал 4-5 м при отсутствии внешней пригрузки в виде слоя сухого и маловлажного грунта, а при наличии такового толщиной всего лишь 0,2-0,7 м уменьшался соответственно до 2-0,5 м. В результате уплотнения удалось увеличить плотность скелета мелкозернистого песка с 1,54 до 1,61 г/см³.

Метод гидропневмопульсационного уплотнения [104] основан на динамическом воздействии фильтрационных сил, или так называемых «динамических фильтрационных циклов».

Согласно этому методу в толщу песка основания погружается иглофильтр, который посредством распределительного клапанного устройства попеременно подключается к напорному и вакуумному насосам. Таким образом, в грунте создаются фильтрационные «толчки», разрушающие структуру и приводящие к его последующему уплотнению под действием собственного веса. При этом выбирается такая временная последовательность фильтрационных «толчков», при которой последующий «толчок» создается только после переукладки частиц песка от предыдущего динамического воздействия фильтрационных сил. Из данных лабораторных исследований получено, что для уплотнения слоя песка основания 4 м требуется создать напор 8-10 м вод. ст. и вакуум 6-7 м.

Песчаные сваи – дрены применяются для консолидации слабых глинистых грунтов основания [105]. Согласно этому методу в грунт основания путем

вибрации погружается пустотелая труба диаметром 400-600 мм обычно с раскрывающимся наконечником. После погружения трубы на заданную глубину основания в нее засыпается, например бадьей, подаваемой краном, песок, и при включенном вибраторе труба выдергивается.

Расстояние между центрами скважин должно составлять 4-6 диаметров свай, а производительность установки обычно достигает 8-15 штук свай за смену, в отдельных случаях – до 30-50 штук.

В ПСМО «Ленгидроэнергоспецстрой» на строительстве комплекса защитных сооружений Санкт-Петербурга от наводнений под научно-методическим руководством НИИОСП была изготовлена и апробирована такая установка для консолидации слабых глинистых грунтов основания текучей и текучепластичной консистенции в Южном створе КЗС. В дальнейшем, в том числе автором диссертации, было предложено использовать для этих целей метод устройства ленточных дрен.

Ввиду того что в отечественной практике был известен только опыт применения ленточных дрен при глубине погружения до 12 м, было закуплено на конкурсной основе импортное оборудование фирмы Soilmes (Италия). Данное оборудование было смонтировано на базе крана ДЭК-50 (рис. 1.19).

Работа установки производилась следующим образом. После установки на точку погружения в глинистый грунт, через слой предварительно разрыхленного шнеком техногенного песка тела дамбы, вдавливанием погружался металлический лидер с ленточной дренай на глубину до 30 м. Затем лидер выдергивался из грунта, а дрена отрезалась на уровне поверхности песка основания (рис. 1.20). Далее с помощью стрелы крана лидер поворачивался на новую точку погружения. Ленточная дрена вновь заправлялась в теряемый башмак и погружалась в грунт основания. Таким образом, формировалось дренированное поле (рис. 1.21) с шагом 2,5–3 м (по результатам предварительно

проведенных на опытных полигонах исследований), в пределах которого производилось наращивание отметки тела дамбы.

Основные результаты проведенных исследований на дамбе по консолидации слабых глинистых грунтов основания ленточными дренами показали, что их устройство является эффективным приемом рассеивания порового давления и тем самым повышения устойчивости основания сооружения в процессе возведения. Однако при этом сколько-нибудь существенного увеличения физико-механических характеристик глинистых грунтов с очень малым (около 4°) углом внутреннего трения не было зафиксировано.

Автором диссертации было также предложено и осуществлено устройство песчаных свай-дрен с помощью установки КАТО (Япония), используемых на строительстве КЗС для устройства буронабивных бетонных свай диаметром 1,2 м в основании водопропускных сооружений № 1 и № 2. Общий вид установки представлен на рис. 1.22.

Устройство таких свай-дрен было осуществлено на близлежащих участках к водопропускным сооружениям, где применение установки по погружению ленточных дрен было очень проблематично из-за большого количества остатков бетона, арматуры и т.д. в песчаном основании в этих зонах после завершения работ по возведению водопропускных сооружений.

Порядок устройства песчаных свай-дрен был следующим. После погружения обсадной трубы с выемкой грунта из ее полости (рис. 1.23.) на проектную глубину производилась отсыпка песка внутрь трубы бадьей.

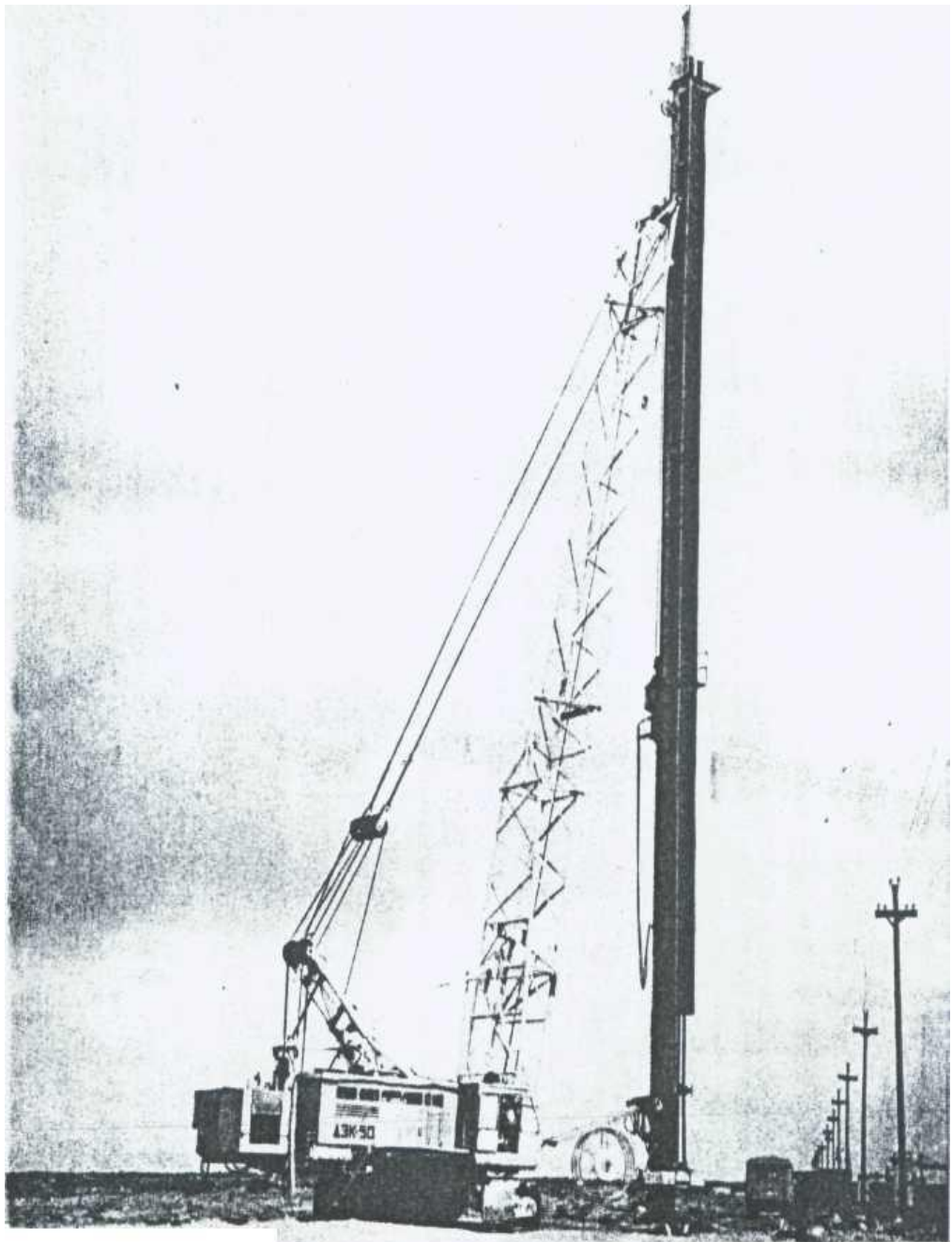


Рис. 1.19. Общий вид установки фирмы Soiltec для устройства ленточных дрен в глинистом основании на базе крана ДЭК-50

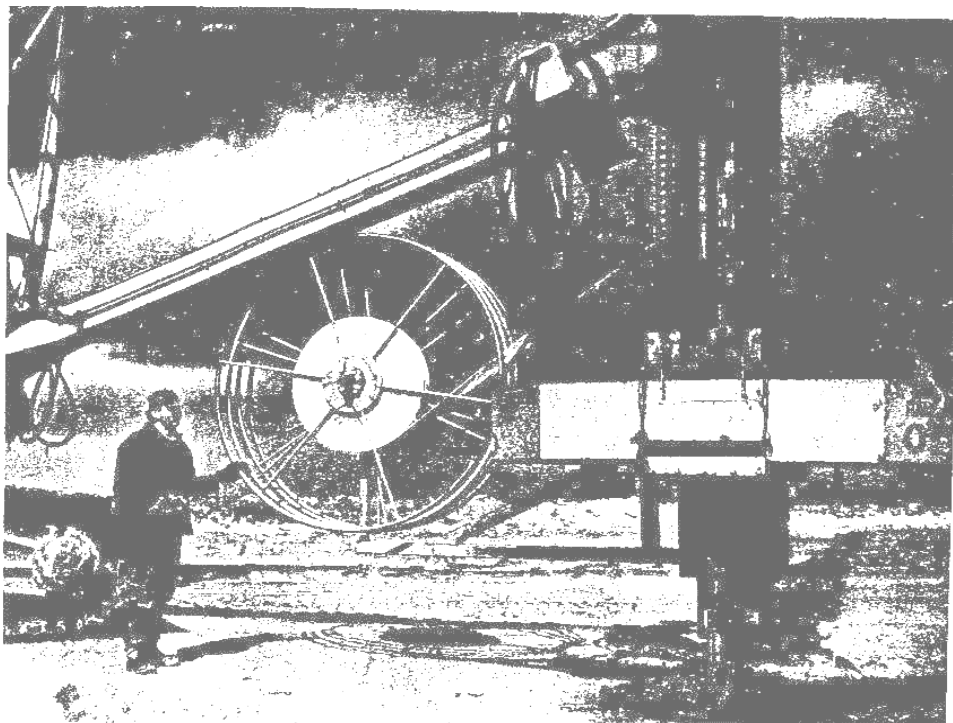


Рис. 1.20. Вид установки по погружению ленточных дрен в глинистое основание через перекрывающий слой песчаного основания в момент опускания (выдергивания) лидера



Рис. 1.21. Участок песчаной дамбы после устройства ленточных дрен



Рис. 1.22. Общий вид установки КАТО, использованной для устройства песчаных свай-дрен в глинистых грунтах естественного подстилающего основания тела дамбы



Рис. 1.23. Момент выемки грунта из обсадной трубы установки
КАТО

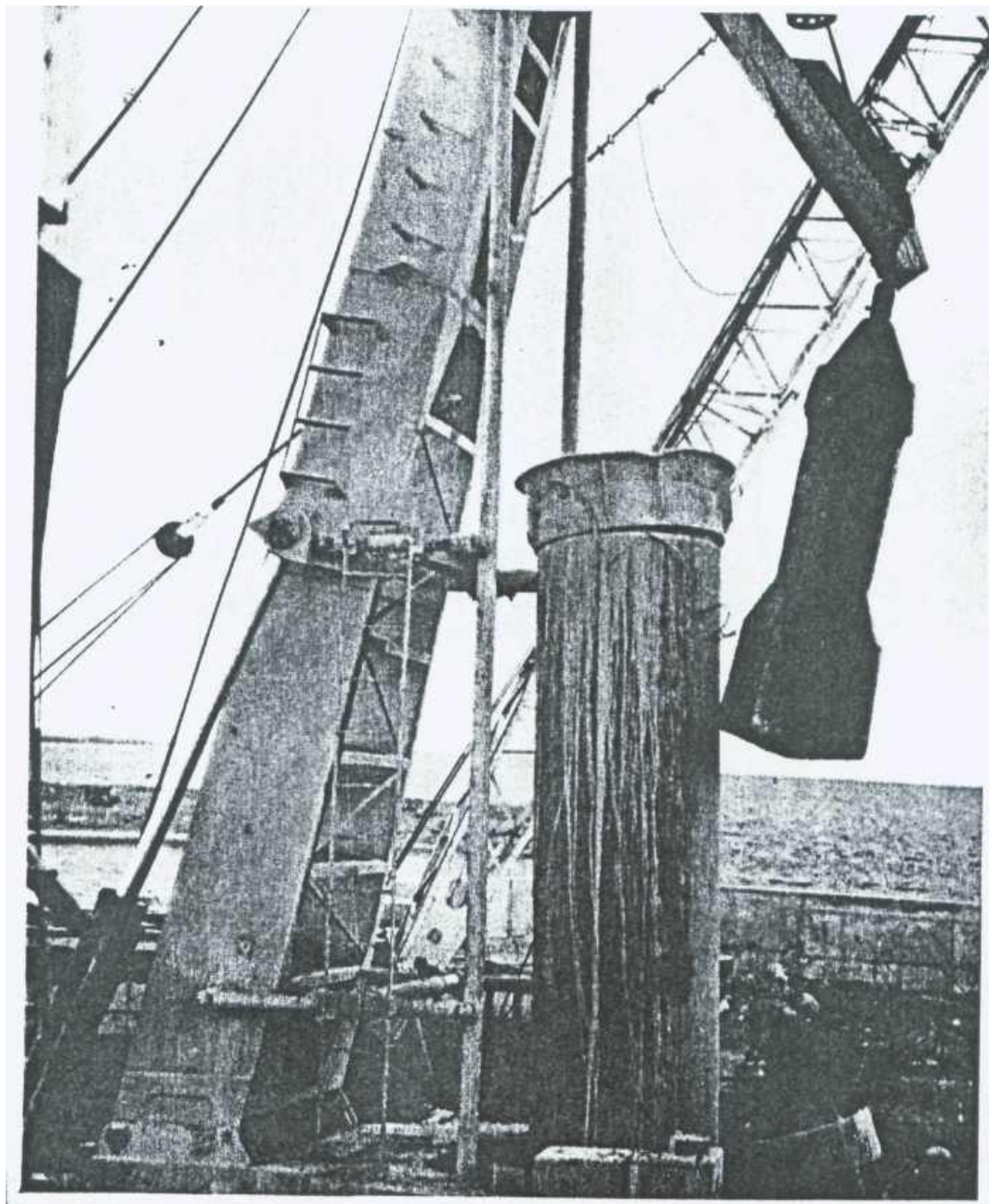


Рис. 1.24. Груз-болванка для уплотнения песка внутри полости обсадной трубы установки КАТО

По предложению автора диссертации заполнение трубы песком производилось с его уплотнением грузом-болванкой (рис. 1.24.), сбрасываемой в свободном падении внутрь трубы. После выдергивания обсадных труб в слое грунта образовывалась уплотненная песчаная свая-дрена. Устройство свай-дрен с помощью установки КАТО производилось с шагом 8 м.

Интересную возможность дают некоторые варианты развития метода уплотнения основания путем устройства песчаных свай-дрен при наличии в верхней толщии песчаных грунтов основания торфяных и илистых прослоек. Такая возможность может быть осуществлена с помощью тяжелых трамбовок. При этом ударами тяжелой трамбовки пробивается скважина в основании и производится вытеснение торфа в стороны.

Образованная скважина может заполняться и уплотняться как песчаным и песчано-гравийным грунтом, так и другим, более жестким, материалом, в частности отходами строительного мусора.

Таким образом, уплотнение грунта основания такими сваями-дренами происходит как путем динамического воздействия трамбовки на близлежащий грунт вокруг скважины, так и внутри нее, а также за счет вытеснения торфянистого грунта из объема, занимаемого скважиной. При этом объем вытесненного грунта восстанавливается новым материалом, подвозимым и подаваемым в скважину, устроенную в основании.

После устройства свай-дрен на этой же площадке основания может быть осуществлено и дополнительное уплотнение тяжелой трамбовкой как торфов, так и илистых прослоек в промежутках между сваями-дренами, предварительно устроенных в грунтах основания.

Причем, как известно, наряду с эффектом уплотнения скелета грунта песчаные свай-дрены способствуют значительному ускорению процесса консолидации мелкодисперсных грунтов, если слои таковых в грунтовой массе имеются.

Метод уплотнения тяжелыми трамбовками основания путем устройства свай-дрен большого диаметра может позволить не только ускорить процесс стабилизации осадок, уменьшить их величину на свеженамытых территориях и повысить прочность и жесткость основания дорожных покрытий, но и исключить необходимость или существенно сократить объемы применения свайных фундаментов под здания и сооружения.

Оценивая перспективы применения представленных в данном разделе методов глубинного уплотнения оснований, следует иметь в виду, что одни из них или дублируют уже рассмотренные, или находятся на ранней стадии разработки, в целом по производительности, эффективности и области применения значительно им уступая, другие – применяются только в сочетании с иными способами уплотнения, причем их использование совместно с рассмотренными методами может дать значительные дополнительные возможности, как показывают перспективные исследования автора диссертации [106].

1.7. Выводы по анализу предшествующих исследований

1. В современной строительной практике уплотнение грунтов является эффективным приемом улучшения физико-механических свойств как естественных, так и техногенных оснований в грунтовых сооружениях, что увеличивает надежность и экономичность сооружений.

Для уплотнения грунтов используется как статическое, так и динамическое нагружение либо их сочетание.

Для уплотнения несвязных и слабосвязных грунтов оснований применяются динамические методы уплотнения, т.к. статическое их нагружение малоэффективно.

2. Песчаные грунты широко применяются для устройства дамб и плотин, образования новых территорий и т.п. В условиях отсутствия течений и действия волн водонасыщенные песчаные грунты оснований, намываемые свободным намывом и отсыпкой под воду, независимо от гранулометрического состава укладываются с плотностью скелета в рыхлом сложении. Относительная плотность песков оснований подводного намыва составляет $I_D = 0,1-0,3$.

При надводном намыве может быть достигнута плотность укладки песков оснований $I_D = 0,4$. Однако при этом обычно формируется достаточно неоднородный по грансоставу и плотности массив, что вызвано объективными причинами.

3. При возведении бетонных сооружений и зданий на формируемых песчаных площадях оснований, прокладке инженерных сетей в их теле, устройстве на них дорог и железнодорожных путей и т.д. требуется их уплотнение до заданной проектной плотности, особенно это важно в мелких и средних песках при действии динамических (сейсмических, волновых, фильтрационных и т.п.) воздействий на грунты основания.

По данным проф. П.Л. Иванова, уплотнение песчаных грунтов основания до относительной плотности $I_D \geq 0,6$ является вполне достаточным и гарантирует устойчивость их структуры от действия большинства внешних динамических нагрузок. Разжижение грунтов основания при этом становится практически маловероятным, а осадки слоя песчаного грунта основания не превышают 0,5 % его мощности даже при очень сильных воздействиях, взрывах и т.п.

4. Наиболее распространенным методом уплотнения оснований является их поверхностное уплотнение в условиях послойной укладки грунтовых материалов всех видов в основном виброкатками.

Для уплотнения мощных слоев грунта применяются глубинные методы динамического уплотнения оснований тяжелыми трамбовками, взрывами и виброуплотнения уплотнителями типа «ёлочка».

Из других методов уплотнения оснований прежде всего известен метод гидровиброуплотнения, нашедший применение на Асуанской плотине.

5. Уплотнение грунтов тяжелыми трамбовками применяется в строительстве по инициативе российских специалистов. На первоначальном этапе в нашей стране тяжелые трамбовки использовались для уплотнения песчаных и глинистых грунтов оснований при их оптимальной влажности.

С 70-х годов, в основном фирмой «Менар» (Франция), начинается широкое применение тяжелых и сверхтяжелых трамбровок за рубежом для уплотнения водонасыщенных оснований.

На практике уже применялись тяжелые и сверхтяжелые трамбовки массой до 200 т, поднимаемые на высоту до 40 м. К настоящему времени развитие этого метода уплотнения по «пути Менара» практически исчерпало свои возможности.

6. В настоящее время как в России, так и за рубежом для уплотнения грунтов оснований применяются одномассные трамбовки в виде распластанной плиты круглой или многоугольной формы конфигурации в плане. Данные трамбовки обладают существенными недостатками, выражаемыми в значительном выпоре и разрыхлении грунта в месте удара трамбовки и невозможности повысить глубину уплотнения грунтов основания без увеличения массы и высоты сбрасывания такой трамбовки.

7. Предложенная конструкция двухмассной трамбовки, состоящая из двух отдельных ударных масс, последовательно взаимодействующих с грунтом с заданным интервалом времени, лишена указанных недостатков [107].

Проведенные теоретические и экспериментальные исследования показали, что при использовании такой трамбовки объем втрамбованного грунта и глубина уплотнения основания увеличиваются на 30 % по сравнению с одномассной трамбовкой при одинаковых их массе и высоте сбрасывания; причем достижение этой же глубины уплотнения основания может быть достигнуто одномассной трамбовкой при увеличении массы или высоты ее сбрасывания в 1,5-2 раза.

Данные исследования подтверждены опытом практического применения двухмассной трамбовки для уплотнения водонасыщенных песков основания.

Однако наряду с указанными преимуществами первоначальный вариант двухмассной тяжелой трамбовки имеет недостатки конструктивного исполнения, приводящие к неравномерной осадке грунта под наружной и внутренней ее отдельными частями при воздействии такой двухмассной трамбовки на грунты основания.

Указанные преимущества двухмассных трамбровок позволяют считать, что область их применения должна быть существенно расширена для других грунтовых условий и областей применения.

8. Более 60 лет кафедра «Подземные сооружения, основания и фундаменты» Санкт-Петербургского государственного политехнического университета была признанным лидером в области разработки метода уплотнения слабосвязных грунтов оснований взрывами.

Первые опытные работы на водонасыщенных песках были выполнены П.Л. Ивановым под руководством В.А. Флорина на строительстве Волжской ГЭС. В дальнейшем под руководством П.Л. Иванова метод получил развитие на многочисленных объектах гидротехнического строительства. Уплотнению подвергался широкий спектр слабосвязных грунтов оснований – от пылеватых супесей до песков, галечника и каменной наброски.

Взрывной метод уплотнения нашел широкое применение для уплотнения просадочных лессовых грунтов оснований благодаря разработкам И.М. Литвинова.

9. Для уплотнения водонасыщенных грунтов оснований взрывами в зависимости от места размещения зарядов используются способы взрыва поверхностных и подводных зарядов, глубинных взрывов, причем последний способ получил наибольшее распространение.

Известный опыт показывает, что масса зарядов не превышала 4-9 кг при глубинных взрывах и 20 кг при подводных и поверхностных взрывах, а глубина погружения зарядов в основание – 12 м. Суммарная осадка поверхности основания достигала 60-75 см, а относительная осадка грунтов основания – 8-13 %.

В целом во всех случаях эффект уплотнения оснований был значительным.

10. Способ уплотнения грунтов глубинными взрывами заключается в последовательном погружении на уплотненном участке основания зарядов ВВ на заданную глубину с определенным шагом. Обычно по техническим причинам масса заряда близка к величине стандартного заряда (5 кг тротила), а шаг погружения 8-10 м. Количество очередей взрывов для достижения плотности $I_D \geq 0,6$ составляет не менее 3-4.

Это требует погружения 60-100 зарядов на площади основания около 2000–2500 м², что представляет главную трудоемкость при уплотнении грунтов этим способом.

Совершенствование технологии погружения зарядов путем вибропогружения обсадной трубы с инвентарным башмаком многократного использования вместо ударного ее погружения болванкой свободного падения с множеством теряемых башмаков, а также рыхление мерзлой корки в местах погружения зарядов в зимних условиях облегчают процесс уплотнения, но явно недостаточны для качественного улучшения самого метода [108].

11. Метод глубинного виброуплотнения песчаных грунтов оснований установкой продольного вибрирования, снабженной пространственным уплотнителем в виде «елочки», был создан во ВНИИГС.

Основным преимуществом данного метода по сравнению с другими методами, такими, как взрывной метод, трамбование и виброукатка, является возможность уплотнения маловлажных песчаных грунтов оснований на глубину более 2,5-3 м (при насыщении их водой непосредственно в процессе работы виброуплотнителя). Для этого в виброуплотнителе конструкции ВНИИГС в

нижней части трубчатой штанги помещается сопло для выхода воды, подаваемой через патрубок в верхней части штанги виброуплотнителя.

12. Во ВНИИГС был накоплен значительный опыт применения этого метода для виброуплотнения песчаных грунтов оснований на множестве объектов. Данный опыт показывает, что после виброуплотнения основания достигается очень значительная максимальная плотность песков. Значение относительной плотности J_d достигает 0,75 – 0,96, а угол внутреннего трения грунта 45° . Однако при использовании в данной установке очень надежного вибропогружателя типа ВПП-2 с подрессоренной пригрузкой конструкции О.А. Савинова и А.Я. Лускина (производственная марка В-401, ВПП 2А и В 401А) глубина виброуплотнения не превышает 6 м. Применение для этих целей более мощного вибропогружателя ВШ-1 (конструкции ВНИИГС) или еще более мощных вибропогружателей зарубежного производства позволит увеличить глубину виброуплотнения основания, но она также будет существенно ограничиваться его рабочими параметрами. В связи с этим является актуальным поиск других направлений совершенствования данного метода виброуплотнения основания, в частности путем совершенствования конструкции виброуплотнителя [109].

13. Обзор литературных источников накопленного опыта в этом направлении показывает, что в настоящее время имеются предложения по совершенствованию конструкции виброуплотнителя. Данные совершенствования направлены как на повышение жесткости виброуплотнителя, так и расширение диапазона самого метода, в том числе нагнетание закрепляющих растворов в грунты основания, виброуплотнение тонкодисперсных песков основания. С целью увеличения производительности имеется предложение по применению пакетов уплотнителей. Все эти усовершенствования базируются на работе виброустановки конструкции ВНИИГС. Однако они сделаны без глубокого анализа процесса виброуплотнения грунтов такой виброустановкой.

14. В связи с тем, что потребности гидроэнергетического и других видов строительства в качественном устройстве насыпей, подготовке оснований, возведении грунтовых сооружений и т.п. очень велики, совершенствование методов их уплотнения представляет важную задачу [110].

В соответствии с изложенным в диссертационной работе ставились и решались следующие задачи:

1. Теоретическими исследованиями выбрать конкретный метод вибродинамического уплотнения и основные параметры уплотнения песчаных и других грунтов оснований для заданной глубины уплотнения основания.

2. Сравнительными теоретическими и экспериментальными исследованиями, полевыми испытаниями доказать:

а) эффективность способа последовательного взрывания зарядов по сравнению с одновременным;

б) преимущества двухмассных тяжелых трамбовок различных вариантов исполнения, в том числе по сравнению с традиционными одномассными;

в) преимущества модернизированного виброуплотнителя по сравнению с установкой конструкции ВНИИГС;

г) эффективность защиты близлежащих зданий и сооружений при аэрировании слоя грунта по периметру основания, уплотняемого глубинными динамическими методами.

3. Проанализировать результатами сравнительных полевых испытаний различные методы зондирования для оценки качества уплотнения песков в подводной зоне укладки.

4. Разработать практические рекомендации по выбору технических решений глубинных методов уплотнения песчаных и других грунтов оснований, в том числе с учетом защиты близлежащих зданий и сооружений от вибродинамического воздействия за пределами уплотняемого основания.

5. Внедрить методику выбора способов уплотнения и разработанные новые технические решения глубинного уплотнения песчаных оснований для возведения сооружений на гидротехническом объекте общегосударственного значения – комплексе защитных сооружений г. Санкт-Петербурга от наводнений.

2. ВЫБОР МЕТОДА ВИБРОДИНАМИЧЕСКОГО ГЛУБИННОГО УПЛОТНЕНИЯ ПЕСЧАНЫХ ГРУНТОВ ОСНОВАНИЙ

2.1. Общие положения

Данные исследования и разработки выполнены для выбора метода и основных параметров вибродинамического глубинного уплотнения намывных (или насыпных), в том числе под воду, песчаных грунтов оснований на коренные породы подстилаемого основания для возведения на них капитальных зданий и сооружений. Они могут быть также использованы для аналогичного случая напластования природных грунтов основания.

В качестве основных методов динамического глубинного уплотнения слоя водонасыщенных песчаных грунтов оснований может быть применен взрывной метод, в том числе в зимних условиях, и метод поверхностного трамбования.

При этом уплотнение поверхностного слоя маловлажных (влажных) песчаных грунтов основания и песчаных грунтов при наращивании насыпи должно осуществляться методом послойного уплотнения виброкатками при интенсивном увлажнении песка .

При наличии поверхностного слоя маловлажных (влажных) песчаных грунтов оснований толщиной слоя более 1,5-2 м следует применять метод глубинного виброуплотнения сразу на всю глубину уплотняемого песчаного основания при насыщении маловлажного слоя песка водой непосредственно в процессе его виброуплотнения.

При этом запрещается применять метод глубинного виброуплотнения при наличии в основании песчаных грунтов коренных пород, сложенных глинистыми грунтами текучей или текуче-пластичной консистенции. Этот запрет наложен ввиду опасности потери структурной прочности этих грунтов из-за высокочастотного вибрационного воздействия на них.

Кроме того, применение взрывного метода уплотнения в зимних условиях должно сопровождаться дополнительной разработкой сопутствующих мероприятий по его реализации.

В соответствии с нижеописанными исследованиями количественная оценка глубины и зоны уплотнения грунтов оснований, достигаемой их плотности сложения и основных параметров вибродинамического глубинного уплотнения оснований соответствует стадии проектирования песчаных грунтов основания и должны окончательно уточняться в экспериментальных полевых исследованиях, которые всегда предшествуют этапу производственного уплотнения.

2.2. Основной фактор для оценки применения различных вибродинамических методов глубинного уплотнения оснований

При выборе метода вибродинамического глубинного уплотнения песчаных грунтов оснований основным фактором автором диссертации принимается достигаемая глубина уплотнения $h_{\text{упл}}$ основания, которая зависит от величины вибродинамического воздействия [111,112]. Величина вибродинамического воздействия определяется максимальным давлением ударной волны p_{max} или ускорений колебаний $A_k \omega^2$ на грунты основания. Отсюда взаимосвязь между достигаемой глубиной уплотнения и максимальным давлением ударной волны или ускорений колебаний определяется зависимостью

$$h_{\text{упл}} = f(p_{\text{max}} \text{ или } A_k \omega^2). \quad (2.1)$$

Автором диссертации используются наиболее приемлимые из этих параметров, используемых ведущими российскими и зарубежными учеными, для оценки величин воздействия на зернистые среды при различных вибродинамических воздействиях [6,19, 24, 113-116].

При уплотнении водонасыщенных песчаных грунтов оснований основным критерием для определения достигаемой глубины уплотнения являются критическое значение соотношения Δ_k между давлением ударной волны и статическими напряжениями в скелете грунта или ускорений колебаний грунта $A_k \omega^2$ на заданной глубине уплотнения основания, которые выражаются зависимостями:

– для динамического уплотнения грунтов оснований методом глубинных взрывов [24] и поверхностного трамбования [112]

$$\Delta_k = \frac{\sigma(p_{\max})}{\sigma(\gamma_{zp})}, \quad (2.2)$$

где $\sigma(p_{\max})$ – максимальные давления ударной волны, передающиеся на скелет грунта основания, $\sigma(\gamma_{zp})$ – вертикальные напряжения в скелете грунта основания на глубине Z уплотняемого основания, определяемые по формуле:

$$\sigma(\gamma_{zp}) = (\gamma_s - \gamma_w)(1 - n) \times Z, \quad (2.3)$$

где γ_s , γ_w – удельный вес частиц грунта и воды, n – пористость грунта основания,

– для виброуплотнения песчаных грунтов оснований [116]

$$A_k \omega^2 = (0,9 \div 1) g, \quad (2.4)$$

где A_k – критическая амплитуда вибрации грунтов основания, ω – круговая частота колебаний, g – ускорение свободного падения.

Значение Δ_k рекомендуется принимать равным 5–15 для рыхлых песков и 15–30 для песков средней плотности [24].

Для практических расчетов величина $\sigma(p_{\max})$ может быть принята равной $0,01(p_{\max})$.

Величина максимального давления $p_{\max}$ ударной волны и амплитуды A_0 вибраций определяются по зависимостям:

– для глубинных взрывов [24]

$$p_{\max} = 60,0 \left(\frac{3\sqrt{C}}{R} \right)^{1,05}, \quad (2.5)$$

где $p_{\max}$ – максимальное давление, МПа; C – масса заряда взрывчатых веществ (ВВ – тротил), кг; R – расстояние от центра взрыва заряда, м,

– для поверхностного трамбования [112]

$$p_{\max} = 10,0 \left(\frac{\sqrt{Q \cdot H}}{R} \right)^{1,05}, \quad (2.6)$$

где Q – вес трамбовки, кН, H – высота сбрасывание трамбовки, м, R – расстояние от центра удара трамбовки, м

– для глубинного виброуплотнения [112]

$$A_0 = A_k e^{\frac{r}{\delta}}, \quad (2.7)$$

где A_0 – амплитуда вибрации виброуплотнителя на заданной глубине уплотнения основания, r – расстояние от виброуплотнителя, на котором происходит эффективное виброуплотнение грунтов основанием, δ – коэффициент затухания вибрации с расстоянием от источника колебаний, который должен приниматься равным 0,8–0,9 м и 0,3–0,4 м, соответственно для среднего и мелкого песка.

Расстояние r определяется из зависимости:

$$D = 2 \left[r + \frac{d_{\text{упл}}}{2} \right], \quad (2.8)$$

где $d_{\text{упл}}$ – диаметр зоны виброуплотнения, принимаемый из практического опыта, соответственно, равным 3 м и 2 м для средних и мелких песков; $d_{\text{упл}}$ – диаметр пространственного виброуплотнителя вместе с радиальными элементами, м.

Величина амплитуды вибрации виброуплотнителя A_0 на заданной глубине уплотнителя основания определяется по выражению [112]:

$$A_o = \frac{P_o - (P_{тр}^{дин} + P_{лоб}^{дин})}{(m_{\epsilon} + m_{упл})(2\pi f)^2}, \quad (2.9)$$

где P_o – максимальная вынужденная сила вибропогружателя, m_{ϵ} и $m_{упл}$ ($m_{упл}^*$) – масса вибропогружателя и виброуплотнителя, $P_{тр}^{дин}$ и $P_{лоб}^{дин}$ – сила динамического сопротивления соответственно трению по боковой поверхности виброуплотнителя и лобовому его вибропогружению, кН.

При вибропогружении вибрирующего элемента в водонасыщенные песчаные грунты основания значение динамического сопротивления трению $P_{тр}^{дин}$ вибрирующего элемента и его лобовому сопротивлению $P_{лоб}^{дин}$ должно приниматься с учетом их снижения по сравнению статическим сопротивлением трению $P_{тр}^{стат.}$ по боковой поверхности виброуплотнителя и лобовому сопротивлению $P_{лоб}^{стат.}$ его погружению в соотношениях[96,112]:

$$P_{тр}^{дин} = (4,5 - 6)P_{тр}^{стат} \quad (2.10)$$

$$\text{и } P_{лоб}^{дин} = (2,5 - 3)P_{лоб}^{стат} \quad (2.11)$$

Сила статического трения $P_{тр}^{стат.}$ по боковой поверхности виброуплотнителя определяется

$$P_{тр}^{стат.} = S_{бок} f_{тр}, \quad (2.12)$$

а сила лобового сопротивления погружению виброуплотнителя

$$P_{лоб}^{стат.} = F R, \quad (2.13)$$

где $S_{бок}$ – площадь боковой поверхности штанги виброуплотнителя с пространственными элементами уплотнителя, m^2 , $f_{тр}$ – расчетное статическое сопротивление трению уплотняемого слоя основания, F – площадь опирания виброуплотнителя на грунт уплотняемого основания, R – расчетное статическое

сопротивление под острием виброуплотнителя на заданной глубине погружения в грунт основания.

Значения $f_{тр}$ и R , в кПа должны определяться по СНиП 2.02.03-85. Свайные фундаменты [117].

2.3. Основополагающие сведения по назначению параметров уплотнения оснований вибродинамическими методами по существующим рекомендациям

Согласно рекомендациям [71] для заданной глубины погружения заряда, обеспечивающей камуфлетность взрыва (отсутствие воронки выброса и выпора грунта), масса C заряда ВВ определяется по зависимости:

$$C = 0,055 h^3, \quad (2.14)$$

где h – глубина заложения заряда, м.

В случае наличия пригрузки водонасыщенного песка слоем маловлажного (или влажного песка) толщиной слоя более 0,5 м при определении массы заряда C по зависимости (2.14) следует вместо действительной глубины заложения заряда h подставлять приведенную глубину $h_{пр}$ определяемую по зависимости:

$$h_{пр} = \frac{h_1 \rho_1 + h_2 \rho_2 + \dots + h_{пес} \rho_{нас}}{\rho_{нас}}, \quad (2.15)$$

где h_1 , $h_{пес}$ – соответственно толщина слоя маловлажного (влажного) и водонасыщенного грунта основания; ρ_1 , $\rho_{нас}$ – плотность неводонасыщенной пригрузки и водонасыщенного грунта основания, принимаемого равным 2 г/см³.

Расстояние между зарядами в плане следует принимать равным двум радиусам эффективного действия $2R_{эф}$. За радиус эффективного действия $R_{эф}$ принята половина максимального расстояния между зарядами в плане, при котором происходит достаточно равномерное уплотнение грунта основания.

Радиус эффективного действия определяется по зависимости:

$$R_{эф} = K_3 \sqrt[3]{C}, \quad (2.16)$$

где K_3 – эмпирический коэффициент, рекомендуемый равным для водонасыщенных средних песков 2–3, мелких – 3–5.

Для осуществления метода поверхностного трамбования должны применяться тяжелые трамбовки.

Общий вес двухмассной трамбовки назначается из условия, чтобы удельное статическое давление на грунт песчаного основания по всей площади основания составлял не менее 0,015–0,02 МПа, а высота сбрасывания H равной $6r_{тр}$, где $r_{тр}$ – радиус двухмассной трамбовки [32].

Для осуществления метода глубинного виброуплотнения песчаных грунтов оснований целесообразно использовать виброустановку конструкции ВНИИГС с пространственным виброуплотнителем типа «ёлочка» [95].

Для уплотнения рыхлых песчаных грунтов оснований до проектной плотности $I_D \geq 0,6$ необходимо осуществить не менее 4 очередей взрывов в пределах уплотняемого основания, не менее 6-8 сбрасываний тяжелой трамбовки в один след и 2,5 мин. вибрирования на 1м глубины уплотняемого грунта на каждой точке уплотнения основания.

2.4. Выводы по главе 2

1. В основу разработанной автором диссертации методики выбора того или иного способа вибродинамического уплотнения песчаных оснований положена величина вибродинамического воздействия, зависящая, прежде всего, от основных рабочих параметров уплотняющих снарядов и механизмов, в том числе массы зарядов, веса и высоты сбрасывания трамбовки, массы и вынуждающей силы вибропогружателя.

2. Анализ предшествующих разработок по вибродинамическому уплотнению песчаных грунтов оснований по разработанной методике и

результаты их практического использования показывают, что данные разработки в их классическом понимании имеют недостатки.

3. Указанные недостатки основаны на том, что увеличение глубины и радиуса уплотнения, обоснование достигаемой плотности уплотнения основания определяются только величиной вибродинамического воздействия и их количеством.

4. Дальнейшие исследования и разработки автора диссертации были направлены на увеличение глубины и радиуса уплотнения, повышение плотности грунтов основания при заданном количестве вибродинамических воздействий (либо сокращение их количества) за счет рационального использования физических явлений в водонасыщенных песчаных грунтах основания при вибродинамических воздействиях.

3. ИССЛЕДОВАНИЯ УПЛОТНЕНИЯ ВОДОНАСЫЩЕННЫХ ПЕСЧАНЫХ ГРУНТОВ ОСНОВАНИЙ ПОСЛЕДОВАТЕЛЬНЫМ ВЗРЫВАНИЕМ ЗАРЯДОВ

3.1. Постановка задачи исследований

При применении взрывного метода уплотнения песчаных грунтов оснований на строительстве комплекса защитных сооружений Санкт-Петербурга от наводнений на начальном этапе предпочтение отдавалось методу одновременного взрывания зарядов в каждой очереди. Данный прием заключался в монтаже взрывной сети, соединяющей все заряды данной очереди детонирующим шнуром в единую сеть, образующую в плане замкнутый контур и их единовременный взрыв. При этом монтаж и последующее взрывание зарядов следующей очереди производились только после полной стабилизации осадок основания от взрывания зарядов предыдущей очереди. Это основывалось на следующих постулатах, взятых из рекомендаций [71]:

1. Заданный характер изменения плотности массива грунта в плане и по глубине в основном достигается числом серий взрывов зарядов в данном месте. Увеличивая число серий взрывов, увеличивают осадку поверхности и плотность грунта.

2. При интервале времени Δt между взрывами зарядов, меньшем времени уплотнения $t_{уп}$, увеличивается лишь радиус эффективного действия и глубина уплотнения от последующих взрывов.

Кроме того, считалось [24], что рекомендуемая последовательность взрывания способствует наиболее эффективному разрушению структуры грунта за счет повышения интенсивности динамического воздействия и увеличения плотности грунта в процессе последующей консолидации.

Согласно этим постулатам взрывание последующих зарядов в разжиженном грунте может способствовать только расширению зоны разрушения структуры грунта, но не дает дополнительного повышения плотности.

По предложению автора диссертации были проведены контрольные сравнительные опытные испытания метода последовательных и одновременного взрывания зарядов [118-120], которые позволяли (в случае подтверждения положительного результата) перейти на уплотнение оснований этим методом.

Преимущества последовательного взрывания зарядов по сравнению с одновременным основывались как на учете известных эффектов развития фильтрационных сил в процессе консолидации грунта от взрыва и прохождения последующей ударной волны по частицам разжиженного и нестабилизированного грунта [24], так и на многократном разрушении структуры грунта в близрасположенных зонах при последовательном взрывании зарядов.

Контроль за первым испытанием непосредственно на уплотняемом основании осуществляли профессор П.Л. Иванов и доцент А.П. Крутов.

3.2. Теоретические исследования влияния разгрузки грунта на последовательность взрывания зарядов

Проведем теоретические исследования по назначению временного интервала запаздывания Δt при последовательном взрывании зарядов для наиболее эффективного использования энергии взрыва последующего заряда за счет разгрузки нижележащих слоев грунта основания вышележащими слоями. При этом должна быть ликвидирована неуплотненная зона в промежутках между смежными зарядами и достигнуто, в первом случае, повторное воздействие взрыва на ранее переуложенный слой от взрыва предыдущего заряда, а во втором – воздействие на зоны, примыкающие к зоне разжижения от взрыва первого заряда.

В соответствии с [24] глубина h заложения заряда в слое основания из условия камуфлетности энергии взрыва определяется по зависимости

$$h = 3 \sqrt{\frac{C}{0,055}} , \quad (3.1)$$

где C – масса заряда взрывчатого вещества (ВВ), кг.

В этом случае по экспериментальным данным П.Л.Иванова зависимость между расчетной глубиной заложения заряда в слое песчаного водонасыщенного грунта и глубиной уплотнения грунтов основания определяется соотношением

$$h_{уп} = \frac{h}{0,67} . \quad (3.2)$$

Для характеристики изменения напряженного состояния скелета грунта основания при действии ударной волны может использоваться соотношение

$$\Delta = \frac{\sigma(p_{max})}{\sigma(\gamma_{zp})} , \quad (3.3)$$

где $\sigma(p_{max})$ – максимальные давления ударной волны, передающиеся на скелет грунта основания.

В частном случае отсутствия заземленного газа в грунте основания по В.А. Флорину [2]

$$\sigma(p_{max}) = \frac{(\beta_T m + \beta_B n) p_{max}}{(\beta_T m + \beta_B n + \beta_{СК})} , \quad (3.4)$$

где $m = 1-n$; β_T , β_B , $\beta_{СК}$ – соответственно коэффициенты объемной сжимаемости минеральных частиц, воды и скелета грунта основания.

Так, например, для характерных песков с пористостью $n = 0,42$ данные коэффициенты составляют $\beta_T = 0,5 \cdot 10^{-4}$ МПа, $\beta_B = 0,5 \cdot 10^{-3}$ МПа и $\beta_{СК} = 2 \cdot 10^{-2}$ МПа, а величина $\sigma(p_{max}) = 0,01 p_{max}$.

Из многочисленных опытов со взрывами в грунтах Г.М. Ляховым [24] получена зависимость для максимального давления при сферических волнах:

$$p_{max} = \kappa_1 \left(\frac{3\sqrt{C}}{R} \right)^{\mu_1}, \quad (3.5)$$

где p_{max} – максимальное давление, МПа; C – масса заряда, кг; R – расстояние от центра заряда, м; κ_1 , μ_1 – эмпирические коэффициенты, зависящие в основном от влажности и содержания газа в грунте. Коэффициент μ_1 характеризует интенсивность затухания давления с увеличением расстоянием от источника динамического воздействия.

В частном случае для водонасыщенных песков с незначительным содержанием в них заземленного газа зависимость (3.5) для максимального давления ударной волны в грунтах основания имеет вид

$$p_{max} = 60,0 \left(\frac{3\sqrt{C}}{R} \right)^{1,05}, \quad (3.6)$$

где p_{max} – максимальное давление, МПа; C – масса заряда, кг; R – расстояние от центра заряда, м.

Вертикальные напряжения в скелете грунта основания на глубине Z с учетом взвешивающего действия воды определяются как

$$\sigma(\gamma_{zp}) = (\gamma_s - \gamma_w)(1 - n)Z, \quad (3.7)$$

где γ_s , γ_w – удельный вес частиц грунта и воды, n – пористость грунта.

Критическое значение Δ_k , по данным П.Л. Иванова [24], соответствует такому смещению частиц, при котором происходит полное разрушение структуры грунта основания, что позволяет определять контуры области наилучшего уплотнения грунта основания. Величина Δ_k является обобщенной характеристикой для конкретного грунта и определяется из экспериментальных исследований максимальных зон разрушения его структуры и уплотнения. В частности, по результатам опытных взрывов глубинных зарядов в водонасыщенных

мелких песках основания значение Δ_k может быть принято при рыхлом их сложении равным 5–15 и средней плотности – 15–30.

Данные соотношения П.Л. Иванова аналогично формуле проф. Сиды (США) [113]:

$$\Delta_k = \frac{\tau_{\text{дин}}}{\sigma_{\text{стат}}}, \quad (3.3a)$$

где Δ_k – коэффициент циклического нагружения; $\tau_{\text{дин}}$ – динамические напряжения сдвига в грунте основания от внешней нагрузки; $\sigma_{\text{стат}}$ – статические напряжения в скелете грунта основания на заданной глубине уплотнения.

Формула Сиды используется специалистами в области сейсмостойкого строительства во всем мире, в том числе отечественными, для выявления условий опасного разжижения грунтов основания при землетрясении.

Рассмотрим взаимодействие зон разжижения грунта для взрыва двух рядом расположенных зарядов. Из рис. 3.1 следует, что при последовательном взрыве двух зарядов с интервалом $\Delta t \geq t_{\text{УП}}$ в нижней части в промежутках между зарядами существует значительная «мертвая зона», не подверженная полному разжижению грунта.

В процессе консолидации грунта граница r_1 разжиженного слоя грунта перемещается к поверхности и процесс консолидации полностью заканчивается при $r_1 = h_{\text{УП}}$. При этом последующий взрыв рядом расположенного заряда с интервалом времени $\Delta t < t_{\text{УП}}$ позволяет не только обеспечить разжижение грунта в этой неразжиженной зоне, но и повторно воздействовать на грунты основания, подверженные воздействию предыдущего заряда. Данное обстоятельство приводит к многократному разжижению грунта в промежутках между зарядами, повторяющимися при последующих очередях взрывов.

По составленной программе на ПК были проведены расчеты для обычно принимаемых на практике зарядов массой 5 кг, размещаемых в плане на

расстоянии 8-10 м, и при различной границе r_1 зоны переукладки частиц грунта в процессе консолидации от взрыва предыдущего заряда.

Данные расчеты показали (рис. 3.2), что наибольшая эффективность взрыва последующего заряда, способствующая разрушению структуры грунта и повторному (многократному) воздействию на грунты основания, достигается при соотношении границы r_1 зоны консолидации грунта от взрыва предыдущего заряда к глубине уплотнения грунта $h_{упл}$ в пределах 0,25-0,3.

По известной зависимости В.А. Флорина [2] имеем взаимосвязь интервала между взрывами зарядов Δt и величиной слоя r_1 консолидации грунта основания за этот период времени в следующем виде:

$$\Delta t = \frac{\gamma_w}{\gamma_{взв}} \frac{r_1}{K_\phi} \frac{n_1 - n_2}{1 - n_1} \quad (3.8)$$

Следовательно, в пересчете на время консолидации слоя грунта r_1 , имеем

$$\Delta t = (0,25 - 0,3) t_{упл} \quad (3.9)$$

По аналогии с этим проведем анализ зон уплотнения водонасыщенного песчаного грунта основания глубинными зарядами при короткозамедленных интервалах времени между взрывами зарядов.

Считаем (рис.3.3), что в полностью водонасыщенной грунтовой среде основания производится взрыв камуфлетного заряда массой C , а затем в этом месте до начала процесса консолидации производится взрыв такого же по массе заряда.

Результаты расчетов глубин уплотнения основания при последовательных двух взрывах зарядов массой C с интервалом Δt , за который верхняя часть слоя грунта основания от взрыва первого заряда на глубину $h_{упл}$ переходит в полностью разжиженное состояние, и взрыве второго заряда приведены в табл. 3.1.

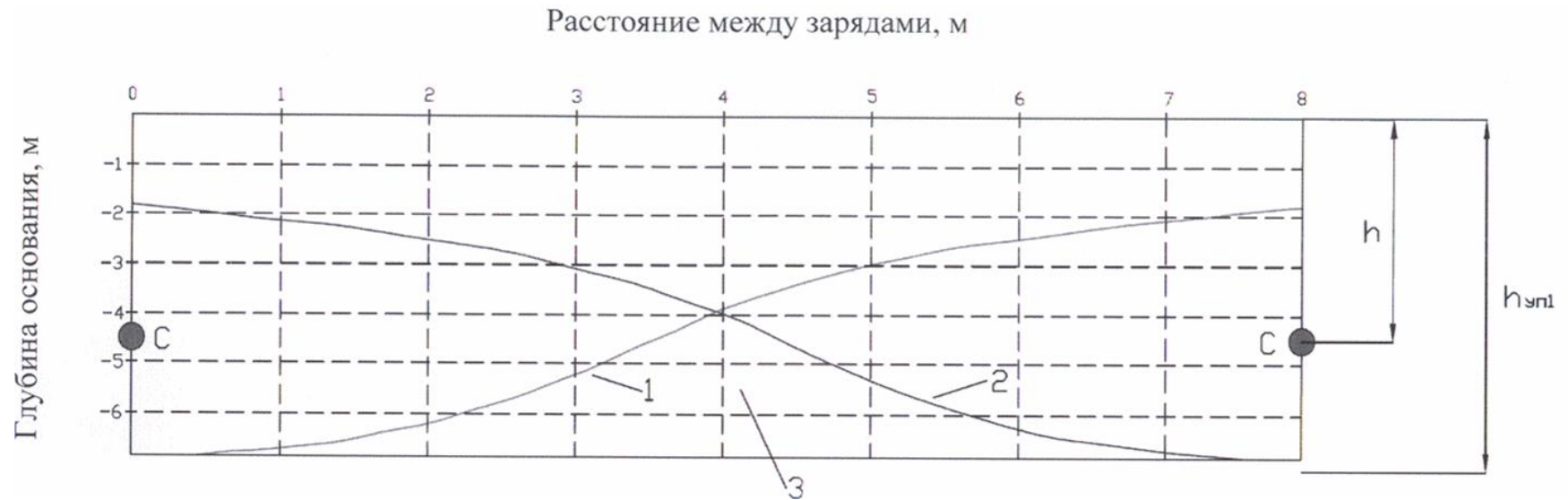


Рис. 3.1. Характер зон разжижения грунта при последовательном взрыве двух рядом расположенных зарядов с

интервалом времени $\Delta t \geq t_{\text{уп}}$: 1 – зона разжижения грунта от взрыва первого заряда;

2 – то же, второго заряда; 3 – «мертвая зона», не подверженная разжижению грунта основания

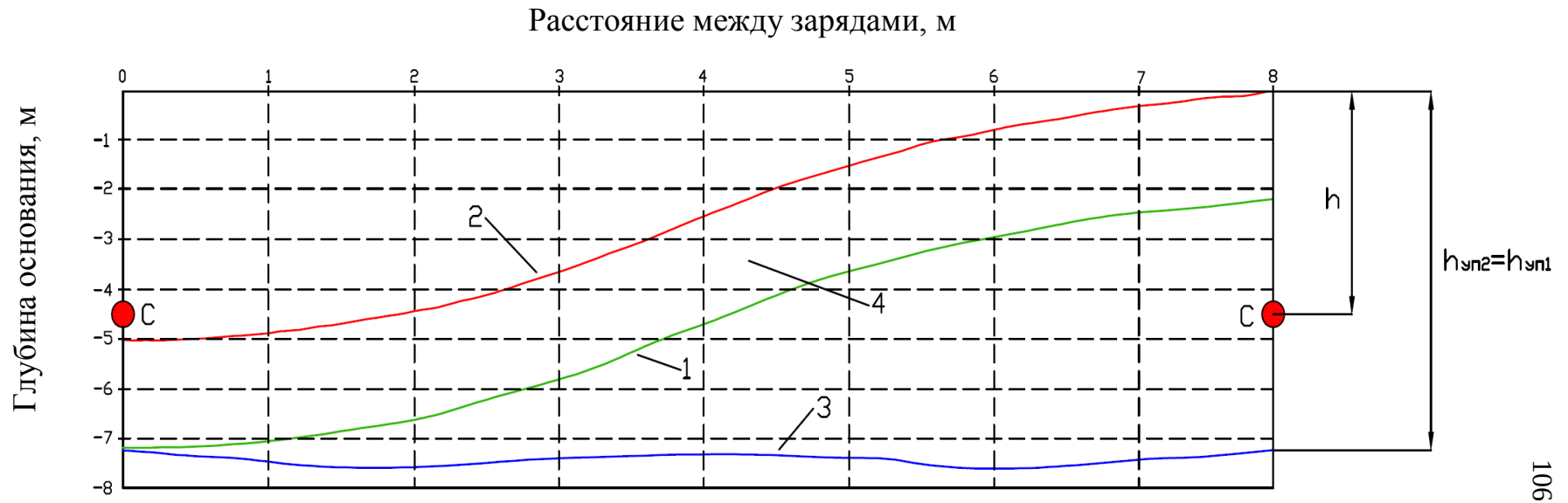


Рис. 3.2. Взаимодействие зон разжижения грунта при последовательном взрывании двух рядом расположенных зарядов с интервалом $\Delta t \leq t_{yn}$: 1 – зона разжижения грунта от взрыва первого заряда; 2 – то же в процессе консолидации грунта за время Δt , после взрыва первого заряда; 3 – зона разжижения грунта от взрыва второго заряда с интервалом $\Delta t = 0,3 t_{yn}$; 4 – зона повторного разжижения грунта основания

В расчетах напряжения в скелете грунта основания при взрыве второго заряда вычислялись исходя из условия полной разгрузки нижележащего слоя грунта в результате разжижения вышележащего слоя.

Как видно (табл. 3.1), глубина уплотнения основания $h_{уп2}$ при последовательных двух взрывах глубинных зарядов массой C значительно больше, чем $h_{уп1}$ при единичном взрыве заряда массой C .

Таблица 3.1

Глубина уплотнения от взрыва первого глубинного заряда массой C , $h_{уп1}$ м	Масса глубинного заряда C , кг	Глубина уплотняемого от взрыва второго заряда массой C с интервалом Δt , $h_{уп2}$, м	$\frac{h_{уп2}}{h_{уп1}}$
3	0,4	4,8	1,60
4	1,1	6,3	1,58
5	2	8,0	1,60
7	5,6	11,2	1,60
9	11,9	14,3	1,59

В то же время при разрушении структуры грунта основания от предыдущего взрыва, возникающие избыточные давления в воде в зоне разжижения приведут к развитию фильтрационных сил в грунтах основания, ослабляющих прочность структуры грунта далеко за пределами зоны разжижения. В этом случае последующий взрыв, произведенный в момент достижения максимального значения избыточного порового давления от предыдущего воздействия, должен обеспечить наибольшее разжижение структуры грунта основания в зонах, примыкающих к зоне разжижения. Следовательно, при последующем динамическом воздействии в начальной фазе разжижения грунта от предыдущего воздействия возникает

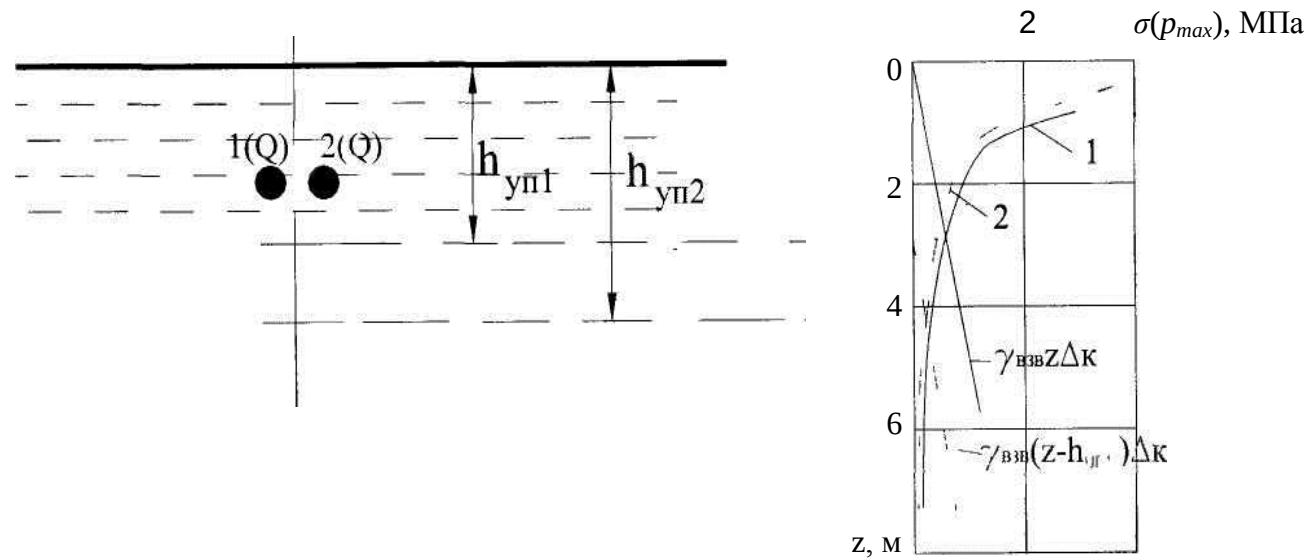


Рис. 3.3. Глубина зон разрушения структуры и уплотнения грунта основания при последовательном взрыве зарядов с короткозамедленным интервалом времени Δt после разгрузки нижележащего слоя грунта основания

расширение зоны разрушения структуры основания, а значит, и уплотнения грунта.

Расчеты показывают, что наибольший эффект расширения зоны разжижения от последующего воздействия взрыва достигается при короткозамедленном взрывании, выражаемом в секундах (долях секунды). Однако при этом должно развиваться поровое давление от предыдущего динамического воздействия.

С учетом вышеизложенного, а также того, что взрыв последовательных зарядов в одном месте практически неосуществим, для достижения эффекта увеличения глубины и радиуса зоны уплотнения может быть предложено решение, когда заряды в плане располагаются с учащенной сеткой в грунтах основания (рис.3.4).

В данном случае заряды должны располагаться с шагом R , меньшим $2 R_{эф}$, где $R_{эф}$ – радиус эффективного действия взрыва заряда в плане.

Проведенные расчеты по разработанной программе на ПК показывают возможность увеличения глубины уплотнения грунта при короткозамедленном интервале времени между последовательными взрывами зарядов без увеличения массы заряда (рис.3.5).

При этом достигается достаточно равномерное уплотнение грунта как по глубине слоя основания, так и в плане.

В частности, по данным расчетов такое увеличение может достигать 1,6 раза при расстоянии R между зарядами, близком к величине $R_{эф}$.

Предложенный автором диссертации прием уплотнения не потребует перехода на многоярусное расположение зарядов по рекомендациям [24] ввиду значительного увеличения массы единичного заряда (до 20 кг) для достижения той же глубины уплотнения основания.

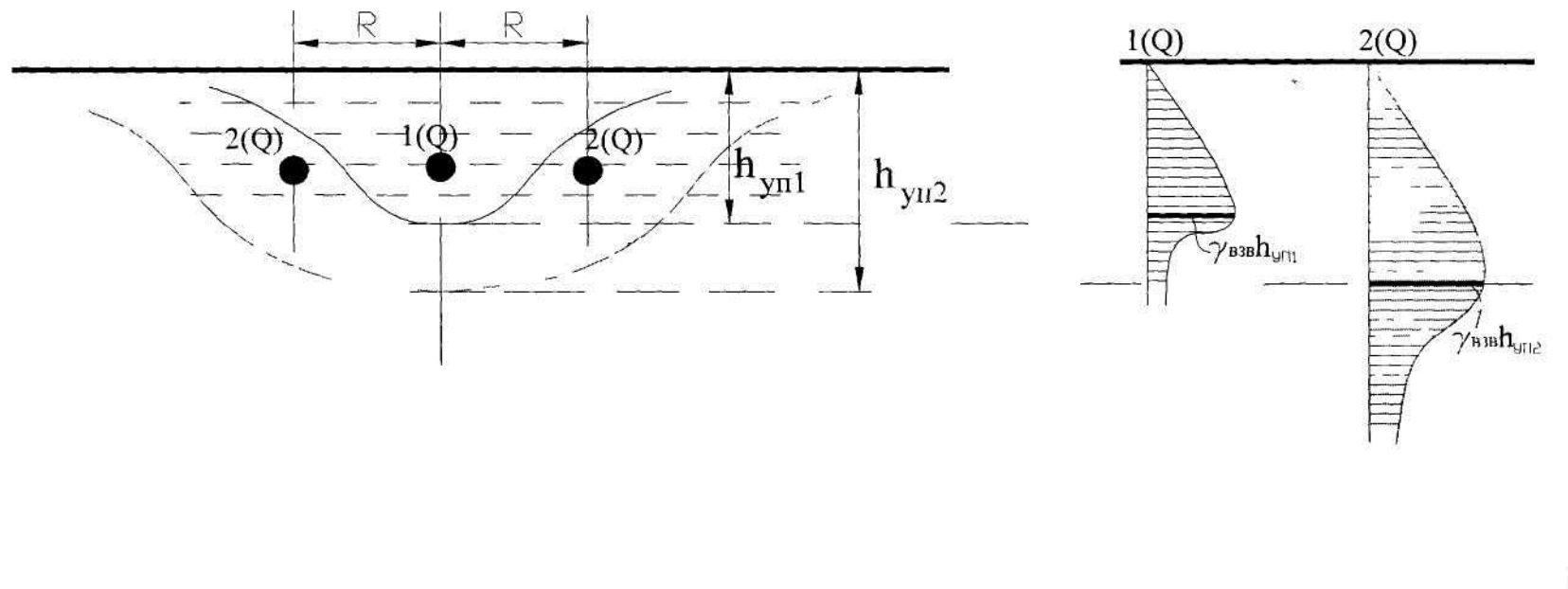


Рис. 3.4. Зоны разжижения грунта при первом (1) и втором (2) взрыве зарядов с интервалом Δt при расстоянии между зарядами меньше радиуса эффективного взрыва $R_{эф}$ и соответствующие им эпюры избыточных давлений в поровой воде

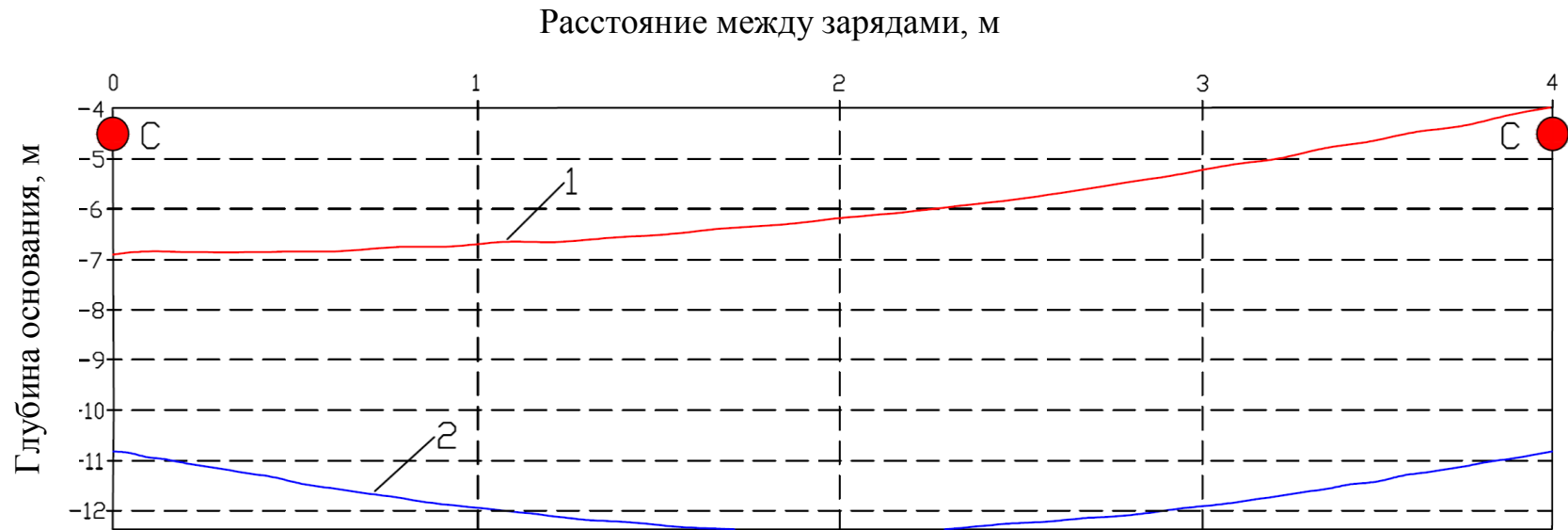


Рис. 3.5. Увеличение глубины уплотнения грунта основания при короткозамедленном последовательном взрыве рядом расположенных зарядов массой 5 кг, с учащенным шагом R , равным 4 м: 1 – зона разжижения грунта от взрыва первого заряда; 2 – то же при взрыве второго заряда в момент времени максимального разжижения грунта основания от взрыва первого заряда

3.3. Сравнительные натурные исследования способов последовательного и одновременного взрывания зарядов

Сравнительные опытные испытания способов последовательного и одновременного взрывания зарядов периодически проводились на различных объектах на строительстве комплекса защитных сооружений Санкт-Петербурга от наводнений. Гранулометрический состав песчаных грунтов изменялся от мелкого до среднего. Ниже приведены, как характерные, данные одного из испытаний.

Первые такие контрольные испытания проводились на дамбе №3 на строительстве комплекса защитных сооружений Санкт-Петербурга от наводнений.

Для этого были выбраны два рядом расположенных участка дамбы, на которых мощность слоя подводной отсыпки техногенных мелких и средних песков составляла 7–7,5 м. На момент проведения взрывных работ дамба была отсыпана до отметки от +1,0 до +1,7 м (при средних отметках +1,2 и +1,4 м соответственно на первой и второй площадках). При этом горизонт уровня воды располагался на отметке около 0,0 от дневной поверхности.

До взрывных работ было проведено статическое зондирование грунтов. Результаты статического зондирования показали, что все отсыпанные под воду пески основания будущей автодороги имели рыхлое сложение (сопротивление внедрению острия зонда q_3 – в основном около 2 МПа) и требуют уплотнения.

Исходя из мощности слоя основания и условия обеспечения камуфлетности взрыва, масса заряда ВВ назначалась равной 6 кг при глубине заложения 4,5–5,5 м. Расстояние между зарядами задавалось равным 10 м, а количество очереди взрывов – 4.

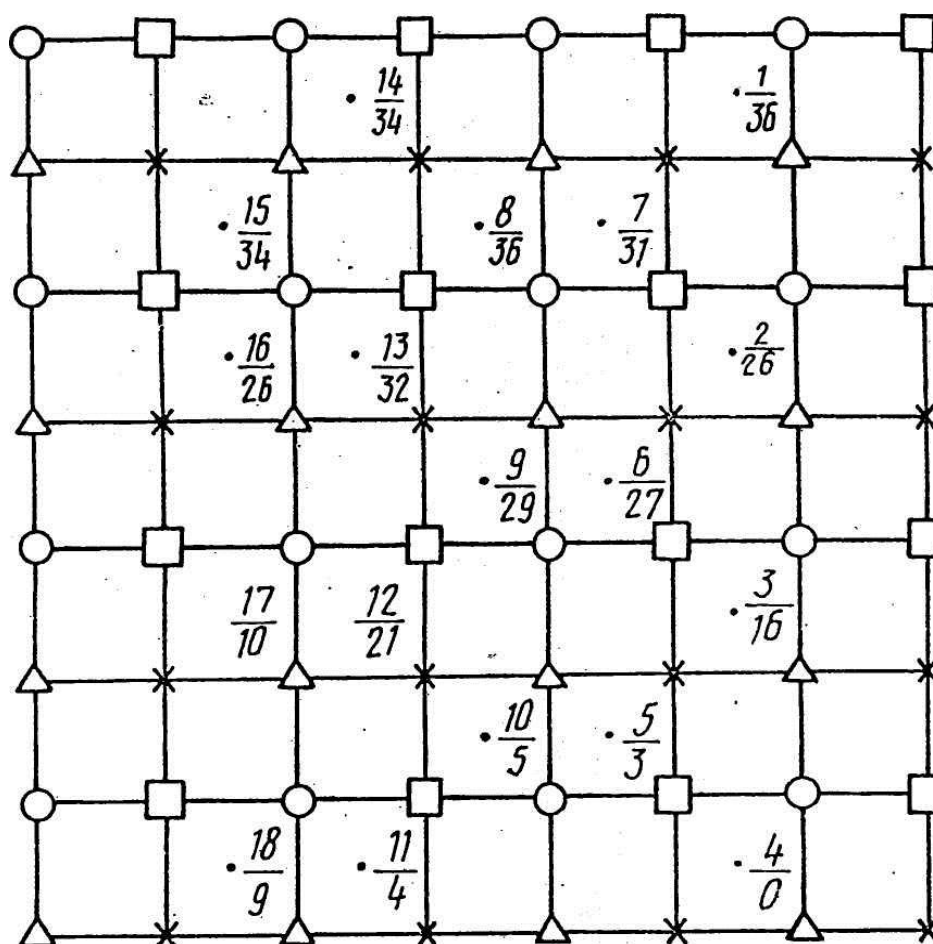


Рис. 3.6. Опытный участок уплотнения грунта основания
одновременным взрыванием всех зарядов:

круги $\bigcirc$ – заряды 1-й очереди; квадраты $\square$ – заряды 2-й очереди;

кресты $\times$ – заряды 3-й очереди; треугольники Δ – заряды

4-й очереди; в числителе – порядковые номера поверхностных марок; в знаменателе – суммарная осадка грунта после четырех очередей взрывов, см

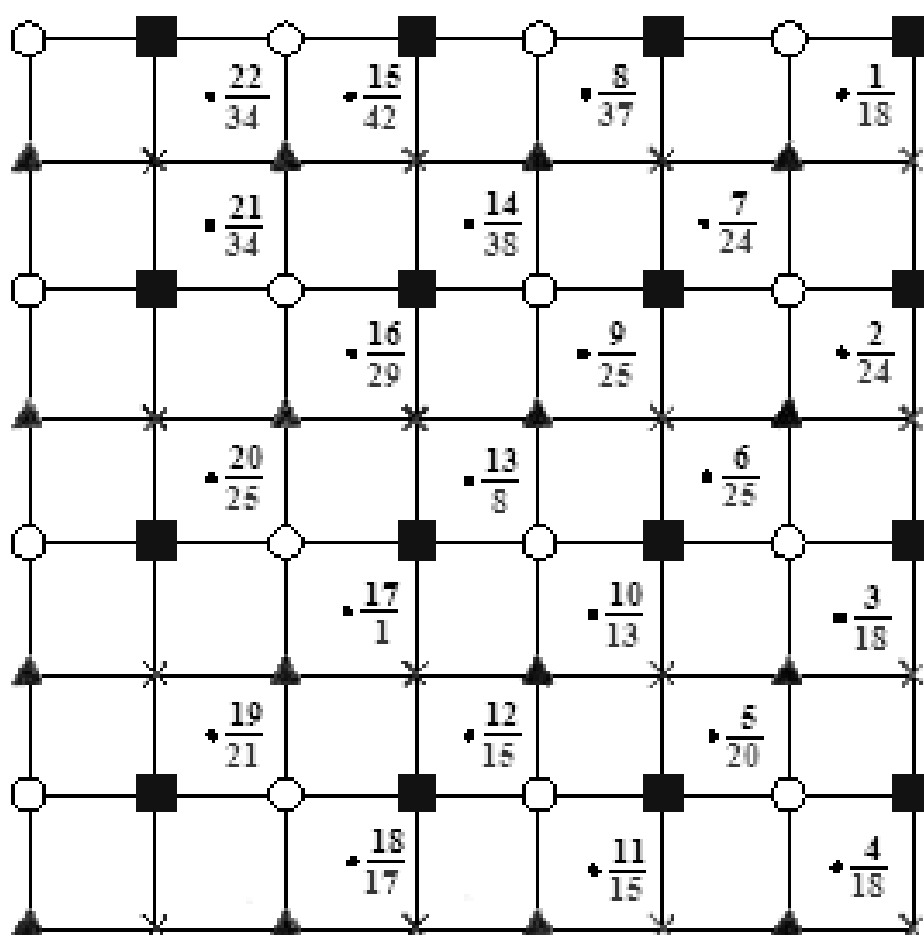


Рис. 3.7. Опытный участок уплотнения грунта основания последовательным взрыванием зарядов в каждой очереди; условные и цифровые обозначения аналогичны рис. 3.6

На каждой площадке основания (рис. 3.6 и 3.7) было погружено по 64 заряда взрывчатых веществ. Заряды закладывались в полость обсадной трубы, погруженной вибратором. Труба снабжалась в нижней части пластиной, которая после погружения заряда выдергивалась вместе с обсадной трубой.

На первой площадке основания (см. рис. 3.6) производилось одновременное взрывание всех зарядов в каждой очереди, а на второй (см. рис. 3.7) – последовательное. Таким образом, на первой площадке одновременно взрывалось по 16 зарядов, собранных в единую схему с помощью детонирующего шнура (ДШ). При этом взрывание зарядов последующей очереди производилось после гарантированного окончания выхода воды (примерно через 30 мин).

На второй площадке основания каждый заряд в очереди взрывался отдельно последовательным «обходом» взрывником всех мест погружения зарядов. Разрыв между взрывами отдельных зарядов составлял от 3 до 5 мин и включал в себя следующие последовательные операции: подход взрывника к месту погружения заряда, подсоединение взрывной сети к детонатору, отход на безопасное расстояние и собственно взрыв.

Контроль плотности основания осуществлялся после каждой очереди взрывов по осадке поверхностных марок (колышков), забитых достаточно равномерно на обеих площадках, и статическим зондированием. Окончательное зондирование производилось через 35 суток после проведения взрывных работ с тем, чтобы исключить возможность доуплотнения грунта.

Визуальные наблюдения показали, что на первой площадке после взрыва наблюдался интенсивный выход воды в виде фонтанирующих гейзеров. На второй площадке после взрыва отдельного заряда наблюдалось интенсивное отжатие воды, которое усиливалось при взрыве каждого последующего заряда. В конечном итоге поверхностный слой грунта основания постепенно даже

переходил в неустойчивое состояние, при котором после каждого взрыва распространялись волнообразные смещения грунта.

Геодезические измерения осадок (см. рис. 3.6 и 3.7) показали, что средняя суммарная осадка поверхности основания на площадке последовательного взрывания после четырех очередей составила 23 см, а одновременного – 21 см. При этом максимальные осадки на первой площадке были 34–36 см, а на второй – достигали 38–42 см.

Учитывая, что на первой площадке толщина уплотняемого слоя основания составляла в среднем 5,5 м, а на второй – 4,7 м, имеем величину относительной осадки соответственно 0,038 и 0,049 для средних осадок на участке уплотнения оснований и 0,064 и 0,085 для максимальных осадок. Таким образом, относительные осадки уплотняемого слоя основания увеличились на 25-30 % на второй площадке по сравнению с первой.

Очень убедительными были результаты статического зондирования. На первой площадке (рис. 3.8) сопротивление внедрению острия зонда изменилось лишь на 4-6 МПа, а на площадке последовательного взрывания (рис. 3.9) – увеличилось с 2 до 10–14 МПа, что свидетельствует о значительном уплотнении грунта основания.

После окончания процесса уплотнения вторая площадка была почти полностью покрыта слоем отжатой воды, а первая – гораздо меньше, хотя и имела более низкую среднюю отметку до взрывов.

В целом по результатам статического зондирования уплотненной дамбы Д-3 методом последовательного взрывания зарядов получены значения q_z от 8 до 18 МПа (10 МПа и более при 90 % обеспеченности), что свидетельствовало об уверенном переводе мелких и средних песчаных грунтов в состояние средней плотности сложения и плотное.

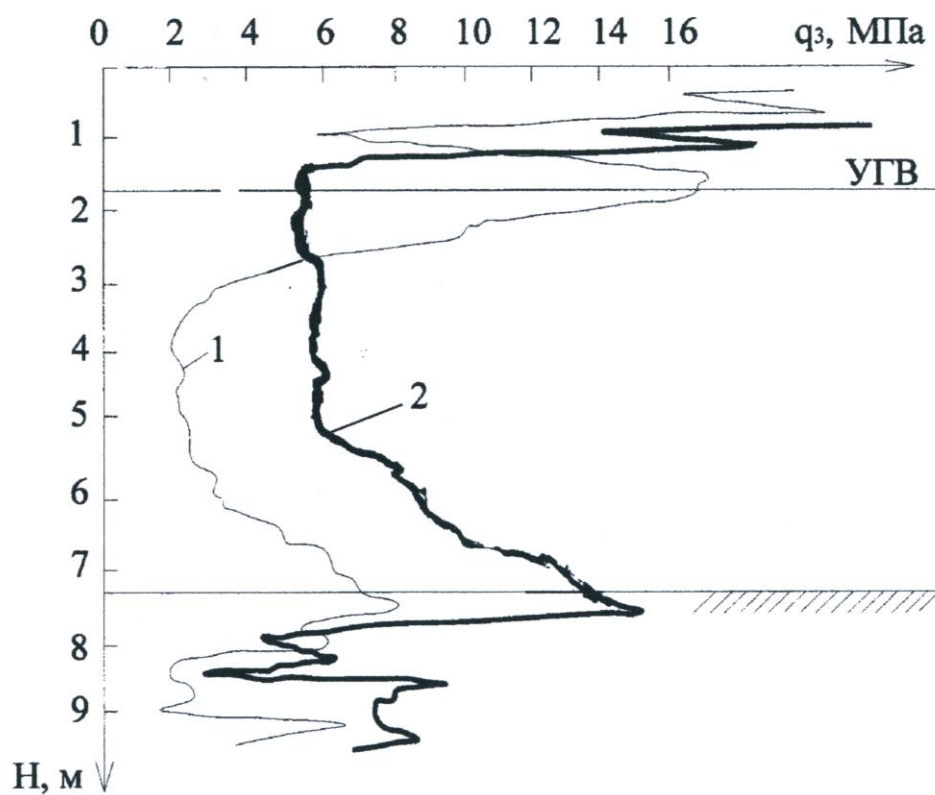


Рис. 3.8. Результаты статического зондирования грунта
песчаного основания при одновременном взрывании
зарядов: 1 – до взрыва, 2 – после взрыва всех зарядов (q_3 –
сопротивление внедрению острия зонда; H – глубина
внедрения зонда)

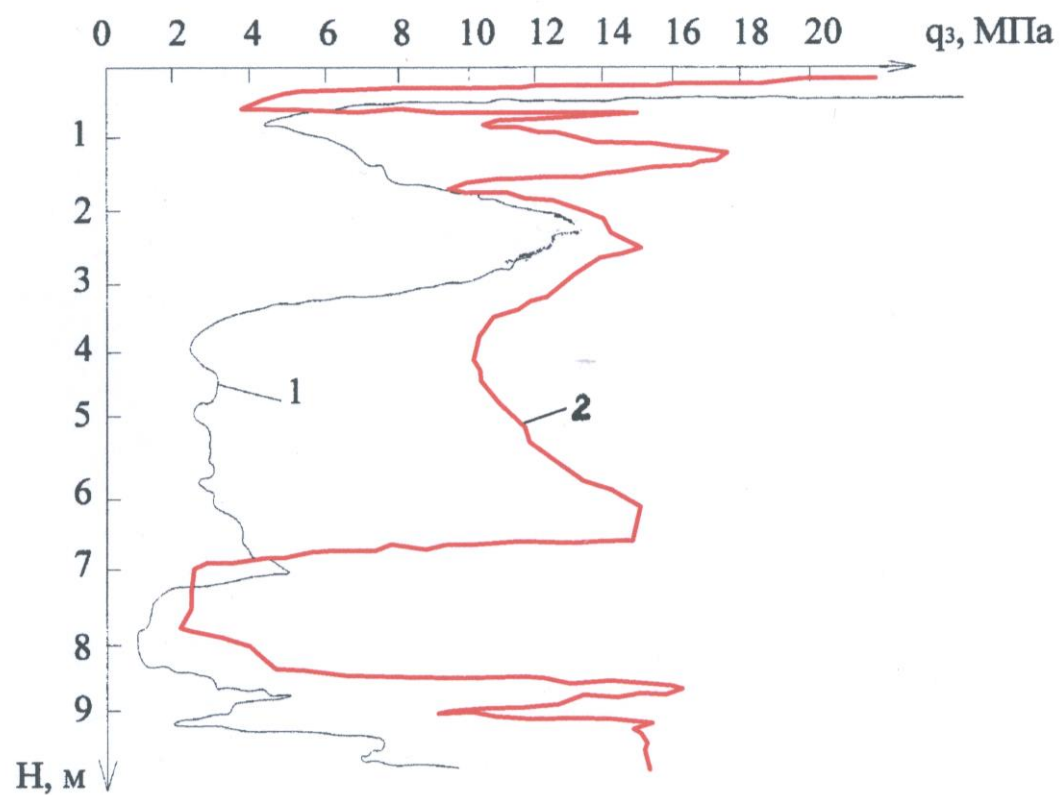


Рис. 3.9. Результаты статического зондирования грунта песчаного основания при последовательном взрывании зарядов

При уплотнении основания на участке примыкания дамбы №8 к судопропускному сооружению №2 исследованный прием уплотнения грунтов взрывами был применен в несколько измененном виде.

Здесь в каждой очереди одновременно взрывались группы зарядов, образующие ряд, с разрывом во времени. При этом в замкнутом контуре в каждой очереди вначале взрывались четные (или, наоборот, нечетные) ряды зарядов одного направления, а оставшиеся промежуточные ряды – с интервалом 5–10 мин. Даже по ощущаемым смещениям грунта чувствовалось и более интенсивное воздействие последующего взрыва, вызывающего резкое горизонтальное движение основания. Замеры осадок основания и результаты статического зондирования песчаного слоя основания подтвердили эффективность модернизированного метода последовательного взрывания зарядов позволившего достигнуть проектной степени плотности после 1–2 очередей взрывов. Отметим, что предварительно проведенное на этом участке производственное уплотнение одновременным взрыванием зарядов позволило уплотнить грунт после 2–4(6) очередей взрывов до плотности, когда сопротивление внедрению зонда не превышало 4-6 МПа.

3.4. Теоретическое обоснование интервала между взрывами последовательных зарядов по результатам натурных исследований

Согласно [24] время уплотнения $t_{уп}$ слоя грунта основания находят по формуле

$$t_{уп} = \frac{\gamma_w}{\gamma_{взв}} \frac{h_{уп}}{K_{ф}} \frac{n_1 - n_2}{1 - n_1}, \quad (3.10)$$

где γ_w – удельный вес воды; $\gamma_{взв}$ – удельный вес взвешенного в воде грунта; $h_{уп}$ – мощность уплотняемого слоя грунта основания; $K_{ф}$ – коэффициент фильтрации уплотняемого грунта; n_1 – исходная пористость грунта; n_2 – пористость грунта после этапа уплотнения.

Осадка поверхности слоя грунта основания

$$S = \frac{n_1 - n_2}{1 - n_2} h_{\text{уп}} . \quad (3.11)$$

Принимая

$$\frac{n_1 - n_2}{1 - n_1} \approx \frac{n_1 - n_2}{1 - n_2} \quad \text{и} \quad \gamma_{\text{взв}} \approx \gamma_w ,$$

из (3.10) и (3.11) имеем

$$t_{\text{уп}} = S/K_{\phi} . \quad (3.12)$$

По данным изысканий коэффициент фильтрации K_{ϕ} на опытных площадках составлял для мелких песков 2 м/сут (0,0023 см/с), средних – 10 м/сут (0,012 см/с).

Используя вышеуказанные величины осадки грунта поверхности основания на захватке по сериям взрывания, по формуле (3.12) находим для мелких песков:

$$t_{\text{уп}2} = \frac{6 \text{ см}}{0,0023 \text{ см/с}} = 2609 \text{ с} = 43,5 \text{ мин};$$

$$t_{\text{уп}4} = \frac{4,2 \text{ см}}{0,0023 \text{ см/с}} = 1826 \text{ с} = 30,4 \text{ мин};$$

$$t_{\text{ср}1} = \frac{t_{\text{уп}2} + t_{\text{уп}4}}{2} = 37 \text{ мин};$$

а для средних песков

$$t_{\text{уп}2} = \frac{6 \text{ см}}{0,012 \text{ см/с}} = 500 \text{ с} = 8,3 \text{ мин};$$

$$t_{\text{уп}4} = \frac{4,2 \text{ см}}{0,012 \text{ см/с}} = 350 \text{ с} = 5,8 \text{ мин};$$

$$t_{\text{ср}2} = \frac{t_{\text{уп}2} + t_{\text{уп}4}}{2} = 7,1 \text{ мин}.$$

Или среднее значение для мелких и средних песков составляет

$$t_{\text{уп}} = \frac{37 + 7,1}{2} = 22,1 \text{ мин}.$$

Таким образом, находим, что

$$\Delta t_1 = \frac{3 \text{ мин}}{22,1 \text{ мин}} = 0,14;$$

$$\Delta t_2 = \frac{5 \text{ мин}}{22,1 \text{ мин}} = 0,23;$$

$$\Delta t_3 = \frac{10 \text{ мин}}{22,1 \text{ мин}} = 0,45.$$

Найдем возможные диапазоны изменения Δt в зависимости от осадки слоя S грунта основания и времени уплотнения $t_{уп}$.

Коэффициент фильтрации песков изменяется от 10^{-1} до 10^{-3} см/с. Возможные диапазоны изменения осадок при уплотнении песчаных грунтов основания взрывами – от 20 до 4 см. Тогда имеем граничные интервалы изменения времени уплотнения слоя грунта основания:

$$t_{уп} = \frac{20 \text{ см}}{0,1 \text{ см/с}} = 200 \text{ с} = 3,3 \text{ мин};$$

$$t_{уп} = \frac{20 \text{ см}}{0,001 \text{ см/с}} = 20000 \text{ с} = 333,3 \text{ мин};$$

$$t_{уп} = \frac{4 \text{ см}}{0,1 \text{ см/с}} = 40 \text{ с} = 0,7 \text{ мин};$$

$$t_{уп} = \frac{4 \text{ см}}{0,001 \text{ см/с}} = 4000 \text{ с} = 66,7 \text{ мин}.$$

Из проведенных расчетов найдем минимально возможный интервал времени:

$$t_{min} = \frac{3 \text{ мин}}{333,3 \text{ мин}} = 0,01 t_{уп}.$$

Учитывая, что по результатам проведенных опытов максимальный интервал времени $t_{max} = 0,5 t_{уп}$, и решая обратную задачу, находим

$$K_{\phi} = \frac{20 \text{ см}}{6 \text{ мин}} = \frac{20 \text{ см}}{360 \text{ с}} = 0,056 \text{ см/с}, \text{ принимаем } K_{\phi} = 0,05 \text{ см/с}$$

Таким образом, возможный интервал изменения $\Delta t = (0,01-0,5) t_{уп}$.

Коэффициент фильтрации грунта должен находиться в пределах

$$K_{\phi} = 5 \cdot 10^{-2} - 1 \cdot 10^{-3} \text{ см/с.}$$

3.5. Методика назначения параметров уплотнения оснований при последовательном взрывании зарядов

В соответствии с [24] при уплотнении глубинными взрывами слоя водонасыщенных песков основания необходимая масса заряда C , кг, обеспечивающая отсутствие выпора и воронки выброса, определяется по зависимости

$$C = 0,055h^3, \quad (3.13)$$

где h – глубина заложения заряда в слое основания, м.

В этом случае расчетная глубина уплотнения слоя рыхлого песчаного грунта основания

$$h_{\text{уп}} = 1,5h. \quad (3.14)$$

При наличии пригрузки уплотняемого слоя водонасыщенных песков слоем неводонасыщенных песков (коэффициент водонасыщения $Sr < 0,8$) или при наличии слоев, существенно отличающихся по плотности от насыщенных водой песков, в зависимость (2.14) следует вместо h подставлять приведенную глубину заложения заряда, определяемую по формуле

$$h_{\text{ГПР}} = \frac{h_1 \rho_1 + h_2 \rho_2 + \dots + h_{\text{пес}} \rho_{\text{нас}}}{\rho_{\text{нас}}}, \quad (3.15)$$

где h_1, h_2 и ρ_1, ρ_2 – соответственно толщина слоев и плотности неводонасыщенной пригрузки и слоев грунта основания, отличающихся по плотности от насыщенного водой песка; $\rho_{\text{нас}}$ – плотность водонасыщенных песчаных грунтов, принимаемая равной 2 г/см^3 .

Радиус эффективного действия $R_{\text{эф}}$, иначе – максимальное расстояние, на котором можно размещать заряды в плане для получения достаточно равномерного уплотнения грунтового массива, определяется по зависимости

$$R_{\text{ЭФ}} = K_3 \sqrt[3]{C}, \quad (3.16)$$

где $K_3 = 3$ в водонасыщенных среднезернистых песках и $K_3 = 4-5$ для мелкозернистых песков.

В расчетах по [24,71] не учитывается влияние разгрузки скелета грунта на процесс многократного разрушения структуры грунта уплотняемого основания.

Проведенные теоретические расчеты показывают, что этот эффект максимально проявляется при интервале времени между взрывами зарядов (групп зарядов) $\Delta t = (0,25 \dots 0,3) t_{\text{уп}}$, что вполне укладывается в середину диапазона данных натурных испытаний автора диссертации.

Время уплотнения непринужденного слоя $h_{\text{уп}}$ находят по формуле

$$t_{\text{уп}} = \frac{1(e_{\text{н}} - e_{\text{к}})}{K_{\text{ф}}(1 + e_{\text{н}})} h_{\text{уп}}, \quad (3.17)$$

где $K_{\text{ф}}$ – коэффициент фильтрации уплотняемого грунта основания; $e_{\text{н}}$ и $e_{\text{к}}$ – коэффициент пористости грунта до и после уплотнения грунта основания взрывами.

Окончательно время уплотнения $t_{\text{уп}}$ уточняется опытными работами, которые всегда предшествуют этапу производственного уплотнения.

По техническим причинам массы зарядов ВВ (тротил) не должны превышать 5-9 кг. Если возможный вариант уплотнения грунта основания не позволяет достигнуть заданной глубины уплотнения, то необходимо переходить, по исследованиям автора диссертации, на учащенную сетку взрывания зарядов или многоярусное расположение сосредоточенных, или удлиненные заряды ВВ так, как это рассмотрено, например, в [121].

3.6. Выводы и рекомендации по результатам исследований в главе 3

Проведенные теоретические расчеты и экспериментальные исследования в натурных условиях позволяют сделать следующие выводы и дать основные рекомендации:

1. Доказана эффективность уплотнения водонасыщенных грунтов оснований методом последовательного взрывания зарядов (Пат. 2060320 РФ. Способ уплотнения слабосвязных грунтов взрывами [118]) по сравнению с методом одновременного взрывания за счет многократного разрушения структуры грунта при последовательном взрывании зарядов. Как оказалось, метод уплотнения, основанный на использовании этого явления, позволяет на 25-30 % увеличить относительные осадки уплотняемого слоя основания и достигнуть значительно большей плотности укладки грунтов основания.

2. Теоретические расчеты, основанные на результатах опытных испытаний по уплотнению песчаного основания в натурных условиях показали, что эффект последовательного взрывания зарядов проявляется в песках с коэффициентом фильтрации $K_f = 5 \cdot 10^{-2} - 1 \cdot 10^{-3}$ см/с и до предельного значения интервала времени между взрывами зарядов (групп зарядов) $\Delta t \leq 0,5t_{уп}$.

Результаты теоретических исследований по разработанной программе на ПК показали, что оптимальный интервал времени Δt для достижения максимальных зон многократного разрушения и уплотнения структуры грунта при последовательном взрывании зарядов без увеличения глубины уплотнения основания составляет $(0,25 - 0,3) t_{уп}$.

При этом гарантированно ликвидируется «мертвая зона», не подверженная разжижению грунта в промежутках между зарядами.

Конкретный интервал времени Δt должен назначаться по результатам опытных исследований, которые всегда предшествуют этапу производственного уплотнения основания.

3. При уплотнении песчаных водонасыщенных грунтов оснований глубинными зарядами массу зарядов и шаг размещения зарядов необходимо назначать по формулам (3.13)–(3.16). Для уплотнения рыхлых песчаных грунтов до плотного сложения количество очередей взрывов должно задаваться равным 2–4.

4. По техническим причинам массы зарядов при уплотнении основания глубинными взрывами не должна превышать 5–9 кг. В противном случае необходимо переходить на учащенную сетку взрывания зарядов или ярусное расположение зарядов в слое основания.

5. Наряду с достижением более высокой степени плотности метод последовательного взрывания зарядов позволяет сэкономить взрывчатые вещества и существенно снизить величины динамического воздействия от взрывов на слабые глинистые грунты подстилаемого естественного основания при уплотнении намываемого на него массива песчаного грунта основания.

4. ИССЛЕДОВАНИЯ УПЛОТНЕНИЯ ПЕСЧАНЫХ ОСНОВАНИЙ ДВУХМАССНОЙ ТЯЖЕЛОЙ ТРАМБОВКОЙ

4.1. Постановка задачи исследования

В экспериментальных исследованиях, проведенных ранее автором [56] на опытном участке основания (см. рис. 1.6) в зоне строительства комплекса защитных сооружений Санкт-Петербурга (Ленинграда) от наводнений использовалась двухмассная трамбовка, в которой удар наружной ее части по поверхности грунтов основания производился по всей площади подошвы трамбовки, а внутренний – через плиту, перекрывающую отверстие в наружной ударной ее части, на ширину, превышающую диаметр подошвы внутренней части трамбовки в 1,2 раза. При этом перемещение внутренней ударной части до упоров и сбрасывание производились по направляющим, закрепленным на данной плите, а сама плита была укреплена ребрами жесткости.

Впервые испытанный вариант двухмассной трамбовки наряду с известными преимуществами имел и недостатки. Вместе с конструктивными недостатками, выражающимися в низкой надежности ребристой плиты с вертикальными стойками, через которую производился удар внутренней части по грунту основания, имела место существенно разная осадка поверхности основания под внутренней и наружной частями трамбовки (рис. 4.1).

В связи с вышеизложенным первоначально испытанный вариант двухмассной трамбовки был усовершенствован путем удаления ребристой плиты. Таким образом, в разработанном варианте двухмассной трамбовки удар как наружной, так и внутренней ее части наносится непосредственно по грунту основания [122]. Этим вариантом двухмассной трамбовки было произведено уплотнение грунта песчаного основания в подводной зоне дамбы №2 и уплотнен грунт в примыканиях дамб №1, №2 и №3 соответственно к водопропускным



Рис. 4.1. Вид лунки осадки грунта основания в месте удара двухмассной трамбовки от наружной и внутренней ее частей

сооружениям №1 и №2 на строительстве комплекса защитных сооружений Санкт-Петербурга от наводнений [123,124].

При опытном площадочном уплотнении на данных участках к известным преимуществам двухмассной трамбовки, такими, как минимизация выпора грунта в месте удара трамбовки и увеличение глубины уплотнения, была достигнута равномерность осадки грунта основания под наружной и внутренней частями данного варианта двухмассной трамбовки.

В подтверждение этих результатов были проведены теоретические исследования на расчетной механической модели системы «двухмассная трамбовка – грунт основания».

Кроме того, в данной главе приведены теоретическое обоснование интервала запаздывания между последовательными ударами частей двухмассной трамбовки и основные результаты уплотнения грунтов разработанным новым вариантом двухмассной тяжелой трамбовки.

4.2. Сравнительные теоретические исследования разработанного и известного варианта двухмассной трамбовки

Разработанная для указанных целей расчетная механическая модель системы «двухмассная трамбовка – грунт основания» представлена на рис. 4.2.

В данной расчетной модели двухмассная трамбовка свободно сбрасывается с высоты H на грунт основания, моделируемый упруго-пластическим ограничителем перемещения. Упругость пружины ограничителя задается коэффициентом жесткости основания K_z .

Перемещение невесомой пробки 5 (см. рис 4.2) становится возможным в случае, если усилие в пружине превысит предельное сопротивление грунта основания $R_{\text{пр}}$.

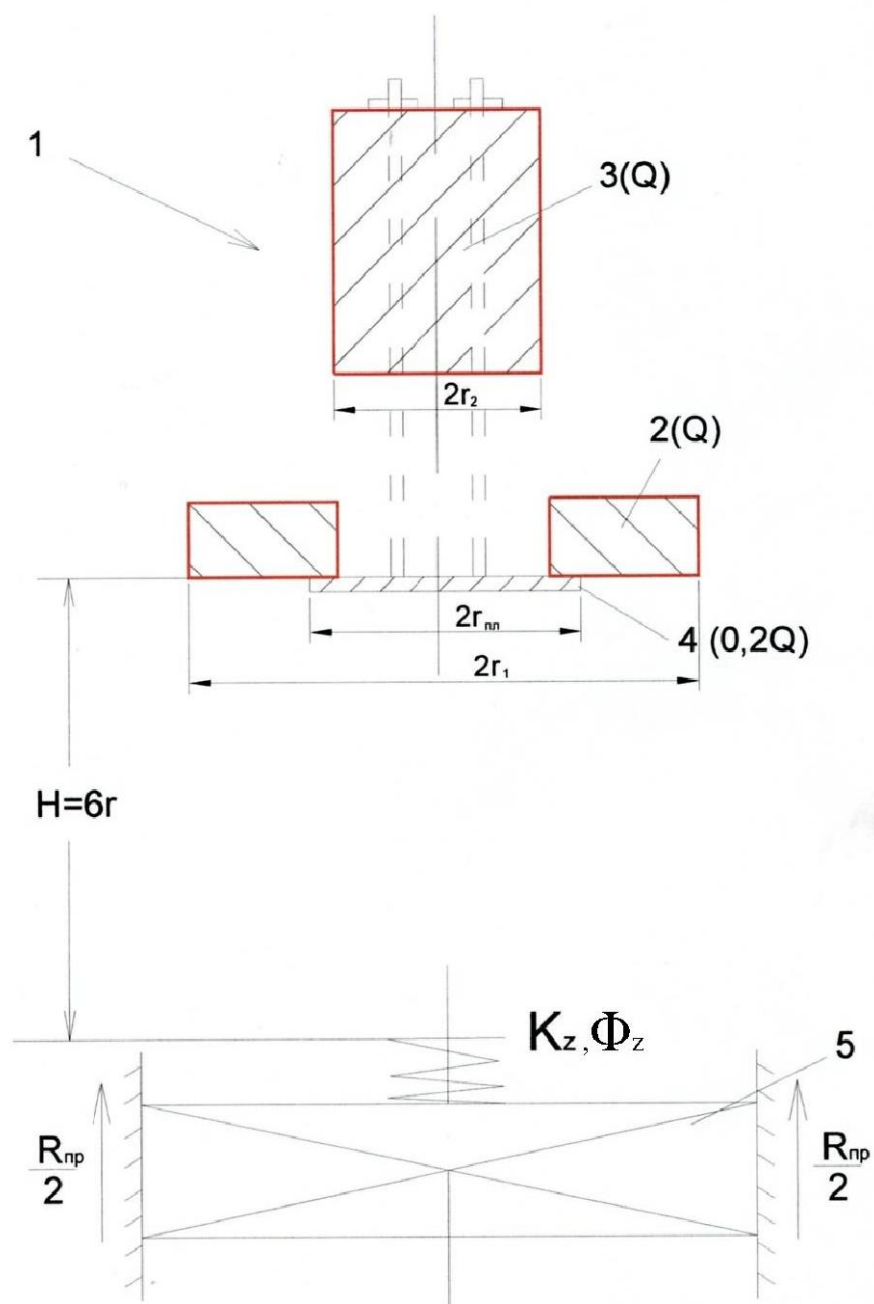


Рис. 4.2. Конструктивная схема системы «двухмассная трамбовка – грунт основания»

Двухмассная трамбовка представляет собой (схематически) наружную 2 ударную часть в виде плоской плиты с отверстием и внутреннюю 3 цилиндрическую, установленную в отверстие наружной.

При этом принимаем, что удар внутренней ударной части наносится с интервалом времени, когда остаточные смещения грунта основания от удара первой части двухмассной трамбовки уже закончились. В расчетах сравниваются два варианта двухмассной трамбовки: первый вариант – когда удар наружной 2 ударной части наносится по всей площади подошвы трамбовки радиусом r_1 , а внутренней 3 – через плиту радиусом $r_{пл}$; второй вариант – удар наружной 2 ударной части производится кольцом с отверстием, а внутренней 3 – непосредственно по грунту основания.

Из имеющегося опыта испытаний двухмассной трамбовки массы наружной и внутренней ударной частей трамбовки назначим равными величине Q , а массу плиты (с направляющими и упорами) – $0,2Q$.

Из известного опыта высоты сбрасывания двухмассной трамбовкой зададим равной $6r$, где r – радиус подошвы трамбовки, равный в нашем случае радиусу наружной части двухмассной трамбовки r_1 .

Коэффициент жесткости основания определим по известной методике, используемой при проектировании фундаментов под машины [5]. Из работы [5]

$$K_z = \pi r^2 C_o \left(1 + \frac{2}{\Delta \cdot r}\right), \quad (4.1)$$

где r – радиус подошвы трамбовки, м; C_o – коэффициент жесткости, принимаемый для рыхлых песков равным 12000 кН/м^3 ; Δ – коэффициент, который можно принимать в практических расчетах независимо от грунтовых условий равным 1 м^{-1} .

Предельное сопротивление грунта основания $R_{гр}$ вдавливанию трамбовки определяем по формулам теории предельного равновесия с использованием зависимости, предложенной В.Г. Березанцевым [8]. Согласно [8] для определения

предельной центрально приложенной вертикальной нагрузки на песчаное основание под штампом с круговой подошвой имеем

$$R_{\text{ПР}} = \pi r^2 (A_{\kappa} \gamma r + B_{\kappa} q + C_{\kappa} c), \quad (4.2)$$

где A_{κ} , B_{κ} , C_{κ} – безразмерные коэффициенты, являющиеся функцией угла внутреннего трения φ ; r – радиус подошвы трамбовки; γ – удельный вес грунта основания; q – интенсивность равномерно распределенной пригрузки на уровне подошвы штампа.

Принимая в нашем случае $c = 0$, из (4.2) имеем для удара наружной части двухмассной трамбовки

$$R_{\text{ПР}} = \pi r^3 A_{\kappa} \gamma, \quad (4.3)$$

а внутренней, с учетом статической пригрузки величиной q от наружной ударной части, –

$$R_{\text{ПР}} = \pi r^2 (A_{\kappa} \gamma r + B_{\kappa} q). \quad (4.4)$$

При этом предельное сопротивление $R_{\text{ПР}}$ вдавливанию для кольцевой наружной части разработанного варианта двухмассной трамбовки вычислялось по зависимости

$$R_{\text{ПР}} = R_{\text{ПР}}(r_1) - R_{\text{ПР}}(r_2), \quad (4.5)$$

где $R_{\text{ПР}}(r_1)$ и $R_{\text{ПР}}(r_2)$ – предельное сопротивление вдавливанию штампа радиусом r_1 и r_2 , соответственно.

Вычисленные значения предельного сопротивления грунта $R_{\text{ПР}}$ по формулам (4.3) – (4.5) для двухмассных трамбовок с различной площадью подошвы в зависимости от угла внутреннего трения грунта основания и при его удельном весе $\gamma = 16,5 \text{ кН/м}^3$ приведены в табл. 4.1 – 4.4. При этом в табл. 4.1 и 4.2 приведены значения $R_{\text{ПР}}$ для первого варианта двухмассной трамбовки, а в табл. 4.3 и 4.4 – для второго.

В расчетах, исходя из практического опыта соотношения радиусов внутренней и наружной ударной частей двухмассной трамбовки, а также радиуса

плиты, задаются соответственно выражениями $r_2 \approx \frac{r_1}{1,8}$

и $r_{пл} \approx \frac{r_1}{1,6}$.

Таблица 4.1

φ , град	A_k	r_1 , м		
		1,0	1,25	1,5
28	25,3	1311	2560	4424
30	34,6	1793	3501	6050
32	48,8	2529	4938	8533

Таблица 4.2

φ , град	A_k	B_k	$r_{пл}$, м		
			1,0	1,25	1,5
28	25,3	24,8	945	1318	1775
30	34,6	32,8	1271	1774	2391
32	48,8	45,5	1779	2484	3350

Таблица 4.3

φ , град	A_k	$r_1(r_2)$, м		
		1,0 (0,6)	1,25 (0,7)	1,5(0,8)
28	25,3	1028	2110	3753
30	34,6	1406	2886	5132
32	48,8	1983	4071	7238

Таблица 4.4

φ , град	A_k	B_k	r_2 , м		
			0,6	0,7	0,8
28	25,3	24,8	731	1060	1469
30	34,6	32,8	981	1423	1973
32	48,8	45,5	1369	1988	2757

Уравнение взаимодействия ударных частей двухмассной трамбовки с пружиной ограничителя имеет вид

$$m_r \ddot{Z} + K_z Z = 0, \quad (4.6)$$

где $m_r = \frac{Q_r}{g}$ – масса ударных частей двухмассной трамбовки.

$$\text{Введя обозначение } \lambda_z^2 = \frac{K_z}{m_r}, \text{ преобразуем, } \ddot{Z} + \lambda_z^2 Z = 0, \quad (4.7)$$

где λ_z – круговая частота свободных колебаний ударных частей двухмассной трамбовки.

Общее решение (4.6) имеет вид

$$Z = A \sin \lambda_z \cdot t + B \cos \lambda_z \cdot t, \quad (4.8)$$

где А и В – неизвестные постоянные коэффициенты, которые находят из начальных условий.

При мгновенно приложенном импульсе начальные условия задаются зависимостями $Z = 0$, $\dot{Z} = V_0 = \sqrt{2gH}$ при $t = 0$. Найдем частное решение уравнения (4.6):

$$Z = \frac{V_0}{\lambda_z} \sin \lambda_z \cdot t. \quad (4.9)$$

Из (4.9) формула для определения предельного упругого перемещения ударных частей двухмассной трамбовки с учетом выражений для V_o и λ_z примет вид

$$Z_{\text{пр}} = \sqrt{\frac{2HQ_{\text{пр}}}{K_z}}. \quad (4.10)$$

Из условия равенства максимального усилия в пружине $K_z \cdot Z_{\text{пр}}$ и сопротивления грунта основания $R_{\text{пр}}$ найдем уравнение, позволяющее определить предельные веса ударных частей двухмассной трамбовки, при воздействии которых происходит продавливание ограничителя:

$$Q_{\text{пр}} = \frac{R_{\text{пр}}^2}{2H \pi r^2 C_o \left(1 + \frac{2}{\Delta \cdot r}\right)} \quad (4.11)$$

Однако вычисленные $Q_{\text{пр}}$ по (4.11) будут заниженными вследствие неучета поглощения энергии в основании и ее рассеивания в грунтовом массиве. Поэтому $Q_{\text{пр}}$ должны быть скорректированы их умножением на найденный коэффициент.

Данный коэффициент был получен на основании формулы для упругого перемещения тела на демпфирующем основании, взятой из работы [5]:

$$Z = \frac{V_0}{\lambda'_z} e^{-\frac{\Phi \lambda_z^2}{2} t} \sin \lambda'_z \cdot t, \quad (4.12)$$

где Φ – модуль затухания, характеризующий демпфирующие свойства основания (для песчаных грунтов $\Phi = 0,005-0,007$ с); λ'_z – круговая частота с учетом демпфирования, принимаемая приближенно равной λ_z .

Из (4.12) имеем выражение для определения упругого перемещения колеблющихся ударных частей двухмассной трамбовки в момент времени

$$t = \frac{\pi}{2\lambda'_z};$$

$$Z_{\text{ПР}} = \frac{V_0}{\lambda_z} e^{-\frac{\pi \cdot \Phi \cdot \lambda_z}{4}}. \quad (4.13)$$

Выражение для круговой частоты колебаний представим в виде

$$\lambda_z = \sqrt{\frac{K_z}{m_T}} = \sqrt{\frac{\pi r^2 C_0 \left(1 + \frac{2}{\Delta \cdot r}\right) g}{\pi r^2 h_T \gamma_T}} \approx 68,6 \sqrt{\frac{1 + \frac{2}{\Delta \cdot r}}{h_T}}, \quad \frac{1}{c}, \quad (4.14)$$

где m_T , h_T и γ_T – масса, высота и удельный вес материала трамбования.

В подсчетах по (4.14) принимаем $h_T = 0,5r$, а материал трамбовки – железобетон.

Используя формулы (4.14), (4.13) и (4.9), найдем следующее приближенное выражение для определения предельного веса трамбовки, при котором происходит остаточное перемещение грунта основания под трамбовкой:

$$Q_{\text{ПР}} \approx 3,0 \frac{R_{\text{ПР}}^2}{2H\pi r^2 C_0 \left(1 + \frac{2}{\Delta \cdot r}\right)}. \quad (4.15)$$

Воспользовавшись той же расчетной моделью, определим эту осадку основания для случая, когда $Qr > Q_{\text{ПР}}$.

Уравнение перемещения пробки имеет вид

$$m_r \ddot{Z} = R_{\text{ПР}} \quad (4.16)$$

$$\text{или } \ddot{Z} = \frac{R_{\text{ПР}}}{m_r} = \frac{R_{\text{ПР}} g}{Qr} = a. \quad (4.16a)$$

Из уравнения (4.16)

$$\dot{Z} = at + C_1, \quad (4.17)$$

$$\dot{Z} = \frac{a}{2} t + C_1 t + C_2. \quad (4.18)$$

Для начальных условий $Z=0$, $\dot{Z}=v'$ при $t=0$ определим неизвестные коэффициенты C_1 и C_2 , после чего уравнение движения пробки примет вид

$$\dot{Z} = \frac{a}{2}t^2 + v't. \quad (4.19)$$

Скорость движения

$$\dot{Z} = at + v'. \quad (4.20)$$

Из конечных условий $Z = \delta$, $\dot{Z} = 0$ при $t = t_2$ и уравнения (3.20) получим

$$t_2 = \frac{-v'}{a}. \quad (4.21)$$

Подставляя (4.21) в (4.19), получим уравнение для определения перемещения пробки:

$$\delta = \frac{-v'^2}{2a}. \quad (4.22)$$

Начальную скорость перемещения пробки v' найдем из следующей зависимости для соотношения между общей энергией удара частей двухмассной трамбовки и энергией, затраченной на упругие деформации грунта основания:

$$\frac{Qrv_0^2}{2g} - \frac{Qrv'^2}{2g} = Q_{\text{ГР}}H, \quad (4.23)$$

где $\frac{Qrv_0^2}{2g}$ – кинетическая энергия ударной части двухмассной трамбовки в момент, предшествующий удару по поверхности основания;

$$\frac{Qrv'^2}{2g} \text{ – кинетическая энергия ударной части двухмассной трамбовки в}$$

момент начала перемещения пробки;

$Q_{\text{ГР}}H$ – энергия ударной части двухмассной трамбовки, затраченная на упругие деформации грунта основания.

Из (4.23) находим

$$v' = \sqrt{v_o^2 - \frac{Q_{\text{пр}} H 2g}{Q_r}}. \quad (4.24)$$

Вычисленные с использованием уравнений (4.15), (4.16a), (4.25) и (4.22) значения остаточной осадки δ , см, грунта основания под ударными частями двухмассных трамбовок приведены в табл.4.5-4.9. При этом в табл.4.5, 4.6 и 4.7 представлены данные при воздействии наружной (4.5) и внутренней (4.6) ударных частей первого варианта двухмассной трамбовки, а в табл.4.7 – для нее же суммарная под внутренней частью.

В данных расчетах начальную скорость совместного перемещения внутренней ударной части и плиты первого варианта двухмассной трамбовки после удара внутренней находят из выражения

$$v'_o = \epsilon v_o, \quad (4.25)$$

$$\text{а} \quad \epsilon = \frac{(1 + \epsilon) m_2}{m_1 + m_2}, \quad (4.26)$$

где m_1 , m_2 – соответственно масса плиты и внутренней ударной части двухмассной трамбовки; ϵ – коэффициент восстановления скорости.

В рассматриваемом случае ввиду того, что $m_2 \gg m_1$ и удар производится по грунту, принимаем $\epsilon = 0$.

В табл. 4.8 и 4.9 даны соответственно осадки основания под наружной и внутренней частями второго варианта двухмассной трамбовки. Для второго варианта двухмассной трамбовки предельное значение веса наружной ударной части трамбовки, выполненного в виде кольца, вычислялось по формуле

$$Q_{\text{пр}} = Q_{\text{пр}}(r_1) - Q_{\text{пр}}(r_2), \quad (4.27)$$

где $Q_{\text{пр}}(r_1)$, $Q_{\text{пр}}(r_2)$ – соответственно предельные веса трамбовок радиусом r_1 и r_2 , вызывающие перемещение пробки.

При этом для уравнивания общего веса двухмассной трамбовки вес наружной ее части для второго варианта двухмассной трамбовки увеличивался на вес, равный весу убранной в этом варианте плиты с направляющими.

Таблица 4.5

φ , град	r_1 , м		
	1,0	1,25	1,5
28	13,1	13,4	12,0
30	8,7	8,3	6,7
32	4,5	3,5	1,5

Таблица 4.6

φ , град	$r_{пл}$, м		
	0,7	0,8	0,9
28	12,2	17,7	22,0
30	7,7	12,0	14,5
32	3,8	6,1	7,6

Таблица 4.7

φ , град	$r_1 (r_{пл})$, м		
	1,0(0,7)	1,25(0,8)	1,5(0,9)
28	25,3	31,1	34,0
30	16,4	20,3	21,2
32	8,3	9,6	9,1

Таблица 4.8

φ , град	$r_1 (r_2)$, м		
	1,0 (0,6)	1,25(0,7)	1,5 (0,8)
28	17,1	16,7	14,4
30	11,5	10,4	8,2
32	6,1	4,6	2,1

Таблица 4.9

φ , град.	r_2 , м		
	0,6	0,7	0,8
28	20,6	29,7	36,5
30	14,0	20,6	25,4
32	8,3	12,8	16,0

Проведенные теоретические исследования показывают, что величины остаточных осадок от удара как наружной, так и внутренних частей разработанного варианта двухмассной трамбовки всегда превышают аналогичные значения осадок у ранее известного варианта двухмассной трамбовки, что свидетельствует о ее большой уплотняющей способности грунтов основания.

Кроме того, величины этих осадок при воздействии разработанного варианта двухмассной трамбовки сближаются, что повышает равномерность уплотнения грунтов под подошвой трамбовки.

Следует иметь в виду, что в проведенных расчетах не учитывалось уменьшение скорости падения внутренней ударной части двухмассной трамбовки при ее движении в трубчатой обечайке за счет возникновения воздушной «пробки» между ней и грунтом. Такой учет, безусловно, приведет к еще большему выравниванию величин осадок грунта основания под наружной и внутренней ударными частями разработанного варианта двухмассной трамбовки. Опытные испытания при площадочном уплотнении такой двухмассной трамбовкой, близкой по характеристикам к расчетному варианту, представленному в табл. 4.8 и 4.9 для $r_1 = 1,25$ м и $r_2 = 0,7$ м, показали, что в данном случае имеет место практически равная осадка грунтов основания (см. рис. 4.9) под внутренней и наружной ее ударными частями.

4.3. Теоретическое обоснование интервала времени между ударами отдельных частей двухмассной трамбовки

Метод уплотнения водонасыщенных грунтов состоит из последовательных ударов одномассной трамбовки в заданном количестве в каждой точке уплотнения. При этом после каждого удара одномассной трамбовки в зоне ее действия происходит разрушение структуры грунта, его разжижение и последующая консолидация, при котором происходит отжатие поровой воды и образование более плотной укладки частиц грунта (рис. 4.3).

По данным Менара [36], необходимо назначать такую временную последовательность Δt между ударами трамбовки, при которой последующий ее удар осуществляется только после полной консолидации $t_{уп}$ разжиженного слоя грунта от предыдущего удара трамбовки.

Как показали результаты опытно-производственных испытаний двухмассной трамбовки по уплотнению тела песчаной дамбы, последующий удар второй ее части, произведенный до прекращения Δt процесса переукладки частей от предыдущего удара первой $t_{уп}$, приводит к расширению зоны разжиженного грунта и повышению давлений в поровой воде (рис. 4.4). Данный эффект может быть, прежде всего, объяснен явлением временной разгрузки нижележащих масс грунта в результате разжижения вышележащего слоя от воздействия первой ударной части двухмассной трамбовки (рис. 4.5).

Учитывая, что воздействие тяжелых трамбоек приближается по своему характеру к действию ударных волн при взрыве, для количественной оценки увеличения зон разжижения грунта при воздействии второй части двухмассной трамбовки может быть использована методика, аналогичная той, которая

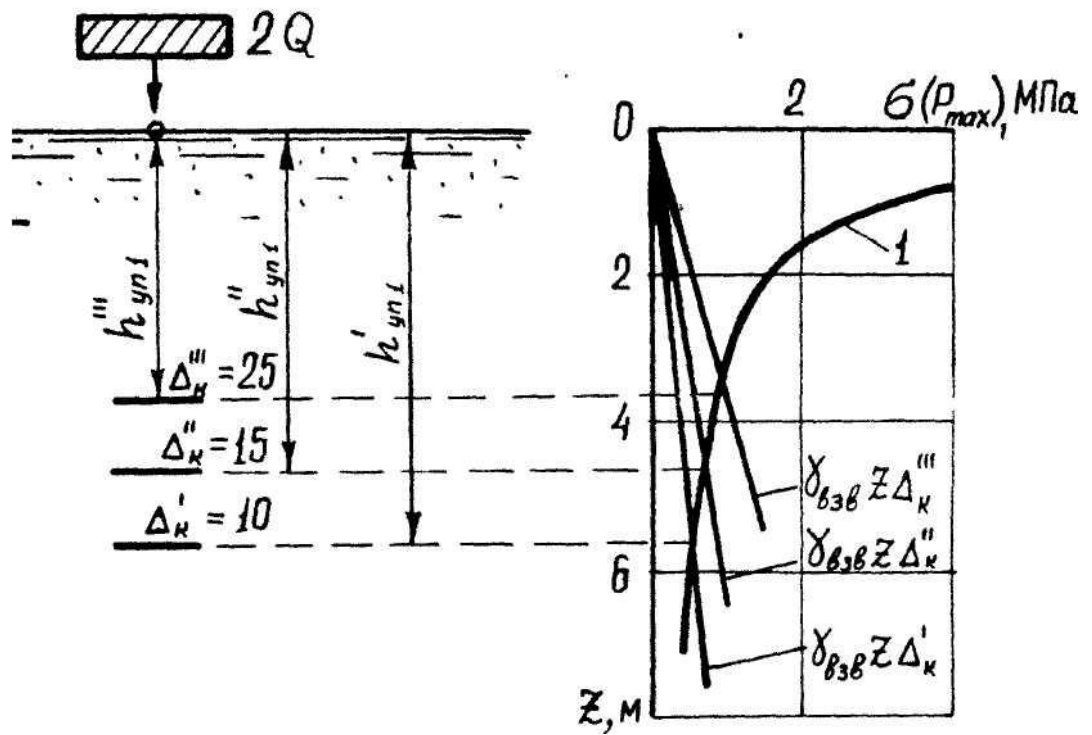


Рис. 4.3. Глубины зон разрушения структуры грунта и его уплотнений при ударе одномассной трамбовки весом $2Q$ в зависимости от начальной плотности грунта

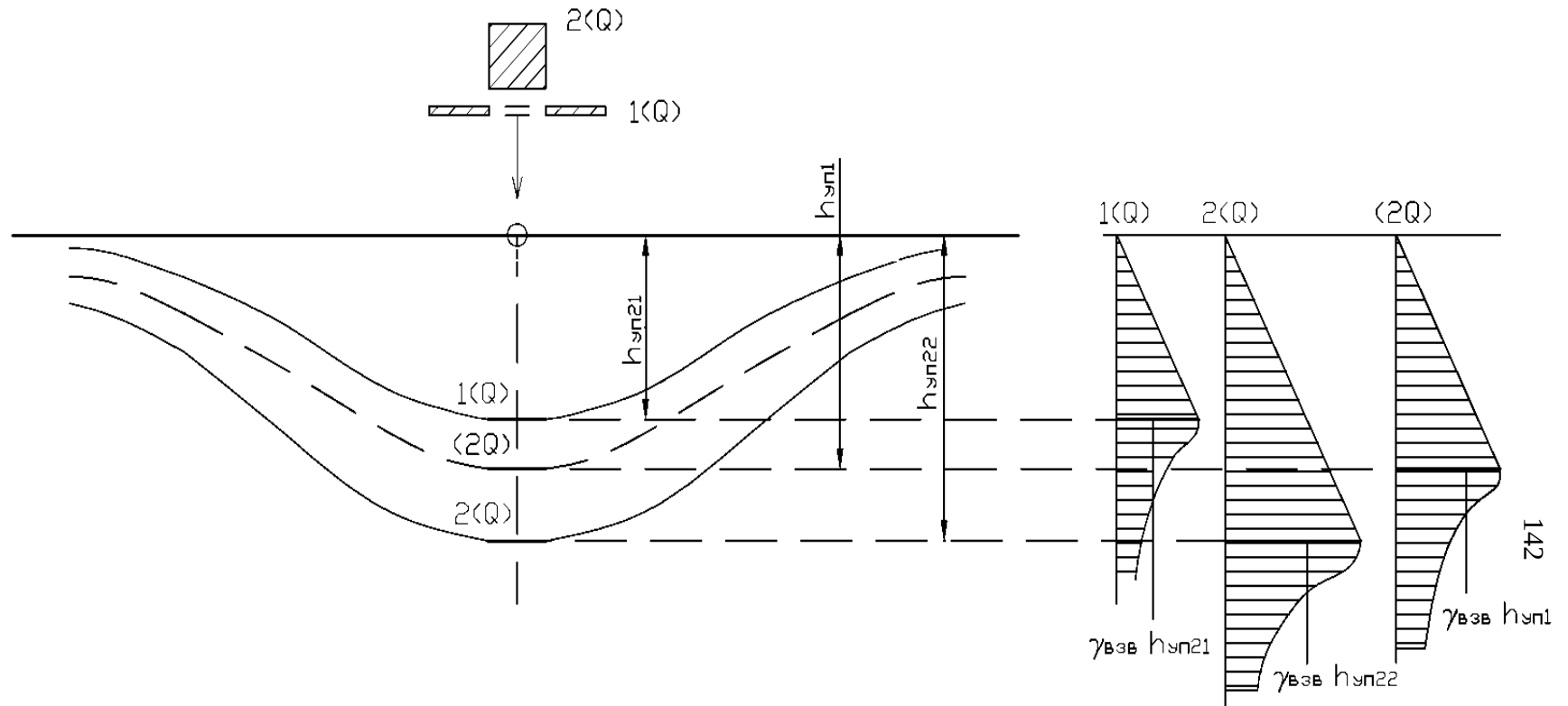


Рис. 4.4. Сравнительные зоны разжижения грунта при ударе первой (1) и второй (2) частей двухмассной трамбовки весом Q каждая с малым интервалом Δt и одним ударе одномассной трамбовки весом $2Q$ и соответствующие им эпюры убыточных давлений в поровой воде

используется при определении зон разжижения грунта при его уплотнении глубинными взрывами

На основе экспериментальных данных глубин уплотнения [38,46 ,48] взаимосвязь между весом трамбовки, высотой падения и параметрами ударных волн может быть выражена зависимостью в виде

$$p, \sigma, h_{\text{уп}} = f\left(\sqrt{\alpha Q H}\right), \quad (4.28)$$

где α – коэффициент, учитывающий свойства уплотняемого грунтового массива, равный 0,01 – 0,1, в среднем 0,025 м/кН.

По аналогии с (3.5) запишем

$$p_{\text{max}} = K_2 \left(\frac{QH}{R} \right)^{\mu_2}, \quad (4.29)$$

где Q – вес трамбовки, кН; H – высота ее падения, м; R – расстояние от центра удара трамбовки в уплотняемом грунтовом массиве, м; K_2, μ_2 – эмпирические коэффициенты, полученные по данным замеров параметров ударных волн при воздействии трамбовки. Как и при взрывах в водонасыщенных песках примем $\mu_2 = 1,05$.

Из сопоставления данных по определению зон уплотнения грунтов при взрыве и при ударе трамбовки найдем

$$p_{\text{max}} = 10,0 \left(\frac{\sqrt{QH}}{R} \right)^{1,05}. \quad (4.30)$$

Вычисленные по зависимостям (3.3), (3.4), (3.7) и (4.30) глубины уплотнения грунта одномассной трамбовкой массой 10 т при высоте сбрасывания 10 м различной начальной плотности и сравнительные результаты – двухмассной трамбовкой массой отдельных частей по 5 т каждая представлены на рис.4.3. и 4.5.

Теоретические исследования показывают увеличение на 30 % глубины уплотнения грунта при воздействии двухмассной трамбовки по сравнению с

одномассной при одинаковой их массе и высоте сбрасывания, что подтверждается данными сравнительных опытных испытаний одномассной и двухмассной трамбовок, проведенных автором диссертации [56].

Считая, что разрушение структуры грунта заканчивается деформациями сдвига, принимаем

$$\Delta t = \frac{r}{v_s}, \quad (4.31)$$

где Δt – интервал времени полного разрушения структуры грунта в зоне воздействия первой ударной части двухмассной трамбовки, с; r – радиус зоны разжижения грунта, принимаемый равным глубине уплотнения $h_{уП21}$; v_s – скорость распространения волн от удара трамбовки или ее части.

Используя зависимости (3.3) – (3.4), (3.7) и (4.30), запишем

$$\gamma_{взв} h_{уП} \Delta_K = 0,01 \cdot 10000 \left[\frac{\sqrt{QH}}{h_{уП}} \right]^{1,05}, \quad (4.32)$$

или, принимая $\mu = 1,0$, имеем

$$h_{уП} = 10,0 \sqrt{\frac{\sqrt{QH}}{\gamma_{взв} \Delta_K}}. \quad (4.33)$$

Известно, что скорость распространения поперечных волн определяется по выражению

$$v_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} = \sqrt{\frac{Gg}{\gamma}}, \quad (4.34)$$

где G – модуль сдвига грунта; ρ , γ – плотность и удельный вес грунта; g – ускорение свободного падения.

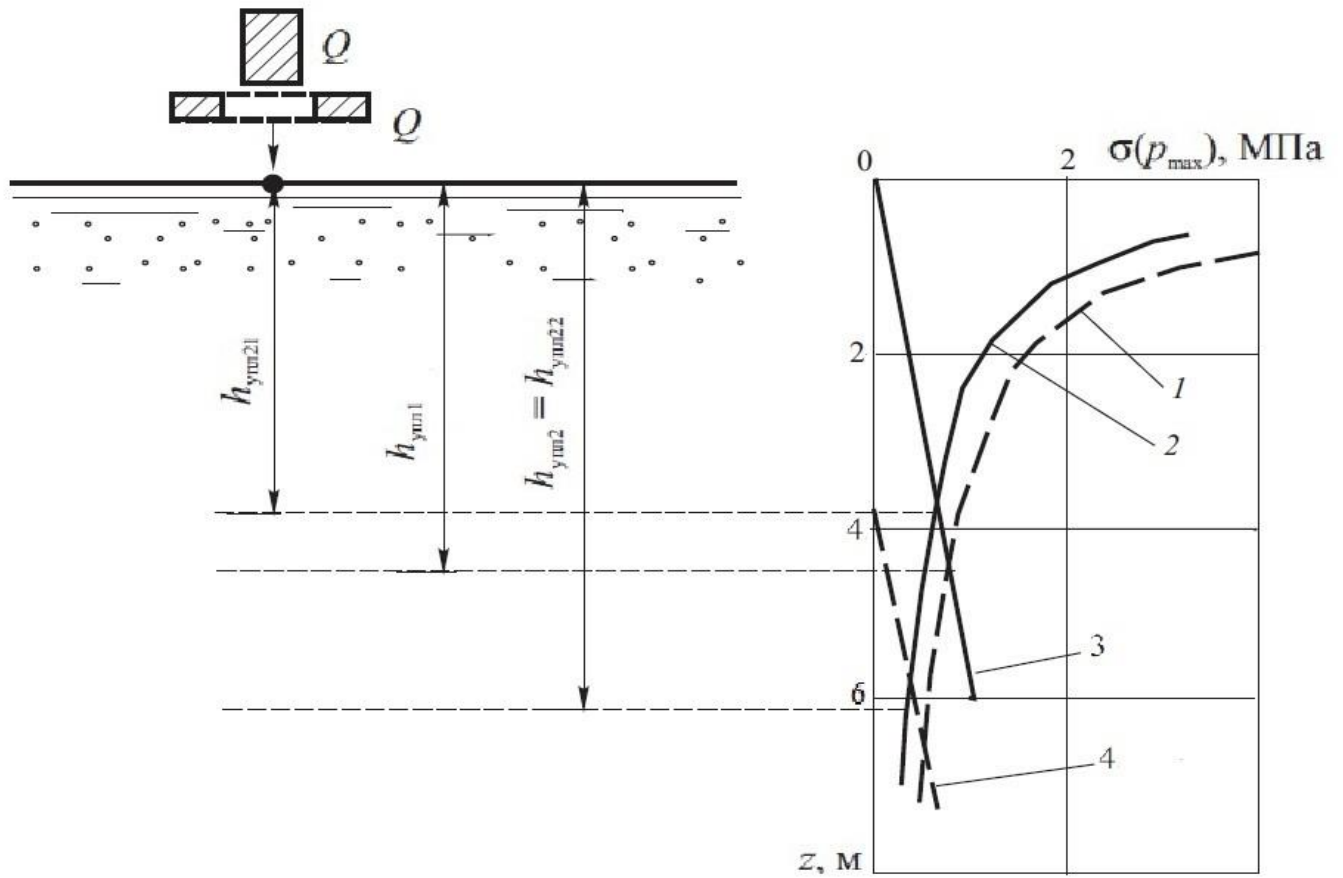


Рис. 4.5. Сравнительные глубины зон разрушения структуры грунта при ударе первой ($h_{y\pi 21}$) и второй ($h_{y\pi 22}$) частей двухмассной трамбовки и одномассной трамбовки ($h_{y\pi 1}$)

Как известно,

$$G = \frac{E}{2(1 + \mu)}, \quad (4.35)$$

где E – модуль упругости грунта, кН/м²; μ – коэффициент Пуассона.

Используя данные, приведенные в работе [125], найдем по (4.34) значения модуля сдвига для песков крупных – 32000 кН/м², средней крупности – 24000 кН/м², мелких – 18000 кН/м².

Если же принять упрощенно по [38] и результатам собственных исследований автора диссертации [56]

$$h_{\text{уп}} = \sqrt{\alpha Q H}, \quad (4.36)$$

то, подставляя (4.34) и (4.36) в (4.31), получим

$$\Delta t = \sqrt{\frac{\dot{a}}{g} \frac{\gamma Q H}{G}} = \sqrt{K \frac{QH}{G}}, \quad (4.37)$$

где
$$K = \frac{\alpha \gamma}{g} = \alpha \frac{20}{9,81} \approx 2\alpha.$$

Учитывая, что наибольшая эффективность удара второй части двухмассной трамбовки для увеличения глубинного уплотнения достигается при максимальном разрушении структуры грунта и развитии порового давления от воздействия первой ее части, для практических расчетов примем $K = 0,2 \text{ с}^2/\text{м}^3$.

Расчеты по формуле (4.37) показывают, что интервал времени между последовательными ударами отдельных частей двухмассной трамбовки не превышает нескольких десятых долей секунды.

К примеру, если на грунт сбрасывается первая ударная часть двухмассной трамбовки весом $Q = 50 \text{ кН}$ с высоты 8 м, то для достижения максимального эффекта при уплотнении водонасыщенного песка средней крупности по

предложенной методике необходимо, чтобы интервал времени последующего удара ее второй части составлял

$$\Delta t = \sqrt{\frac{0,2 \frac{\text{с}^2}{\text{м}^3} \cdot 50 \text{ кН} \cdot 8 \text{ м}}{24000 \text{ кН/м}^2}} = 0,058 \text{ с}.$$

Для условия, принятого в разд. 4.2, допущения, при котором удар второй (внутренней) части двухмассной трамбовки должен производиться до момента возможного отскока после удара ее первой (наружной) части, запишем

$$\Delta t_2 = 2 t_1 + t_2, \quad (4.38)$$

где t_1 и t_2 – соответственно время упругого и остаточного перемещений первой части двухмассной трамбовки при ударе в направлении ее сбрасывания, с.

Время перемещения колеблющихся ударных частей двухмассных трамбовок с учетом принятого в разд. 3.2 упрощения в виде $\lambda'_z = \lambda_z$ определяется по выражению

$$t_1 = \frac{\pi}{2\lambda_z}, \quad (4.39)$$

где λ_z – круговая частота колебаний трамбовки, 1/с.

Круговая частота колебаний трамбовки

$$\lambda_z = \sqrt{\frac{K_z g}{Q_r}}, \quad (4.40)$$

где K_z – жесткость основания; Q_r – вес трамбовки.

Принимая, что

$$K_z = K_z(r_1) - K_z(r_2), \quad (4.41)$$

с учетом выражения (4.1) имеем

$$K_z = \pi C_o \left(r_1^2 \left(1 + \frac{2}{\Delta \cdot r_1} \right) - r_2^2 \left(1 + \frac{2}{\Delta \cdot r_2} \right) \right), \quad (4.42)$$

где r_1 , r_2 – соответственно радиус наружной и внутренней частей двухмассной трамбовки.

Вес наружной ударной части двухмассной трамбовки находят по выражению

$$Q_r = Q_r(r_1) - Q_r(r_2) = 0,5\pi\gamma_T(r_1^3 - r_2^3). \quad (4.43)$$

Подставляя (4.42) и (4.43) в (4.40), получим

$$\lambda_z = \sqrt{\frac{C_0 g [r_1^2 (1 + \frac{2}{\Delta \cdot r_1}) - r_2^2 (1 + \frac{2}{\Delta \cdot r_2})]}{0,5\gamma_T(r_1^3 - r_2^3)}}, \quad (4.44)$$

или для практических расчетов

$$\lambda_z \approx 31 \sqrt{\frac{[r_1^2 (1 + \frac{2}{\Delta \cdot r_1}) - r_2^2 (1 + \frac{2}{\Delta \cdot r_2})]g}{r_1^3 - r_2^3}}. \quad (4.45)$$

Вычисленное по (4.45) и (4.39) время упругого перемещения наружной части двухмассной трамбовки t_1 радиусом от 1 до 1,5 м составляет от 0,012 до 0,016 с.

Время остаточного перемещения t_2 ударных частей двухмассной трамбовки определяется по формуле

$$t_2 = -\frac{v'}{a}, \quad (4.46)$$

где v' – скорость в момент начала перемещения пробки, м/с; a – ускорение движения трамбовки или ее части, м/с².

Подставляя (4.3) в (4.5), имеем для кольцевой наружной ударной части двухмассной трамбовки:

$$R_{\text{ИР}} = \pi\gamma A_k (r_1^3 - r_2^3). \quad (4.47)$$

С учетом (4.43) и (4.47) по (4.16а) найдем

$$a = \frac{2\gamma A_k g}{\gamma_T}, \quad (4.48)$$

или, для практических расчетов, преобразуем:

$$\alpha = 1,32 A_k g. \quad (4.49)$$

Преобразуя (4.27) с использованием (4.15) и (4.47), предельные веса $Q_{пр}$ кольцевой наружной ударной части двухмассной трамбовки, вызывающие ее остаточные перемещения, найдем по выражению

$$Q_{пр} = \frac{3,0\pi A_k^2 \gamma^2}{2HC_o} \left(\frac{r_1^4}{1 + \frac{2}{\Delta \cdot r_1}} - \frac{r_2^4}{1 + \frac{2}{\Delta \cdot r_2}} \right). \quad (4.50)$$

С учетом (4.43) выражение (4.24) для скорости начала остаточного перемещения кольцевой наружной ударной части двухмассной трамбовки будет иметь вид

$$V' = \sqrt{V_o - \frac{6,0\gamma A_k^2 g}{C_o \gamma_T (r_1^3 - r_2^3)} \left(\frac{r_1^4}{1 + \frac{2}{\Delta \cdot r_1}} - \frac{r_2^4}{1 + \frac{2}{\Delta \cdot r_2}} \right)}, \quad (4.51)$$

или, для практических расчетов, упростим:

$$V' = \sqrt{V_o - \frac{5,45 \cdot 10^{-3} A_k^2 g}{r_1^3 - r_2^3} \left(\frac{r_1^4}{1 + \frac{2}{\Delta \cdot r_1}} - \frac{r_2^4}{1 + \frac{2}{\Delta \cdot r_2}} \right)}. \quad (4.52)$$

Вычисленные по полученным зависимостям (4.46), (4.49) и (4.52) значения времени t_2 остаточного перемещения наружной ударной части двухмассной

трамбовки составляют от 0,041 до 0,022 с для рыхлых песков с углом внутреннего трения $\varphi = 28 - 30^\circ$.

Отсюда интервал времени между ударами отдельных частей двухмассной трамбовки по данному показателю должен находиться в пределах

$$\Delta t_2 = (0,050 - 0,070) \text{ с.}$$

Таким образом, вычисленный по формуле (4.37) интервал Δt_1 для уплотнения водонасыщенных грунтов может быть скорректирован по Δt_2 для получения максимального гарантированного эффекта пригрузки грунта основания массой наружной части двухмассной трамбовкой при ударе ее внутренней части для исключения выпора и разрыхления грунта в месте удара трамбовки и при этом должен не превышать эти значения.

Однако, по мнению автора диссертации, главным здесь является не ограничение по вышеуказанному фактору, а факт удара второй части двухмассной трамбовки в момент времени, превышающего остаточные деформации грунта основания от удара первой ее части, как это и было принято автором диссертации выше (см. стр. 129 диссертации).

4.4. Натурные исследования уплотнения водонасыщенных песчаных грунтов оснований разработанной тяжелой двухмассной трамбовкой

Уплотнение дамбы производилось (рис. 4.6) при сбрасывании двухмассной трамбовки массой 10 т, поднимаемой на высоту 8-10 м. Сбрасывание трамбовки осуществлялось по сетке с шагом, не превышающим 3,5 м, и при количестве ударов 6-8 в один след. Глубина понижения поверхности основания трамбовкой составляла 0,4–0,6 м; при этом выпор и разрыхление грунта поверхности основания в промежутках между воронками оседания грунта под трамбовкой практически отсутствовали.

Глубина зоны подводной отсыпки основания тела дамбы составляла от - 2,8 м до -4,5 м (по нарастающей от ст. Бронка до о. Кронштадт), а надводной – колебалась от 1,0 до 1,5 м, а в некоторых местах до 2 м и немного более.

До начала процесса уплотнения тела дамбы двухмассной трамбовкой на всем протяжении длины дамбы было произведено взрывное зондирование грунтов песчаного основания подводной зоны укладки. Результаты геодезической съемки показали, что осадки грунта песчаного основания вокруг места взрыва не превышали 3-6 см, т.е. около 1-1,5 % высоты исследуемой толщи песка основания.

Полученные данные свидетельствовали о том, что пески в целом по глубине слоя песчаного основания имели среднюю плотность сложения, что было подтверждено данными статического зондирования. При этом данные статического зондирования показали, что в придонной зоне песков основания на толщину слоя около 1,5–2,5 м пески находились в рыхлом сложении, при котором сопротивление внедрению острия зонда q_z не превышало 2–4 МПа.

Результаты характерных данных статического зондирования проведенного опытного уплотнения в производственных условиях представлены на рис.4.7.

По данным статического зондирования сопротивление внедрению острию зонда q_z увеличилось от среднего сложения до уплотнения до 14-20 МПа по всей глубине уплотняемой толщи песчаного основания, что свидетельствует об очень значительном уплотнении.

Проведенные расчеты величин относительных осадок поверхности песчаного основания по схеме, представленной на рис. 3.8, показывают, что приведенная осадка в пределах зоны уплотнения между центрами воронок оседания составляет не менее 0,16–0,25 м. Это в пересчете на величину относительной осадки для величины среднего слоя подводной отсыпки составляет 4,3–6,8 %, а для минимального слоя достигает почти 9 %.

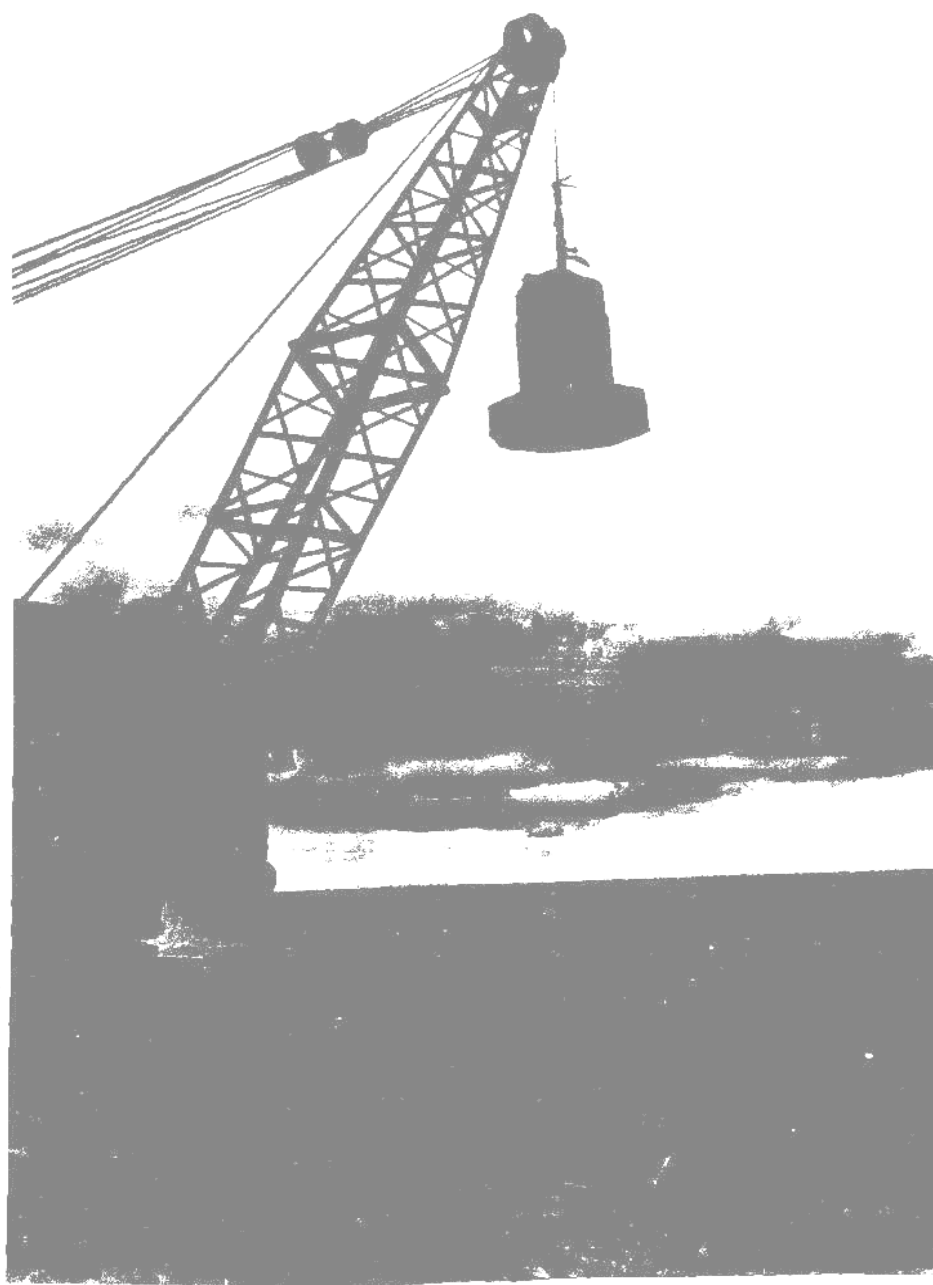


Рис. 4.6. Разработанный вариант двухмассной тяжелой трамбовки на опытном участке при площадочном уплотнении основания

Безусловно, такие величины относительных осадок гарантируют достижение плотного сложения мелких и средних песков до относительной плотности укладки основания $I_D \geq 0,6$ в зоне подводной укладки дамбы.

По полученным данным геодезических измерений в промежутках между воронками оседания окончательно произошла осадка песчаного основания от нескольких миллиметров до 1-2 см, поэтому в проведенных расчетах эта осадка, ввиду ее незначительности по сравнению с осадкой грунта непосредственно под подошвой трамбовки в месте ее удара, не учитывается в запас эффективности уплотнения.

Таким образом, опытное площадочное уплотнение песчаного основания в теле дамбы показало высокую надежность такой двухмассной трамбовки. При этом выпор и разрыхление грунта поверхности песчаного основания вокруг места удара трамбовки практически отсутствовали и были достигнуты высокая степень уплотнения грунта и глубина уплотнения, соответствующая ранее испытанной двухмассной трамбовке, превышающей глубину уплотнения обрабатываемого основания от воздействия одномассной трамбовки той же массы в 1,3 раза при равной высоте их сбрасывания.

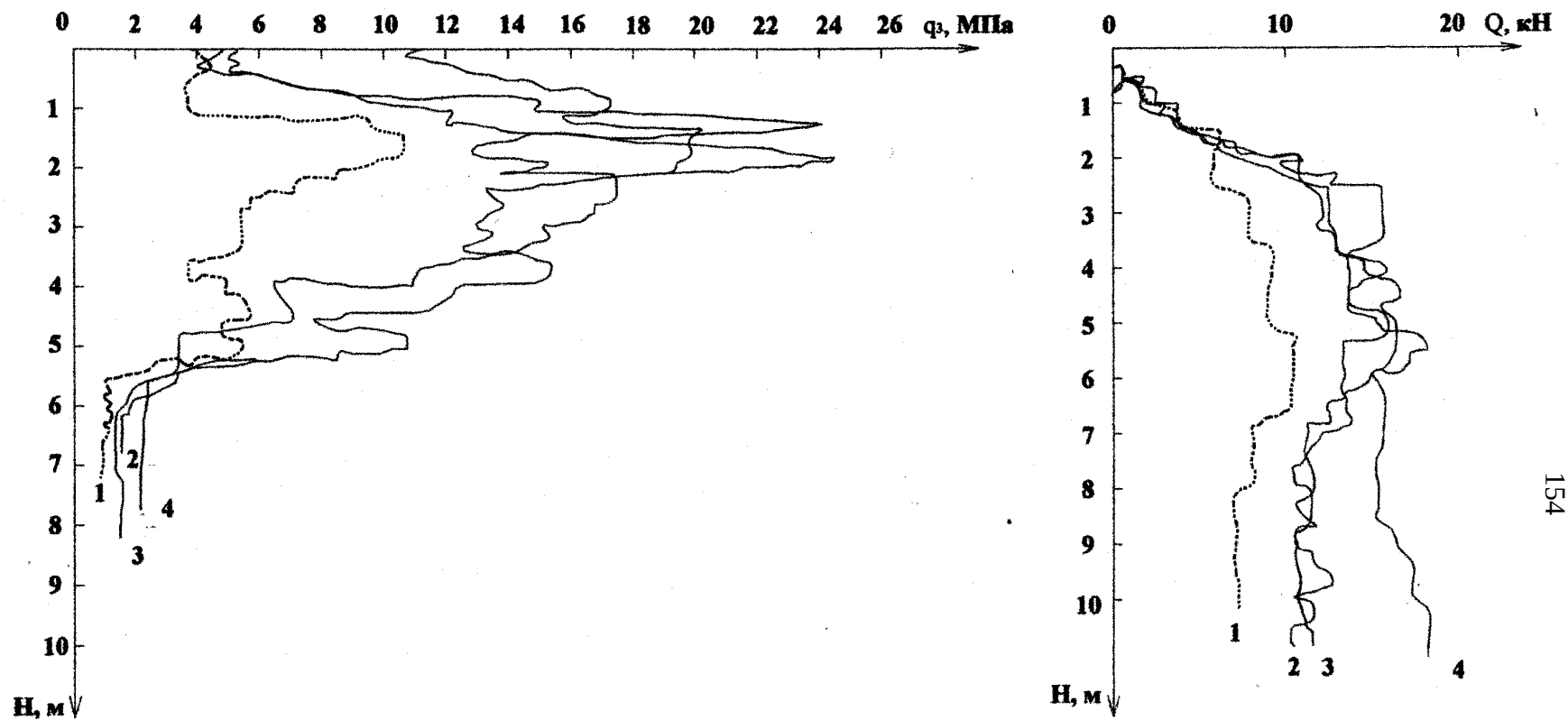


Рис. 4.7. Результаты уплотнения дамбы двухмассной трамбовкой: q_3 – сопротивление внедрению острия зонда; Q_3 – суммарное трение по боковой поверхности штанги: 1 – до уплотнения; 2–4 – после уплотнения

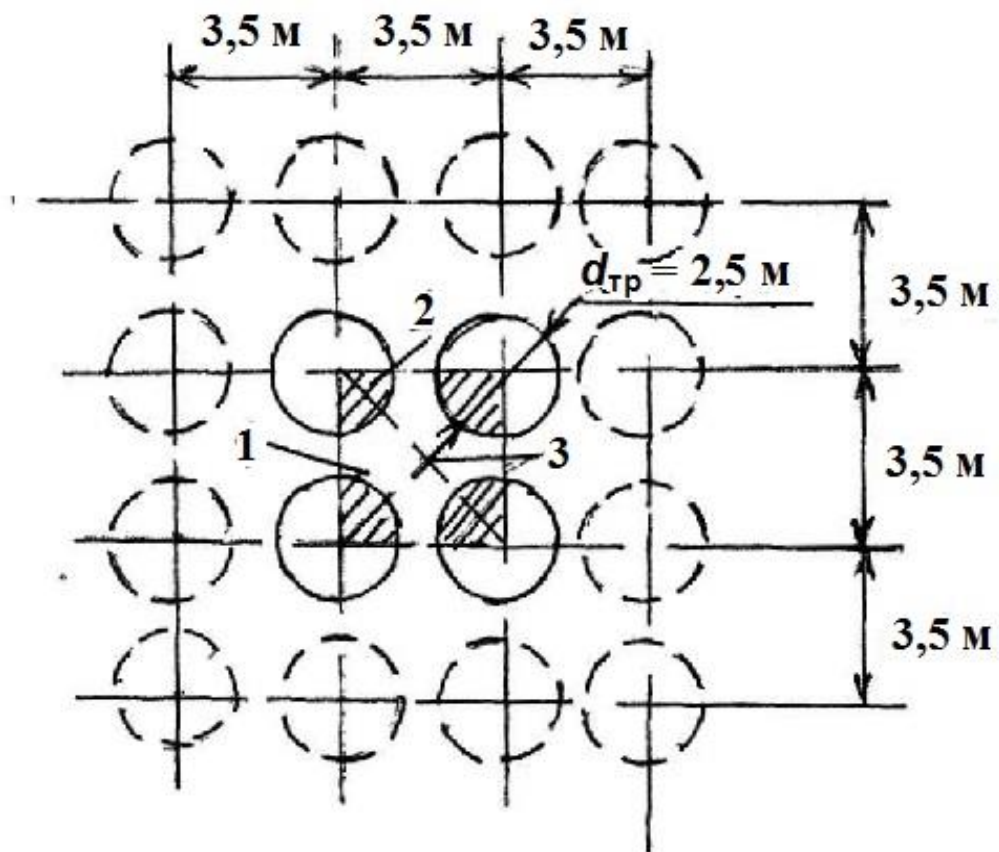


Рис. 4.8. Схема размещения мест сбрасывания двухмассной трамбовки на грунты песчаного основания тела дамбы в опытном площадочном уплотнении: 1 – зона уплотнения;
2 – зоны понижения грунта под подошвой трамбовки (заштрихованы); 3 – промежутки между воронками оседания



Рис. 4.9. Общий вид площадки основания после обработки разработанным вариантом двухмассной трамбовки с видом осадок грунта под ее подошвой

4.5. Рекомендации по назначению параметров двухмассной трамбовки для уплотнения грунтов оснований

Основным параметром для уплотнений грунтов оснований двухмассной трамбовкой является глубина уплотнения, которая более точно может быть найдена с использованием зависимостей (3.3), (3.4), (3.7) и (4.30). Для ориентировочных расчетов может использоваться зависимость

$$h_{\text{уп}} = \sqrt{\alpha QH}, \quad (4.53)$$

где $\alpha = 0,1-0,01$ м/кН; Q – вес трамбовки, кН; H – высота сбрасывания трамбовки, причем на предварительной стадии проектирования параметров уплотнения бóльшие значения α рекомендуется применять при уплотнении водонасыщенных грунтов, а меньшие – для грунтов естественной влажности 6-8 % и оптимальной.

Высоту сбрасывания двухмассной трамбовки H следует назначать равной $6r$, а общий вес Q – исходя из удельного статического давления на грунты основания не менее $0,015 - 0,02$ МПа.

Соотношение масс внутренней Q_2 и наружной Q_1 ударных частей двухмассной трамбовки должно составлять

$$Q_2 : Q_1 = 1 : (1 \dots 1,5), \quad (4.54)$$

а соответствующих площадей основания –

$$F_2 : F_1 = 1 : (1,5 \dots 3,0). \quad (4.55)$$

Интервал времени Δt между ударами отдельных частей двухмассной трамбовки должен назначаться по формуле

$$\Delta t = \sqrt{\frac{KQH}{G}}, \quad (4.56)$$

где K – коэффициент, принимаемый для водонасыщенных песков основания равным $0,2 \text{ с}^2/\text{м}^3$; G – динамический модуль сдвига грунта основания, равный для песков крупнозернистых 32 МПа, среднезернистых – 24 МПа, мелкозернистых – 18 МПа.

Необходимо, чтобы полученное значение Δt по формуле (4.56) не превышало 0,05–0,07 с тем, чтобы максимально использовать эффект пригрузки грунта массой наружной ударной части двухмассной трамбовки при ударе ее внутренней части. Причем нижний предел практически полностью исключает влияние отскока на эффективность воздействия двухмассной трамбовки за счет дополнительной пригрузки грунта массой ее наружной части при ударе внутренней.

По известному Δt разница в высотах падения Δh отдельных ударных частей двухмассной трамбовки должна находиться из равенства

$$\Delta t = \sqrt{\frac{2(H + \Delta h)}{g}} - \sqrt{\frac{2H}{g}}, \quad (4.57)$$

где H – высота сбрасывания двухмассной трамбовки на грунты основания, м; g – ускорение свободного падения, $\text{м}/\text{с}^2$.

4.6. Конструктивное решение двухмассной трамбовки

В соответствии с [122] соотношение масс внутренней и наружной ударных частей трамбовки должно составлять 1: (1...1,5). При этом площади их подошвы должны находиться в пределах отношения 1: (1,5...3,0).

Интервал времени Δt смещения между ударами масс трамбовки должен назначаться по формуле

$$\Delta t = \sqrt{\frac{KQH}{G}},$$

где K – коэффициент, применяемый для водонасыщенных песков оснований равным $0,2 \text{ с}^2/\text{м}^3$; Q – масса трамбовки, кг; H – высота сбрасывания трамбовки на грунты основания, м; G – динамический модуль сдвига грунта основания, применяемый для песков крупнозернистых равным 32 МПа, среднезернистых – 24 МПа, мелкозернистых – 18 МПа.

Далее по известному Δt должна находиться разница Δh в высотах падения ударных частей трамбовки из равенства

$$\Delta t = \sqrt{\frac{2(H + \Delta h)}{g}} - \sqrt{\frac{2H}{g}},$$

где H – высота сбрасывания двухмассной трамбовки на грунты основания, м; g – ускорение свободного падения, $\text{м}/\text{с}^2$.

Принимаем общую массу двухмассной трамбовки 10 т, а массу наружной и внутренней частей – по 5 т каждая. Назначая диаметр подошвы наружной части трамбовки 2,5 м по соотношению, взятому из [122], примем диаметр подошвы внутренней его части.

Интервал запаздывания Δt удара внутренней части на поверхность уплотняемого основания в первом приближении найдем как для крупнозернистых песков. По формуле (3.56) определим Δt равным 0,05 с. Для найденного интервала Δt определим разницу в высотах падения частей трамбовки по формуле (4.57).

Конструкция разработанного варианта двухмассной трамбовки представлена на рис. 4.10.

Двухмассная трамбовка состоит из коаксиально расположенных наружной и внутренней ударных частей. Наружная часть выполняется из металлической кольцевой плиты и трубы большого диаметра, установленной по окружности отверстия. Соединение плиты и трубы производится на сварке ребрами жесткости, причем для предотвращения продавливания трубы ребром опирание последнего производится через кольцевое ребро жесткости на внешней стороне

трубы. Сами же ребра жесткости с целью уменьшения деформаций прогиба снабжаются накладками. Наружная часть трамбовки снабжается монтажными проушинами.

Кольцевая плита наружной части может быть выполнена из набора колец (2-3), скрепленных болтами.

Внутренняя часть в виде перевернутого стакана выполняется из той же трубы большого диаметра путем вырезки из нее отрезка окружности и установки ее на днище из листа металла. Внутренняя полость стакана армируется каркасом и заполняется гидротехническим бетоном с крупным заполнителем.

Подъем трамбовки производится за проушину, смонтированную на внутренней части трамбовки и скрепленную через трубу с ее днищем. Зацепление и подъем наружной части трамбовки производятся через упоры, приваренные по верху ее трубы. По низу и верху этих упоров устанавливаются упорные кольца.

Для исключения возможного заклинивания внутренней части при наклепе подошвы трамбовки в ее конструкции предусмотрены фаски со скосом под углом порядка 30° к горизонту с внутренней стороны кольцевой плиты и внешней стороны внутренней массы.

Работа двухмассной трамбовки производится следующим образом. Тяговое усилие лебедки грузоподъемного механизма передается через проушину к внутренней части трамбовки. В свою очередь внутренняя часть при движении вверх в обечайке трубы зацепляет упоры наружной части. После этого вся двухмассная трамбовка поднимается на высоту сбрасывания.

При сбрасывании двухмассной трамбовки первой с поверхностью грунта основания соударяется наружная ее часть. Благодаря тому, что общая ударная часть трамбовки разделена на две части, под наружной ударной частью, первой взаимодействующей с грунтом, обеспечивается удельное статическое давление на

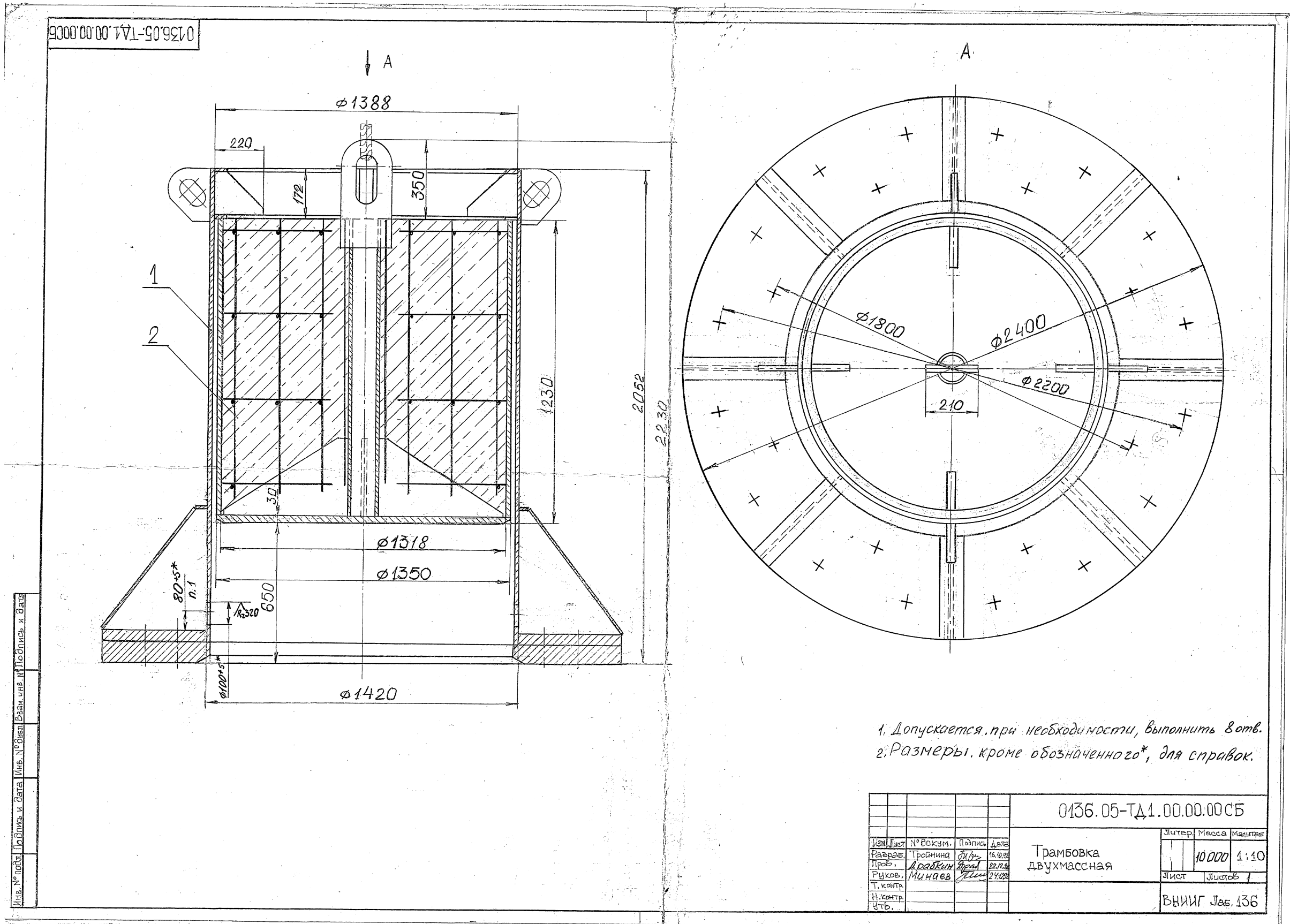


Рис.4.10. Конструкция двухмассной тяжелой трамбовки

грунты основания, при котором выпор и разрыхление грунта основания вокруг этой части будут несущественны, что обуславливает незначительные, связанные с этим, потери энергии.

После взаимодействия с грунтом основания наружной части, внутренняя ударная часть продолжает движение внутри обечайки и ударяет по грунту основания с некоторым интервалом запаздывания, определяемым расстоянием от подошвы внутренней части до подошвы первой ударной части трамбовки. При этом внутренняя ударная часть бьет по грунту основания тогда, когда грунт вокруг ее подошвы пригружен массой наружной части, и вследствие этого практически вся энергия, передаваемая от внутренней части на грунт основания, уходит на его уплотнение и не расходуется на выпор и разрыхление поверхностного слоя грунта основания.

Для предотвращения возникновения «пробки» между внутренней частью трамбовки и грунтовым основанием возможна прорезка в наружной трубе отверстий для выхода воздуха.

4.7. Выводы, основные результаты и рекомендации по результатам исследований в главе 4

1. Метод уплотнения грунтов оснований тяжелыми трамбовками является эффективным для улучшения физико-механических свойств грунтов оснований. Данным методом могут быть уплотнены как грунты естественной влажности, равной 6-8 % (или увлажненных до оптимальной), так и водонасыщенные. Оптимальное значение влажности грунта для ударного уплотнения должно определяться по результатам испытаний на стендах и приборах в лабораторных условиях [126].

Как показали теоретические и экспериментальные исследования, применение двухмассных тяжелых трамбовок вместо традиционных одномассных

позволяет увеличить глубину уплотнения не менее, чем на 30 % по сравнению с одномассными при одинаковой их общей массе и высоте сбрасывания.

2. Конструктивное исполнение двухмассной трамбовки, когда удар первой (наружной) части производится по всей площади ее основания, а второй (внутренней) – через плиту, перекрывающую отверстие в наружной ударной части двухмассной трамбовки, приводит к существенной разнице в осадках ее частей после удара и, как следствие, неравномерности уплотнения грунта в месте удара трамбовки.

3. Этот недостаток, по предложению автора диссертации, устранен путем конструктивного изменения, когда удар как наружной ударной части двухмассной трамбовки, так и внутренней производится непосредственно по грунту основания.

4. Проведенные теоретические и экспериментальные натурные исследования подтвердили, что остаточная осадка грунта у разработанного нового варианта двухмассной трамбовки (Патент на а.с. № 1770525 РФ) практически одинакова по величине под обеими ее частями, что свидетельствует о большей равномерности уплотнения грунта в месте удара трамбовки.

Кроме того, величины осадок как под наружной, так и под внутренней частью разработанного варианта двухмассной трамбовки всегда больше, чем у ранее известной, что свидетельствует о большей уплотняющей способности двухмассной трамбовки.

5. Проведенными теоретическими исследованиями воздействия двухмассной трамбовки на массив грунта получен оптимальный интервал между ударами ее отдельных частей, способствующий максимальному разрушению структуры грунта в зоне воздействия первой части двухмассной трамбовки и эффективности удара второй ее части за счет разгрузки нижележащего массива грунта в процессе разжижения вышележащего слоя.

Теоретическими исследованиями взаимодействия системы «двухмассная трамбовка – грунт основания» на разработанной механической модели установлен временной предел интервала запаздывания удара второй части двухмассной трамбовки относительно первой, полностью исключаящий ее отскок, что способствует максимальному использованию эффекта пригрузки грунта массой наружной ударной части при ударе внутренней.

6. Как показали экспериментальные натурные исследования при уплотнении водонасыщенных песчаных грунтов разработанным вариантом двухмассной трамбовки общей массой 10 т, сбрасываемой с высоты 8-10 м, достигается плотное сложение укладки грунта, когда сопротивление q_3 внедренного острия статического зонда достигает очень большого значения, равного 14-20 МПа. При этом непосредственная осадка грунта под двухмассной трамбовкой была равномерной и составила 0,4–0,6 м при глубине уплотнения до 5-7 м. В пересчете для шага сбрасывания двухмассной трамбовки, равного 3,5 м, приведенная осадка основания составила 0,16–0,25 м. Отсюда величины относительных осадок основания составили от 4,3 до 6,8 %, достигая максимальных величин порядка 9 %.

7. Проведенные автором диссертации теоретические и экспериментальные исследования позволили разработать рекомендации по назначению параметров двухмассной тяжелой трамбовки для заданных грунтов основания, подлежащего уплотнению.

8. Существуют большие перспективы для широкого внедрения двухмассных тяжелых трамбовок (Пат. 1770525 РФ. Рабочий орган для динамического уплотнения грунтов) [122] в гидротехническом и др. видах строительства, в частности на строительстве крупных гидротехнических объектов, строительстве автомобильных магистралей и скоростных железнодорожных путей.

5. ИССЛЕДОВАНИЯ УПЛОТНЕНИЯ ПЕСЧАНЫХ ГРУНТОВ ОСНОВАНИЙ ВИБРОУСТАНОВКОЙ МОДЕРНИЗИРОВАННОЙ КОНСТРУКЦИИ

5.1. Постановка задачи исследований

Опыт уплотнения техногенных песчаных грунтов оснований на строительстве комплекса защитных сооружений Санкт-Петербурга от наводнений показал, что проектной плотности $I_D \geq 0,6$ однородных мелких и средних песков месторождений «Мыс Флотский», «Песчаный», «Лондонская отмель» можно достигнуть в подводной зоне основания методом глубинных взрывов. В надводной зоне, особенно в зимний период, предусмотренное проектом применение вибрационных катков не позволяло достигнуть заданной проектной плотности перечисленных песков. При этом заданная проектная плотность могла быть достигнута только при использовании в качестве материала надводной зоны основания тела дамбы, имеющегося на строительстве, песчано-гравийного грунта (ПГГ), уплотненного вибрационными катками при его послойной укладке слоями по 0,4-0,5 м. Это приведет к очень значительному удорожанию стоимости возведения дамбы. Поэтому проектная организация вынуждена была допускать промежуточное решение, при котором наращивание дамбы выше уровня воды производится по принципу «слоеного пирога» (чередующиеся слои по 0,3 м песка указанных месторождений с покрытием слоем 0,2 м ПГГ) с уплотнением каждого такого слоя вибрационными катками. Вместо описанной технологии был предложен метод, когда отсыпка дамбы песком месторождений «Мыс Флотский», «Песчаный», «Лондонская отмель» осуществляется сразу до отметки +4,0...6,0 м выше ординара.

Последующее уплотнение этих грунтов осуществлялось в весенне-летний период на всю глубину слоя песчаного основания, включая зону подводной

отсыпки. Поиск метода уплотнения песчаного грунта тела дамб сразу на всю глубину уложенного слоя (9-12 м и более) вместо предусмотренного проектом метода глубинных взрывов в подводной зоне и послойного уплотнения вибрационными катками в надводной зоне является предметом рассмотрения в данной главе.

На первоначальном этапе для осуществления глубинного вибрационного метода уплотнения в качестве основополагающей использовалась установка конструкции ВНИИГС, а в дальнейшем - новым способом [127], с облегченным вибропогружателем и модернизированным уплотнителем [128-131].

5.2. Теоретическое обоснование метода уплотнения грунтов виброустановкой типа «ёлочка»

В соответствии с [116,132,133] для сыпучей среды наилучшее уплотнение имеет место при

$$A\omega^2 = (0,9 \div 1) g, \quad (5.1)$$

где A – амплитуда вибрации; ω – круговая частота колебаний; g – ускорение свободного падения.

Известно, что для вязких сред амплитуда вибрации убывает с расстоянием x от источника колебаний по экспоненциальному закону:

$$A = A_0 e^{-\frac{x}{\delta}}, \quad (5.2)$$

или, имея в виду, что

$$\delta \approx \sqrt{\frac{2\nu}{\omega}}, \quad (5.2a)$$

где ν – кинематическая вязкость жидкой среды, запишем

$$A = A_0 e^{-x\sqrt{\frac{\omega}{2\nu}}}. \quad (5.3)$$

Имеются теоретические и экспериментальные предпосылки считать (см., например, книгу В.А. Членова и Н.В. Михайлова «Виброкипящий слой» [134] и статью И.А. Кунина и В.Ф. Хона «К теории взаимодействия вибратора с поглощающей жидкой средой» [135]), что формулы (5.2) и (5.2а) справедливы и для рассматриваемой уплотняемой водонасыщенной песчаной среды, если под ν и δ понимать экспериментально определяемые коэффициенты.

Пусть на расстоянии $x=r$ от источника колебаний при заданном ω критическая амплитуда колебаний $A = A_r$, т.е. минимально допустимая для полного разжижения грунта в уплотняемой зоне, так что

$$A_r = A_0 e^{-\frac{r}{\delta}}. \quad (5.4)$$

Из (5.4) имеем

$$\ln \frac{A_r}{A_0} = -\frac{r}{\delta}, \quad (5.5)$$

откуда определим
$$\delta = -\frac{r}{\ln \frac{A_r}{A_0}} = \frac{r}{\ln \frac{A_0}{A_r}}. \quad (5.6)$$

Известно, что
$$A_0 \approx \frac{P_0}{m\omega^2} = \frac{P_0}{m(2\pi f)^2}, \quad (5.7)$$

где P_0 – вынуждающая сила вибропогружателя, m и f – масса вибрирующего элемента и частота его колебаний.

С учетом динамического сопротивления $P^{\text{дин}}$ погружению вибрирующего элемента уплотнителя приближенно запишем

$$A_0 = \frac{P_0 - P^{\text{дин}}}{m\omega^2} = \frac{P_0 - (P_{\text{тр}}^{\text{дин}} + P_{\text{лоб}}^{\text{дин}})}{(m_{\text{е}} + m_{\text{упл}})(2\pi f)^2}, \quad (5.8)$$

где $m_{\text{с}}$ и $m_{\text{упл}}$ ($m_{\text{упл}}^*$) – масса вибропогружателя и уплотнителя; $P_{\text{тр}}^{\text{дин}}$ и $P_{\text{лоб}}^{\text{дин}}$ – сила динамического сопротивления соответственно трению по боковой поверхности уплотнителя и лобовому его погружению, кН.

Как известно [96], в том числе и из исследований автора диссертации [136], при динамическом погружении свай в водонасыщенные песчаные грунты за счет встряхивания и возникновения избыточного порового давления происходит снижение эффективного сопротивления грунта сдвигу и временное уменьшение сопротивления погружению сваи. В частности [96], силы динамического сопротивления при вибропогружении (извлечении) меньше соответствующих статистических в водонасыщенных песках по трению на боковой поверхности в 4,5-6 раз и лобовому погружению в 2,5-3 раза.

Из (5.6) запишем

$$r = \delta \ln \frac{A_{\text{охсл}}}{A_r}, \quad (5.9)$$

где $A_{\text{охсл}}$ – амплитуда колебаний уплотнителя с учетом сил динамического бокового и лобового сопротивлений погружению уплотнителя в грунты уплотняемого основания на глубине погружения уплотнителя, равной $h_{\text{сл}}$.

Отсюда диаметр D зоны уплотнения грунта можно найти по зависимости

$$D = 2 \left[r + \frac{d_{\text{упл}}}{2} \right], \quad (5.10)$$

где $d_{\text{упл}}$ – диаметр уплотнителя, м.

Согласно исследованиям М.Г. Цейтлина [96] амплитуда колебаний от источника уменьшается пропорционально частоте, поэтому при какой-то исходной ω_0 запишем

$$r = \delta * \sqrt{\frac{\omega_0}{\omega}} \ln \frac{A_{\text{охсл}}}{A_r}, \quad (5.11)$$

т.е. с увеличением ω эффективное расстояние от источника колебаний убывает.

Силу статического трения по боковой поверхности уплотнителя зададим как

$$P_{\text{тр}}^{\text{стат}} = S_{\text{бок}} f_{\text{тр}}, \quad (5.12)$$

а силу лобового сопротивления в виде

$$P_{\text{лоб}}^{\text{стат}} = FR, \quad (5.13)$$

где $S_{\text{бок}}$ – площадь боковой поверхности штанги уплотнителя с пространственными элементами уплотнителя; $f_{\text{тр}}$ – расчетное статическое сопротивление трению уплотняемого слоя основания; F – площадь опирания уплотнителя на грунт уплотняемого основания; R – расчетное статическое сопротивление под нижним концом уплотнителя на данной глубине его погружения.

Значения $f_{\text{тр}}$ и R , в КПа, находят по таблицам СНиП 2.02.01–85[117].

Площадь боковой поверхности уплотнителя определяется по формуле

$$S_{\text{бок}} = \pi d_{\text{шт}} h_{\text{сл}} + (a + b) c N, \quad (5.14)$$

где $d_{\text{шт}}$ – диаметр трубы штанги уплотнителя, м; $h_{\text{сл}}$ – глубина уплотняемого слоя, м; a , b и c – размеры трапециевидальных пространственных элементов уплотнителя, соответственно ширина оснований и длина, м; N – количество пространственных элементов в уплотняемом слое.

Количество пространственных элементов на штанге уплотнителя конструкции ВНИИГС определяется как

$$N = \left[\frac{h_{\text{сл}}}{l_{\text{ш}}} + 1 \right] n_{\text{ур}}, \quad (5.15)$$

где $l_{\text{ш}}$ – шаг размещения пространственных элементов на штанге уплотнителя, м; $n_{\text{ур}}$ – количество пространственных элементов в одном уровне, обычно равно четырем.

Площадь опирания уплотнителя на грунт уплотняемого основания находят по формуле

$$F = \frac{\pi d_{\text{шт}}^2}{4} + c^* dn_{\text{ур}}, \quad (5.16)$$

где c^* – длина пространственного элемента уплотнителя нижнего ряда; d – толщина пространственных элементов уплотнителя.

Масса уплотнителя модернизированной конструкции определяется по выражению

$$m^*_{\text{упл}} = m_{\text{упл}} - \left[\frac{h_{\text{упл}} - h}{l_{\text{ш}}} \right] m_{\text{эл}} n_{\text{ур}}, \quad (5.17)$$

где $h_{\text{упл}}$ – заданная глубина уплотнения, равная для уплотнителя конструкции ВНИИГС высоте размещения пространственных элементов на штанге уплотнителя; h – высота размещения пространственных элементов на штанге модернизированного уплотнителя; $m_{\text{эл}}$ – масса одного пространственного элемента, которая определяется как

$$m_{\text{эл}} = \frac{a+b}{2} cd \frac{\gamma_{\text{ст}}}{g}, \quad (5.18)$$

где $\gamma_{\text{ст}}$ – удельный вес материала уплотнителя (сталь).

Количество пространственных элементов модернизированного уплотнителя N находят по зависимости

$$N^* = \left[\frac{h_{\text{сл}}}{l_{\text{м}}} + 1 \right]. \quad (5.19)$$

Необходимые для расчетов технические характеристики вибропогружателя В-401 возьмем из табл. 1.3 диссертации, а виброустановки ВУУП-6 примем согласно «Инструкции...» ВНИИГС [95].

Используя зависимости (5.12)–(5.16), (5.8)–(5.10), вычислим исходные амплитуды и зону уплотнения по глубине погружения уплотнителя конструкции

ВНИИГС в зависимости от значений сопротивления трению по боковой поверхности уплотнителя и лобового сопротивления его погружению.

Полученные расчетные значения представим кривой зоны эффективного уплотнения вокруг «виброёлочки» конструкции ВНИИГС, представленной на рис. 5.1. Видно, что зона уплотнения грунта вокруг «виброёлочки» увеличивается с 3 до 4,06 м при приближении уплотнителя к поверхности грунтового основания.

Проведем аналогичные расчеты для виброустановки с модернизированным уплотнителем при сокращении количества пространственных элементов уплотнителя в три раза и построим кривую зоны уплотнения для модернизированного виброуплотнителя (см. рис. 5.1).

Увеличим глубину уплотнения в два раза (до 12 м) и проведем расчеты для модернизированного уплотнителя при высоте размещения пространственных элементов в нижней части штанги уплотнителя, также равной $1/3$ глубины уплотнения (4 м).

Полученные данные представим кривой (рис. 5.2). Видно, что глубина уплотнения грунта увеличивается с 6 м у виброустановки конструкции ВНИИГС до 9,53 м при использовании модернизированного виброуплотнителя при сохранении размеров зоны уплотнения, равной 3 м для обоих типов виброуплотнителей, при прочих равных параметрах.

Кроме того, модернизированный виброуплотнитель позволяет увеличить глубину уплотнения основания до 12 м и более. При этом увеличение глубины уплотнения происходит при уменьшении размеров зоны уплотнения на величину около 0,5 м в диаметре на каждые 3 м увеличения глубины погружения уплотнителя. Так, полученную расчетным путем на глубине 12 м зону уплотнения, равную 2,58 м (см. рис. 5.2), можно считать вполне приемлемой для эффективного применения виброустановки на заданную глубину уплотнения грунтов.

Проведенные расчеты для установки конструкции ВНИИГС показывают (см. рис. 5.2), что размеры зоны уплотнения на глубине 9 м сокращаются до 1,8 м, что меньше необходимого по «Инструкции...» ВНИИГС [95] минимального предела в 2 м, а на глубину 12 м виброуплотнитель данной конструкции вообще не может быть погружен при использовании традиционно рекомендуемого для этих целей ВНИИГС вибропогружателя В-401.

Для определения увеличения пористости грунта при виброуплотнении, по аналогии с зависимостью (3.10) В.А. Флорина для консолидации разжиженного слоя грунта при взрыве, запишем

$$n_2 = n_1 - \frac{t_{\text{упл}}}{r_1} (1 - n_1) K_{\phi 1}, \quad (5.20)$$

где n_2 и n_1 – соответственно конечная и начальная пористость грунта; $t_{\text{упл}}$ – время послойного виброуплотнения грунта, с; $K_{\phi 1}$ – начальный коэффициент фильтрации уплотняемого слоя грунта, м/с; $r_1 = 1$ м – толщина уплотняемого слоя грунта, эквивалентная одному метру.

Представляется, что задаваемое в формуле (5.20) время виброуплотнения грунта должно быть скорректировано с учетом градиента напора разжиженного слоя грунта при виброуплотнении с использованием следующей зависимости П.Л. Иванова, взятой из работы [24]:

$$t_{\text{упл}}^* = \frac{\gamma_w}{\gamma_{\text{взв}}} \frac{r}{K_{\phi 1}} \frac{n_1 - n_2}{1 - n_1} \left(\frac{1}{1 - \frac{K_{\phi 2}}{K_{\phi 1}(1 - n_1) \frac{p_1}{\gamma_{\text{взв}} h}}} \right), \quad (5.21)$$

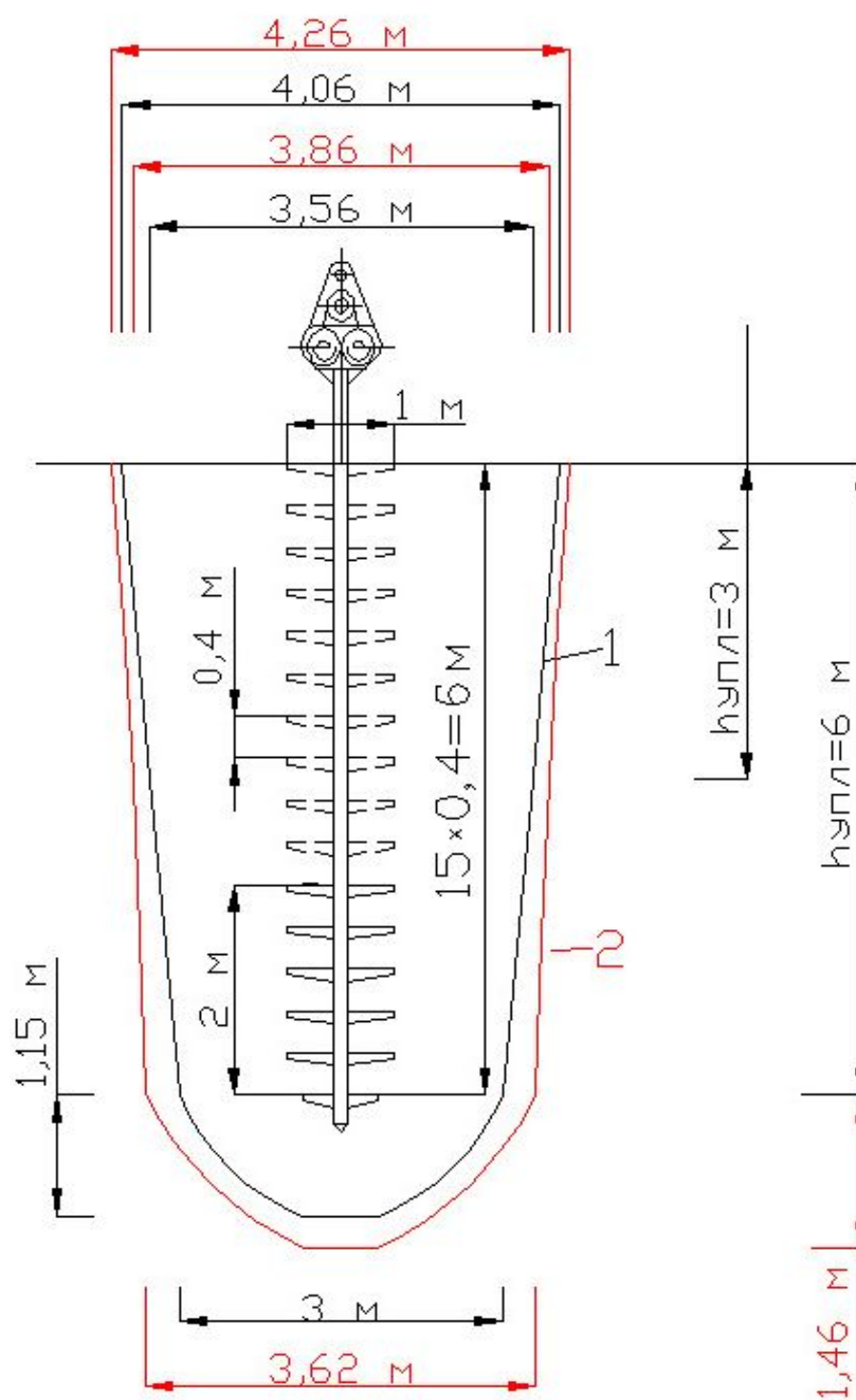


Рис. 5.1. Зоны виброуплотнения водонасыщенных песчаных грунтов основания средней крупности на глубину 6 м:

1 – виброустановкой конструкции ВНИИГС;

2 – модернизированной конструкцией виброуплотнителя

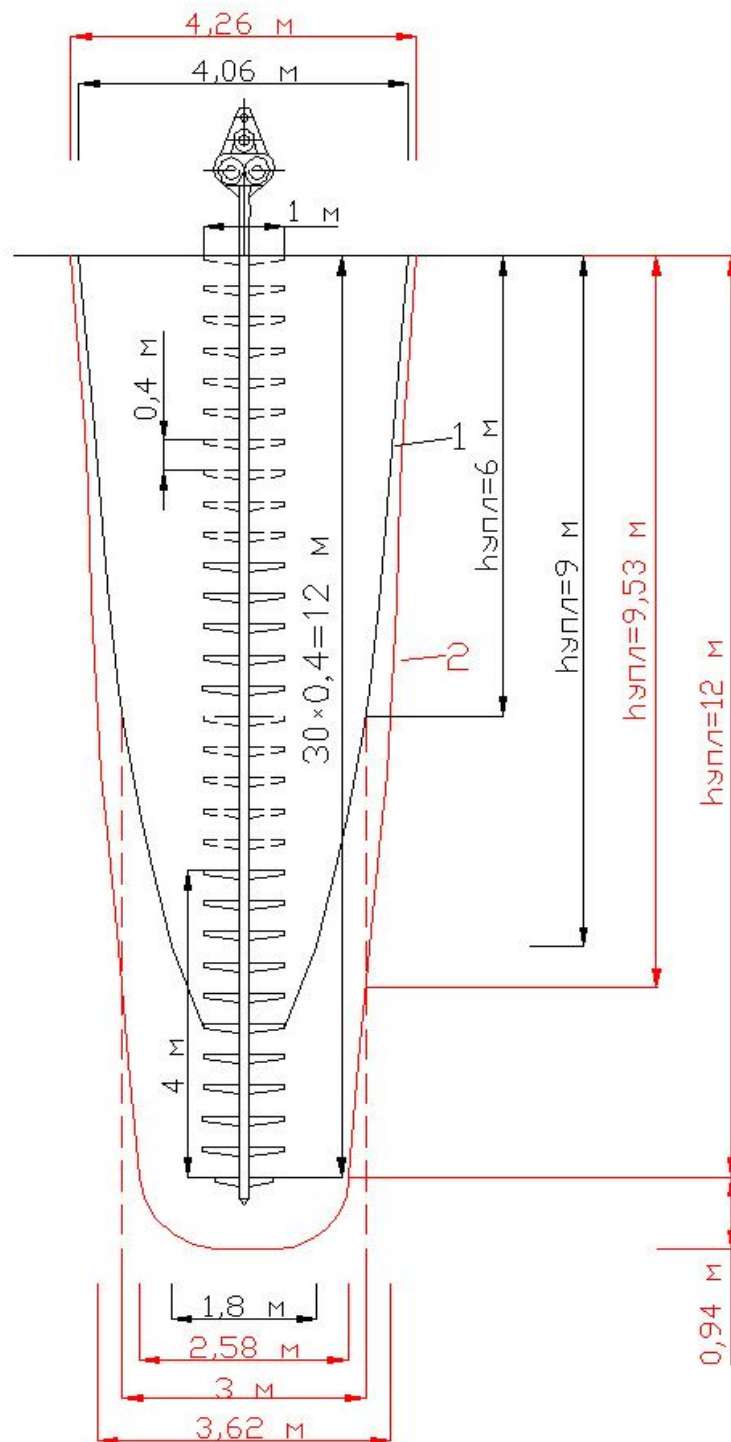


Рис. 5.2. Зона уплотнения водонасыщенных песчаных грунтов основания средней крупности на глубину 12 м виброустановкой модернизированной конструкции (1) и уменьшение зоны уплотнения грунта и глубины погружения виброуплотнителя конструкции ВНИИГС (2)

где p_1 – градиент напора в пределах разжиженного слоя грунта; $K_{\phi 2}$ – коэффициент фильтрации переукладываемой части грунта, принимаемый равным конечному значению после виброуплотнения переукладываемого слоя.

Принимая $\gamma_w \approx \gamma_{взв}$ и $p_1 = \gamma_{взв} h$, преобразуем

$$t_{упл}^* = \frac{r_1}{K_{\phi 1}} \frac{n_1 - n_2}{1 - n_1} \left(\frac{1}{1 - \frac{K_{\phi 2}}{K_{\phi 1}(1 - n_1)}} \right), \quad (5.22)$$

Учитывая, что в результате уплотнения возможно уменьшить коэффициент фильтрации песков от полупорядка до порядка [24], приближенно в формуле (5.20) вместо $t_{упл}$ можно принять

$$t_{упл}^* = (2 - 3) t_{упл}. \quad (5.23)$$

Соотношение (5.23) необходимо уточнять по результатам виброуплотнения грунта в экспериментальных полевых исследованиях.

Для проведения сравнительных численных расчетов в качестве основополагающего примем график времени виброуплотнения песчаного слоя грунта основания, приведенный в «Инструкции...» ВНИИГС [95] (рис. 5.3). Построенные на его основе временные графики для модернизированного виброуплотнителя при размещении пространственных элементов в нижней части штанги уплотнителя на высоте, равной $1/2$ и $1/3$ глубины уплотнения, приведены на рис. 5.3.

Для полученных значений пористости, при определенных граничных значениях плотности грунта в рыхлом $\rho_d^{\text{рыхл}}$ и плотном $\rho_d^{\text{плотн}}$ сложениях, по известной формуле

$$I_D = \frac{\rho_d^{\max}(\rho_d - \rho_d^{\min})}{\rho_d(\rho_d^{\max} - \rho_d^{\min})} \quad (5.24)$$

с использованием зависимости

$$n = 1 - \frac{\rho_d}{\rho_s}, \quad (5.25)$$

где $\rho_s = 2,65 \text{ г/см}^3$ – плотность частиц грунта; ρ_d – плотность скелета грунта, вычислим относительную плотность I_D .

Проведенными расчетами установлено, что при использовании установки конструкции ВНИИГС за счет большой разницы (до 7,5 раза и более) во времени виброуплотнения нижележащих слоев грунта по сравнению с вышележащими слоями существенно изменяется (от 0,41 до 0,33) пористость грунта в пределах заданной глубины уплотнения основания. При этом относительная плотность сложения грунта I_D изменяется от 0,3 до 0,9, а перепад данных по n и I_D достигает значений – 0,08 и 0,6, соответственно.

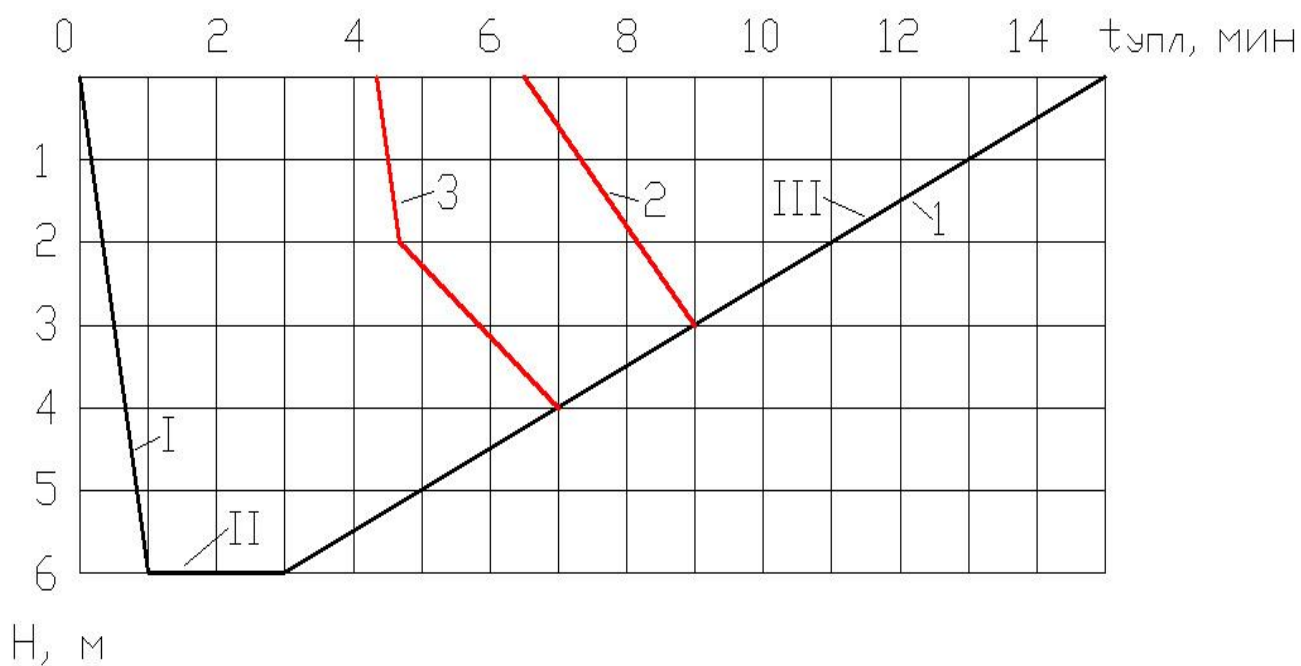


Рис. 5.3. Графики времени виброуплотнения грунта:

1 – установкой конструкции ВНИИГС; модернизированным виброуплотнителем при высоте размещения пространственных элементов в нижней части штанги уплотнителя, соответственно равной 1/2 (2) и 1/3 (3) глубины уплотнения;

I – стадия погружения виброуплотнителя; II – выдержки на заданной глубине уплотнения; III – стадия подъема виброуплотнителя

При применении модернизированного виброуплотнителя путем сокращения максимального времени виброуплотнения, примерно в два раза, возможно уменьшить разницу значений пористости по глубине уплотняемого основания до 0,03 – 0,04 при прочих равных условиях и тем самым уже значительно повысить равномерность уплотнения грунта в пределах заданной глубины.

Ориентировочные расчеты показывают, что при увеличении заданной глубины уплотнения данные показатели могут только ухудшаться у виброуплотнителя конструкции ВНИИГС, тогда как при использовании модернизированного виброуплотнителя имеются реальные перспективы как увеличить минимально достигаемое значение пористости грунта от значения 0,41 до величин, равных 0,38–0,37 и менее, так и сократить их разницу по заданной глубине уплотняемого основания до значений, не превышающих 0,01 – 0,02. Это позволит модернизированным уплотнителем обеспечить достижение проектной плотности песчаного грунта $I_D \geq 0,6$ на заданную глубину основания и кардинально улучшить равномерность уплотнения грунта в пределах уплотняемой толщи основания.

5.3. Натурные исследования уплотнение грунтов основания виброустановкой конструкции ВНИИГС

На строительстве комплекса защитных сооружений Санкт-Петербурга от наводнений первоначально была апробирована виброустановка конструкции ВНИИГС, включающая в себя вибропогружатель ВШ-1 и уплотнитель длиной 11,2 м из толстостенной трубы диаметром 133 мм, к которой по всей длине приварены горизонтальные ребра с шагом до 500 мм. С учетом этих ребер диаметр пространственного уплотнителя составлял 700 мм. Для облегчения внедрения уплотнителя в грунт основания трубчатая штанга снабжалась крестообразным наконечником на ее острие. Вода к патрубку подавалась насосом

с максимальной производительностью $300 \text{ м}^3/\text{ч}$ с напором 90 м вод. ст. и возможностью регулирования этих параметров с помощью заслонки, установленной в системе забора воды.

В качестве базовой машины использовался кран ДЭК-251 грузоподъемностью 25 т.

Опытному уплотнению подвергались мелкие и средние пески основания на отсыпанной грунтовой дамбе до отметки около 4 м выше нулевого ординара. При этом глубина подводной отсыпки указанных песков составляла 5 м.

Для определения оптимального расстояния (шага) между центрами погружения уплотнителя и глубины уплотнения в опытных работах погружение осуществлялось с шагом 5×5 и 3×3 м. Плотность контролировалась по результатам статического зондирования на всю глубину уплотняемого слоя основания и отбором образцов грунта режущим кольцом в поверхностном неводонасыщенном слое грунта основания.

В результате экспериментальных исследований было установлено, что при погружении – извлечении уплотнителя в грунты песчаного основания вокруг него образовывается воронка оседания глубиной 0,8–1,2 м и диаметром 1,5–2 м.

Данные статического зондирования показали (рис. 4.4), что грунт в целом уплотнялся в радиусе до 2 м от центра уплотнителя на глубину до 9 м.

Наиболее значительное уплотнение водонасыщенных песков ниже ординара происходило вблизи от центра уплотнителя, а уже на расстоянии 0,5 м от него снижалось. При этом в центральной зоне происходил размыв – разрыхление поверхностного слоя песка на глубину 1,5–2 м и более напором воды при вытаскивании уплотнителя. Попытка же прекращения подачи воды при вытаскивании уплотнителя из грунтов песчаного основания приводила к его заклиниванию в грунте.

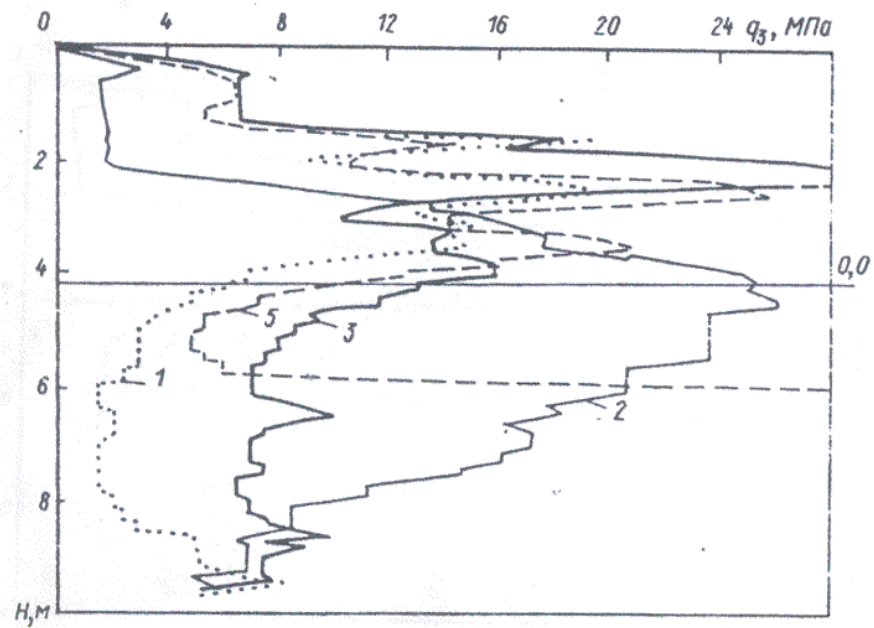


Рис. 5.4. Результаты статического зондирования грунтов
песчаного основания для виброуплотнителя конструкции
ВНИИГС: 1 - до уплотнения; 2 – после погружения уплотнителя;
3–5 – соответственно на расстоянии 1; 1,5; 2 м

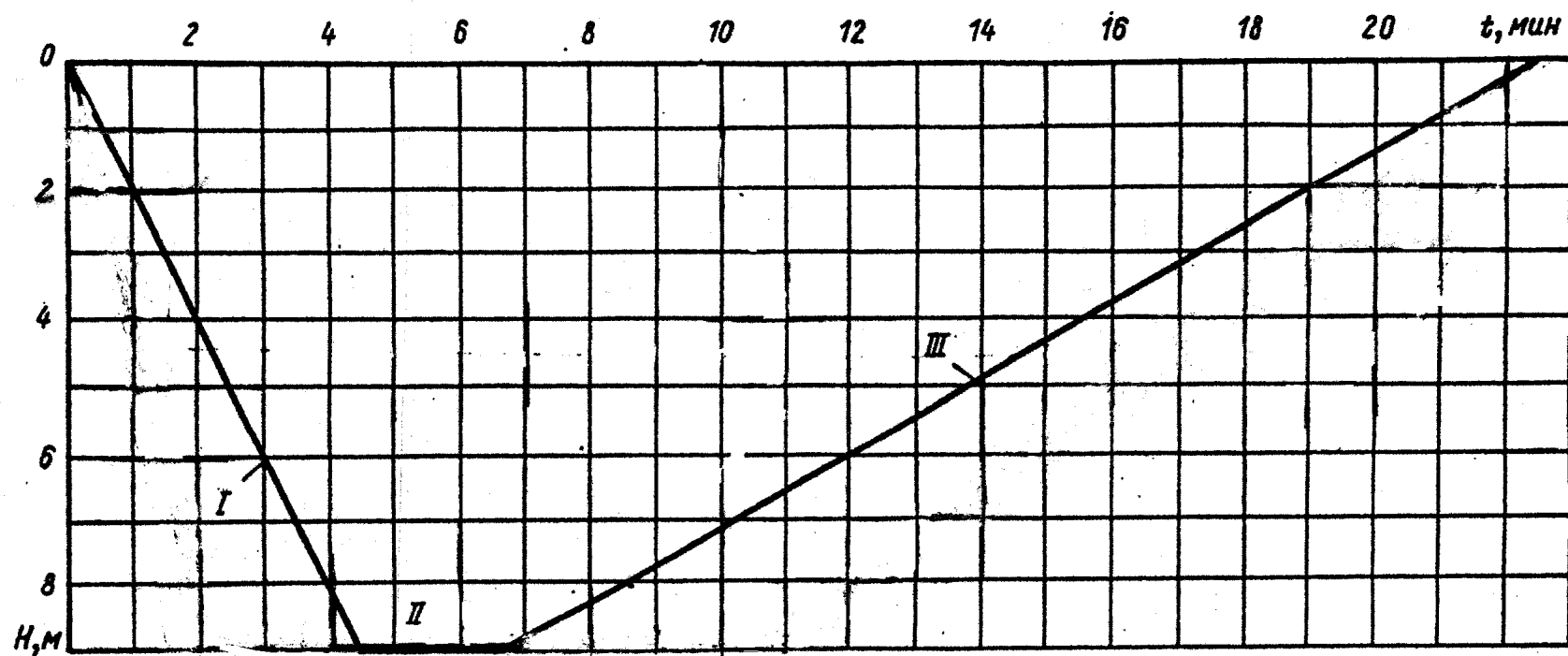


Рис. 5.5. График времени работы уплотнителя: I – стадия погружения; II – выдержка; III – стадия извлечения

На основании результатов опытных работ был принят шаг (расстояние) между центрами погружения уплотнителя 3 м, обеспечивающий заданную плотность грунта. Режим уплотнения на каждой точке погружения уплотнителя задавался согласно графику, представленному на рис. 5.5. Через каждый час работы уплотнителя предусматривался технологический перерыв продолжительностью не менее 15 мин для остывания вибратора.

Однако при дальнейшем уплотнении основания выявилась невысокая надежность этой виброустановки из-за частого выхода из строя вибропогружателя. Поэтому конструкция уплотнителя была видоизменена и проведены новые опытные работы по уплотнению грунтов основания на том же участке дамбы модернизированной виброустановкой.

5.4. Сравнительные натурные исследования виброустановки конструкции ВНИИГС и модернизированной конструкции виброуплотнителя

Видоизменение конструкции уплотнителя заключалась в срезке верхних горизонтальных ребер и сохранении их только на участке в 3,5 – 4,5 м в нижней части штанги, как показано на рис. 5.6. По замыслу автора диссертации такое изменение конструкции позволит облегчить работу вибропогружателя за счет потерь на внедрение и вибрирование горизонтальных ребер уплотнителя в поверхностном слое увлажненного грунта, оставшиеся же ребра должны были обеспечить сохранение уплотняющей способности в области подачи воды.

Испытания модернизированного уплотнителя с вибропогружателем В-401 производились при шаге погружения 3х3 м. Остальные механизмы были оставлены теми же. Испытания показали, что модернизированный уплотнитель легче погружается в грунт и извлекается из него.

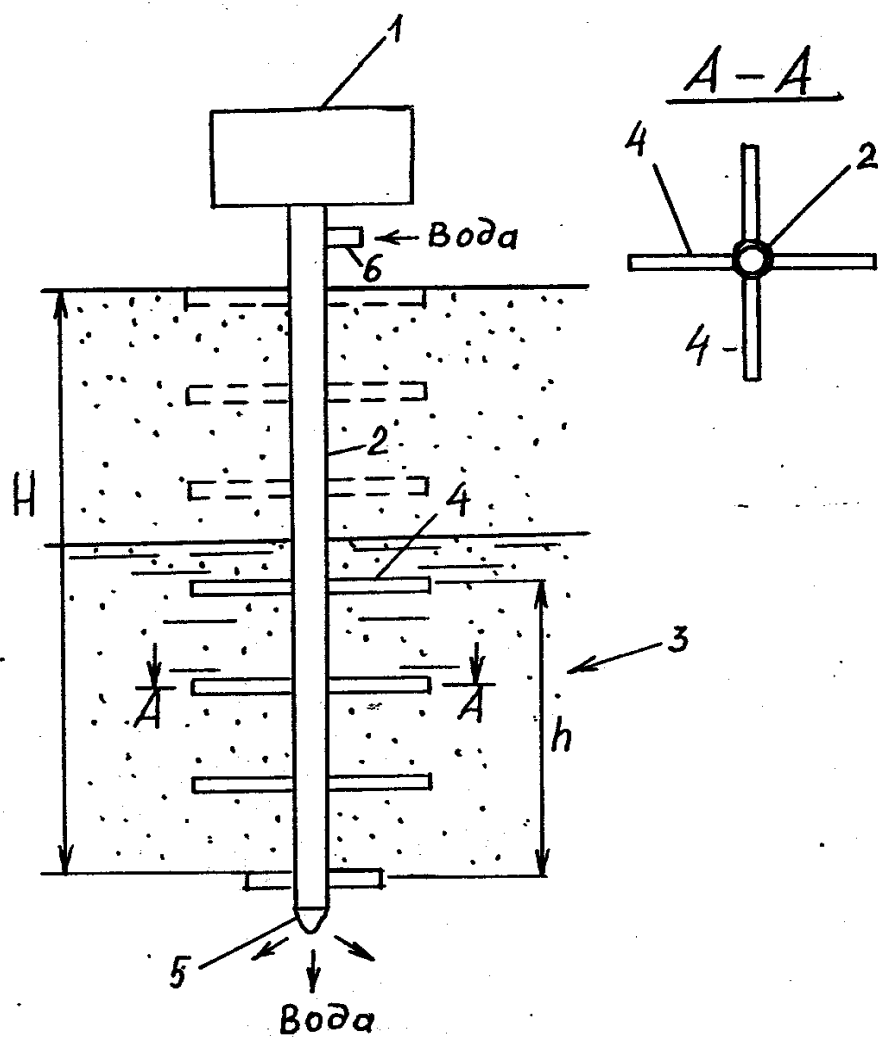


Рис.5.6. Конструктивная схема виброуплотнителя

По данным статического зондирования глубина уплотнения основания составила 9 м (рис. 5.7). При этом достигалось более равномерное уплотнение грунта как в центральной части, так и в радиусе 1,5 м. Кроме того, грунт не разрыхлялся в центральной зоне вокруг уплотнителя.

Отбор образцов грунта режущим кольцом в промежутках между воронками оседания на глубину до 1,5 м от поверхности основания показал, что плотность скелета грунта составила $1,62 \text{ г/см}^3$ при 90 % обеспеченности. Снижение плотности грунта при удалении от центра погружения уплотнителя не было отмечено.

Вышеуказанное наиболее наглядно подтвердим сравнением данных статического зондирования по оси погружения уплотнителя, приведенных на рис. 5.8.

Видно (см. рис. 5.8), что до уплотнения сопротивлению внедрению острия зонда q_z в надводной зоне составляло от 3,5 до 8 МПа, в подводной зоне – 2,5–8 МПа. После уплотнения установкой конструкции ВНИИГС разброс данных по q_z в целом и в надводной зоне составлял от 1,5 до 25,5 МПа, в том числе в подводной зоне – от 6,5 до 25,5 МПа. Причем повышение плотности в нижележащем слое основания не превышало 6,5 МПа, а на глубину до 2 м от поверхности основания произошло снижение плотности с 3,5–5,5 до 1,5–3 МПа.

По данным статического зондирования (см. рис. 5.8) после уплотнения модернизированной установкой сопротивление внедрению острия зонда q_z повысилось в целом по всей глубине обрабатываемого слоя основания до 9–14 МПа. Это, согласно [137], характеризует пески мелкие и средние как средней плотности и плотные.

Проведенные генподрядчиком при участии генпроектировщика расчеты экономической эффективности сравниваемых вариантов выявили снижение стоимости 0,26 руб. на 1 м^3 (в ценах 1984 г.) уложенного грунта.

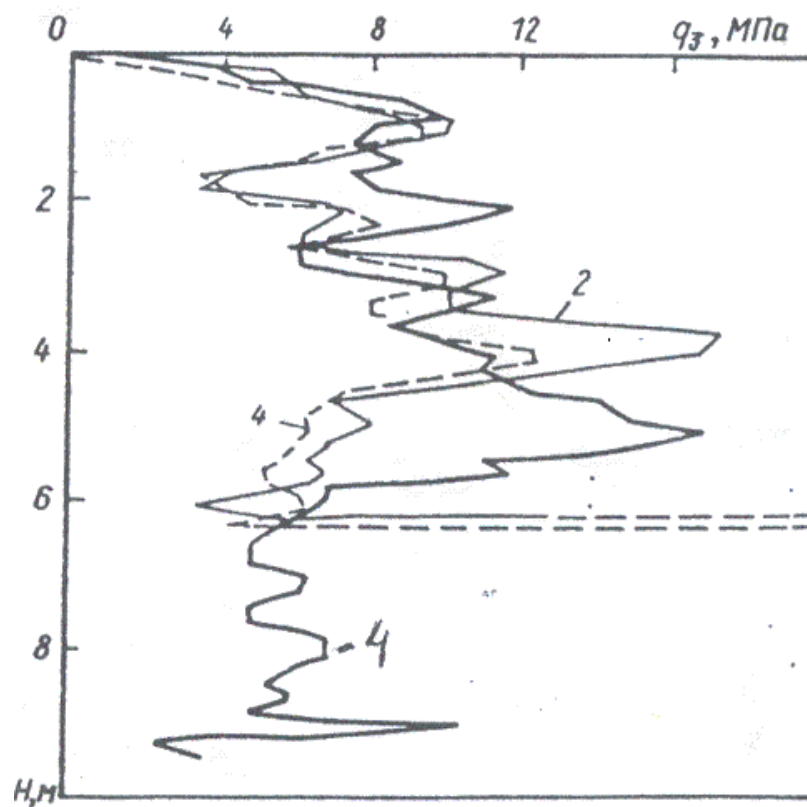


Рис. 5.7. Результаты статического зондирования грунтов
песчаного основания для модернизированного
виброуплотнителя; условные обозначения аналогичны
рис. 5.4.

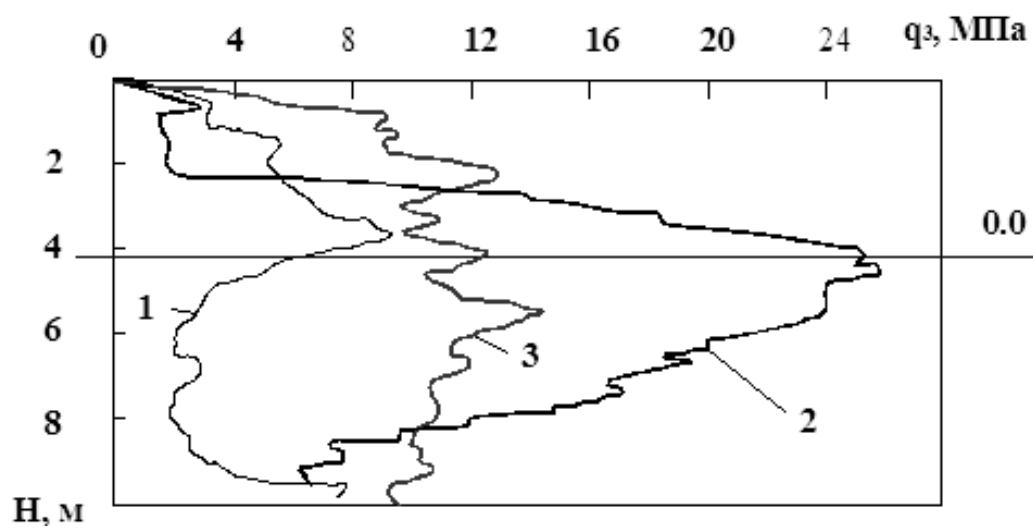


Рис. 5.8. Сравнительные данные статического зондирования основания: 1 – до уплотнения, 2, 3 – после уплотнения конструкцией ВНИИГС (2) и модернизированной конструкцией (3)

5.5. Методика выбора параметров уплотнения оснований усовершенствованной виброустановкой

Проведенный анализ данных теоретических исследования, опытных испытаний и производственного уплотнителя грунтов основания позволил выработать следующую методику выбора рабочих параметров виброуплотнения грунта модернизированным уплотнителем в зависимости от характера напластования грунтов основания, подвергаемых виброобработке.

На подготовленной для уплотнения площадке производятся инженерно-геологические изыскания или текущий геотехнический контроль при отсыпке или намыве грунта. По полученным данным выделяют слои грунта, требующие уплотнения, достаточно однородного гранулометрического состава и начальной плотности.

При этом различие коэффициентов фильтрации K_f входящих прослоев грунтов основания в пределах выделенного слоя не должно быть более $(0,8-1,2) \cdot 10^{-1}$ см/с, а показателей плотности, в частности степени плотности I_D или сопротивления внедрению острия статического зонда q_z , не должно быть более 0,1-0,2 или 2-5 МПа, соответственно. В противном случае после уплотнения не будет получена достаточная плотность и однородность грунта, так как большое различие фильтрационных свойств грунтов в пределах выделенного слоя и их начальной плотности потребует существенного отличия времени вибрационного воздействия, необходимого для достижения заданной плотности.

Далее по вышеуказанным параметрам выделяют нижний слой и по его толщине назначают необходимую высоту h участка штанги с пространственной структурой. По заданным параметрам изготавливают уплотнитель – штангу с расположенными в ее нижней части на высоте h радиальными элементами. При этом толщина выбранного слоя должна быть не меньше 1,5-2 м для обеспечения

эффекта пространственного уплотнения, а также по технологическим причинам, так как при меньшей высоте потребуются достаточно ювелирное и трудоемкое производство работ по уплотнению. С другой стороны, высота h , которую радиальные элементы занимают на штанге, не должна быть больше $1/2$ проектной глубины уплотняемого грунта, чтобы исключить увеличение времени вибрационного воздействия в направлении к поверхности из-за перекрытия зон вибрирования различных слоев при подъеме уплотнителя.

Для погружения уплотнителя преимущественно использовали отечественные вибропогружатели типа В-401 или ВШ-1. Рабочие параметры вибропогружателей представлены в табл. 1.3.

Для заданной высоты h размещения пространственных элементов в нижней части виброуплотнителя по формулам (5.1), (5.6)–(5.19) определяют возможность достижения заданной глубины уплотнения и зону эффективного действия уплотнителя. При этом зона эффективного действия уплотнителя не должна быть меньше 2–3 м.

В формуле (5.6) значение δ для песков средней крупности по данным теоретических исследований автора диссертации должно приниматься равным 0,8 м. Для мелких песков δ может быть определено по аналогичной методике, изложенной в разд. 5.2 диссертации.

Далее для заданного времени уплотнения с использованием зависимостей (5.20), (5.22) и (5.23) определяют значения изменения пористости грунта по глубине уплотняемого основания. При этом после виброуплотнения должен быть обеспечен коэффициент плотности сложения грунта $I_D \geq 0,6$.

На участке, подлежащем уплотнению, вначале производят опытные работы, которые обычно предшествуют производственному уплотнению.

Условно разделяют проектную глубину уплотняемого грунта на слои толщиной, равной высоте пространственной структуры, и для каждого слоя на основании результатов статического зондирования грунта (или иных опытных

данных) определяют время вибрирования, необходимое для достижения заданной плотности.

При этом для заданного общего времени виброобработки всего уплотняемого слоя H возможно различное соотношение по слоям. В частности, на временных диаграммах, представленных на рис. 5.9, показаны два варианта такого соотношения. В первом варианте высота h пространственной структуры уплотнителя составляет примерно $1/3$ проектной глубины, которая может быть условно разбита на три слоя, и при равномерном подъеме уплотнителя интервалы времени виброобработки по слоям I:II:III соотносятся как 65:50:45. По второму варианту используется уплотнитель с высотой h пространственной структуры около $1/2$ проектной глубины. Интервалы времени виброобработки по слоям I:II соотносятся как 110:50. Следует отметить, что как по первому, так и по второму варианту общее время виброобработки является одинаковым и составляет 160 относительных единиц.

Вибрирующий уплотнитель погружают до проектной глубины уплотнения и выдерживают заданное время, осуществляя вибрационное воздействие на нижний уплотняемый слой. Затем вибрирующий уплотнитель поднимают вверх на высоту пространственной структуры на второй уплотняемый слой основания и выдерживают в нем. Аналогичный процесс повторяется до полного подъема уплотнителя. Возможен вариант подъема вибрирующего уплотнителя с заданной скоростью подъема без выдержки.

После полного извлечения из грунта уплотнитель устанавливают на новую точку уплотнения, которую размещают по заданной сетке в пределах уплотняемого основания. На последующих точках уплотнения возможно варьирование времени вибрационного воздействия по слоям основания в цикле погружения – подъем с целью обеспечения заданной плотности, лучшей однородности уплотненного грунта по всей глубине и оптимального суммарного времени уплотнения в одном цикле.

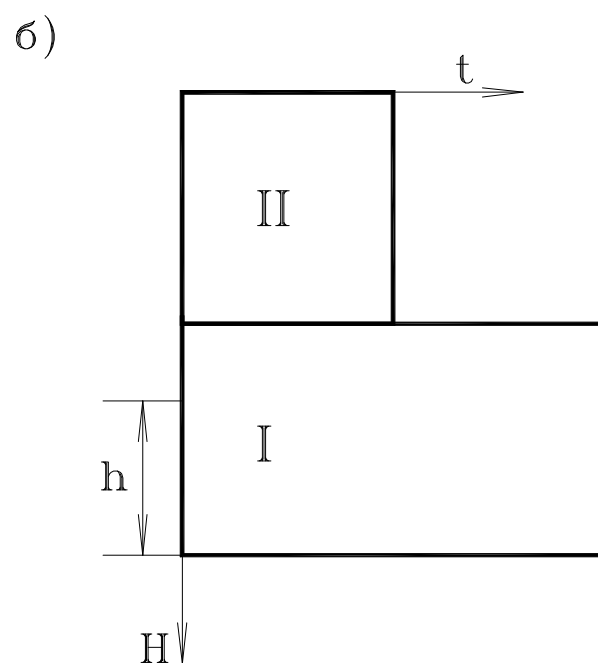
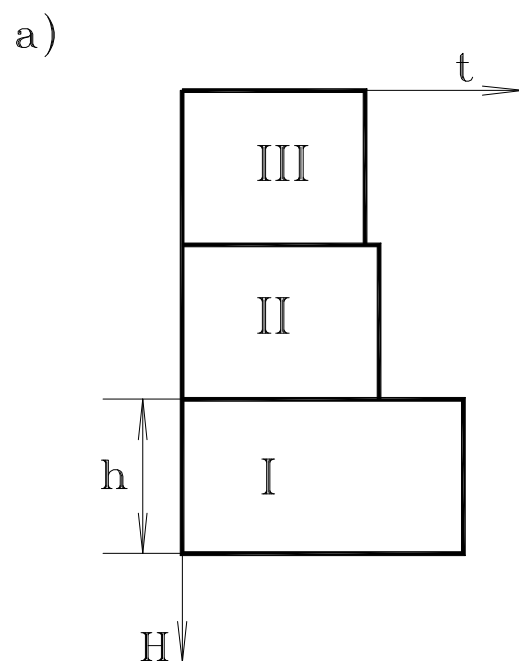


Рис. 5.9. Временные диаграммы виброуплотнения модернизированной виброустановкой: а – первый вариант, б – второй вариант.

Результаты уплотнения контролируются по данным статического зондирования и непосредственного отбора проб грунта. Для окончательной оценки достигнутой плотности укладки песков должна быть построена корреляционная зависимость между параметрами статического зондирования q_3 (Q_3) и плотностью ρ_d (степенью плотности I_D), так как все расчетные данные обоснования проекта основываются на результатах определения физико-механических свойств грунтов заданной плотности ρ_d (I_D).

По результатам опытных работ окончательно назначают время уплотнения каждого характерного выделенного по высоте слоя основания до достижения в нем заданной плотности, обеспечения однородного уплотнения грунта по глубине и оптимальное суммарное время уплотнения.

При производственном уплотнении производится погружение виброуплотнителя в пределах уплотняемого основания с выбранным шагом и его подъем в заданном временном режиме.

5.6. Выводы и рекомендации по результатам исследований в главе 5

1. Теоретические исследования на разработанной расчетной модели «виброуплотнитель – грунт основания» показали возможность улучшения результатов работы вибропогружателя путем сокращения количества пространственных элементов и тем самым увеличения не менее чем в 1,5 раза глубины уплотняемого основания при сохранении размеров зоны уплотнения грунта вокруг уплотнителя. Это достигается за счет снижения суммарных сил трения грунтов основания по боковой поверхности уплотнителя на убранных пространственных элементах уплотнителя.

2. Теоретическими исследованиями установлено, что данное техническое решение позволяет в 1,5 – 2 раза и более увеличить глубину уплотнения по сравнению с виброустановкой конструкции ВНИИГС при обеспечении размеров

зоны уплотнения грунта основания вокруг уплотнителя не менее 2-3 м в диаметре, что является вполне приемлемым для эффективного применения виброустановки модернизированной конструкции при площадочном уплотнении грунтов основания на глубину 9-12 м и более.

3. Теоретическими исследованиями также установлено, что применение модернизированного уплотнителя позволяет выравнивать и корректировать время виброуплотнителя грунта с тем, чтобы достигнуть значений пористости грунта, равных 0,38 – 0,37 и менее, обеспечивая при этом проектную плотность сложения песчаного грунта $I_D \geq 0,6$. При этом существенно улучшается равномерность уплотнения грунта по разбросу значений пористости грунта – от 0,06–0,10 у виброуплотнителя конструкции ВНИИГС до значений, не превышающих 0,01–0,02, у модернизированного виброуплотнителя по всей глубине уплотняемого основания, т.е. не менее чем в 3-5 раз.

4. Опытные испытания виброустановки конструкции ВНИИГС по уплотнению мощного девятиметрового слоя грунта (5 м водонасыщенного грунта в подводной зоне, перекрытого четырехметровым слоем маловлажных грунтов) тела песчаной дамбы показали ее существенные недостатки в данных условиях уплотнения, которые заключаются в следующем.

Недоуплотнение нижних слоев грунта и его неравномерная плотность по глубине после уплотнения, обусловленная значительно более продолжительным вибрационным воздействием на грунт в верхних слоях, чем в нижних.

Поскольку высота пространственной структуры уплотнителя равна глубине обрабатываемого грунта основания, то время вибрационного воздействия на грунт при виброизвлечении будет возрастать в направлении к поверхности основания.

Кроме этого, в виброустановке с пространственной структурой по всей проектной глубине уплотняемого грунта основания вибропогружатель имеет большие потери на внедрение и вибрирование радиальных элементов в

поверхностном слое увлажненного грунта, что приводит к частому выходу из строя вибропогружателя. Практически это приводило к заклиниванию уплотнителя в поверхностном слое увлажненного грунта основания. Попытка решить эту проблему путем увеличения напора подачи воды через сопло в нижней части уплотнителя приводила к размыву и разрыхлению поверхностного слоя грунта на глубину более 2 м.

5. Исключение или существенное уменьшение указанных недостатков может быть достигнуто путем размещения радиальных элементов в нижней части штанги уплотнителя на определенной высоте h .

Проведенные опытные испытания показали, что данное решение позволяет не только обеспечить внедрение виброуплотнителя в грунт и его виброизвлечение, но и сохранить уплотняющую способность уплотнителя в области подачи воды, улучшить равномерность уплотнения грунта по всей проектной глубине уплотнения. Это достигается за счет дифференцированного времени уплотнения слоев грунта различного гранулометрического состава, начальной плотности и влажности при оптимальном суммарном времени уплотнения.

6. Анализ исследований позволяет дать следующие рекомендации по выбору основных рабочих параметров модернизированной виброустановки:

а) размещение радиальных элементов виброуплотнителя осуществлять на участке высотой h от нижнего конца уплотнителя в пределах от 1,5-2 м до $0,5H$, где H – глубина уплотнения;

б) высоту пространственной структуры виброуплотнителя определять по толщине нижнего слоя, в пределах которого различие показателей коэффициента фильтрации K_f не превышает $(0,8-1,2) \cdot 10^{-1}$ см/с, а показателей плотности, в частности степени плотности I_D или сопротивления внедрению статического зонда q_3 – соответственно не превышает 0,1-0,2 и 2-5 МПа;

в) для количественной оценки на стадии проектирования глубины и зоны уплотнения, достигаемой плотности сложения грунта необходимо использовать методику теоретического расчета, разработанную в разд. 4.2 автором диссертации;

г) теоретически полученные основные параметры виброуплотнения должны окончательно уточняться в экспериментальных полевых исследованиях, которые всегда предшествуют этапу производственного уплотнения;

д) для погружения уплотнителя преимущественно использовать отечественные вибропогружатели типа В-401 или ВШ-1 заводского изготовления ввиду их сравнительно небольшой стоимости и высокой надежности при работе с усовершенствованным уплотнителем.

7. В последние годы основные результаты теоретических и экспериментальных исследований автора диссертации подтверждены независимыми исследованиями немецких специалистов. Данные теоретические и экспериментальные исследования немецких специалистов основаны на уплотнении песчаных грунтов оснований на глубину до 10 м виброфлотом, созданным на базе тяжелого глубинного вибратора [138].

6. ИССЛЕДОВАНИЯ СПОСОБА ЗАЩИТЫ БЛИЗЛЕЖАЩИХ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ ОТ ВИБРОДИНАМИЧЕСКОГО ВОЗДЕЙСТВИЯ ПРИ ИСПОЛЬЗОВАНИИ ГЛУБИННЫХ ДИНАМИЧЕСКИХ МЕТОДОВ УПЛОТНЕНИЯ ВОДОНАСЫЩЕННЫХ ПЕСЧАНЫХ ГРУНТОВ ОСНОВАНИЙ

6.1. Основная идея и пути ее реализации.

При динамическом воздействии на водонасыщенный грунт основания взрывов, тяжелых трамбовок и различных виброуплотнителей в нем возникают волны, которые распространяются во все стороны от центра воздействия в толще уплотняемого массива.

Упругие волны распространяются от места удара далеко за пределы карты уплотняемого основания; по предварительным расчетам за эти пределы уносится более половины от общей энергии излучаемой в грунт основания. При этом вызываются вредные вибродинамические воздействия на близлежащие здания и сооружения, ограничивающие условия применения глубинных динамических методов уплотнения оснований.

Возникает стремление ограничить обрабатываемый грунтовый массив размерами собственно зоны уплотнения, создавая преграду на пути распространения волн за ее пределы. Такая возможность может быть получена путем изоляции массива, подлежащего уплотнению, экраном из аэрированного грунта [139-142].

Поясним сказанное схемой, представленной на рис. 6.1. По этой схеме в пределах рассматриваемого участка основания 1 по периметру зоны уплотнения 2 на заданную глубину основания создается экран 3, представляющий собой

аэрированный грунт, обладающий упругими характеристиками, отличающимися от характеристик грунта зоны уплотнения. Экран 3 создают нагнетанием в грунт воздуха с помощью погружаемой в основание вибратором 4 трубы 5, перфорированной в нижней своей части.

Воздух в виде мелких пузырьков инъецируется в грунт основания по всей высоте слоя в пределах некоторой полосы шириной δ , что может существенно снизить модуль упругости среды в толще экрана.

После проведения операции аэрирования в зоне уплотнения 2 динамическое воздействие на грунт основания в намеченных местах 6 (например, сбрасыванием трамбуемого груза) будет вызывать образование отраженных волн. От эпицентра воздействия волны будут доходить до экрана 3, отражаться от него, а проходящая волна за зону уплотнения 2 будет иметь сниженные характеристики воздействия на грунты основания.

Таким образом, может быть обеспечена безопасность близлежащих зданий и сооружений от техногенных вибродинамических воздействий при использовании глубинных динамических методов уплотнения грунтов оснований.

С целью проверки выдвинутого предложения были проведены теоретические и экспериментальные исследования в лабораторных условиях.

6.2 Теоретические основы предлагаемого решения для условий лабораторных экспериментальных исследований

Для приближенной оценки эффективности и подбора рабочих параметров предлагаемого решения для условий лабораторного эксперимента была рассмотрена задача о распространении упругих волн в полубесконечном стержне, содержащем низкоимпедансную упругую вставку. Считаем, что динамическое воздействие $P_0 \cdot f(t)$ приложено на свободном торце полубесконечного стержня (рис. 6.2).

Полубесконечную часть стержня, расположенную за низко модульной вставкой, заменим эквивалентным демпфером.

Такая схематизация соответствует условию отражения упругих волн от противоположно расположенных двух стенок из аэрированного грунта, находящихся на одинаковом расстоянии от места приложения динамического воздействия.

Уравнение продольных колебаний стержня принимаем в стандартном виде:

$$c_i \frac{\partial^2 u_i(x_i, t)}{\partial x_i^2} - \frac{\partial^2 u_i(x_i, t)}{\partial t^2} = 0, \quad (6.1)$$

где $c_i = \sqrt{E_i / \rho_i}$ – скорость распространения продольных волн деформаций в i -м стержне (E_i , ρ_i – соответственно модуль упругости и плотность материала i -го стержня).

Граничные условия представляются следующим образом:

1) на свободном торце стержня:

$$(EF)_1 \frac{\partial u_1}{\partial x_1} \Big|_{x_1=0} = P_0 \cdot f(t); \quad (6.2)$$

2) контактирующий торец участков 1-2:

$$u_1(\ell_1, t) = u_2(0, t), \quad (6.3)$$

$$(EF)_1 \frac{\partial u_1}{\partial x_1} \Big|_{x_1=\ell_1} = (EF)_2 \frac{\partial u_2}{\partial x_2} \Big|_{x_2=0}; \quad (6.4)$$

3) контактирующий торец участков 2-3:

$$(EF)_2 \frac{\partial u_2}{\partial x_2} \Big|_{x_2=\ell_2} = - \frac{(EF)_3}{c_3} \frac{\partial u_2}{\partial t} \Big|_{x_2=\ell_2}. \quad (6.5)$$

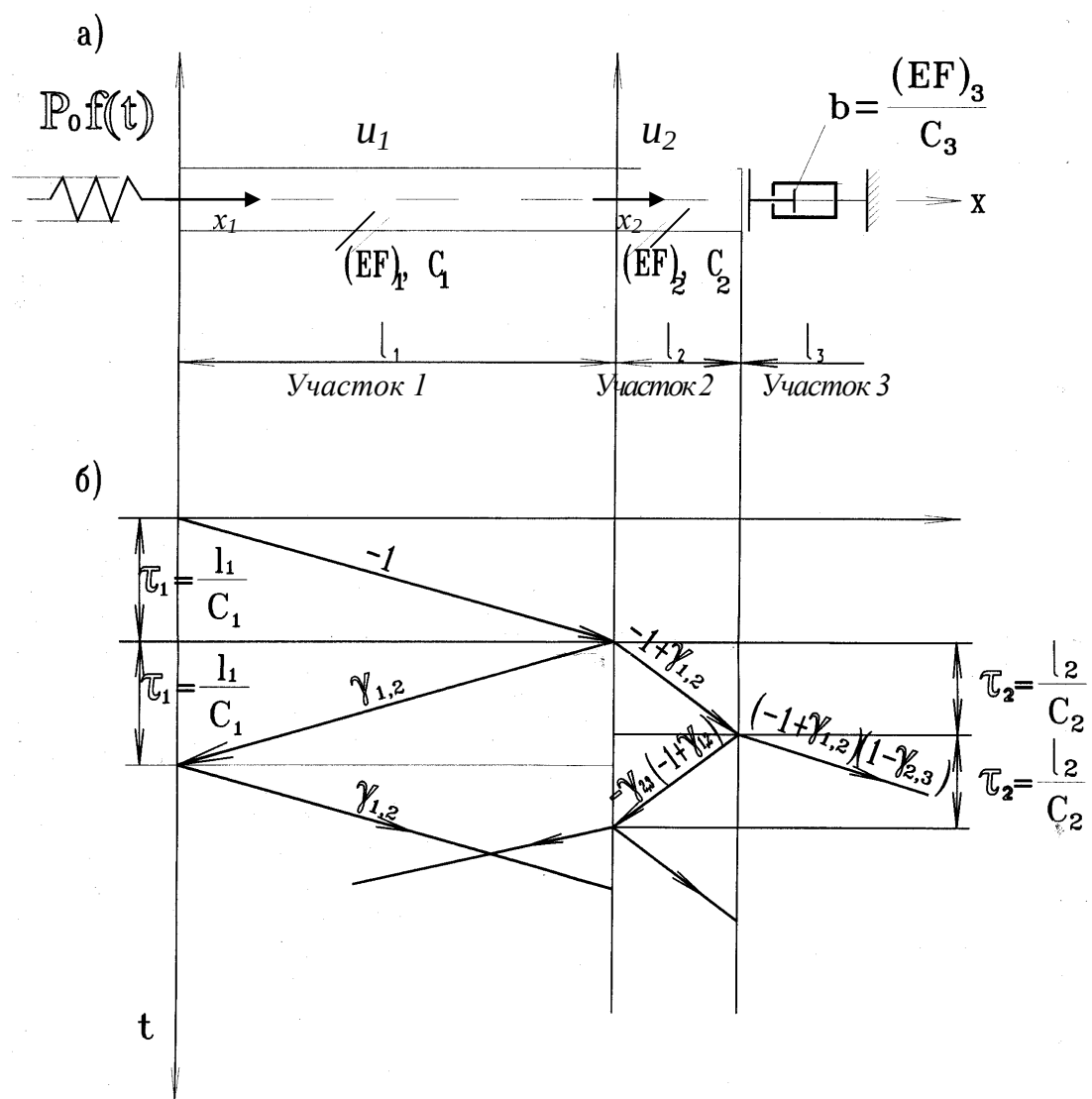


Рис. 6.2. Распространение волн деформаций в составном полубесконечном стержне: а – расчетная схема; б – фрагмент распространения упругих волн

Уравнения (6.2), (6.4) записаны из условия равновесия действующих сил в рассматриваемых сечениях, а (6.3) – из условия неразрывности деформаций в сопряженных сечениях. Уравнение (6.5), описывающее излучение энергии волн в стержне на бесконечность, получено на основе равновесия действующих сил и скоростей смещения сопряженных участков стержней с использованием взятой из работы [143] следующей зависимости:

$$u_3(x_3, t) = \alpha \left(t - \frac{x_3}{c_3} \right) \eta \left(t - \frac{x_3}{c_3} \right), \quad (6.6)$$

где u_3 – величина смещения сечения стержня с координатой x_3 ;

$\alpha \left(t - \frac{x_3}{c_3} \right)$ – некоторая задаваемая функция воздействия, зависящая только от координаты; $\eta \left(t - \frac{x_3}{c_3} \right)$ – функция Хэвисайда.

Решение задачи осуществлено методом операционного исчисления, который достаточно широко использовался для решения аналогичных задач многими авторами [144-148].

Однако авторы данных работ ограничивались применением метода операционного исчисления в решении задач о распространении волн деформаций в системах, состоящих не более, чем из двух участков с различной динамической жесткостью. Поэтому полученное более сложное решение представляет определенный интерес.

Запишем (6.1) в операционном виде:

$$c_i U_i'' - p^2 U_i = -p u_i(x_i, 0) - \dot{u}_i(x_i, 0). \quad (6.7)$$

При отсутствии начальных условий решение уравнения (5.7) имеет вид

$$U_i(x_i, p) = A_i(p) \cdot e^{\frac{-px_i}{c_i}} + B_i(p) \cdot e^{\frac{px_i}{c_i}}, \quad (6.8)$$

где $A_i(p)$, $B_i(p)$ – неизвестные коэффициенты, определяемые из граничных условий.

Уравнение (6.8) для 1-го и 2-го участков стержня запишется как

$$u_1(x_1, t) \doteq U_1(x_1, p) = A_1 e^{-\frac{px_1}{c_1}} + B_1 e^{\frac{px_1}{c_1}}; \quad (6.9)$$

$$u_2(x_2, t) \doteq U_2(x_2, p) = A_2 e^{-\frac{px_2}{c_2}} + B_2 e^{\frac{px_2}{c_2}}. \quad (6.10)$$

Подставляя (6.9) в (6.2), имеем

$$E_1 F_1 \left(-\frac{P}{c_1} A_1 e^{-\frac{px_1}{c_1}} + \frac{P}{c_1} B_1 e^{\frac{px_1}{c_1}} \right) \bigg|_{x_1=0} = P_0 \cdot F(p), \quad (6.11)$$

где $f(t) \doteq F(p)$.

Преобразуя (6.11), запишем:

$$-A_1 + B_1 = \frac{\varepsilon_0 c_1}{p} F(p), \quad (6.12)$$

где $\varepsilon_0 = \frac{P_0}{E_1 F_1}$ – относительная деформация свободного торца стержня.

Подставляя (6.9) и (6.10) соответственно в (5.3) и (5.4), находим

$$A_1 e^{-\frac{p\ell_1}{c_1}} + B_1 e^{\frac{p\ell_1}{c_1}} - A_2 - B_2 = 0, \quad (6.13)$$

$$-A_1 e^{-\frac{p\ell_1}{c_1}} + B_1 e^{\frac{p\ell_1}{c_1}} + A_2 \alpha_{1,2} - B_2 \alpha_{1,2} = 0, \quad (6.14)$$

где $\alpha_{1,2} = \frac{E_2 F_2}{E_1 F_1} \frac{c_1}{c_2} = \sqrt{\frac{E_2 \rho_2}{E_1 \rho_1}}; \quad \sqrt{Ep}$ – акустическая жесткость

соответствующего участка стержня.

Подставляя (6.10) в (6.5), имеем

$$A_2(\alpha_{2,3} - 1)e^{-\frac{p\ell_2}{c_2}} + B_2(1 + \alpha_{2,3})e^{\frac{p\ell_2}{c_2}} = 0, \quad (6.15)$$

где $\alpha_{2,3} = \sqrt{\frac{E_3 \rho_3}{E_2 \rho_2}}$.

Запишем систему уравнений (6.12 – 6.15) в матричной форме:

$$\begin{matrix} A_1 & B_1 & A_2 & B_2 \end{matrix} \begin{pmatrix} -1 & 1 & 0 & 0 \\ e^{-\frac{p\ell_1}{c_1}} & e^{\frac{p\ell_1}{c_1}} & \alpha_{1,2} & -\alpha_{1,2} \\ e^{\frac{p\ell_1}{c_1}} & e^{-\frac{p\ell_1}{c_1}} & -1 & -1 \\ 0 & 0 & (\alpha_{2,3} - 1)e^{-\frac{p\ell_2}{c_2}} & (\alpha_{2,3} + 1)e^{\frac{p\ell_2}{c_2}} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \frac{\varepsilon_0 c_1}{p} F(p) \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix},$$

откуда найдем определитель системы $\Delta_{\text{сист}}$ и частные определители:

$$\begin{aligned} \Delta_{\text{сист}} &= \begin{vmatrix} -1 & 0 & 0 & 0 \\ e^{-\frac{p\ell_1}{c_1}} & \begin{pmatrix} -e^{\frac{p\ell_1}{c_1}} + e^{\frac{p\ell_1}{c_1}} \end{pmatrix} & \alpha_{1,2} & -\alpha_{1,2} \\ e^{\frac{p\ell_1}{c_1}} & \begin{pmatrix} e^{\frac{p\ell_1}{c_1}} + e^{\frac{p\ell_1}{c_1}} \end{pmatrix} & -1 & -1 \\ 0 & 0 & (\alpha_{2,3} - 1) \cdot e^{-\frac{p\ell_2}{c_2}} & (\alpha_{2,3} + 1) \cdot e^{\frac{p\ell_2}{c_2}} \end{vmatrix} = \\ &= - \left[\left(-e^{-\frac{p\ell_1}{c_1}} + e^{\frac{p\ell_1}{c_1}} \right) \cdot (-1) \cdot (\alpha_{2,3} + 1) \cdot e^{\frac{p\ell_2}{c_2}} + \left(e^{\frac{p\ell_1}{c_1}} + e^{-\frac{p\ell_1}{c_1}} \right) \cdot (\alpha_{2,3} - 1) \cdot e^{-\frac{p\ell_2}{c_2}} \cdot (-\alpha_{1,2}) - \right. \\ &\quad \left. - (\alpha_{2,3} + 1) \cdot e^{\frac{p\ell_2}{c_2}} \cdot \alpha_{1,2} \cdot \left(e^{\frac{p\ell_1}{c_1}} + e^{-\frac{p\ell_1}{c_1}} \right) - (-1) \cdot (\alpha_{2,3} - 1) \cdot e^{-\frac{p\ell_2}{c_2}} \cdot \left(e^{\frac{p\ell_1}{c_1}} - e^{-\frac{p\ell_1}{c_1}} \right) \right] = \\ &= (\alpha_{2,3} + 1) \cdot \left[e^{p(\tau_1 + \tau_2)} - e^{p(\tau_2 - \tau_1)} - \gamma_{2,3} \cdot e^{p(\tau_2 - \tau_1)} + \gamma_{2,3} \cdot e^{-p(\tau_1 + \tau_2)} + \alpha_{1,2} \cdot e^{p(\tau_1 + \tau_2)} + \right. \\ &\quad \left. + \alpha_{1,2} \cdot e^{p(\tau_2 - \tau_1)} + \alpha_{1,2} \cdot \gamma_{2,3} \cdot e^{p(\tau_1 - \tau_2)} + \alpha_{1,2} \cdot \gamma_{2,3} \cdot e^{-p(\tau_1 + \tau_2)} \right] = (\alpha_{2,3} + 1) + \\ &\quad + (\alpha_{1,2} + 1) \cdot e^{p(\tau_1 + \tau_2)} \cdot \left[1 + \gamma_{1,2} \cdot e^{-2p\tau_1} + \gamma_{1,2} \cdot \gamma_{2,3} \cdot e^{-2p\tau_2} + \gamma_{2,3} \cdot e^{-2p(\tau_1 + \tau_2)} \right] \end{aligned} \quad (6.16)$$

где $\tau_1 = \frac{l_1}{c_1}$, $\tau_2 = \frac{l_2}{c_2}$, $\gamma_{1,2} = \frac{\alpha_{1,2} - 1}{\alpha_{1,2} + 1}$, $\gamma_{2,3} = \frac{\alpha_{2,3} - 1}{\alpha_{2,3} + 1}$.

$$\Delta(A_1) = \begin{vmatrix} \frac{\varepsilon_0 \cdot c_1}{p} F(p) & 1 & 0 & 0 \\ 0 & e^{\frac{p\ell_1}{c_1}} & \alpha_{1,2} & -\alpha_{1,2} \\ 0 & e^{\frac{p\ell_1}{c_1}} & -1 & -1 \\ 0 & 0 & (\alpha_{2,3} - 1) \cdot e^{-\frac{p\ell_2}{c_2}} & (\alpha_{2,3} + 1) \cdot e^{\frac{p\ell_2}{c_2}} \end{vmatrix} =$$

$$= -\frac{\varepsilon_0 \cdot c_1}{p} F(p) \cdot e^{\frac{p\ell_1}{c_1}} \cdot \left[e^{-\frac{p\ell_2}{c_2}} \cdot (\alpha_{1,2} - 1) \cdot (\alpha_{2,3} - 1) + (\alpha_{2,3} + 1) \cdot (\alpha_{1,2} + 1) \cdot e^{\frac{p\ell_2}{c_2}} \right]. \quad (6.17)$$

$$\Delta(B_1) = \begin{vmatrix} -1 & \frac{\varepsilon_0 \cdot c_1}{p} F(p) & 0 & 0 \\ -e^{-\frac{p\ell_1}{c_1}} & 0 & \alpha_{1,2} & -\alpha_{1,2} \\ e^{-\frac{p\ell_1}{c_1}} & 0 & -1 & -1 \\ 0 & 0 & (\alpha_{2,3} - 1) \cdot e^{-\frac{p\ell_2}{c_2}} & (\alpha_{2,3} + 1) \cdot e^{\frac{p\ell_2}{c_2}} \end{vmatrix} =$$

$$= \frac{\varepsilon_0 \cdot c_1}{p} F(p) \cdot e^{-\frac{p\ell_1}{c_1}} \cdot \left[e^{-\frac{p\ell_2}{c_2}} \cdot (\alpha_{2,3} - 1) \cdot (\alpha_{1,2} + 1) + e^{\frac{p\ell_2}{c_2}} \cdot (\alpha_{2,3} + 1) \cdot (\alpha_{1,2} - 1) \right]. \quad (6.18)$$

$$\Delta(A_2) = \begin{vmatrix} -1 & 1 & \frac{\varepsilon_0 \cdot c_1}{p} F(p) & 0 \\ -e^{-\frac{p\ell_1}{c_1}} & e^{\frac{p\ell_1}{c_1}} & 0 & -\alpha_{1,2} \\ e^{-\frac{p\ell_1}{c_1}} & e^{\frac{p\ell_1}{c_1}} & 0 & -1 \\ 0 & 0 & 0 & (\alpha_{2,3} + 1) \cdot e^{\frac{p\ell_2}{c_2}} \end{vmatrix} = -\frac{2\varepsilon_0 \cdot c_1}{p} F(p) \cdot e^{\frac{p\ell_2}{c_2}} \cdot (\alpha_{2,3} + 1). \quad (6.19)$$

$$\Delta(B_2) = \begin{vmatrix} -1 & 1 & 0 & \frac{\varepsilon_0 \cdot c_1}{p} F(p) \\ e^{-\frac{p\ell_1}{c_1}} & e^{\frac{p\ell_1}{c_1}} & \alpha_{1,2} & 0 \\ e^{-\frac{p\ell_1}{c_1}} & e^{\frac{p\ell_1}{c_1}} & -1 & 0 \\ 0 & 0 & (\alpha_{2,3} - 1) \cdot e^{-\frac{p\ell_2}{c_2}} & 0 \end{vmatrix} = \frac{2\varepsilon_0 \cdot c_1}{p} F(p) \cdot e^{-\frac{p\ell_2}{c_2}} \cdot (\alpha_{2,3} - 1). \quad (6.20)$$

На основании (6.16)–(6.20) найдем выражения для определения неизвестных коэффициентов в операторной форме:

$$A_1 = \frac{\Delta(A_1)}{\Delta_{cuct}} = -\frac{\varepsilon_0 \cdot c_1}{p} F(p) \frac{\gamma_{1,2} \cdot \gamma_{2,3} \cdot e^{-2p\tau_2} + 1}{1 + \gamma_{1,2} \cdot e^{-2p\tau_1} + \gamma_{1,2} \cdot \gamma_{2,3} \cdot e^{-2p\tau_2} + \gamma_{2,3} \cdot e^{-2p(\tau_1 + \tau_2)}}; \quad (6.21)$$

$$B_1 = \frac{\Delta(B_1)}{\Delta_{cuct}} = \frac{\varepsilon_0 \cdot c_1}{p} F(p) \frac{\gamma_{2,3} \cdot e^{-2p(\tau_1 + \tau_2)} + \gamma_{1,2} \cdot e^{-2p\tau_1}}{1 + \gamma_{1,2} \cdot e^{-2p\tau_1} + \gamma_{1,2} \cdot \gamma_{2,3} \cdot e^{-2p\tau_2} + \gamma_{2,3} \cdot e^{-2p(\tau_1 + \tau_2)}}; \quad (6.22)$$

$$A_2 = \frac{\Delta(A_2)}{\Delta_{cuct.}} = -\frac{2\varepsilon_0 \cdot c_1}{p} F(p) \frac{1}{(\alpha_{1,2} + 1)} \frac{e^{-p\tau_1}}{1 + \gamma_{1,2} \cdot e^{-2p\tau_1} + \gamma_{1,2} \cdot \gamma_{2,3} \cdot e^{-2p\tau_2} + \gamma_{2,3} \cdot e^{-2p(\tau_1 + \tau_2)}}; \quad (6.23)$$

$$B_2 = \frac{\Delta(B_2)}{\Delta_{cuct.}} = \frac{2\varepsilon_0 \cdot c_1}{p} F(p) \frac{1}{(\alpha_{1,2} + 1)} \frac{\gamma_{2,3} \cdot e^{-p(\tau_1 + 2\tau_2)}}{1 + \gamma_{1,2} \cdot e^{-2p\tau_1} + \gamma_{1,2} \cdot \gamma_{2,3} \cdot e^{-2p\tau_2} + \gamma_{2,3} \cdot e^{-2p(\tau_1 + \tau_2)}}. \quad (6.24)$$

Подставляя (6.21) и (6.22) в (6.9) и (6.23) и (6.24) в (6.10), находим изображение продольных смещений в сечениях стержней 1 и 2:

$$U_1(x_1, p) = \frac{\varepsilon_0 \cdot c_1}{p} F(p) \frac{\gamma_{2,3} \cdot e^{-p[2\tau_1 + \tau_2 - \tau(x_1)]} + \gamma_{1,2} \cdot e^{-p[2\tau_1 - \tau(x_1)]} - \gamma_{1,2} \cdot \gamma_{2,3} \cdot e^{-p[2\tau_2 + \tau(x_1)]} - e^{-p\tau(x_1)}}{1 + \gamma_{1,2} \cdot e^{-2p\tau_1} + \gamma_{1,2} \cdot \gamma_{2,3} \cdot e^{-2p\tau_2} + \gamma_{2,3} \cdot e^{-2p(\tau_1 + \tau_2)}}; \quad (6.25)$$

$$U_2(x_2, p) = \frac{2\varepsilon_0 \cdot c_1}{p} F(p) \cdot \frac{1}{(\alpha_{1,2} + 1)} \cdot \frac{\gamma_{2,3} \cdot e^{-p[2\tau_2 + \tau_1 - \tau(x_2)]} - e^{-p[\tau_1 + \tau(x_2)]}}{1 + \gamma_{1,2} \cdot e^{-2p\tau_1} + \gamma_{1,2} \cdot \gamma_{2,3} \cdot e^{-2p\tau_2} + \gamma_{2,3} \cdot e^{-2p(\tau_1 + \tau_2)}}, \quad (6.26)$$

где $\tau(x_1) = \frac{x_1}{c_1}$, $\tau(x_2) = \frac{x_2}{c_2}$.

Преобразуя знаменатель выражения (6.25) как сумму геометрической прогрессии и далее по биному Ньютона [149], окончательно представим оригинал изображения (6.25) в виде суммы следующего ряда:

$$\begin{aligned}
 u_1(x_1, t) = & \varepsilon_0 \cdot c_1 \sum_{n=0}^{\infty} \sum_{m=0}^n \sum_{k=0}^m \frac{n!(-1)^n}{(n-m)!(m-k)!k!} \gamma_{1,2}^{n-m+k} \cdot \gamma_{2,3}^m \cdot \left\{ \gamma_{2,3} \cdot f \left[t + \frac{x_1}{c_1} + 2\tau_1(k-n-1) - 2\tau_2(1+m) \right] + \right. \\
 & + \gamma_{1,2} \cdot f \left[t + \frac{x_1}{c_1} + 2\tau_1(k-n-1) - 2\tau_2 m \right] - \gamma_{1,2} \cdot \gamma_{2,3} \cdot f \left[t - \frac{x_1}{c_1} + 2\tau_1(k-n) - 2\tau_2(1+m) \right] - \\
 & \left. - f \left[t - \frac{x_1}{c_1} + 2\tau_1(k-n) - 2\tau_2 \right] \right\},
 \end{aligned} \quad (6.27)$$

и, аналогично, (6.26):

$$\begin{aligned}
 u_2(x_2, t) = & \frac{2}{\alpha_{1,2} + 1} \cdot \varepsilon_0 \cdot c_1 \sum_{n=0}^{\infty} \sum_{m=0}^n \sum_{k=0}^m \frac{n!(-1)^n}{(n-m)!(m-k)!k!} \cdot \gamma_{1,2}^{n-m-k} \cdot \gamma_{2,3}^m \cdot \left\{ \gamma_{2,3} \cdot f \left[t + \frac{x_2}{c_2} + 2\tau_1(k-n-0,5) - 2\tau_2(1+m) \right] - \right. \\
 & \left. - f \left[t - \frac{x_2}{c_2} + 2\tau_1(k-n-0,5) - 2\tau_2 m \right] \right\}.
 \end{aligned} \quad (6.28)$$

Ввиду того что в данном составном стержне с различной динамической жесткостью участков происходит отражение многочисленных волн деформаций от границ этих участков с их последующим наложением друг на друга, нахождение волны деформаций, сформировавшейся на различных участках стержня, представляет определенные вычислительные трудности. Поэтому для представления полной картины деформаций стержней во времени с использованием формул (6.27) и (6.28) была составлена программа на ПК.

Решение по формулам (6.27) и (6.28) может быть представлено также графически (см. рис. 6.2).

Для проведения численных расчетов необходимо задать значения динамических характеристик аэрированного грунта, в частности модуля его упругости.

Оценка упругости воздухосодержащего грунта приводится в работах различных авторов, например, в [24,150-154].

В данной работе теоретические зависимости для вычисления модуля упругости $E_{гр}$ аэрированного грунта найдены для объемного сжатия образца такого грунта в условиях одномерной деформации.

Для определения $E_{гр}$ рассмотрим осевое сжатие образца такого грунта площадью поперечного сечения F и высотой h в компрессионном приборе. Предположим, что под действием приложенного к поверхности образца грунта равномерно распределенного давления p происходит его сжатие на высоту Δh .

Решение поставленной задачи разобьем на два этапа. Вначале определим по отдельности значения модуля упругости скелета грунта $E_{ск}$ и аэрированной воды $E_{в}$. Затем, используя известное соотношение [153]:

$$p = p_{ск} + p_w, \quad (6.29)$$

где p – полное приложенное давление, $p_{ск}$, p_w – соответственно давление в скелете грунта и поровой воде, и, учитывая количественное соотношение между входящими в состав грунта слагающих компонентов скелета грунта и аэрированной воды, найдем $E_{гр}$.

Установлено [153,125], что модуль упругости скелета чистых песков мало изменяется с изменением влажности, крупности и пористости песка. Поэтому в дальнейших расчетах можем принять $E_{ск}$ величиной постоянной, для ориентировочных расчетов примем эту величину равной 50 МПа.

Если пренебречь сжимаемостью самой воды (например, при значительном содержании пузырьков газа в поровой воде), то согласно [154]* модуль упругости смеси воды и пузырьков воздуха на глубине x от дневной поверхности при внешнем давлении $p = p_{атм}$ определяется как

$$E_e(x) = \frac{p_{атм} \left(1 + \frac{\rho_e x}{p_{атм}} \right)}{\varepsilon_x}, \quad (6.30)$$

* Более корректно такое определение может быть найдено по [152] на основании достаточно усложненных решений, изложенных в работах Л.А.Эйлера [155].

где $p_{\text{атм}} = 10 \text{ т/м}^2$ – атмосферное давление, $\rho_{\text{в}} = 1 \text{ т/м}^3$ – плотность воды;

$$\varepsilon_x = \frac{V_{\text{в}}(x)}{V_{\text{в}}} - \text{относительное содержание воздуха в воде на глубине } x.$$

Расчеты по формуле (5.30) при $\varepsilon_x = \text{const}$ показывают, что $E(x)$ при увеличении глубины изменяется довольно существенно.

В целях упрощения расчетов будем использовать среднее значение $E_{\text{ср}}(x)$ в пределах рассматриваемого слоя, которое определяется как

$$E_{\text{ср}} = \frac{1}{h} \int_0^h E_{\text{ср}}(x) dx = \frac{p_{\text{атм}}}{h \varepsilon_x} \int_0^h \left(1 + \frac{\rho_{\text{в}} x}{p_{\text{атм}}} \right) dx = \frac{p_{\text{атм}}}{\varepsilon_x} \left(1 + \frac{\rho_{\text{в}} \cdot h}{2 p_{\text{атм}}} \right). \quad (6.31)$$

В предположении линейной деформируемости образца грунта запишем:

$$p = \frac{\Delta h}{h} E_{\text{ср}}; \quad (6.32)$$

$$p_{\text{ск}} = \frac{\Delta h}{h} E_{\text{ск}}; \quad (6.33)$$

$$p_{\text{в}} = \frac{\Delta V}{V} E_{\text{ср}}. \quad (6.34)$$

Считая, что изменение объема аэрированного водонасыщенного песчаного грунта происходит только за счет изменения объема аэрированной воды, можем записать:

$$\frac{\Delta V}{V} = \frac{Fhn - F(h - \Delta h)n_1}{Fhn} = 1 - \left(1 - \frac{\Delta h}{h} \right) \frac{n_1}{n}, \quad (6.35)$$

где n – первоначальная пористость образца грунта, n_1 – пористость сжатого образца грунта.

Из равенства $Fhn - F\Delta h = F(h - \Delta h)n_1$ следует, что пористость сжатого образца грунта связана с первоначальной пористостью соотношением

$$n_1 = \frac{hn - \Delta h}{h - \Delta h}. \quad (6.36)$$

С учетом (6.36) и (6.35) выражение (6.34) примет вид

$$p_w = 1 - \left(1 - \frac{\Delta h}{h}\right) \left(\frac{h \cdot n - \Delta h}{h - \Delta h}\right) \frac{1}{n} E_\epsilon = \frac{\Delta h}{hn} E_\epsilon. \quad (6.37)$$

Подставляя (6.32), (6.33) и (6.37) в (6.29) имеем

$$E_{гр} = E_{ск} + \frac{1}{n} E_\epsilon. \quad (6.38)$$

Имея в виду, что пористость грунта $n = \frac{V_w}{V}$, где V – общий объем образца грунта, V_w – объем аэрированной воды, с учетом (6.31), окончательно запишем:

$$E_{зр} = E_{ск} + \frac{1}{\frac{V_w}{V}} \frac{p_{атм}}{\frac{V_\epsilon}{V}} \left(1 + \frac{\rho_\epsilon h}{2p_{атм}}\right) = E_{ск} + \frac{p_{атм}}{\epsilon} \left(1 + \frac{\rho_\epsilon h}{2p_{атм}}\right), \quad (6.39)$$

где $\epsilon = \frac{V_\epsilon}{V}$ – относительное содержание воздуха в общем объеме аэрированного водонасыщенного грунта.

В результате расчетов по формуле (6.39) установлено, что модуль упругости аэрированного водонасыщенного песка при относительном содержании воздуха $\epsilon = 0,01 - 0,05$ находится в пределах 55-65 МПа, а с незначительным содержанием воздуха может быть принят согласно приложению 6 [152], равным 2500–3000 МПа (с учетом жесткости частиц песка).

Таким образом, модуль объемной сжимаемости водонасыщенного песка после его аэрирования снижается в 40-60 раз.

Отсюда, используя формулы (6.27) и (6.28) или графическое решение на (см. рис. 6.2), для однократного отражения первой прямой волны от границ сопряженных участков 1-2 и 2-3 находим:

$$\begin{aligned} u_1(x_1, t) &= (-1 + \gamma_{1,2}) \cdot u_0(x_1, t) \approx -1,8u_0(x_1, t); \\ u_2(x_2 = \ell_2, t) &= (-1 + \gamma_{1,2})(1 - \gamma_{2,3}) \cdot u_0(x_1, t) \approx -0,4u_0(x_1, t), \end{aligned}$$

$$\text{где } \alpha_{1,2} \approx \sqrt{\frac{E_2}{E_1}} \approx \frac{1}{7}; \quad \gamma_{1,2} = \frac{\alpha_{1,2} - 1}{\alpha_{1,2} + 1} = \frac{\frac{1}{7} - 1}{\frac{1}{7} + 1} \approx -0,8; \quad \gamma_{2,3} = -\gamma_{1,2} = 0,8.$$

Полученные числовые значения позволяли ожидать при экспериментальных исследованиях увеличение амплитуд колебаний грунта в зоне уплотнения в 1,5-2 раза и их снижение за границей зоны аэрирования в 2,5-3 раза.

6.3. Исследования степени и стабильности аэрации грунтовой водонасыщенной среды

При подготовке к экспериментальным исследованиям были проведены предварительные лабораторные опыты, имеющие целью проверку возможности аэрирования водонасыщенного несвязного грунта. Опыты проводились на установке, составные элементы которой изображены на рис. 6.3. Видно, что установка состояла из системы подачи воздуха (компрессор 1, аэратор 2, манометр 3, воздухопроводы 4) и оборудования для подготовки водонасыщенного грунта (стеклянный сосуд 5, воронка 6, весы 7). Система подачи воздуха была собрана по следующей схеме: компрессор – воздухопровод – манометр – воздухопровод – аэратор.

Применялся компрессор марки МК-Л2, в котором регулировка количества подаваемого воздуха осуществляется ручками на корпусе прибора. Максимальная производительность расхода воздуха такого компрессора, равная 35 л/ч, обеспечивалась при вращении ручки по стрелке, указанной на корпусе, до упора.

Аэратор представлял собой трубчатый металлический (латунный) стержень, на одном конце которого был приварен полый наконечник с внутренним диаметром 0,9 мм, а на другом – штуцер, служащий для присоединения воздухопровода. Свободный конец наконечника был загнут вверх на высоту 25 мм

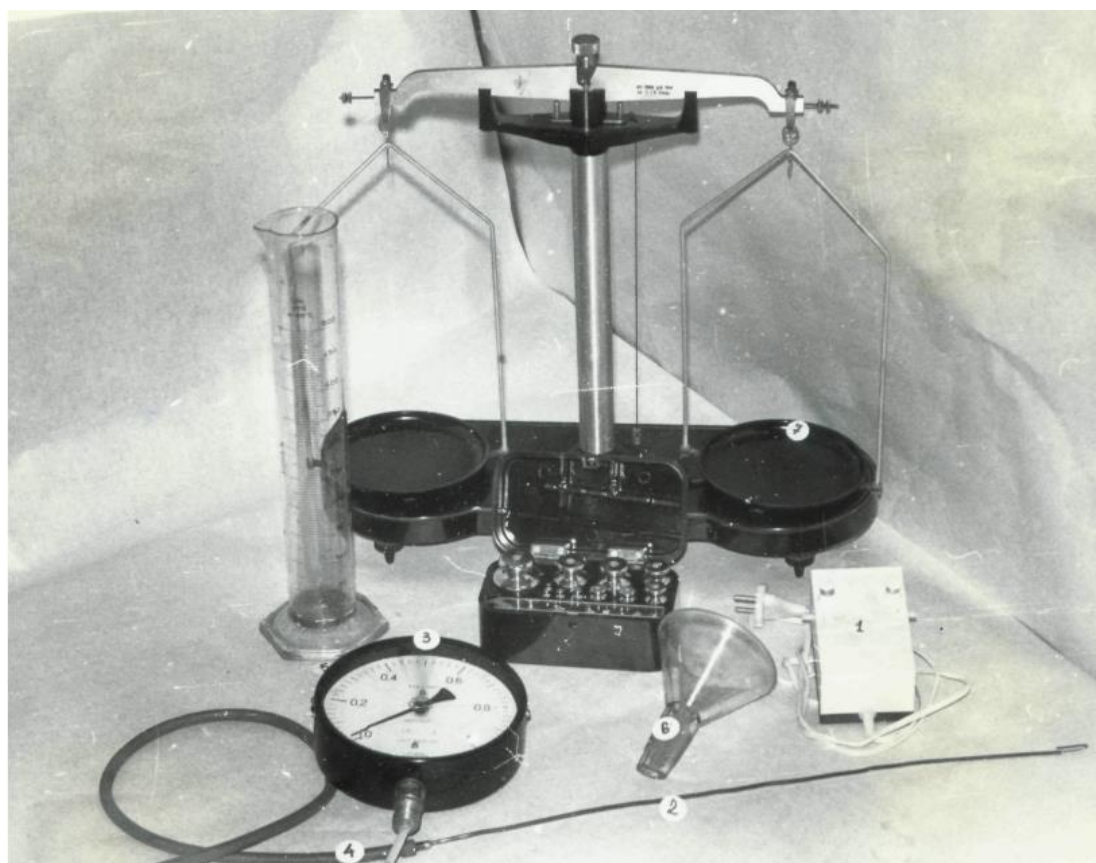


Рис. 6.3. Оборудование для опытов по исследованию возможности аэрирования водонасыщенного несвязного грунта

для того, чтобы при погружении аэратора в грунт он не забивался песком и при полном заглублении не упирался в дно емкости с испытываемым грунтом.

Микроманометр марки ОБМ1-160 позволял измерять давление воздуха в диапазоне 0-0,1 МПа с ценой деления 0,02 МПа. Класс точности микроманометра – 1,5 %. В качестве воздухопроводов использовались гибкие резиновые трубки.

Потери давления в системе подачи воздуха, зафиксированные при максимальной производительности компрессора и свободном выходе воздуха из аэратора в атмосферу, составляли 0,006 МПа.

Опыты заключались в следующем.

В мерный цилиндрический сосуд с внутренним диаметром 52 мм, максимальным градуированным объемом 500 мл, ценой деления 5 мл наливали 200 мл водопроводной воды, в которую отсыпали 650 г песка.

Песок в воздушно-сухом состоянии после взвешивания на лабораторных весах загружался порциями (300 + 350 г) через воронку, установленную на верхнюю часть сосуда. После отсыпки всего песка (рис. 6.4) водонасыщенный грунт занимал объем емкости 430 мл, причем граница поверхности песка находилась на высоте $h = 225$ мм от дна сосуда. При этом уровень воды устанавливался на отметке 450 мл ($h = 235$ мм), т.е. несколько выше поверхности песка.

Процесс аэрации грунта производился в такой последовательности.

Стержень-аэратор при отключенном компрессоре погружался вертикально вдавливанием рукой в центр емкости до ее дна. После включения компрессора показания манометра быстро возрастали до предельного давления, которое могло обеспечить используемая система подачи воздуха, равного 0,019 МПа. Затем после начала появления первых пузырьков воздуха на поверхности воды (через 27 с) подаваемое давление упало до 0,018 МПа. Данное значение давления нагнетаемого воздуха сохранялось вплоть до окончания процесса его подачи в грунт. Общее время подачи воздуха задавали равным 120 с.

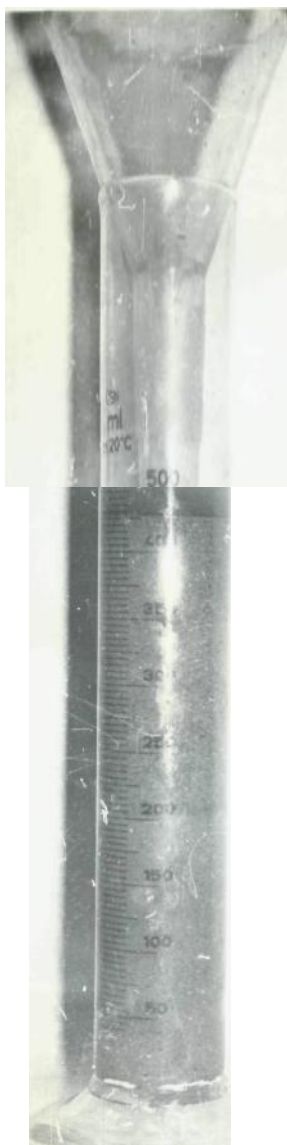


Рис. 6.4. Образец подготовленного
водонасыщенного песчаного грунта
для его аэрирования



Рис. 6.5. Образец водонасыщенного песчаного
грунта после осуществления
операции аэрирования

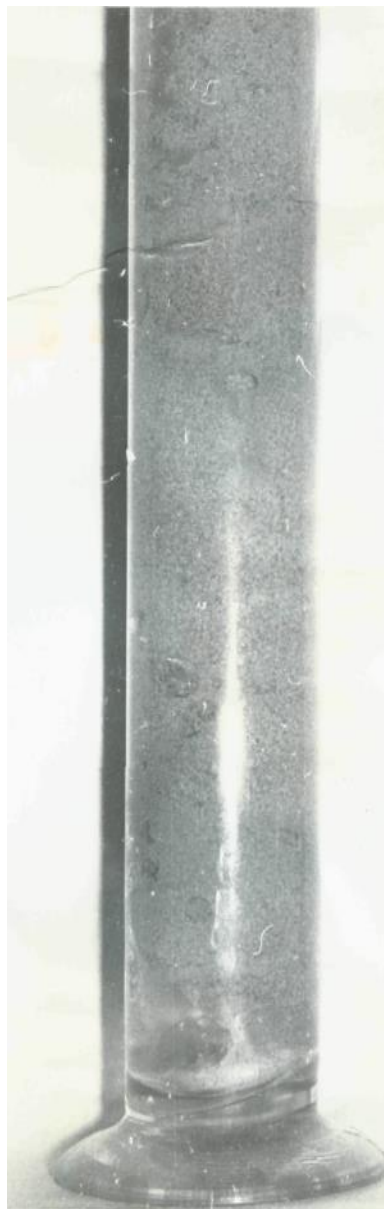


Рис. 6.6. Образец аэрированного грунта после его высыхания в естественных лабораторных условиях

За время подачи воздуха в водонасыщенном грунте появились видимые пузырьки и раковины воздуха, а в некоторых местах произошло расслоение песка образующимися трещинами. Такая картина в грунте сохранялась как при отключении компрессора, так и после извлечения стержня из сосуда. В процессе последнего незначительное количество воздуха выходило из грунта. Отметим, что описанная картина в грунте сохранялась даже после довольно интенсивных ударов по крышке стола, на которой находился сосуд с аэрированным грунтом.

После окончания процесса аэрирования грунта (рис. 6.5) уровень воды в емкости поднялся до отметки 470 мл ($h = 245$ мм), а поверхности песка – понизился до 415 мл (217,5 мм). Последнее свидетельствует о том, что в результате погружения–извлечения стержня и нагнетания воздуха в грунт произошло некоторое уплотнение его скелета.

Согласно исследованиям П.Л. Иванова [24] при отсыпке песчаного грунта в воду в нем содержится свободного воздуха менее 0,1 %. С учетом сказанного по изменившемуся объему воды в емкости может быть подсчитано содержание свободного газа в образце грунта. В данном опыте после подачи воздуха его содержание составляло 4,8 %.

Когда образец аэрированного грунта высох, в нем были отчетливо видны крупные пристенные поры (рис. 6.6). При повторении аналогичных опытов все закономерности вышеописанного испытания сохранились.

Таким образом, предварительные опыты показали возможность введения воздуха в водонасыщенные песчаные грунты до объемного его содержания 4-5 %, что является вполне достаточным для снижения модуля нормальной упругости такой среды примерно в 40-60 раз.

Нагнетаемый воздух, попадая между частицами скелета грунта, способен стабильно в нем сохраняться даже при довольно существенных динамических нагрузках.

Воздух может содержаться не только в глубине массива грунта, где он испытывает значительное сопротивление свободному выходу в атмосферу со стороны скелета грунта, но и в поверхностных слоях основания.

Давление подаваемого в грунт воздуха в рассматриваемом случае для довольно узкого сосуда превышало полное давление образца грунта в 4 раза. Следует предположить, что в неограниченном массиве грунта, где отсутствует сковывающее влияние стенок, необходимое давление будет меньше.

6.4. Методика и результаты лабораторных исследований воздействия трамбовки на грунты основания при наличии зоны аэрирования грунта

После предварительных опытов были проведены экспериментальные исследования. Их целью являлось определение влияния создаваемой стенки из аэрированного грунта на параметры возбуждаемых колебаний при уплотнении водонасыщенного грунта основания трамбованием. Экспериментальные исследования проводились на лабораторном стенде, схема которого изображена на рис. 6.7.

Лабораторный стенд включал в себя металлический бак 1 с внутренними размерами: длина – 84 см, ширина – 42 см, высота – 40 см, в который укладывался водонасыщенный грунт 2 для испытаний. С целью исключения влияния отраженных волн бак 1 был установлен на песчаную подушку 3, а его торцевые стенки обкладывались листами поролона 4 толщиной 2,0 см на всю высоту бака. На дно бака 1 был установлен штатив 5, служащий направляющей для трамбующего груза 6. Высота падения трамбующего груза ограничивалась переставным фиксатором 7.

Трамбующий груз представлял собой стальной диск диаметром 150 мм и толщиной 8 мм с центральным отверстием. В центральное отверстие диска

была установлена и приварена направляющая трубка длиной 60 мм. Это позволяло исключить перекосы и заклинивания груза при его падении. Общая масса трамбуемого груза составляла 1,1 кг.

Грунт – мелкий песок с содержанием гравия 0,1 % и гранулометрическим составом, приведенным в табл. 6.1, – отсыпался в воду, налитую в бак.

Количество наливаемой воды определялось на основе данных вышеописанного предварительного опыта из расчета полного водонасыщения грунта при заполнении бака песком до отметки 35 см от его днища. Ввиду возможного возникновения значительных деформаций грунта поверхностного слоя основания при его разжижении в месте удара трамбуемого груза дополнительно отсыпался слой сухого песка 8 вровень с верхней гранью бака (см. рис. 6.7).

Для измерения колебаний грунта применялись датчики ускорения 9 марки ДУ-5, входящие в комплект виброизмерительной аппаратуры ВИ6-5М. Каждый датчик снабжался изготовленной из листового алюминия площадкой, заканчивающейся наконечником. Наконечники датчиков погружались на глубину 15-20 мм в верхний слой грунта в различных точках по длине бака на расстояниях, указанных на рис. 6.7. Кроме того, сами датчики свободно подвешивались к деревянной планке 10 монтажными проводами. Планка располагалась на высоте 30 см от поверхности грунта и закреплялась на штативе 11. Такое крепление датчиков практически исключило влияние жесткости провода на их перемещения.

Ввиду относительно малой чувствительности аппаратуры ВИ6-5М дополнительно к ней использовался усилитель марки «Топаз». При этом измерительная система была собрана по следующей схеме: датчики ДУ-5 – аппаратура ВИ6-5М – усилитель «Топаз» – осциллограф Н117. В качестве регистрирующих элементов в осциллографе использовались гальванометры с собственной частотой 400 Гц. Полученная чувствительность измерений достигала

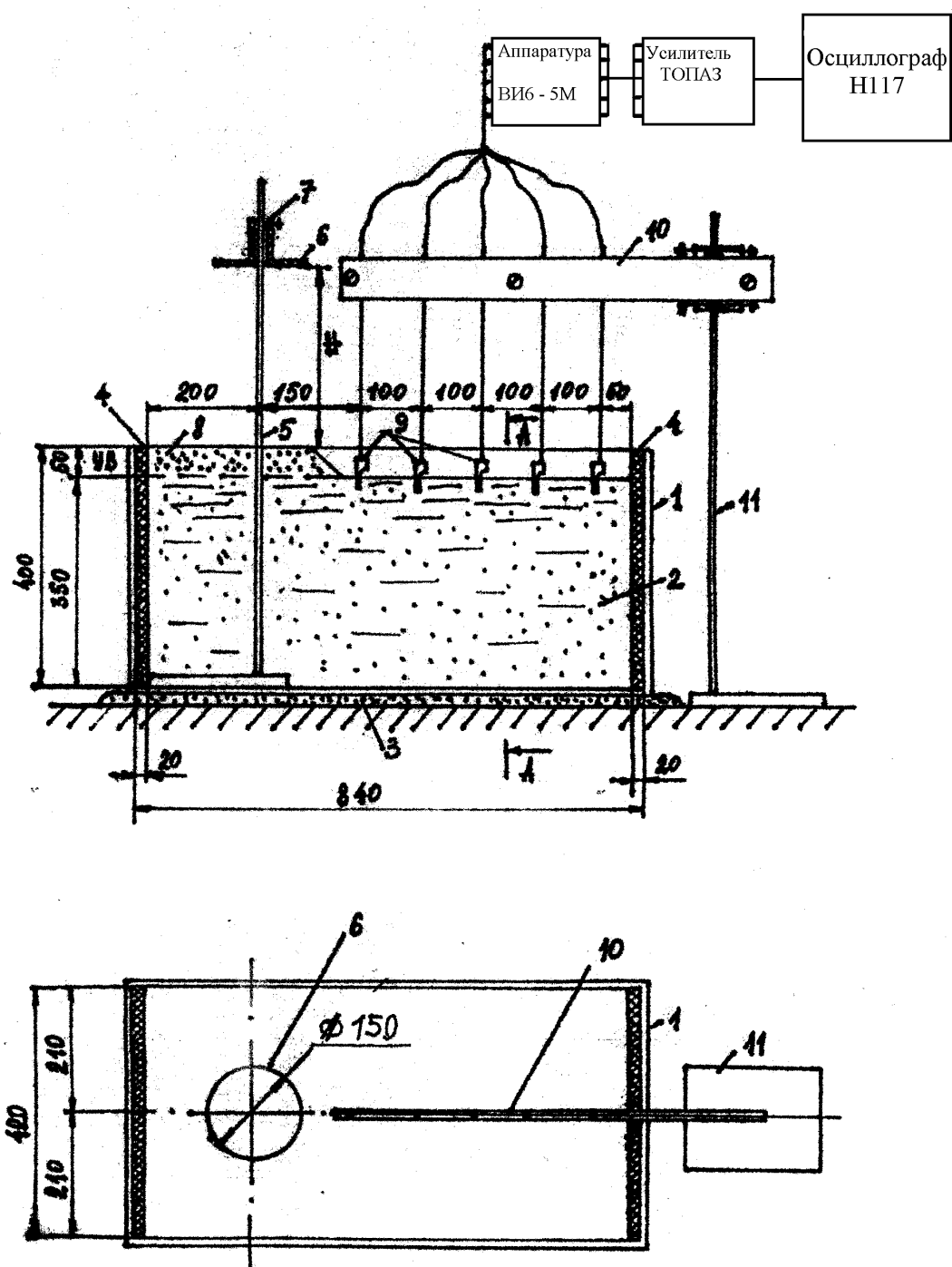


Рис. 6.7. Схема лабораторного стенда, используемого при исследовании изменения параметров колебаний водонасыщенного несвязного грунта при его аэрировании в сечении А-А

диапазона от 40 до 230 мм/г, что обеспечивало довольно четкую запись исследуемых процессов. Запись производилась на светочувствительную бумагу при скорости протяжки ленты осциллографа 250 мм/с.

Общий вид лабораторного стенда представлен на рис. 6.8.

Опыты проводились в следующей последовательности.

По подготовленному для испытаний грунту основания наносились несколько ударов трамбующего груза с записью на осциллограф возникающих ускорений колебаний до полного их затухания от каждого удара. После того как картина распространения волн в грунте основания стабилизировалась, производилось аэрирование грунта в сечении А-А (см. рис. 6.7).

Стержень погружался до дна бака в пяти точках основания по его ширине (в средней и двух промежуточных до каждой боковой стенки бака). При этом стержень выдерживался в каждой точке на дне бака и ориентировочно в середине толщины слоя песка в течение 15 с. Таким образом, общее время подачи воздуха с учетом того факта, что компрессор непрерывно работал в течение всего процесса аэрирования грунта, составляло примерно 180-210 с. После окончания процесса аэрирования производилось сбрасывание трамбующего груза на поверхность основания и запись возникающих в этом случае ускорений колебаний в основании.

Наибольший интерес представляет сопоставление параметров колебаний, возникающих при последнем ударе трамбующего груза в обычном водонасыщенном грунте и при первом его ударе после осуществления процесса аэрирования. Осциллографические записи ускорений колебания в характерном опыте для крайних датчиков по обеим сторонам от сечения, в котором и производилось аэрирование грунта, представлены на рис. 6.9, где все осциллограммы показаны в одном и том же масштабе, соответствующем чувствительности измерений для датчика № 5 и равном 230 мм/г.

Видно (см. рис. 6.9), что максимальные ускорения колебаний увеличиваются в зоне уплотнения от 878,0 до 1158,2 мм/с² при аэрировании грунта. При этом возникновение максимальных ускорений происходит при большем количестве циклов колебаний. Последнее свидетельствует о том, что возрастание ускорений колебаний в данном случае произошло за счет отражения волны от создаваемой стенки из аэрированного грунта. Произведенные расчеты по формуле $\dot{A} = W / (2\pi f)^2$, где A – амплитуда колебаний грунта; W , f – ускорение и частота колебаний, показали, что амплитуда колебаний соответственно увеличилась от 37,4 до 59,6 мкм, иначе – в 1,6 раза.

Видно (см. рис. 6.9), что за пределами места аэрирования грунта, наоборот, произошло снижение ускорений колебаний от 926,6 до 700,3 мм/с². Амплитуда колебаний соответственно уменьшилась с 54,4 до 20,6 мкм, т.е. в 2,6 раза.

Полученные экспериментальные данные о параметрах колебаний грунта, зарегистрированных всеми используемыми датчиками в данном опыте, приведены в сводной табл. 6.2, где в числителе приведены параметры колебаний до аэрирования грунта, а в знаменателе – после аэрирования грунта в сечении А-А между датчиками № 3 и № 4.

Всего было проведено шесть опытов с записью около 200 осциллограмм.

Проведенные опыты показывают, что ожидаемый эффект усиления колебаний в зоне уплотнения и их ослабления за аэрированной стенкой действительно существует. Учитывая, что опыты были проведены в стесненных условиях тонкостенного лотка ограниченных размеров, вследствие чего колебания из зоны уплотнения частично передавались за ее пределы не только через аэрированный слой, но и через боковые стенки и днище лотка, можно предположить, что вышеуказанный эффект в данном случае был снижен. В

Таблица 6.1

Фракции грунта, %, при размере частиц, мм							
7,0-	5,0-	3,0-	2,0-	1,0-	0,5-	0,25-	<0,1
5,0	3,0	2,0	1,0	0,5	0,25	0,1	
0,1	0,5	1,2	5,7	11,3	28,8	40,9	11,5

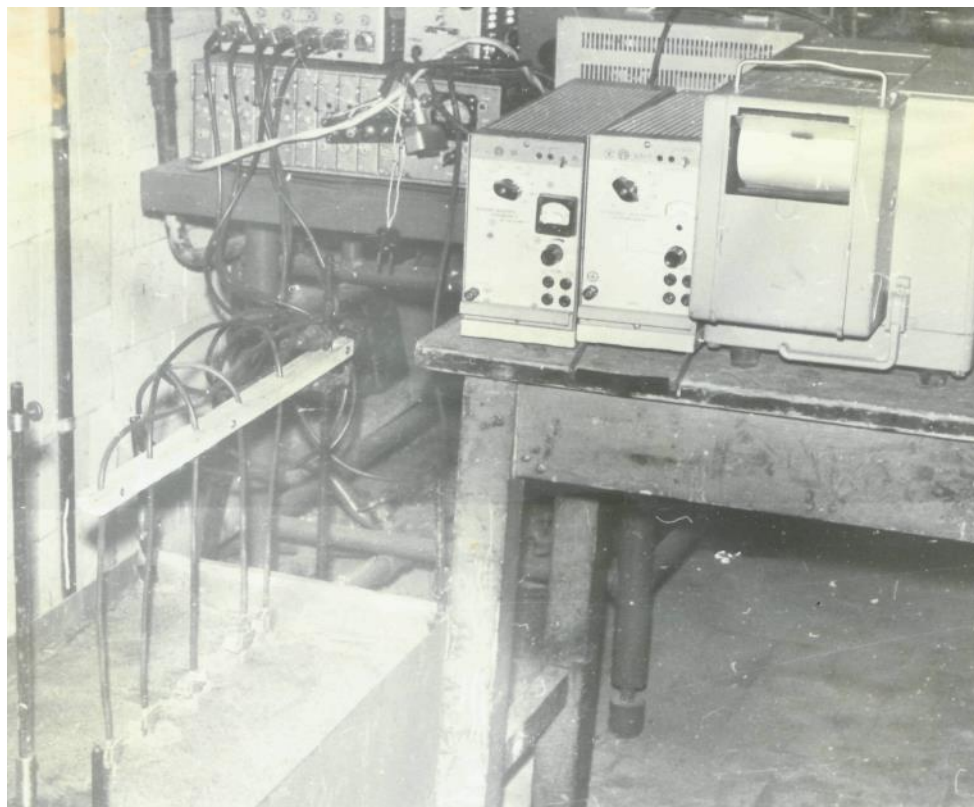
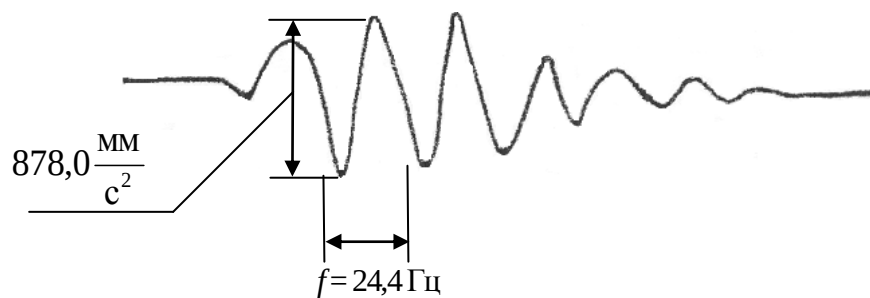
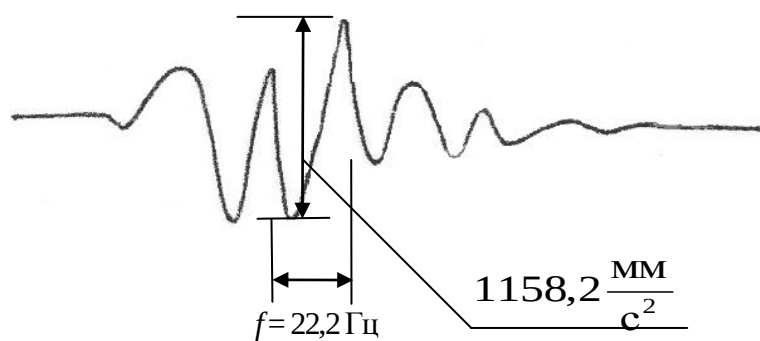


Рис. 6.8. Общий вид лабораторного стенда для проведения экспериментов при аэрировании грунта

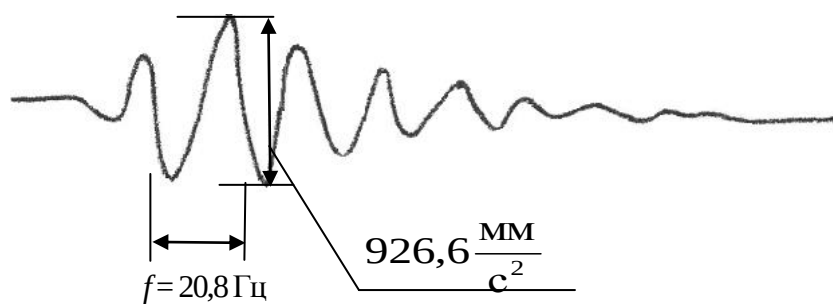
а) Удар 12 (обычный грунт)



Удар 13 (после аэрирования)



б) Удар 12 (обычный грунт)



Удар 13 (после аэрирования)

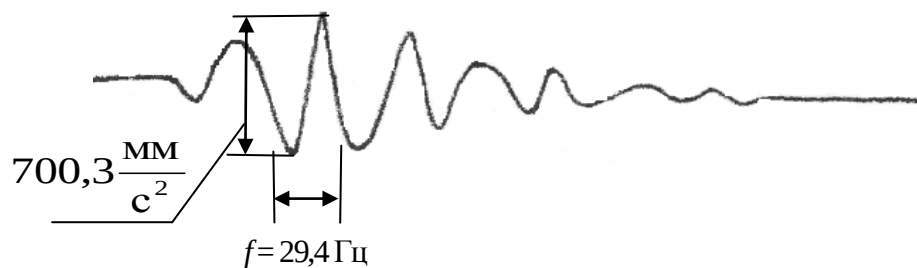


Рис. 6.9. Осциллограммы ускорений колебаний, зафиксированные датчиками № 1(а) и № 5 (б)

Таблица 6.2

№ п/п	Номер датчика	Расстояние от центра удара трамбовки по горизонтали, мм	Максимальные ускорения колебаний, мм/с ²	Частота колебания, Гц	Амплитуда колебаний, мкм
1	1	150	<u>878,0</u> 1158,2	<u>24,4</u> 22,2	<u>37,4</u> 59,6
2	3	350	<u>956,8</u> 632,3	<u>40,0</u> 28,6	<u>15,2</u> 19,6
3	4	450	<u>1066,7</u> 643,7	<u>23,8</u> 27,0	<u>47,8</u> 22,4
4	5	550	<u>926,6</u> 700,3	<u>20,8</u> 29,4	<u>54,4</u> 20,6

натурных условиях он несомненно будет более значительным, что позволяет признать предложенный способ уплотнения несвязных водонасыщенных грунтов оснований перспективным.

Окончательная количественная его оценка может быть дана после выполнения необходимых опытных работ в натурных условиях по уплотнению грунтов оснований.

6.5. Теоретическое обоснование вибродинамической защиты при использовании глубинных динамических методов уплотнения при аэрировании грунта по периметру уплотняемого основания

В соответствии с [24] максимальное давление p_{max} фронта ударной волны при незначительном содержании воздуха определяется по зависимости (3.6), а при содержании воздуха 4-5 % по

$$p_{max} = 4,5 \left(\frac{3\sqrt{C}}{R} \right)^{2,5}, \quad (6.40)$$

где p_{max} – максимальное давление, МПа; C – масса заряда ВВ, кг; R – расстояние от центра заряда, м.

Согласно [156] коэффициент отражения $K_{отр}$ волн на границе сопряженных участков линейно-упругих сред с различным акустическим сопротивлением определяется по выражению

$$K_{отр} = \frac{2a_2}{a_1 + a_2}, \quad (6.41)$$

где $a = \gamma \cdot c / g$ – акустическое сопротивление рассматриваемого участка основания (γ и c – соответственно удельный вес грунта основания и скорость распространения волн; g – ускорение свободного падения).

Или, принимая $\gamma_1 = \gamma_3 \approx \gamma_2$, преобразуем для сопряженных участков 1-2

$$K_{отр1} = \frac{2c_2}{c_1 + c_2} \quad (6.42)$$

и 2-3

$$K_{отр2} = \frac{2c_3}{c_2 + c_3}. \quad (6.43)$$

Используя зависимости (3.6) и (6.40) – (6.43), проведем расчеты снижения вибродинамического воздействия при использовании глубинных методов уплотнения оснований на примере взрывного метода уплотнения.

Расчетная схема характера затухания ударных волн деформаций при взрыве глубинных зарядов в обычном грунте и при наличии слоя аэрированного грунта представлена на рис. 6.10.

По данным [24] скорость распространения волн при незначительном содержании воздуха в водонасыщенном песчаном грунте основания составляет 1600 м/с, а при содержании воздуха 4 % снижается до 200 м/с.

Подставляя известные экспериментальные данные по скорости распространения ударных волн в выражения (6.42) и (6.43), имеем

$$K_{отр1} = \frac{2 \cdot 200 \text{ м/с}}{1600 \text{ м/с} + 200 \text{ м/с}} = 0,22 \quad (6.44)$$

$$\text{и } K_{omp2} = \frac{2 \cdot 1600 \text{ м/с}}{200 \text{ м/с} + 1600 \text{ м/с}} = 1,78. \quad (6.45)$$

Для стандартного заряда массой 5 кг и радиуса эффективного действия заряда 5 м по (3.6) найдем

$$p_{max1}(R_1 = 5 \text{ м}) = 60,0 \left(\frac{3\sqrt{5_{\text{кг}}}}{5 \text{ м}} \right)^{1,05} = 19,45 \text{ МПа},$$

где p_{max1} – давление в падающей ударной волне на внутренней границе азрированного слоя.

С учетом коэффициента отражения волн (6.44) на границе с более сжимаемой средой имеем

$$p_{max20} = 0,22 \cdot 19,45 \text{ МПа} = 4,28 \text{ МПа},$$

где p_{max20} – давление в проходящей ударной волне на границе участков 1-2.

В пересчете по (6.40) для воздухосодержащей среды найдем массу заряда C_2 , вызывающего аналогичное максимальное давление ударной волны:

$$C_2 = \left(\frac{4,28 \text{ МПа} \cdot (1 \text{ м})^{2,5}}{4,5 \text{ МПа}} \right)^{\frac{6}{5}} = 0,94 \text{ кг}.$$

Согласно экспериментальным исследованиям, проведенным автором диссертации, соотношение между шириной азрированного слоя и глубиной погружения стержня азратора $1/3 - 1/7$.

Это при заданной глубине уплотнения 5-10 м будет составлять до 2-3 м.

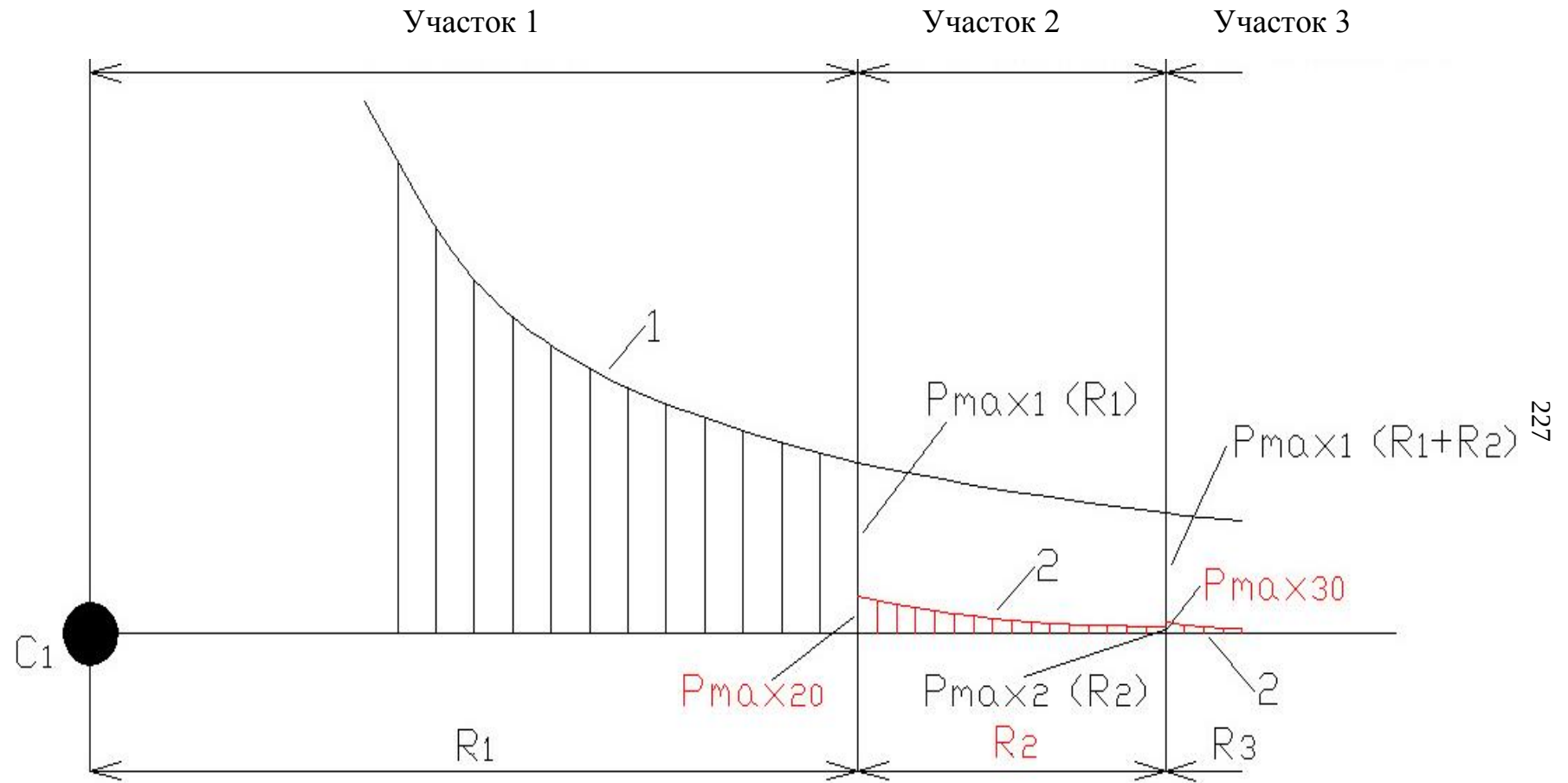


Рис. 6.10. Характер затухания максимальной ударной волны деформации от взрыва заряда в грунте обычном (1) и при наличии аэрированного виброзащитного слоя (2)

Таким образом, максимальное давление фронта падающей ударной волны на границе сопряженных участков 2-3 –

$$\text{от } p_{\max 2}(R_2 = 2 \text{ м}) = 4,5 \left(\frac{3\sqrt{0,94 \text{ кг}}}{2 \text{ м}} \right)^{2,5} = 756 \text{ кН/м}^2$$

$$\text{до } p_{\max 2}(R_2 = 3 \text{ м}) = 4,5 \left(\frac{3\sqrt{0,94 \text{ кг}}}{3 \text{ м}} \right)^{2,5} = 274 \text{ кН/м}^2,$$

или, с учетом отражения (6.45) от границы сопряженных участков 2-3, вычислим

$$p_{\max 30}(R_2 = 2 \text{ м}) = 756 \text{ кН/м}^2 \cdot 1,78 = 1346 \text{ кН/м}^2$$

$$\text{и } p_{\max 30}(R_2 = 3 \text{ м}) = 274 \text{ кН/м}^2 \cdot 1,78 = 488 \text{ кН/м}^2,$$

где $p_{\max 30}$ – давление в проходящей ударной волне на внешней границе аэрированного слоя.

Аналогичное максимальное давление фронта ударной волны, вычисленное по формуле (3.6) для расстояний R_1+R_2 от взрыва ВВ, равных 7 и 8 м, составит соответственно 13,7 и 11,9 МПа.

Отсюда можно определить, что максимальное давление фронта ударной волны на грунты основания снижается при наличии стенки из аэрированного грунта по периметру уплотняемого основания в 10–24 раза.

В пересчете на амплитуду колебаний грунта основания одинаковой акустической жесткости в уплотняемом массиве и за пределами аэрированного слоя грунта такое снижение является пропорциональным, что практически полностью исключает вредные техногенные вибродинамические воздействия на близлежащие здания и сооружения.

Проведем такую оценку по действующим в настоящее время нормативным документам.

Согласно [157] в расчетах с использованием инструментальных записей ускорений колебаний основания, наиболее опасных для данного здания и

сооружения, максимальные амплитуды ускорений колебаний основания следует принимать не менее 1000, 2000 и 4000 мм/с² при сейсмичности площадки строительства 7, 8 и 9 баллов соответственно. Отсюда снижение уровня балльности на одну единицу должно быть обеспечено соответствующим уменьшением ускорений колебаний грунтов основания не менее, чем в два раза.

В соответствии с проведенными лабораторными экспериментальными исследованиями для характерного испытания при снижении амплитуд колебаний грунта за аэрированным слоем в 2,6 раза ускорения колебаний грунтов основания снижаются в 1,65 раза.

В пересчете на снижение амплитуд колебаний в 10-24 раза для средней частоты колебаний грунта основания 25 Гц, зафиксированного в лабораторных опытах, это составит уменьшение ускорений колебаний за аэрированным слоем в 6-15 раз.

Таким образом, полученное снижение ускорений колебаний за аэрированным слоем пропорционально уменьшает максимальный расчетный уровень сейсмичности площадки строительства не менее, чем на 2-3 балла.

Проведенные ориентировочные расчеты показывают, что безопасное расстояние до близлежащих зданий и сооружений при наличии аэрированного виброзащитного слоя может снижаться на несколько сот метров.

6.6. Рекомендации по применению глубинных методов уплотнения при создании виброзащитного аэрированного слоя в грунтах основания

При традиционном методе глубинного уплотнения песчаных водонасыщенных грунтов оснований взрывами масса зарядов, глубина их погружения и расстояние, равное $R_{эф}$ – радиусу эффективного действия заданного динамического воздействия, между местами погружения зарядов определяются по

формулам, приведенным в главе 3. Например, для основания (рис. 6.11), площадь которого $64R_{\text{эф}}^2$, требуется 16 мест приложения динамического воздействия.

Согласно [139] метод уплотнения песчаных водонасыщенных грунтов должен осуществляться следующим образом. На подготавливаемом основании (рис. 6.12 и 6.13) намечают места приложения динамического воздействия и участки аэрации грунта, образующие экраны, отражающие упругие волны.

Во всех случаях эти экраны образуют по периметру карты уплотнения основания. Расстояние R от экрана до места приложения динамического воздействия выбирают равным $R_{\text{эф}}$.

Данное расстояние R от места приложения динамического воздействия до экрана уточняется в процессе проведения опытных работ.

На основании выбранного расстояния R от экрана до мест приложения динамического воздействия в пределах подготавливаемого основания намечают указанные места и участки расположения экранов. Возможны различные варианты их расположения. Так, на рис. 6.12 приведен пример, когда экраны располагаются вокруг группы мест приложения динамического воздействия, а на рис. 6.13 – только по периметру уплотняемого основания.

Экраны, отражающие упругие волны, образуются аэрированием слоя грунта основания. Аэрирование грунта осуществляется с помощью инструмента (рис. 6.14), содержащего трубу с перфорированными консолями на конце. Операции погружения и извлечения инструмента могут быть произведены вибропогружателем.

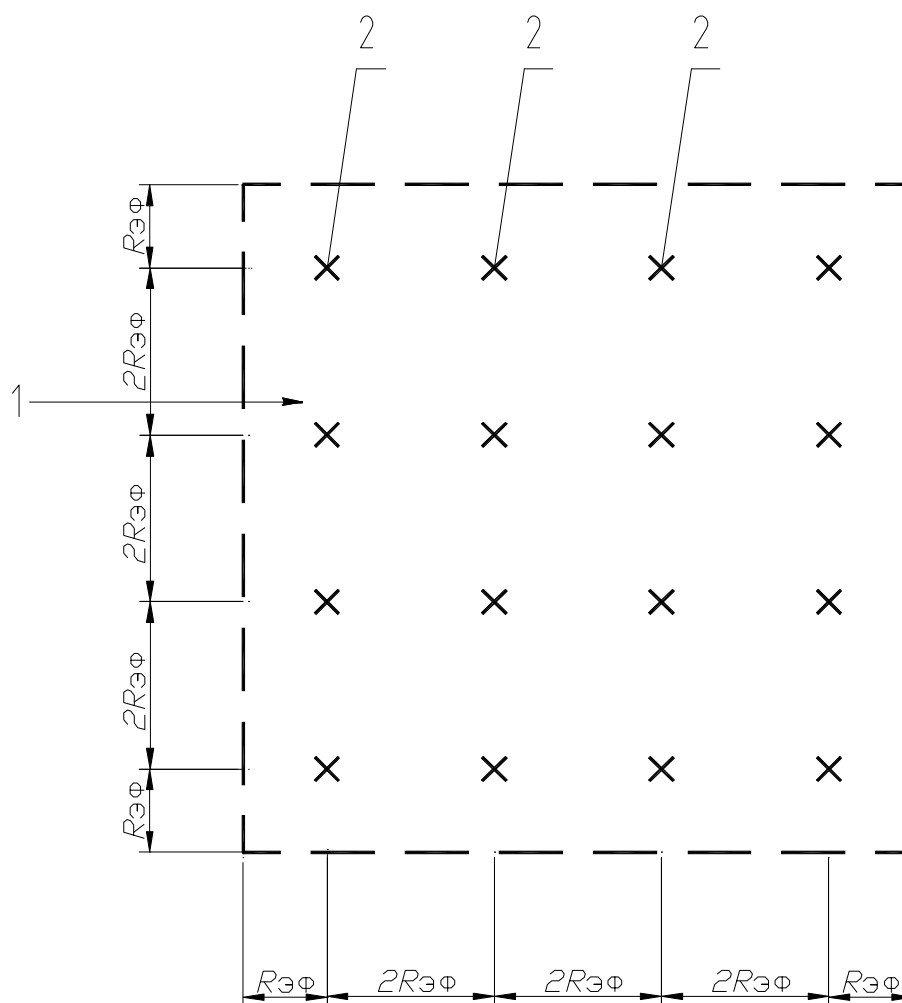


Рис. 6.11. Размещение мест приложения динамического воздействия по традиционному методу:

1 – уплотняемое основание;

2 – места приложения динамического воздействия

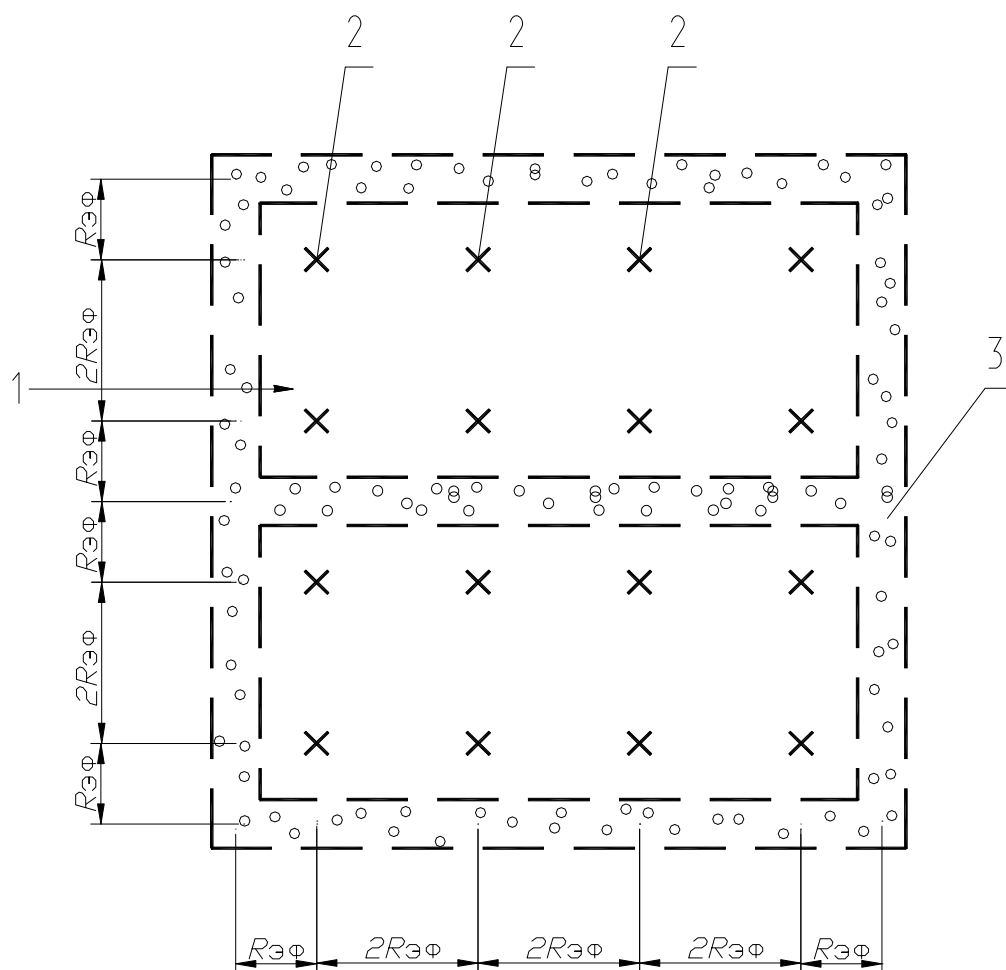


Рис. 6.12. Вариант размещения на уплотняемом основании (1) мест приложения динамического воздействия (2) и участков расположения экранов (3) из азрированного грунта
в слое основания

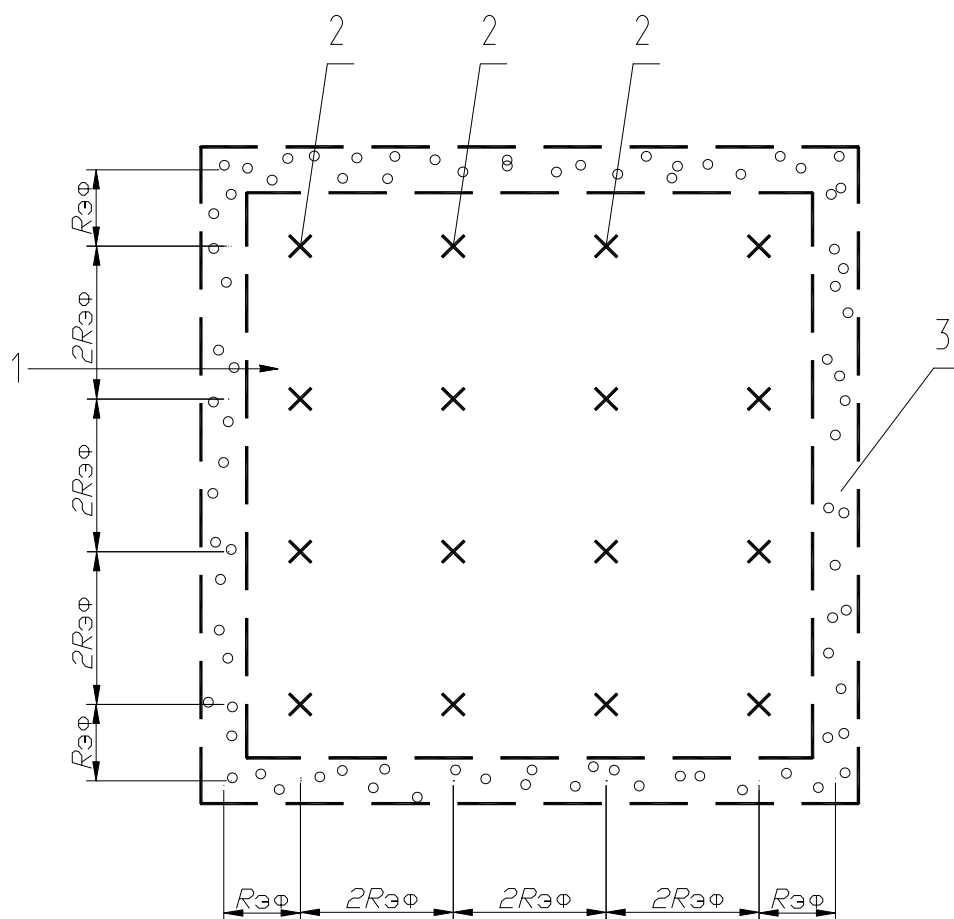


Рис. 6.13. То же, что на рис.6.12, для другого
возможного варианта

По данным лабораторных опытов ширина зоны аэрации грунта не превышала 50-100 мм при глубине уплотняемого песка 350 мм. Следовательно, толщина зоны аэрации составляет соотношение $1/3 - 1/7$ глубины уплотнения. Отсюда в натуре для глубины уплотнения 10 м можно ожидать толщину слоя аэрации грунта порядка 2-3 м.

В лабораторных опытах использовался компрессор с максимальной производительностью 35 л/ч. Это оказалось вполне достаточным, чтобы аэрировать полосу шириной зоны аэрации до 100 мм на глубину слоя 350 мм и длиной 42 см, равной ширине лабораторного бака, в течение около 200 с. Отсюда можно подсчитать, что расход воздуха составил около 130 л на 1 м^3 аэрированного грунта.

В лабораторных опытах автора диссертации установлено, что давление нагнетаемого в грунт воздуха для довольно узкого сосуда превышало полное давление образца грунта в четыре раза. Следует предположить, что в неограниченном массиве грунта, где будет отсутствовать сковывающее влияние стенок, необходимое давление будет меньше.

Для сравнения: производительность компрессоров шведского производства составляет в среднем 3000 л/мин при давлении 10 бар. Это позволяет по данным проведенных автором лабораторных экспериментальных исследований обеспечить подачу воздуха на глубину до 12,5 м. При этом производительность устройства аэрированного слоя основания толщиной 2,5 м на глубину 10 м составит не менее 50 м/ч.

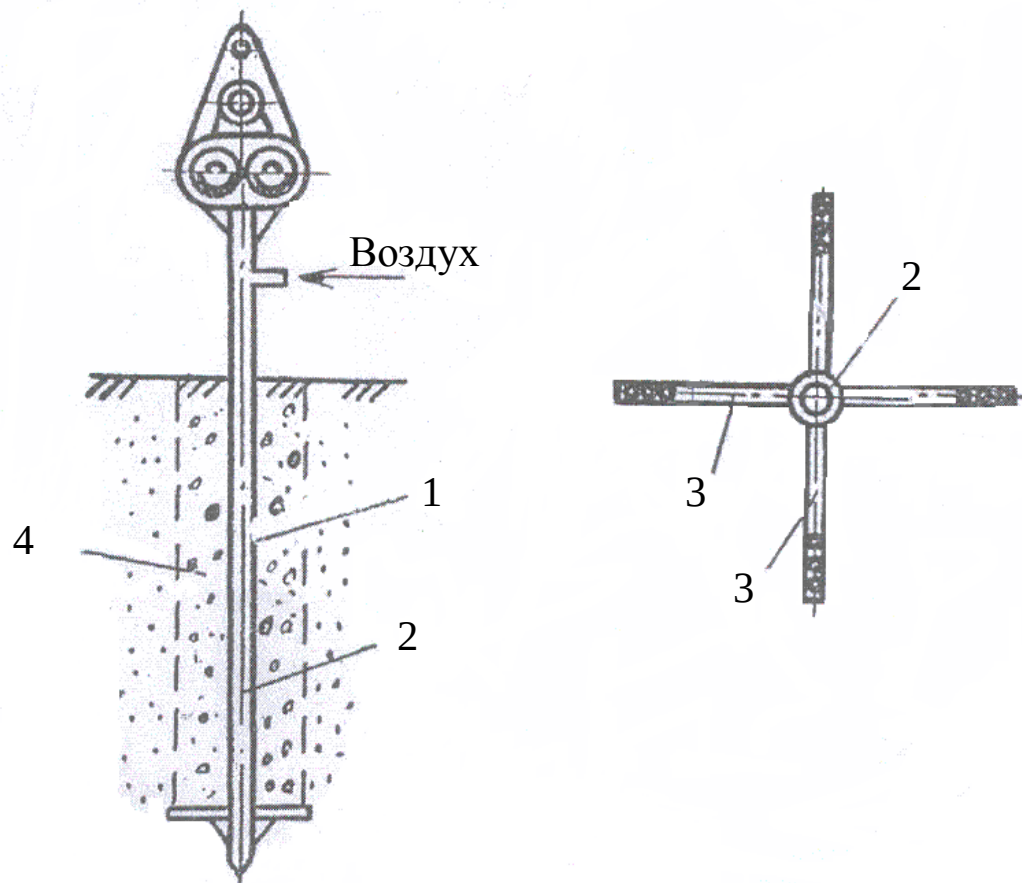


Рис. 6.14. Конструктивное предложение инструмента (1) для
 осуществления операции аэрирования грунта:
 2 – полая труба; 3 – перфорированные консоли;
 4 – аэрированный слой грунта основания

После образования экранов в намеченных местах уплотняемого основания осуществляют динамическое воздействие, например, взрыв зарядов ВВ в слое грунта основания или сбрасывание трамбуемого груза с высоты на поверхность грунта основания. В результате динамического воздействия в водонасыщенном грунте основания благодаря его упругим свойствам возникает упругая волна, распространяющаяся во все стороны от места воздействия. Указанная волна, воздействуя на частицы грунта, смещает их друг относительно друга.

Под действием гравитационных сил смещенные частицы переукладываются в более плотную структуру с одновременным отжатием воды, т. е. происходит уплотнение грунта основания. При этом в пределах расстояния, ограниченного радиусом эффективного действия, от центра динамического воздействия уплотнение грунта основания достаточно равномерное. Бегущая волна, дойдя до экрана, отражается от внутренней его границы. При этом давление ударной волны деформаций в отраженной и проходящей волнах за экраном будет значительно меньше, чем у падающей волны в той же точке. Кроме того, проходящая волна через внутреннюю границу аэрированного слоя грунта будет подвержена значительному затуханию в этом слое. Несмотря на то, что, повторно проходя через внешнюю границу аэрированного слоя и отражаясь от нее, проходящая волна на границе с менее сжимаемым грунтом несколько увеличивает свои параметры, в целом она будет иметь значительно сниженное значение давления деформации, по сравнению с первоначально падающей на внутренней границе аэрированного слоя грунта.

По данным предварительных теоретических исследований и лабораторных опытов за счет отражения волны на границе сопряженных участков возможно снизить амплитуды колебаний грунта за аэрированной стенкой в 2-3 раза.

Теоретические исследования с учетом дополнительного затухания параметров волны деформации в аэрированном слое грунта показали, что также снижение может достигать 10-24 раз при толщине слоя аэрации 2-3 м.

Таким образом, предлагаемый метод обеспечивает надежную виброзащиту близлежащих зданий и сооружений от техногенного воздействия волн деформаций при использовании глубинных динамических методов уплотнения оснований.

После проведения динамического уплотнения грунта возможна ликвидация виброзащитного экрана по всему периметру уплотняемого основания или его части. Данная операция может быть осуществлена с помощью виброустановки с пространственным уплотнителем типа «ёлочка». В процессе вибропогружения данного виброуплотнителя наряду с процессом принудительного удаления воздуха из зоны аэрации будет достигаться уплотнение скелета песчаного грунта в более плотную структуру, как это описано в главе 5.

6.7. Опытное апробирование защиты близлежащих зданий от вибродинамического воздействия

Опытное апробирование защиты близлежащих зданий от вибродинамического воздействия было впервые выполнено по предложению Проф. О.А. Савинова для защиты жилого здания от интенсивной вибрации, вызываемой колебаниями железнодорожных путей при прохождении поездов в его близи в г. Ровно (Украина). Основой для этого предложения явились разработки Проф. И. С. Шейнина и Проф. О.А. Савинова по защите верхнего бьефа гидротехнической плотины от сейсмического воздействия с помощью воздушной завесы.

Вынужденные колебания жилого здания были настолько интенсивными, что нарушали санитарные нормы проживания в нем людей, которые писали многочисленные жалобы во все возможные инстанции, вплоть до руководства страны.

Для реализации данного предложения было осуществлено периодическое вибропогружение штанги с консолями в нижней части с верхними отверстиями для воздухомасщения водонасыщенного грунта вдоль границы между рельсовым пути и жилым зданием. После этого вибрация здания фактически прекратилась.

К сожалению никаких специальных исследований, в том числе измерений параметров колебаний грунтов оснований и конструкций данного здания в этом случае, не велось.

Все же результаты статического зондирования, проведенные до и после осуществления процесса воздухомасщения, показали очень значительное уплотнение грунта в промежутке между рельсовым пути и зоной воздухомасщения. Отсюда можно свидетельствовать, что в результате многократного уплотнения за счет отражения волны деформаций от воздухомасщущей завесы грунт между ней и рельсовому пути уплотнился настолько, что фактически стал выполнять функцию отражателя волн деформации, вызванных колебаниями подвижного состава, по границе подверженного воздухомасщению грунта. Данное заключение может подтверждать то, что после возможной ликвидации воздушной завесы вследствие многократного вибродинамического воздействия, эффект виброизоляции здания сохраняется.

С высокой вероятностью представляется, что данным методом могут быть успешно решаться задачи по вибродинамической и сейсмической безопасности зданий и сооружений [158-170].

6.8 . Выводы и рекомендации по результатам исследований в главе 6

На основании проведенных теоретических и экспериментальных исследований можно сделать следующие выводы и рекомендации.

1. Повышение эффекта вибродинамической защиты при динамическом уплотнении водонасыщенных песков оснований глубинными методами может быть достигнуто при создании экрана на пути распространения упругих волн вдоль границы зоны уплотнения. Одним из приемов создания такого экрана является изоляция уплотняемого массива путем нагнетания в грунт основания воздуха (Пат. 1770526 РФ. Способ уплотнения грунта [139]) с помощью погружаемой, например вибратором, перфорированной трубы.

2. Лабораторными опытами установлено, что путем нагнетания воздуха в водонасыщенный грунт возможно довести его содержание до 4-5 %, что является вполне достаточным для снижения эффективного модуля нормальной упругости среды в 40-60 раз и скорости распространения волн в 6-10 раз. Воздух способен стабильно сохраняться в грунтовом массиве в пределах некоторой полосы по всей ее высоте как в статическом состоянии, так и при достаточно значительных динамических воздействиях в течение промежутка времени, соизмеримого с временем уплотнения грунта основания.

3. От создаваемого экрана из аэрированного грунта происходит отражение волн, что позволяет существенно уменьшить давление волн деформаций (или амплитуд смещений грунта) за пределами зоны уплотнения. В проведенных лабораторных экспериментах получено снижение амплитуд смещений поверхностного слоя водонасыщенного грунта, находящегося за пределами сечения, в котором осуществлялось аэрирование грунта, в 2-3 раза.

Проведенные теоретические исследования показали, что при условии учета коэффициента затухания параметров ударной волны деформаций в аэрированном слое грунта данное снижение может достигать 10-24 раз и более. Аналогичные результаты снижения имеют место и для амплитуд колебаний грунта основания.

При этом создание вибродинамического слоя из аэрированного грунта толщиной 2-3 м позволяет не менее чем на 2-3 единицы снизить балльность основания для близрасположенных зданий и сооружений и практически исключить необходимость их расчета по СНиП для строительства в сейсмических районах.

4. Экраны, отражающие упругие волны, располагают на расстоянии R , не меньшем, чем $R_{эф}$ – радиус эффективного действия заряда.

Данное расстояние уточняется в процессе проведения опытных испытаний на уплотняемой площадке основания. Создание экранов из аэрированного грунта позволяет значительно повысить безопасность близлежащих зданий и сооружений от техногенных вибродинамических воздействий, возникающих при использовании глубинных динамических методов уплотнения водонасыщенных песчаных грунтов оснований.

5. Операцию аэрирования грунта основания возможно производить с помощью предложенного инструмента с перфорированными консолями, скрепленного с вибропогружателем.

6. При необходимости возможна ликвидация аэрированных экранов после завершения процесса уплотнения грунта. Данная операция может быть выполнена с помощью установки продольного вибрирования типа «елочка», усовершенствованной автором диссертации.

7. Опытное апробирование исследованного метода защиты близлежащих зданий и сооружений от вибродинамического воздействия для защиты жилого здания от интенсивной вибрации, вызываемой колебаниями железнодорожных путей при прохождении поездов близи этого здания, показало его высокую эффективность.

7. ИССЛЕДОВАНИЯ МЕТОДОВ КОНТРОЛЯ КАЧЕСТВА УПЛОТНЕНИЯ ВОДОНАСЫЩЕННЫХ ПЕСКОВ ОСНОВАНИЙ

7.1. Постановка задачи исследований

Немаловажной задачей при уплотнении грунтов оснований является оценка качества их укладки после обработки.

Эта задача необходима как для определения плотности и физико-механических свойств грунтов после уплотнения основания, определяющих прочность возводимого сооружения.

Если в грунтах естественной влажности при их послойной укладке такая задача решается довольно просто путем отбора образцов грунта в каждом укладываемом слое основания, то в водонасыщенных (да еще значительной толщи) такую задачу или вообще невозможно решить, или она представляет значительные трудности. Причем в водонасыщенных песчаных грунтах основания даже незначительные сотрясения в зоне определения плотности могут привести к переукладке частиц и искажению результатов определения. В частности, как показала практика, предложенный при участии автора оригинальный пробоотборник [171] может быть использован в лучшем случае только для определения массы содержания частиц в объеме взятого образца разрушенной структуры.

В настоящее время для оценки свойств грунтов оснований применяются различные косвенные методы, в частности различные методы зондирования: статическое, ударное и вибрационное [137]. Однако эти методы не позволяют непосредственно находить плотность скелета ρ_d водонасыщенных песчаных грунтов основания. Особенно необходимо определять ρ_d при оценке качества уплотнения песчаных грунтов основания по относительной плотности I_D ,

учитывающей как гранулометрический состав, так и форму частиц песчаного грунта. Отметим также, что все расчетные данные обоснования проекта основываются на результатах определения физико-механических свойств грунтов заданной плотности ρ_d (I_D). Этот же недостаток имеет и взрывной метод зондирования грунтов [24].

При этом полученные данные зондирования основания можно сопоставить с непосредственным отбором образцов грунта ρ_d путем предварительного зондирования выбранного участка основания и последующей разборки опытной насыпи основания или ее шурфования. Последнее достаточно трудоемко при подводной отсыпке грунтов основания, т.к. следует иметь в виду, что глубина шурфа не должна превышать 2–2,5 м от поверхности основания по условиям техники безопасности, а полученные данные зондирования на глубинах менее 1 м нельзя использовать при определении физико-механических свойств грунтов [137].

Ввиду того, что гранулометрический состав песков отличается в некотором диапазоне по глубине основания и его площади укладки, что сказывается на показателе I_D , требуется накопление достаточно обширных материалов для объективной оценки.

С учетом вышеизложенного в зоне строительства комплекса защитных сооружений Санкт-Петербурга от наводнений по предложению автора диссертации были проведены сравнительные исследования по оценке свойств и плотности подводной укладки песчаных грунтов основания с использованием различных методов зондирования [172-174].

Испытания по статическому зондированию и вибронзондированию велись с привлечением Санкт-Петербургского треста инженерно-геологических изысканий, а по ударному зондированию – 19-й экспедиции Санкт-Петербургского отделения института «Гидропроект» им. С.Я. Жука. Работы по

взрывному зондированию (уплотнению) осуществлялись одной из военных частей.

7.2. Сравнительные натурные исследования различных методов зондирования грунтов оснований

Работы по сравнительным исследованиям различных методов зондирования грунтов основания проводились на дамбе №3. На момент проведения работ отметки верха техногенной песчаной отсыпки основания составляли +1...2 м выше ординара, а отметки дна подводной отсыпки этих песков - 5...7 м.

Гранулометрический состав песков, уложенных в тело дамбы, представлен на рис. 7.1. По лабораторным определениям плотность сухого грунта в рыхлом состоянии составляла $\rho_d^{\text{рыхл}} = 1,46\text{--}1,52 \text{ г/см}^3$, а в плотном – $\rho_d^{\text{плотн}} = 1,78\text{--}1,83 \text{ г/см}^3$. Испытания по зондированию основания проводились через 1–3 месяца после уплотнения подводной части дамбы №3 взрывами глубинных зарядов массой 5–7 кг при глубине заложения в грунты песчаного основания 4,5–6 м. Масса зарядов и глубина их заложения в слое основания изменялись в зависимости от мощности подводной отсыпки с учетом обеспечения уверенной камуфлетности взрыва. Расстояние между зарядами в плане в каждой очереди составляло 10 м. Уплотнение осуществлялось четырьмя очередями при расположении зарядов на захватке через 5 м.

Уплотнение тела дамбы осуществлялось в основном по схеме последовательного взрывания одиночных зарядов в каждой очереди. Единственная захватка в опытных работах при сравнительных испытаниях методов взрывания зарядов, как это описано в главе 3, была уплотнена по схеме одновременного взрывания всех зарядов в каждой очереди.

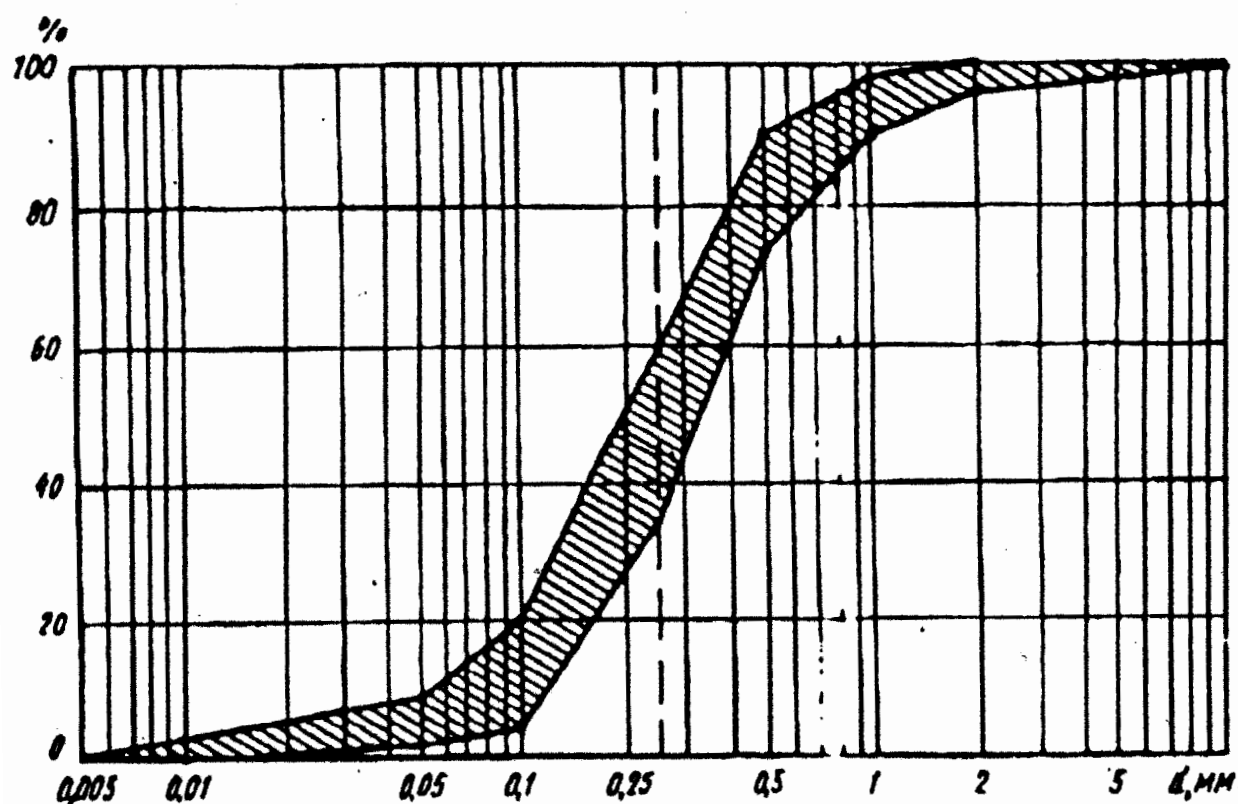


Рис. 7.1. Гранулометрический состав уложенного грунта
в тело дамбы №3 по данным отбора проб грунта из буровых скважин

На этой захватке при глубине подводной отметки 5,5 м масса заряда составляла 6 кг при глубине заложения 4,5–5,5 м. Полученные средние осадки поверхности песчаного основания после каждой очереди взрывов составляли 5,6 см – после первой очереди взрывов, 6 и 4,9 см – соответственно после второй и третьей, 4,2 см – после четвертой. Окончательная суммарная осадка на второй день после взрывов равнялась 21,1 см.

По данным статического зондирования установкой СП-59 на этой площадке основания значение q_z (сопротивление внедрению острия зонда) до уплотнения составляло 2 МПа, после уплотнения – 6 МПа.

Для выполнения работ по сравнительным испытаниям различных механических методов зондирования были выбраны три площадки песчаного основания по длине дамбы, на которых проводились: статическое зондирование установками СП-59 и «ПИКА-10», бурение скважин, вибро- и ударное зондирование. На каждой площадке (рис. 7.2) в центре осуществлялось статическое зондирование установкой СП-59, а «точки» других указанных испытаний были расположены на пересечении взаимно перпендикулярных лучей и центральной окружности радиусом 1 м с центром в точке зондирования. Причем первый этап испытаний основывался на использовании статических методов оценки свойств грунтов песчаного основания, а второй – на динамических методах, при максимально возможном удалении мест их проведения на принятой схеме испытаний. Это позволило ограничить влияние динамических воздействий на изменение характеристик грунтов песчаного основания при небольшом расстоянии «точек» испытаний одна от другой.

Глубина зондирования и бурения скважин при всех испытаниях составляла 10 м. При бурении скважин образцы грунта отбирались в зоне песчаной отсыпки основания и в основании дамбы для лабораторного определения их физико-механических свойств.

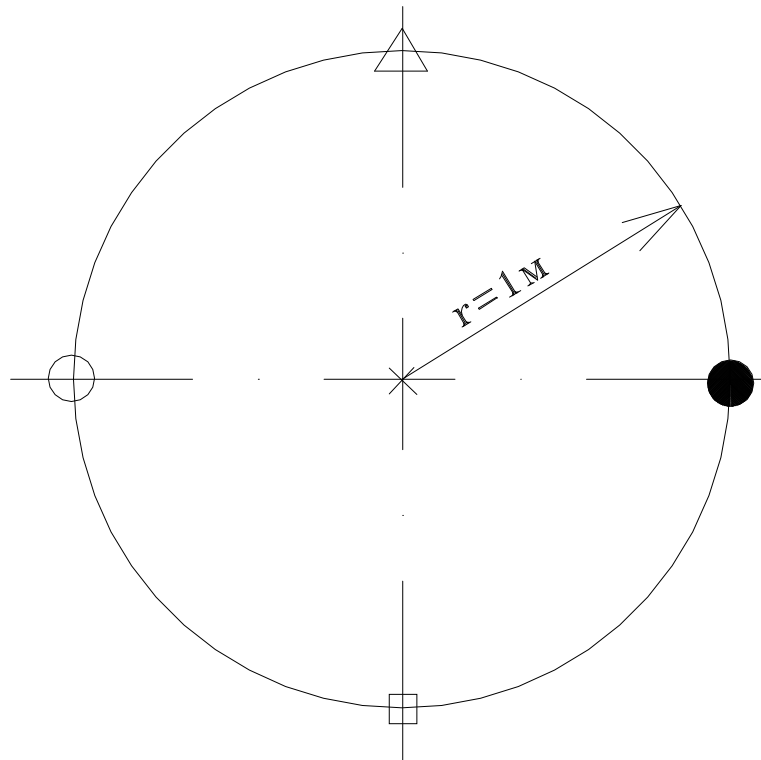


Рис. 7.2. Схема размещения мест проведения испытаний на каждой опытной площадке песчаного основания:

х – статическое зондирование установкой СП-59;

Δ – то же установкой «ПИКА-10»;

○ – вибронзондирование;

● – ударное зондирование;

□ – бурение скважин с отбором проб грунта

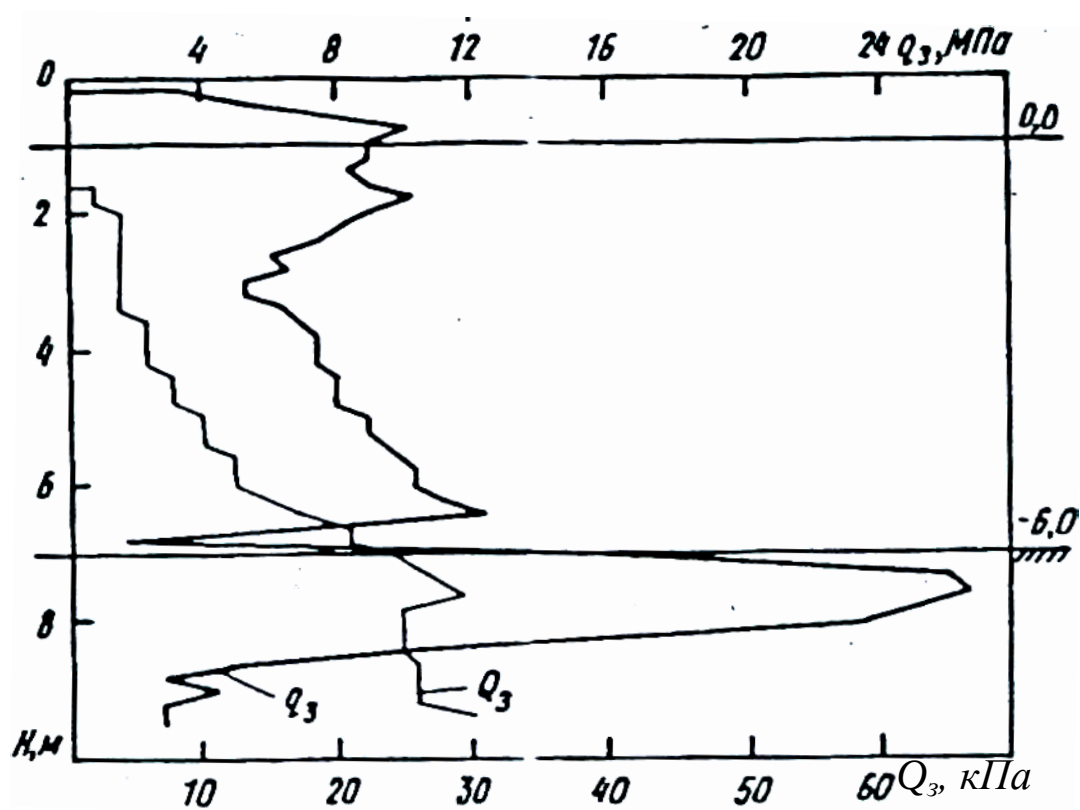


Рис. 7.3. График статического зондирования установкой СП-59:
 q_3 – сопротивление внедрению острия зонда; Q_3 – суммарное трение на боковой поверхности штанги зонда

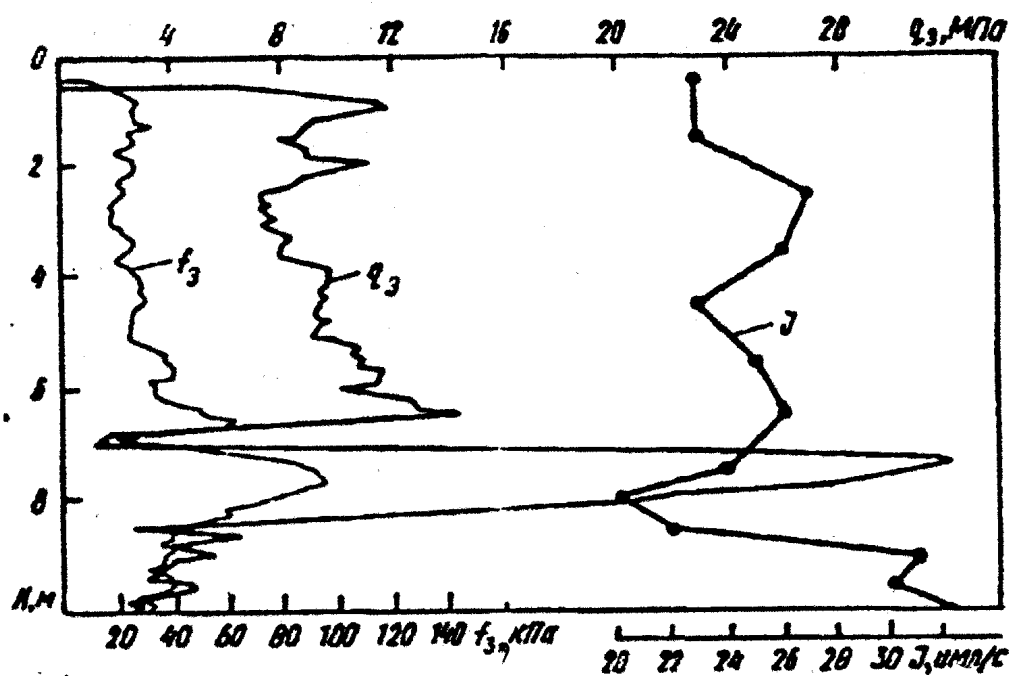


Рис. 7.4. График статического зондирования установкой «ПИКА-10»:
 q_3 – сопротивление внедрению острия зонда; f_3 – сопротивление трению на муфте зонда; I – данные измерения естественного гамма-излучения грунтов

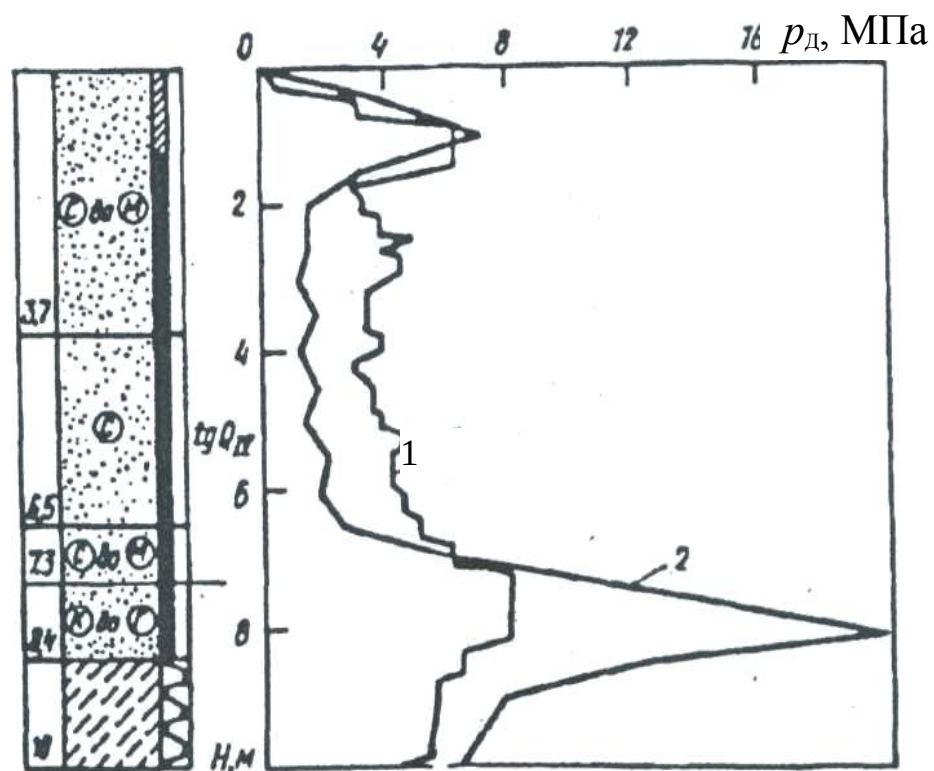


Рис. 7.5. Данные бурения скважин в грунтах основания и динамического зондирования песчаного основания:

1 – ударное; 2 – вибронзондирование; с – песок средний; м, к и г – соответственно песок мелкий, крупный и гравелистый

В качестве характерного примера на рис. 7.3–7.5 приведены данные, полученные на одном из участков

В целом при статическом зондировании установкой СП-59 и «ПИКА-10» сопротивление погружению зонда q_z на всех участках песчаного основания составило от 8 до 18 МПа.

При динамическом зондировании в песчаном основании (см. рис. 7.5) зафиксировано снижение сопротивления внедрению зонда p_d до 4–7 МПа при ударном и до 1–3 МПа при вибронзондировании по сравнению с данными статического зондирования.

Для сравнения данных зондирования с непосредственным отбором образцов грунта использовались полученные из песчаной подушки в основании водопропускного сооружения №1. Эта песчаная подушка была устроена отсыпкой из барж и свободным намывом из пульпопроводов. Гранулометрический состав грунтов, из которых использовались образцы грунта, аналогичен представленному на рис. 7.1. Пробы грунта отбирали после водопонижения котлована. По данным образцов среднее значение плотности сухого грунта ρ_d составило 1,55 г/см³. Статическое зондирование установкой СП-59, проведенное в песчаной подушке до процесса ее уплотнения взрывами, дало значение q_z равное 2 МПа.

7.3. Анализ полученных данных исследований методов зондирования

Как видно из рис. 7.3 и 7.4, получены достаточно близкие результаты статического зондирования песчаного основания при использовании установок СП-59 и более современной «ПИКА-10», конструкции НИИОСП.

Согласно СП 11-105-97 для песков мелких и средней крупности независимо от влажности значение q_z должно находиться в диапазоне от 4 до 15 МПа для их уплотнения до средней плотности.

Принимая здесь и далее зависимость между сопротивлением погружению зонда (q_z или p_d) и показателем плотности укладки песков I_D линейной, имеем, при сопротивлении внедрению острия статического зонда 8...18 МПа достигнутое $I_D = 0,45...0,76$. Полученные значения q_z до и после уплотнения свидетельствуют об увеличении модуля деформации песчаных грунтов E с 6...12 до 24...54 МПа, а угла внутреннего трения φ - с 26...28 до 36...38 градусов.

Как известно, установка типа «ПИКА» позволяет расширить диапазон определяемых величин и увеличить их достоверность. Последнее, в частности, относится к определению сил трения не по всей длине боковой поверхности зонда Q_z , в пределах всего слоя испытываемого основания, как это имеет место в установке СП-59, а дифференцированно по слоям основания – на муфте трения f_z .

Данные по f_z , (см. рис. 7.4) свидетельствуют о равномерной плотности укладки грунтов по глубине основания после уплотнения.

В результате динамического зондирования основания (см. рис. 7.5) зафиксировано снижение сопротивления внедрению зонда p_d до 4–7 МПа при ударном и до 1–3 МПа при виброндировании по сравнению с данными статического зондирования.

В соответствии с СП 11-105-97 для песков мелких и средней крупности значение p_d должно составлять от 1.6 до 9.8 МПа, чтобы достичь средней плотности. Для полученного p_d при ударном зондировании (см. рис. 3), равного 4...7 МПа, показатель плотности $I_D = 0,43...0,55$, что свидетельствует также согласно СП 11-105-97 об увеличении E до 23...42 МПа и φ до 32...37 градусов. Эти результаты вполне приемлемо согласуются с данными статического зондирования.

Согласно рекомендациям [71] для оценки плотности укладки, структурной прочности и возможности разжижения грунта основания масса используемого стандартного заряда должна быть не менее 5 кг при глубине заложения 4–5 м от

поверхности основания. В этом случае глубина активной зоны оценки песчаных водонасыщенных грунтов основания взрывным зондированием достигает 7-8 м.

Операция взрывного зондирования по [24] осуществляется одновременным взрыванием одиночного заряда в каждой очереди, а средняя осадка поверхности основания рассчитывается в радиусе $R_{эф}$ эффективного действия взрыва.

Учитывая идентичность операций по взрывному зондированию и производственному уплотнению на захватке одновременного взрывания зарядов, данные осадок поверхности песчаного основания последней очереди взрывов были далее использованы в качестве данных зондирования.

По данным средних осадок в четвертой очереди взрывов, равных 4,2 см, и мощности слоя техногенных песков основания (см. рис. 3.3) найдем, что относительная осадка слоя песчаного основания составляет 0,76 %. Отсюда, согласно [24], грунты могут быть характеризованы как средней плотности с устойчивой структурой, у которых разжижение основания маловероятно.

Отметим также, что превышение осадок поверхности основания во второй очереди взрывов над первой, соответственно 6 и 5,6 см, можно объяснить наличием сформировавшихся структурных связей в грунтах песчаного основания в период между завершением этапа отсыпки и началом уплотнения грунтов на дамбе Д-3. Данный временной разрыв составил около 1–1,5 года.

При общей осадке поверхности основания 21,1 см на рассматриваемой захватке одновременного взрывания дамбы №3 с учетом начальной плотности укладки до взрывного уплотнения, равном $1,55 \text{ г/см}^3$, определим $\rho_d = 1,61 \text{ г/см}^3$. Это соответствует относительной плотности I_D , равной 0,42.

При расчете I_D значения $\rho^{\text{рыхл}}$ и $\rho^{\text{плотн}}$ приняты как средние по данным лабораторных определений по образцам проб из буровых скважин.

Для $q_3 = 6 \text{ МПа}$ по данным статического зондирования песчаного основания на этой захватке (см. рис. 3.8) относительная плотность составляет 0,39.

Сопоставление результатов определения I_D по данным статического зондирования и непосредственным отбором образцов грунта и осадок говорит об их довольно близком совпадении. Хотя все же наблюдается тенденция к некоторому повышению I_D при отборе образцов грунта, что свидетельствует о некоторой нелинейности в зависимости между q_3 и I_D .

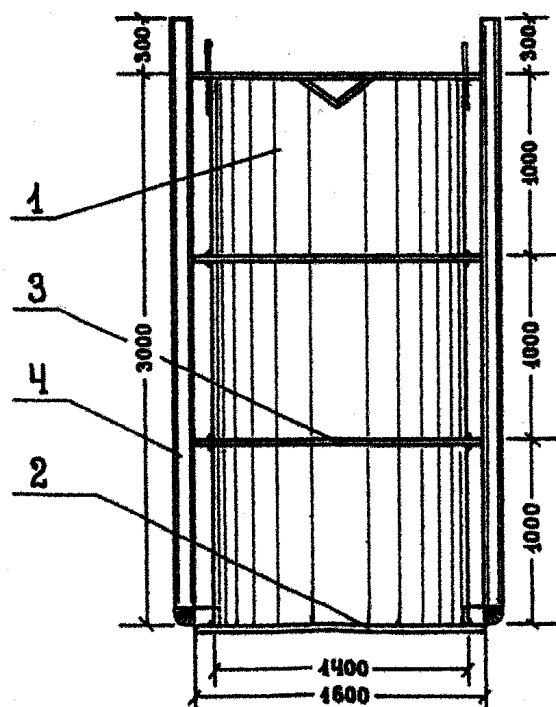
В целом для нахождения соотношения между q_3 (p_d) и I_D (ρ_d) должна быть построена полная корреляционная их зависимость в достаточно широком рабочем диапазоне. Для этого, в частности, можно использовать специальный бак, предложенный при участии автора диссертации. Конструкция бака представлена на рис. 7.6.

Данный бак закапывается где-то вблизи строительной площадки в грунт. В него слоями укладывается испытываемый песок с уплотнением и контролем. После полного заполнения бака производится его медленное водонасыщение с последующим заездом на него установки, например СП-59, и проведения операции зондирования. Эта операция повторяется для различных плотностей укладки грунтов.

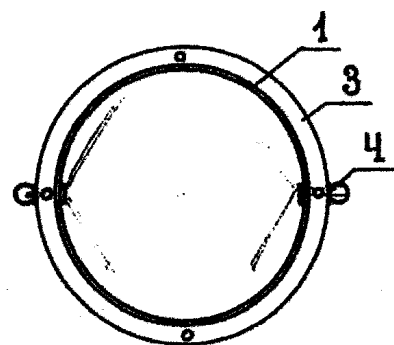
Преимуществом установки «ПИКА» является также возможность определить наличие и разграничить слои дисперсного грунта различного состава и состояния. Данное преимущество реализуется путем измерения естественного гамма-излучения I грунтов и подсчета соотношения между q_3 , МПа, и удельным сопротивлением грунта на муфте трения f_3 , КПа, измеренных на одной глубине с параметром I .

На практике в этом была возможность удостовериться достаточно убедительно. Так, в процессе статического зондирования установкой СП-59 на одном из участков опытных испытаний по зондированию было зафиксировано

Общий вид



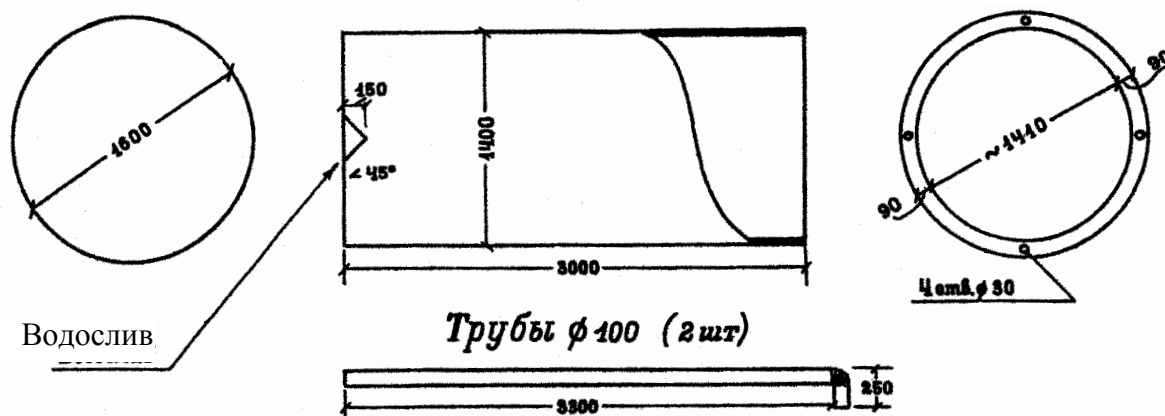
Вид сверху



Днище

Труба Ø 1400

Ребра (3 шт.)



Спецификация

№ п/ п	Наименование	Размеры		Колич.
1	Труба газовая	Ø 1400	l=3000	1
2	Днище ст.	Ø 1600	δ=20	1
3	Ребра ст.	Ø 1600	δ=20	3
4	Трубы водопровод.	Ø 100	l=3350	2

Рис. 7.6. Конструкция бака для нахождения соотношения между параметрами зондирования $q_z(p_d)$ и плотностью грунта $\rho_d(I_D)$

резкое уменьшение сопротивления внедрению зонда в придонной зоне между слоем отсыпки техногенных песков основания и слоем природного песчаного основания.

В этом случае применение установки «ПИКА» позволило определить наличие прослойки, характеризующееся как «супеси и суглинки». Последующее бурение скважины и отбор образцов подтвердили наличие небольшого слоя толщиной всего 0,3 м с числом пластичности $I_p = 0,07$.

7.4. Выводы и рекомендации по результатам исследований в главе 7

На основании анализа проведенных сравнительных испытаний различных методов зондирования песчаного основания можно сделать следующие выводы и дать следующие рекомендации:

1. Методы зондирования можно применять для оценки качества уплотнения песчаных водонасыщенных грунтов основания. При этом в водонасыщенных песках основания средней крупности и мелких целесообразно использовать взрывное зондирование в соответствии с рекомендациями [71], а также статическое зондирование или ударное зондирование согласно СП 11-105–97.

2. Применение установки типа «ПИКА» позволяет расширить область полученной информации по оценке характеристик грунтов основания. Однако ввиду некоторой трудоемкости установку рекомендуется применять при сложных случаях напластования грунтов основания.

3. Данные средней осадки поверхности основания после последней очереди взрывов на уплотненном участке основания можно использовать как результаты взрывного зондирования. Дополнительное применение метода статического или ударного зондирования позволяет уточнить полученные результаты и установить закономерности уплотнения грунтов по толщине уплотненного слоя основания.

4. Следует учитывать особенности применения методов зондирования для определения плотности укладки песчаных грунтов основания непосредственно после уплотнения и для песков природного сложения. У последних прочность укладки может определяться сформировавшимися структурными связями в грунтах основания. Это положение относится к насыпным и намывным водонасыщенным песчаным грунтам основания при давности их укладки 1–1,5 года и более.

5. Для окончательной оценки достигнутой плотности укладки песков водонасыщенного основания должна быть построена корреляционная зависимость между параметрами статического q_z (Q_z) или ударного p_d зондирования и плотностью ρ_d (степенью плотности I_D), т.к. все расчетные данные проекта основываются на результатах определения физико-механических свойств грунтов заданной плотности ρ_d (I_D). Для этого целесообразно использовать методику, изложенную, например, в работе [126].

6. Согласно этим данным по результатам исследований автора диссертации в результате вибродинамического уплотнения песчаных грунтов оснований и сооружений возможно значительное увеличение физико-механических характеристик грунтов, в частности модуля упругости E от 6...20 МПа до 24...60 МПа, угла внутреннего трения φ с 26-30 до 34-38 градусов и относительной плотности I_D с 0.1...0.3 до 0.48...0.82.

7. Выполненными расчетами по существующим нормативным документам [175,176] установлено, что в результате уплотнения песчаных оснований до плотного сложения обеспечивается устойчивость структуры песчаных грунтов оснований от вибродинамических, в том числе сейсмических воздействий, и существенно уменьшаются осадки зданий и сооружений от воздействия статических от собственного веса и динамических нагрузок на грунты основания [177]. Это вполне коррелируется с данными других авторов, см. например [178].

ОБЩИЕ ВЫВОДЫ И РЕКОМЕНДАЦИИ ПО РЕЗУЛЬТАТАМ ВЫПОЛНЕННЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ

1. Уплотнение грунтов является эффективным приемом улучшения физико-механических свойств оснований в грунтовых сооружениях.

Механическому уплотнению подвержен широкий спектр грунтов оснований. Среди них главная роль принадлежит несвязным и слабосвязным грунтам оснований, в частности песчаным грунтам.

2. Песчаные грунты широко применяются для образования новых территорий, возведения дамб и плотин, устройства подушек взамен очень слабых и сильносжимаемых грунтов (илов, торфов и т.п.), которые практически непригодны для строительства, и т.д.

В реальных условиях строительства относительная плотность песков подводного намыва оснований составляет $I_D = 0,1-0,3$, уменьшаясь с глубиной.

При надводном намыве достигается несколько бóльшая плотность укладки песков оснований: $I_D = 0,4$.

3. При возведении дамб и плотин из песчаных грунтов оснований, бетонных сооружений и зданий на формируемых песчаных площадях основания, прокладке инженерных сетей в их теле, строительстве дорог и устройстве железнодорожных путей на них и т.п. требуется уплотнение грунтов основания до заданной проектной плотности.

Уплотнение песчаных грунтов основания до относительной плотности $I_D \geq 0,6$ гарантирует устойчивость их структуры от большинства внешних, особенно динамических, воздействий.

4. Для уплотнения мощных слоев грунтов оснований должны применяться глубинные методы динамического уплотнения, прежде всего тяжелыми

трамбовками, взрывами и виброуплотнения, в частности уплотнителями типа «елочка».

5. Тяжелые трамбовки применяются для уплотнения песчаных и глинистых грунтов оснований, как маловлажных (при их увлажнении до оптимального значения), так и водонасыщенных.

Данные трамбовки обладают существенными недостатками.

6. Предложенная конструкция двухмассной трамбовки лишена указанных недостатков. Данная трамбовка состоит из двух отдельных масс, последовательно взаимодействующих с грунтом основания с заданным интервалом времени Δt . При этом соотношение масс внутренней и наружной ударных частей трамбовки должно составлять 1:(1...1,5), а площадей их подошвы – 1:(1,5...3,0).

Интервал Δt необходимо назначать по формуле

$$\Delta t = \sqrt{\frac{KQH}{G}},$$

где K – коэффициент, принимаемый для водонасыщенных песков основания равным $0,2 \text{ с}^2/\text{м}^3$; Q и H – соответственно масса и высота сбрасывания трамбовки, кг и м; G – динамический модуль сдвига грунта основания, принимаемый для крупнозернистых песков равным 32 МПа, среднезернистых – 24 МПа, мелкозернистых – 18 МПа.

По известному Δt находят разницу в высотах падения ударных частей трамбовки на поверхность грунтов основания из равенства

$$\Delta t = \sqrt{\frac{2(H + \Delta h)}{g}} - \sqrt{\frac{2H}{g}},$$

где H – высота сбрасывания двухмассной трамбовки на поверхность грунтов основания, м; g – ускорение свободного падения, $\text{м}/\text{с}^2$.

Проведенные теоретические и натурные экспериментальные исследования показали, что при использовании двухмассной трамбовки объем втрамбованного песчаного грунта в грунты основания и глубина его уплотнения увеличиваются на

30 % по сравнению с одномассной трамбовкой при одинаковой их массе и высоте сбрасывания.

Кроме того, разработанный новый вариант двухмассной трамбовки позволяет повысить равномерность уплотнения грунта в месте удара трамбовки и обладает большей уплотняющей способностью по сравнению с ранее известным.

7. Взрывной метод уплотнения оснований является очень эффективным для уплотнения слабосвязных водонасыщенных и просадочных лессовых грунтов при предварительном замачивании последних.

8. Теоретические исследования автора диссертации показали, что при уплотнении водонасыщенных песчаных грунтов целесообразно взамен одновременного взрывания зарядов в каждой очереди применять метод взрывания зарядов с заданным интервалом времени, рационально использующий эффект многократного разрушения структуры грунта в уплотняемом грунтовом массиве.

При этом оптимальный интервал времени Δt для получения максимальных зон многократного разрушения уплотнения структуры грунта при последовательном взрывании зарядов без увеличения глубины уплотнения основания должен составлять $(0,25 \dots 0,3) t_{уп}$, где $t_{уп}$ – время консолидации разжиженного слоя грунта основания.

В проведенных натурных экспериментальных исследованиях доказана более высокая эффективность метода последовательного взрывания зарядов по сравнению с одновременным взрыванием зарядов в каждой очереди уплотнения основания. Это позволяет увеличить относительные осадки уплотняемого слоя песчаного основания на 25-30 % и достигнуть значительно большей плотности укладки грунтов основания.

Опытными исследованиями подтверждено, что эффект метода проявляется в песках с коэффициентом фильтрации $K_{\phi} = 5 \cdot 10^{-2} \dots 1 \cdot 10^{-3}$ см/с и до предельного значения интервала времени между взрываниями зарядов (групп зарядов) $\Delta t = 0,5 t_{уп}$.

9. Метод уплотнения оснований установкой продольного вибрирования с пространственным уплотнителем в виде «виброёлочки» широко применяется для уплотнения песчаных грунтов оснований, как водонасыщенных или маловлажных, так и их сочетания.

Как показал анализ проведенных исследований, данная виброустановка обладает недостатками.

Эти недостатки могут быть исключены или существенно снижены путем применения виброуплотнителя с размещением радиальных элементов на высоте h в нижней его части.

Теоретические исследования показали, что данное техническое решение позволит не менее чем в 1,5 раза увеличить глубину уплотнения основания при сохранении размеров зоны уплотнения грунта вокруг виброуплотнителя.

Теоретическими исследованиями также установлено, что применение модернизированного виброуплотнителя позволяет увеличить глубину уплотнения до 9-12 м и более при обеспечении размеров зоны уплотнения грунта основания вокруг уплотнителя не менее 2-3 м в диаметре.

Кроме того, теоретическими исследованиями установлено, что модернизированный виброуплотнитель позволяет изменять время уплотнения и тем самым повышать равномерность уплотнения грунта по глубине уплотняемого основания при обеспечении достижения заданных значений плотности грунта основания.

Проведенные опытно-производственные испытания показали, что данное решение позволяет не только обеспечить более легкое внедрение уплотнителя в грунт основания и его виброизвлечение, но и сохранить уплотняющую способность уплотнителя и улучшить равномерность уплотнения грунта основания по всей проектной глубине уплотнения.

На основании анализа исследований рекомендуется высоту размещения элементов уплотнителя h устанавливать в пределах от 1,5-2 м до $0,5H$ – глубины

уплотняемого слоя основания. При этом h необходимо назначать по толщине нижнего слоя основания, в пределах которого различие коэффициента фильтрации $K_{\text{ф}}$ не превышает $(0,8-1,2) \cdot 10^{-1}$ см/с, а показателей плотности, в частности степени плотности I_D или сопротивления внедрению статического зонда q_z , – не превышает 0,1-0,2 и 2-5 МПа, соответственно.

10. Для повышения эффективности вибродинамической защиты близлежащих зданий и сооружений при уплотнении водонасыщенных песчаных грунтов оснований динамическими методами, в частности взрывами, тяжелыми трамбовками и виброуплотнителями различного типа, может использоваться метод аэрирования грунта на границах зон уплотнения основания.

При этом, как показали теоретические и лабораторные экспериментальные исследования, от создаваемых экранов из аэрированного грунта происходит отражение волн, что позволяет повысить амплитуды смещения грунта в пределах зоны уплотнения основания в 1,5-2 раза и понизить амплитуды колебаний грунта основания за пределами уплотняемого основания в 2-3 раза.

Экраны, отражающие упругие волны, целесообразно располагать на расстоянии не менее $R_{\text{эф}}$ – радиуса эффективного действия взрыва в грунтах основания. Данное расстояние должно уточняться в процессе проведения опытных работ.

Теоретическими исследованиями для взрыва сосредоточенного глубинного заряда в уплотняемом массиве с учетом параметров затухания волн деформаций установлено, что наличие аэрированного слоя грунта позволяет в 6-15 раз и более снизить ускорение колебаний за пределами уплотняемого основания.

При этом создание виброзащитного слоя из аэрированного грунта толщиной 2-3 м по границе уплотняемого основания позволяет не менее чем на 2-3 единицы снизить балльность основания для близлежащих зданий и сооружений.

11. Опытное апробирование исследованного метода защиты близлежащих зданий и сооружений от вибродинамического воздействия для защиты жилого

здания от интенсивной вибрации, вызываемой колебаниями железнодорожных путей при прохождении поездов близи этого здания, показало его высокую эффективность.

12. Для оценки качества уплотнения песчаных грунтов в надводной зоне основания должен применяться метод «режущего кольца», а в подводной зоне – взрывной метод, статическое или ударное зондирование, которые должны сочетаться с непосредственным отбором образцов грунта.

Взрывное зондирование должно производиться в соответствии с рекомендациями [71], а статическое и ударное зондирование – по СП 11-105–97.

Взрывной метод зондирования позволяет также определить возможные осадки слоя грунта песчаного основания и динамическую устойчивость структуры к процессу разжижения при действии динамических нагрузок, а статическое (или ударное) зондирование – установить закономерности уплотнения грунтов основания по толщине уплотняемого слоя.

Для окончательной оценки достигнутой плотности укладки песков основания по данным статического или ударного зондирования должна быть построена корреляционная зависимость между параметрами статического q_3 (Q_3) или ударного p_d зондирования и плотностью ρ_d (степенью плотности I_D).

13. Разработанная методика выбора способов уплотнения и новые способы вибродинамического глубинного уплотнения оснований и сооружений и контроля их качества были использованы для укладки песчаных грунтов на строительстве комплекса защитных сооружений (КЗС) г. Санкт-Петербурга от наводнений в объеме более 10.0 млн. м³, в том числе песчаных подушек при замене слабых глинистых грунтов оснований, тела дамб в основании высокоскоростной автодороги, опор мостов и зданий и др.

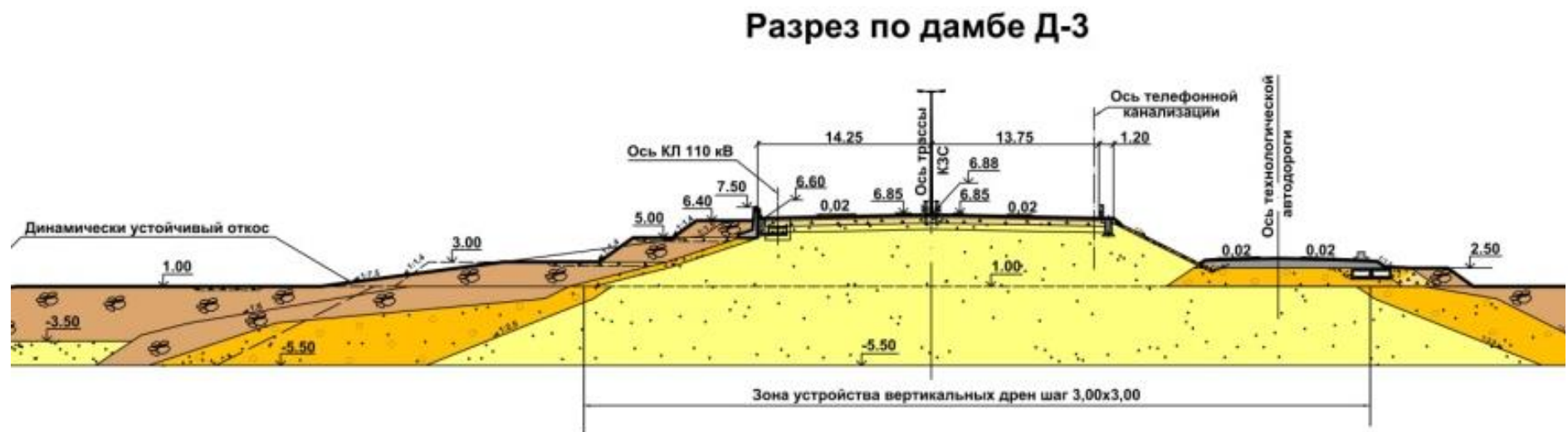


Рис. 1. Поперечный разрез основного профиля тела защитной дамбы на КЭС

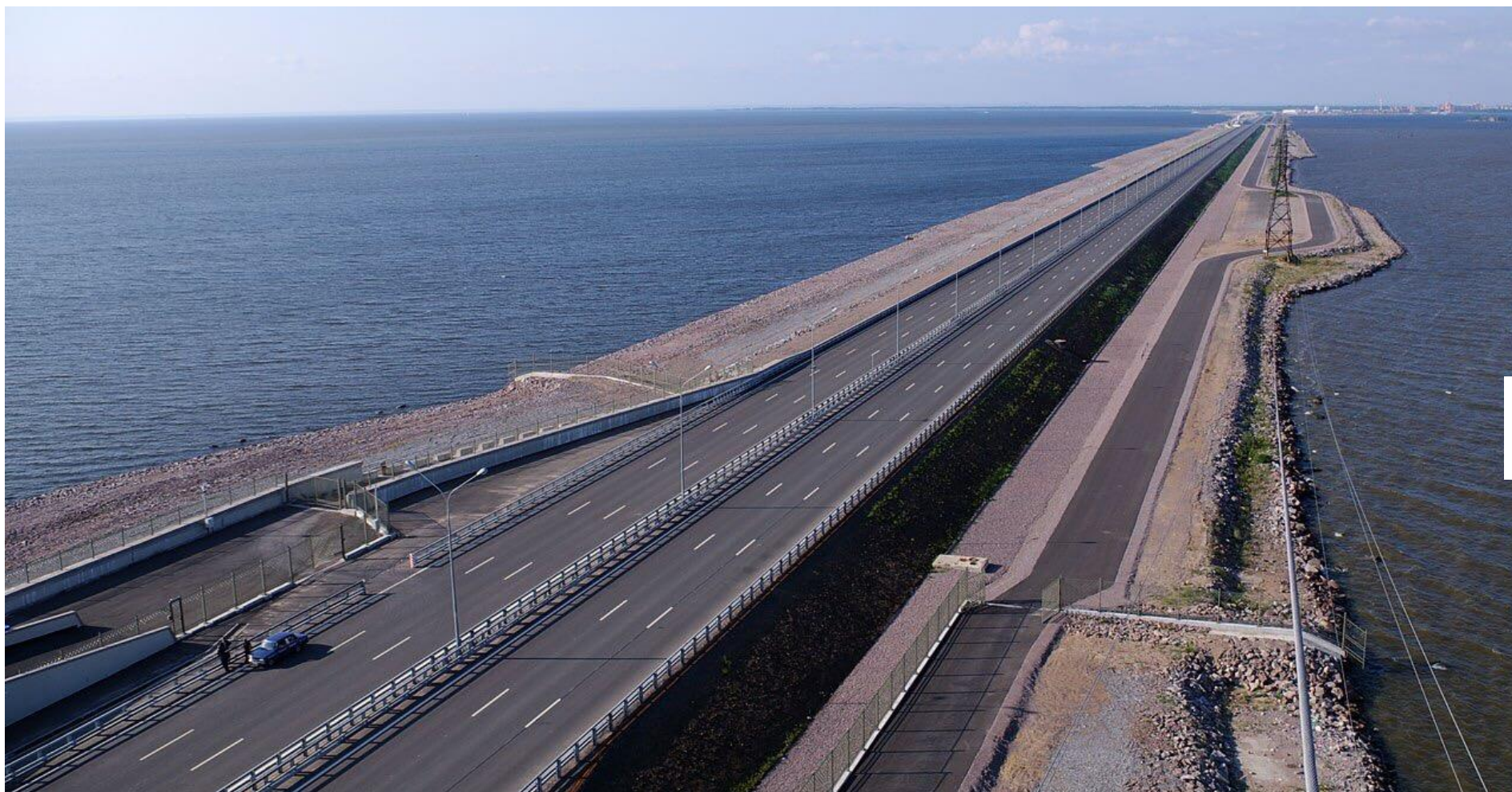


Рис. 2. Вид современного состояния скоростной автомобильной дороги по КЗС

Конструкция возведенного основного поперечного профиля тела защитной дамбы и общий вид современного состояния скоростной автомобильной дороги по КЗС представлены на рис. 1 и 2 соответственно.

14. В настоящее время в связи с актуальностью проблемы импортозамещения в России существует реальная перспектива широкого внедрения разработок автора диссертации на строительстве различных объектов гражданского, промышленного, гидротехнического, дорожного, железнодорожного и других видов строительства, в частности для устройства оснований автомобильных дорог высокого класса и железнодорожных путей скоростных поездов, международных аэродромных покрытий и т.п.

15. Техничко-экономические показатели известных и разработанных в данной диссертации методов уплотнения песчаных грунтов оснований, в том числе по сравнению с химическим закреплением грунтов [179], представлены в таблице.

№ п/п	Вид	Мощность уплотняемого слоя, м	Производительность, м ³ /смена	Стоимость * уплотнения 1 м ³ грунта, руб.	
1	2	3	4	5	
1.1	Поверхностное уплотнение катками: вибрационными массой до 8 т; особо тяжелыми вибрационными массой до 15 т	0,3-0,5 До 1 м	2000-2500 До 10000	0,15-0,2 0,1-0,15	
1.2	Уплотнение тяжелыми трамбовками: массой 5-10 т при высоте сбрасывания 6-10 м; массой 10-200 т при высоте сбрасывания до 40 м	3-7 До 40	2000-5000 До 100000	0,15-0,2 0,1-0,2	
1.3	Уплотнение взрывами зарядов ВВ: поверхностных; глубинных; подводных	2-4 4-9 (20) 3-10	— 5000-10000 5000-10000	— 0,15-0,3 0,1-0,25	
1.4	Уплотнение виброштыкованием: «виброелка» с вибропогружателем В-401; «виброелка» с вибропогружателем ВШ-1; модернизированная «виброелка» с вибропогружателем В-401	6 9 9	900-1300 -«- 900-1300	0,25-0,35 0,3-0,4 0,25-0,35	
1.5	Уплотнение глубинными вибраторами: гидровиброуплотнитель С-629, на базе тяжелых ручных виброуплотнителей бетонной смеси	10-15 3-4	300-350 100-120	0,25-0,3 0,3-0,4	
1.6	Электроискровое уплотнение	10	1000	0,3-0,4	
1.7	Пневмопульсационное	2-4	-	-	
1.8	Гидропневмопульсационное	4	-	-	
2	Химическое закрепление грунтов	15-25	5-7	6-60	
Повышение физико-механических характеристик песчаного грунта					
№ п/п	Коэффициент относительной плотности I_D	Модуль деформации E , МПа	Предел прочности при сжатии $R_{сж}$, МПа	Угол внутреннего трения φ , град	Коэффициент фильтрации $K_{ф}$, см/с
1	6	7	8	9	10
1	Более 0,6 (0,96) **	30-40 МПа		34-38 (45) **	От полупорядка до одного порядка
2			1-4		Близкая к полной водонепроницаемость

* Стоимость дана в ценах до 1985 г. В настоящее время должна быть скорректирована в соответствии с существующим уровнем цен на закупку и эксплуатацию оборудования, стоимостью материалов и электроэнергии, заработной платы и т.д.

** В скобках приведены предельные значения, полученные по данным полевых испытаний.

ПРАКТИЧЕСКИЕ РЕКОМЕНДАЦИИ
по выбору метода и основных параметров вибродинамического глубинного
уплотнения песчаных грунтов оснований на коренных породах
подстилаемого основания

1. Общие положения

1.1. Данные рекомендации разработаны для выбора метода и основных параметров вибродинамического глубинного уплотнения намывных (или насыпных), в том числе под воду, песчаных грунтов оснований на коренные породы подстилаемого основания для возведения на них капитальных зданий и сооружений. Разработанные рекомендации могут использоваться для аналогичного случая напластования природных грунтов основания.

1.2. В качестве основных методов динамического глубинного уплотнения слоя водонасыщенных песчаных грунтов оснований рекомендуется взрывной метод, в том числе в зимних условиях, и метод поверхностного трамбования.

При этом уплотнение поверхностного слоя маловлажных (влажных) песчаных грунтов основания и песчаных грунтов при наращивании насыпи должно осуществляться методом послойного уплотнения виброкатками при интенсивном увлажнении песка в соответствии с «Рекомендации по уплотнению виброкатками несвязных и малосвязных грунтов и материалов в гидротехническом строительстве», ВНИИГ, 1986 г.

1.3. При наличии поверхностного слоя маловлажных (влажных) песчаных грунтов оснований толщиной слоя более 1,5-2 м рекомендуется применять метод глубинного виброуплотнения сразу на всю глубину уплотняемого песчаного основания при насыщении маловлажного слоя песка водой непосредственно в процессе его виброуплотнения.

1.4. Запрещается применять метод глубинного виброуплотнения при наличии в основании песчаных грунтов коренных пород, сложенных глинистыми грунтами

текучей или текучепластичной консистенции ввиду опасности потери их структурной прочности из-за высокочастотного вибрационного воздействия на них.

1.5. Применение взрывного метода уплотнения в зимних условиях должно сопровождаться дополнительной разработкой сопутствующих мероприятий по его реализации.

1.6. В соответствии с данными рекомендациями количественная оценка глубины и зоны уплотнения грунтов оснований, достигаемой их плотности сложения и основных параметров вибродинамического глубинного уплотнения оснований соответствует стадии проектирования песчаных грунтов основания и должны окончательно уточняться в экспериментальных полевых исследованиях, которые всегда предшествуют этапу производственного уплотнения.

1.7. Основой для разработки данных рекомендаций по совершенствованию каждого из методов вибродинамического глубинного уплотнения песчаных грунтов оснований более эффективными их способами явились «Рекомендации по уплотнению малосвязных водонасыщенных грунтов взрывами», ЛПИ, 1979 г., «Инструкция по поверхностному уплотнению грунтов оснований зданий и промышленных сооружений тяжелыми трамбовками», НИИОСП, 1959 г., «Инструкция по глубинному уплотнению водонасыщенных песчаных оснований», ВНИИГС, 1982 г., которые следует использовать для детализации основ некоторых положений данных рекомендаций.

1.8. При вибродинамическом уплотнении водонасыщенных песчаных грунтов оснований использованием предлагаемых в данных рекомендациях более совершенных способов глубинных методов уплотнения грунтов оснований взрывами, поверхностным трамбованием и виброуплотнителем типа «ёлочка», позволяющих наряду с повышением эффективности уплотнения грунтов основания снизить величины вибродинамического воздействия на близлежащие здания (и сооружения) и коренные породы подстилаемого основания, должен при необходимости применяться метод специальной защиты близлежащих зданий и

сооружений за пределами уплотняемого основания путем аэрирования слоя водонасыщенного песчаного грунта по периметру уплотняемого основания.^{*)}

2. Выбор метода вибродинамического глубинного уплотнения песчаных грунтов оснований

2.1. При выборе метода вибродинамического глубинного уплотнения песчаных грунтов оснований основным фактором принимается достигаемая глубина уплотнения $h_{упл}$ основания, которая зависит от величины вибродинамического воздействия.

2.2. При уплотнении водонасыщенных песчаных грунтов оснований критерием для определения достигаемой глубины уплотнения являются критическое значение соотношения Δ_k между давлением ударной волны и статическими напряжениями в скелете грунта или ускорений колебаний $A_k \omega^2$ на заданной глубине уплотнения основания, которые выражаются зависимостями:

– для динамического уплотнения грунтов оснований методом глубинных взрывов и поверхностного трамбования

$$\Delta_k = \frac{\sigma(p_{max})}{\sigma(\gamma_{zp})}, \quad (1)$$

где $\sigma(p_{max})$ – максимальные давления ударной волны, передающиеся на скелет грунта основания, $\sigma(\gamma_{zp})$ – вертикальные напряжения в скелете грунта основания на глубине Z уплотняемого основания, определяемые по формуле:

$$\sigma(\gamma_{zp}) = (\gamma_s - \gamma_w)(1 - n) \times Z, \quad (2)$$

где γ_s , γ_w – удельный вес частиц грунта и воды, n – пористость грунта основания,

– для виброуплотнения песчаных грунтов оснований

^{*)} А.с. 177026, опубл. в Б.И., 1992, № 39

$$A_k \omega^2 = (0,9 \div 1) g, \quad (3)$$

где A_k – критическая амплитуда вибрации грунтов основания, ω – круговая частота колебаний, g – ускорение свободного падения.

2.3 Значение Δk рекомендуется принимать равным 5–15. При этом нижняя граница характерна для рыхлых песков, а верхняя – песков средней плотности.

Для практических расчетов величина σ ($p_{\max}$) может быть принята равной 0,01 ($p_{\max}$).

2.4. Величина максимального давления $p_{\max}$ ударной волны и амплитуды A_0 вибраций определяются по зависимостям:

– для глубинных взрывов

$$p_{\max} = 60,0 \left(\frac{3\sqrt{C}}{R} \right)^{1,05}, \quad (4)$$

где $p_{\max}$ – максимальное давление, МПа; C – масса заряда взрывчатых веществ (ВВ – тротил), кг; R – расстояние от центра взрыва заряда, м,

– для поверхностного трамбования

$$p_{\max} = 10,0 \left(\frac{\sqrt{Q \cdot H}}{R} \right)^{1,05}, \quad (5)$$

где Q – вес трамбовки, кН, H – высота сбрасывание трамбовки, м, R – расстояние от центра удара трамбовки, м

– для глубинного виброуплотнения

$$A_0 = A_k e^{\frac{r}{\delta}}, \quad (6)$$

где A_0 – амплитуда вибрации виброуплотнителя на заданной глубине уплотнения основания, r – расстояние от виброуплотнителя, на котором происходит эффективное виброуплотнение грунтов основания, δ – коэффициент затухания вибрации с расстоянием от источника колебаний, который должен приниматься равным 0,8–0,9 м и 0,3–0,4 м, соответственно для среднего и мелкого песка.

Расстояние r определяется из зависимости:

$$D = 2 \left[r + \frac{d_{\text{упл}}}{2} \right], \quad (7)$$

где D – диаметр зоны виброуплотнения, принимаемый из практического опыта, соответственно, равным 3 м и 2 м для средних и мелких песков; $d_{\text{упл}}$ – диаметр пространственного виброуплотнителя вместе с радиальными элементами, м.

2.5 Величина амплитуды вибрации виброуплотнителя A_o на заданной глубине уплотнителя основания определяется по выражению:

$$A_o = \frac{P_o - (P_{\text{тр}}^{\text{дин}} + P_{\text{лоб}}^{\text{дин}})}{(m_{\text{в}} + m_{\text{упл}})(2\pi f)^2}, \quad (8)$$

где P_o – максимальная вынужденная сила вибропогружателя, $m_{\text{в}}$ и $m_{\text{упл}}$ ($m_{\text{упл}}^*$) – масса вибропогружателя и виброуплотнителя, $P_{\text{тр}}^{\text{дин}}$ и $P_{\text{лоб}}^{\text{дин}}$ – сила динамического сопротивления соответственно трению по боковой поверхности виброуплотнителя и лобовому его вибропогружению, кН.

При вибропогружении вибрирующего элемента в водонасыщенные песчаные грунты основания значение динамического сопротивления трению $P_{\text{тр}}^{\text{дин}}$ вибрирующего элемента и его лобовому сопротивлению $P_{\text{лоб}}^{\text{дин}}$ должно приниматься с учетом их снижения по сравнению статическим сопротивлением трению $P_{\text{тр}}^{\text{стат.}}$ по боковой поверхности виброуплотнителя и лобовому сопротивлению $P_{\text{лоб}}^{\text{стат.}}$ его погружению в соотношениях:

$$P_{\text{тр}}^{\text{дин}} = (4,5 - 6)P_{\text{тр}}^{\text{стат.}} \quad (9)$$

$$\text{и } P_{\text{лоб}}^{\text{дин}} = (2,5 - 3)P_{\text{лоб}}^{\text{стат.}} \quad (10)$$

Сила статического трения $P_{\text{тр}}^{\text{стат.}}$ по боковой поверхности виброуплотнителя определяется

$$P_{тр.}^{стат.} = S_{бок} f_{тр}, \quad (11)$$

а сила лобового сопротивления погружению виброуплотнителя

$$P_{лоб.}^{стат.} = F R, \quad (12)$$

где $S_{бок}$ – площадь боковой поверхности штанги виброуплотнителя с пространственными элементами уплотнителя, m^2 , $f_{тр}$ – расчетное статическое сопротивление трению уплотняемого слоя основания, F – площадь опирания виброуплотнителя на грунт уплотняемого основания, R – расчетное статическое сопротивление под острием виброуплотнителя на заданной глубине погружения в грунт основания.

Значения $f_{тр}$ и R , в кПа должны определяться по СНиП 2.02.03-85. Свайные фундаменты.

3. Назначение основных параметров уплотнения основания взрывным методом

3.1. Для заданной глубины погружения заряда, обеспечивающей камуфлетность взрыва (отсутствие воронки выброса и выпора грунта), масса C заряда ВВ определяется по зависимости:

$$C = 0,055 h^3, \quad (13)$$

где h – глубина заложения заряда, м.

В случае наличия пригрузки водонасыщенного песка слоем маловлажного (или влажного песка) толщиной слоя более 0,5 м при определении массы заряда C по зависимости (13) следует вместо действительной глубины заложения заряда h подставлять приведенную глубину $h_{пр}$ определяемую по зависимости:

$$h_{пр} = \frac{h_1 \rho_1 + h_2 \rho_2 + \dots + h_{пес} \rho_{нас}}{\rho_{нас}}, \quad (14)$$

где h_1 , $h_{\text{пес}}$ – соответственно толщина слоя маловлажного (влажного) и водонасыщенного грунта основания; ρ_1 , $\rho_{\text{нас}}$ – плотность неводонасыщенной пригрузки и водонасыщенного грунта основания, принимаемого равным 2 г/см^3 .

3.2. Для песков ограниченных гранулометрическим составом с коэффициентом фильтрации $K_{\text{ф}}$ в пределах от 5×10^{-2} до $1 \times 10^{-3} \text{ см/с}$, рекомендуется применять способ последовательного взрывания зарядов.

3.3. Временной интервал Δt между взрывами соседних в плане зарядов должен назначаться по соотношению:

$$\Delta t = (0,25 - 0,3) t_{\text{уп}}, \quad (15)$$

где $t_{\text{уп}}$ – время уплотнения грунтов основания.

3.4. Время уплотнения непригруженного основания определяется по зависимости:

$$t_{\text{уп}} = \frac{1(e_H - e_K)}{K_{\text{ф}}(1 + e_H)}, \quad (16)$$

где $K_{\text{ф}}$ – коэффициент фильтрации уплотняемого грунта основания; e_H и e_K – коэффициент пористости грунта до и после уплотнения взрывом.

Для практических расчетов в случае пригрузки водонасыщенного песка основания поверхностным слоем маловлажного (влажного) песка толщиной слоя $1,5\text{--}2 \text{ м}$ величина $t_{\text{уп}}$ может быть уменьшена в $2\text{--}3$ раза.

3.5. Расстояние между зарядами в плане следует принимать равным двум радиусам эффективного действия $2R_{\text{эф}}$. За радиус эффективного действия $R_{\text{эф}}$ принята половина максимального расстояния между зарядами в плане, при котором происходит достаточно равномерное уплотнение грунта основания.

Радиус эффективного действия определяется по зависимости:

$$R_{\text{эф}} = K_3 \sqrt[3]{C}, \quad (17)$$

где K_3 – эмпирический коэффициент, рекомендуемый равным для водонасыщенных средних песков $2\text{--}3$, мелких – $3\text{--}5$.

3.6. Для уплотнения рыхлых песчаных грунтов оснований до проектной плотности $I_D \geq 0,6$ необходимо осуществить не менее 2–3 очередей взрывов в пределах уплотняемого основания.

4. Назначение основных параметров уплотнения грунтов оснований методом трамбования

4.1. Для осуществления метода поверхностного трамбования должны применяться двухмассные тяжелые трамбовки, позволяющие практически исключить выпор и разрыхление поверхностного слоя грунта основания, увеличить объем втрамбованного грунта и глубину уплотнения основания в 1,3 раза по сравнению с традиционными одномассными трамбовками при одинаковой их массе и высоте сбрасывания.

4.2. Общий вес двухмассной трамбовки назначается из условия, чтобы удельное статическое давление на грунт песчаного основания по всей площади основания составляло 0,015–0,02 МПа, а высота сбрасывания H равной $6r_{\text{тр}}$, где $r_{\text{тр}}$ – радиус двухмассной трамбовки.

4.3. Соотношение весов внутренней Q_2 и наружной Q_1 ударных частей двухмассной трамбовки должно составлять

$$Q_2 : Q_1 = 1 : (1..1,5), \quad (18)$$

а соответствующих площадей основания

$$F_2 : F_1 = 1 : (1,5... 3,0). \quad (19)$$

4.4. Временной интервал Δt между ударами отдельных частей двухмассной должен назначаться по формуле:

$$\Delta t = \sqrt{\frac{K Q H}{G}}, \quad (20)$$

где K – коэффициент, принимаемый равным $0,2 \text{ с}^2/\text{м}^3$, G – динамический модуль сдвига грунта основания, равный для песков крупных – 32 МПа, средних – 24 МПа, мелких – 18 МПа.

Необходимо, чтобы полученное значения Δt по формуле (20) было больше 0,025–0,035 с, с тем, чтобы удар внутренней части двухмассной трамбовки наносился в момент времени, когда местные пластические деформации грунта основания под её наружной частью уже закончились.

4.4. По определенному Δt по зависимости (20) находится разница Δt в высотах падения отдельных ударных частей двухмассной трамбовки из равенства:

$$\Delta t = \sqrt{\frac{2(H + \Delta h)}{g}} - \sqrt{\frac{2H}{g}}, \quad (21)$$

где H – высота сбрасывания двухмассной трамбовки на грунты основания, м, g – ускорение свободного падения, $\text{м}/\text{с}^2$.

4.5. Для получения наибольшего эффекта уплотнения трамбование осуществляется по сетке с шагом между центрами сбрасывания двухмассной трамбовки, не превышающим (1,4–1,8), где $d_{\text{тр}}$ – диаметр трамбовки, и количестве ударов двухмассной трамбовки в один след – не менее 6–8.

5. Назначение основных параметров уплотнения грунтов оснований методом глубинного виброуплотнения

5.1. Для осуществления метода глубинного виброуплотнения песчаных грунтов оснований толщиной слоя до 3 м целесообразно использовать виброустановку конструкции ВНИИГС с пространственным виброуплотнителем типа «ёлочка» в соответствии с «Инструкция по глубинному уплотнению водонасыщенных песчаных оснований», ВНИИГС, 1982 г., в которой приведена базовая конструкция виброуплотнителя.

5.2. При глубине виброуплотнения оснований на глубину более 3 м рекомендуется применять виброустановку с модернизированной конструкцией виброуплотнителя, в которой пространственные радиальные элементы виброуплотнителя типа «ёлочка» размещаются в нижней части штанги виброуплотнителя на участке высотой h .

5.3. Для достижения наибольшего эффекта виброуплотнения (плотность и равномерность уплотнения) песчаных грунтов основания при использовании модернизированной виброустановки необходимо выполнение следующих условий:

5.3.1. Размещать пространственные радиальные элементы виброуплотнителя в пределах высоты h не менее 1,5–2 м и до $0,5h_{\text{упл}}$, где $h_{\text{упл}}$ – глубина уплотняемого слоя основания.

5.3.2. Высоту h пространственной структуры определять по толщине нижнего слоя грунта, в пределах которого различие коэффициента фильтрации $K_{\text{ф}}$ возможного напластования песчаных грунтов основания различного гранулометрического состава не должно превышать $(0,8–1,2) \times 10^{-1}$ см/с, а показателей плотности, в частности степени плотности I_D или сопротивления острию статического зонда q_3 – соответственно (0,1–0,2) или (2–5) МПа.

5.4. В формуле (11) площадь боковой поверхности $S_{\text{бок}}$ виброуплотнителя должна определяться по зависимости:

$$S_{\text{бок}} = \pi d_{\text{шт}} h_{\text{упл}} + (a + b) c N, \quad (22)$$

где $d_{\text{шт}}$ – диаметр трубы штанги виброуплотнителя, м, $h_{\text{упл}}$ – глубина уплотняемого основания, м, a , b и c – размеры трапециальных пространственных элементов виброуплотнителя, соответственно, ширина оснований и длина, м, N – количество пространственных элементов виброуплотнителя в уплотняемом слое.

Количество пространственных элементов на штанге виброуплотнителя определяется как:

$$N = \left[\frac{h}{\ell_{\text{ш}}} + 1 \right] n_{\text{ур}}, \quad (23)$$

где $\ell_{ш}$ – шаг размещения пространственных элементов на штанге виброуплотнителя, м, $n_{ур}$ – количество пространственных элементов в одном уровне, обычно равно четырем.

5.5. В формуле (12) площадь опирания F виброуплотнителя на грунт уплотняемого основания необходимо находить по зависимости:

$$F = \frac{\pi d_{ум}^2}{4} + c^* d n_{ур}, \quad (24)$$

где c^* – длина пространственного элемента виброуплотнителя нижнего ряда, d – толщина пространственных элементов виброуплотнителя.

5.6. Масса виброуплотнителя модернизированной конструкции определяется по выражению:

$$m_{упл}^* = m_{упл} - \left[\frac{h_{упл} - h}{\ell_{ш}} \right] m_{эл} n_{ур}, \quad (25)$$

где $m_{упл}$, $h_{упл}$ – масса и заданная глубина уплотнения основания, равная для виброуплотнителя базовой конструкции высоте размещения пространственных элементов на штанге виброуплотнителя, h – высота размещения пространственных элементов на штанге модернизированного виброуплотнителя, $m_{эл}$ – масса одного пространственного элемента виброуплотнителя, определяемая как:

$$m_{эл} = \frac{\alpha + b}{2} c d \frac{\gamma_{ст}}{g}, \quad (26)$$

где $\gamma_{ст}$ – удельный вес материала виброуплотнителя, обычно сталь.

5.7. Для определения величины пористости грунта при виброуплотнении и построения графика виброуплотнения по глубине основания необходимо использовать зависимость:

$$n_2 = n_1 - \frac{t_{упл}^*}{r_1} (1 - n_1) K_{\phi 1}, \quad (27)$$

где n_2 и n_1 – соответственно, конечная и начальная пористость грунта, $t_{\text{упл}}^*$ – время послойного виброуплотнения грунта, с; $K_{\phi 1}$ – начальный коэффициент фильтрации уплотняемого слоя грунта, м/с; $r_1 = 1$ м – толщина уплотняемого слоя грунта, эквивалентная 1 м.

С учетом постоянного вертикального градиента напора поровой воды в разжиженном слое виброуплотняемого грунта в формуле (27) значения $t_{\text{упл}}^*$ необходимо принимать равным $(2-3)t_{\text{упл}}$, а время фактического вибрационного воздействия на виброуплотняемый слой основания должно составлять не менее (1–2,5) мин. на 1 м толщины виброуплотняемого слоя грунта в зависимости от начальной плотности грунтов основания.

6. Контроль качества вибродинамического глубинного уплотнения песчаных грунтов оснований

6.1. Контроль качества вибродинамического глубинного уплотнения песчаных грунтов оснований должен производиться по величине относительной осадки δ_s грунтов основания по зависимости:

$$\delta_s = \frac{S}{h_{\text{упл}}}, \quad (28)$$

где S – абсолютная осадка поверхности грунтов основания, $h_{\text{упл}}$ – глубина уплотняемого слоя основания.

Величина S должна определяться по результатам геодезических измерений осадок непосредственно по поверхности грунта основания или установленным поверхностным (или дополнительно глубинным) маркам.

6.2. При вибродинамическом уплотнении рыхлых песчаных грунтов основания средняя относительная осадка поверхности грунтов основания должна составлять не менее 6–8 % для песков средней крупности и крупных и 4–6% мелких песков.

6.3. Для уточнения результатов уплотнения в плане и по глубине уплотнения основания для маловлажных и влажных песков должен применяться непосредственный отбор образцов грунта методом «режущего кольца» с определением плотности скелета ρ_d грунта, а водонасыщенных песков – косвенные методы определения характеристик грунтов основания, в том числе метод статического или ударного зондирования в соответствии с СП 11-105-97.

6.4. Окончательная оценка плотности укладки уплотняемых песчаных грунтов основания должна производиться по величине относительной плотности I_D их укладки, учитывающий форму частиц грунта и их гранулометрический состав.

Относительная плотность I_D песков основания определяется по зависимости:

$$I_D = (e_{max} - e) / (e_{max} - e_{min}), \quad (29)$$

где e_{max} , и e_{min} – коэффициенты пористости грунта соответственно в максимально рыхлом и плотном сложении.

При подсчете I_D по зависимости (29) необходимо иметь данные полевых определений величины e , e_{max} и e_{min} – в лабораторных условиях для конкретного песчаного грунта.

6.5. Для оценки плотности укладки уплотненных водонасыщенных песчаных грунтов основания по данным статического или ударного зондирования рекомендуется построение корреляционной зависимости между параметрами статического или ударного зондирования и плотностью ρ_d (относительной плотностью I_D) грунтов основания.

6.6. Проектное значение относительной плотности уплотненных песчаных грунтов основания при воздействии внешних статических и, в особенности, динамических нагрузок должно составлять не менее $I_D \geq 0,6$.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

1. Разработана методика выбора способов уплотнения песчаных оснований для возведения зданий и сооружений.

2. Предложены новые способы глубинного вибродинамического уплотнения песчаных грунтов оснований.

3. Доказана эффективность способа последовательного взрывания зарядов по сравнению с одновременным, что позволяет повысить плотность грунтов основания. Кроме того, способ последовательного взрывания зарядов позволяет существенно снизить величины динамического воздействия от взрывов на коренные породы лежащие ниже.

Натурные исследования уплотнения грунтов существующими тяжелыми трамбовками показали их недостатки. Предлагаемая новая двухмассная трамбовка позволяет исключить разрыхление поверхностного слоя грунта и на 30% увеличить глубину уплотнения основания.

4. Опытно-производственные испытания виброустановки конструкции ВНИИГС с пространственным уплотнителем в виде «елочки» показали ее недостатки, которые исключаются предложенной модернизацией.

Кроме того, глубина виброуплотнения основания увеличивается при использовании модернизированного виброуплотнителя в 1,5 – 2 раза.

5. Расширение области применения глубинных методов динамического уплотнения водонасыщенных грунтов песчаных оснований для возведения зданий и сооружений может быть достигнуто аэрированием. Экспериментально установлено, что воздух способен стабильно сохраняться в грунтовом массиве как в статическом состоянии, так и при достаточно значительных динамических воздействиях в течение промежутка времени, соизмеряемого с уплотнением грунта основания.

При этом по данным лабораторных опытов величины ускорений колебаний грунта основания за пределами аэрированного слоя грунта снижаются в 1,5-2 раза.

6. Статическое или ударное зондирование целесообразно использовать для оценки плотности укладки свежесуплотненных водонасыщенных песчаных грунтов оснований. В результате динамического уплотнения песчаных грунтов достигается значительное увеличение физико-механических характеристик грунтов оснований: модуля упругости E с 6...20 МПа до 24...60 МПа, угла внутреннего трения φ с 26-30 до 34-38 градусов и относительной плотности I_D с 0.1...0.3 до 0.48...0.82. Для окончательной оценки достигнутой плотности укладки песков рекомендуется построение корреляционной зависимости между параметрами статического или ударного зондирования и степенью плотности грунта.

7. Предложенные решения реализованы на строительстве:

комплекса защитных сооружений г. Санкт-Петербурга от наводнений;

других объектов в России и в странах СНГ, а также в учебные программы высших учебных заведений.

Задачей последующих исследований является экономическое обоснование тех или иных способов уплотнения в различных регионах мира.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. **Герсеванов, Н.М.** Основы динамики грунтовой массы/ Н.М.Герсеванов.- М.: ГОНТИ, 1937. – 242 с.
2. **Флорин, В.А.** Основы механики грунтов: в 2 т./ В.А. Флорин. – Л.; М.: Госстройиздат, 1959 – 1961. – Т.1 – 357 с.; Т.2 – 543 с.
3. **Маслов, Н.Н.** Условия устойчивости водонасыщенных песков/Н.Н. Маслов. – М.:Госэнергоиздат, 1959. – 136 с.
4. **Терцаги, К.** Механика грунтов в инженерной практике/ К.Терцаги, Р.Б.Пек; [пер. с англ. А.В. Сулима-Самуйло]; под ред. М.Н. Гольдштейна – М., 1958. – 607 с.
5. **Савинов, О.А.** Современные конструкции фундаментов под машины и их расчет/О.А. Савинов. – Л.: Стройиздат, 1979. – 200 с.
6. **Иванов, П.Л.** Грунты и основания гидротехнических сооружений: учеб. для гидротехн. спец. вузов/П.Л. Иванов. – М.: Высшая школа, 1985. – 352 с.
7. **Далматов, Б.И.** Механика грунтов, основания и фундаменты: учеб. для вузов по специальности «Промышленное и гражданское строительство»/ Б.И. Далматов. – Л.: Стройиздат, 1988. – 414 с.
8. **Березанцев, В.Г.** Расчет прочности оснований сооружений: пособие по проектированию/В.Г. Березанцев. – Л.: Стройиздат, 1970. – 207 с.
9. **Ильичев, В.А.** Вопросы расчета оснований и фундаментов на динамические воздействия с учетом волновых явлений в грунте: автореф. дис. ... д-ра техн. наук/В.А. Ильичев; НИИОСП им. Н.М. Герсеванова.- М., 1975. – 36 с.
10. **Уздин, А.М.** О наследии профессора О.А. Савинова/ А.М. Уздин, Т.А. Белаш, И.И. Блехман// Основания, фундаменты и механика грунтов. –2011. - №5. – С. 12-17.
11. **Виноградов, В.В.** Комплексная оценка работоспособности насыпей/ В.В. Виноградов, В.В. Наумов// Мир транспорта.- 2012. – Т. 40. - № 2. – С. 56-61.

12. **Шепитько, Т.В.** Обеспечение надежности основания земляного полотна в криолитозоне/ Т.В. Шепитько, А.А. Снятков, А.И. Абросимов// Путь и путевое хозяйство. – 2013. - № 4. - С. 32-34.
13. **Мангушев, Р.А., Карлов, В.Д. Сахаров, И.И.** Механика грунтов: учебник для высшей школы по специальности ПГС / Р.А. Мангушев, В.Д. Карлов, И.И. Сахаров.- М.: Издательство Ассоциации строительных вузов, 2009.-264 .
14. **Ашпиз, Е.С.** Пути усиления основной площадки земляного полотна/ Е.С. Ашпиз// Железнодорожный транспорт. – 2013. - № 6. – С. 55-56.
15. **Васильев, Ю.С.** О вкладе политехнического университета в комплекс защитных сооружений Санкт-Петербурга от наводнений/ Ю.С. Васильев// Научно-технические ведомости СПбГПУ. – 2013. – № 171. – С. 17-24.
16. **Кузахметова, Э.К.** Необходимость научных исследований для принятия конкурентно-способных экономических инженерных решений в современных условиях при строительстве автомобильных дорог/ Э.К. Кузахметова// Дороги России XXI века. – 2013. - № 6. – С. 104.
17. **Кудрявцев, С.А., Пупатенко, В.В., Данильянц, Е.С.** Деформационный критерий и эксплуатационный потенциал / С.А. Кудрявцев, В.В. Пупатенко, Е.С. Данильянц // Мир транспорта. – 2008. – Т. 6. - № 2(22).- С. 136-142.
18. **Верстов, В.В., Бадьин Г.М.** Особенности проектирования и строительства зданий и сооружений в Санкт-Петербурге/ В.В. Верстов, Г.М Бадьин// Вестник гражданских инженеров.-2010.-№ 1.-С. 96-104.
19. **Ставницер, Л.Р.** Сейсмостойкость оснований и фундаментов/Монография. – М: Издательство Ассоциации Строительных вузов, 2010. – 448 с.
20. **Тер-Мартirosян, З.Г.** Механика грунтов : сер. библиотека научных разработок МГСУ / Монография. – М.: Издательство МГСУ, 2009.- 551 с.
21. Уплотнение просадочных грунтов/ В.И. Крутов, В.Г. Галицкий, А.А. Мусаэлян и др. – М.: Стройиздат, 1974. – 207 с.
22. Исследование строительных свойств грунтовых оснований г. Астаны/ А.Ж. Жусупбеков, Н.Т. Алибекова, Е. Ивасаки, К. Ямамото, К. Комдо, М.

- Мимура// Современная архитектура, строительство и транспорт, состояние и перспективы развития: материалы международной научно-практической конференции, 12-13 мая 2009г.- С.222-225 .
23. **Дудлер, И.В.** Инженерно-геологический контроль при возведении и эксплуатации намывных сооружений/ И.В. Дудлер. - М.: Стройиздат, 1987. – 182 с.
 24. **Иванов, П.Л.** Уплотнение малосвязных грунтов взрывами/П.Л. Иванов. – М.: Недра, 1983. – 230 с.
 25. Развитие вибрационной техники как одно из определяющих условий достижения технического прогресса в энергетическом строительстве/О.А. Савинов, И.У. Альберт, Е.В. Лавринович, А.А. Равкин. – М.: Информэнерго, 1987. – (Гидроэлектростанции, Вып. 3).
 26. **Форссблад, Л.** Вибрационное уплотнение грунтов и оснований/ Л. Форссблад; [пер. с англ. И.В. Гагариной]. – М.: Транспорт, 1987. –191 с.
 27. **Абелев, М.Ю.** Эффективность уплотнения насыпных песчаных грунтов гладким вибрационным катком / М.Ю. Абелев, И.В. Аверин, А.А. Устинов, Т. А. Вашаломидзе // Промышленное и гражданское строительство.-2010.-№ 1.- С. 160-163.
 28. Рекомендации по уплотнению виброкатками несвязных и малосвязных грунтов и материалов в гидротехническом строительстве/ ВНИИГ., М., 1986. – 24 с.
 29. **Минаев, О.П.** Виброметод для уплотнения грунтов для строительства в развитии российских специалистов/VI Савиновские чтения к столетию Савинова Олега Александровича: избранные статьи профессора О.А.Савинова и ключевые доклады, представленные на VI Савиновские чтения/О.П.Минаев. – Санкт-Петербург, 2010. – С. 195 – 212.
 30. **Минаев, О.П.** Российский тяжелый вибрационный каток для уплотнения грунтов оснований /О.П.Минаев//Транспортное строительство. – 2015. – №2. - С. 29-31.

31. А.с. 1020479 СССР. МКИ Е 01 С 19/34. Вибротрамбовка/ В.А. Шилков и др. – Заявл. 05.01.82; опубл. в Б.И., 1983, № 20.
32. Инструкция по поверхностному уплотнению грунтов оснований зданий и промышленных сооружений тяжелыми трамбовками: СН31-58.-М.,1959. – 30 с.
33. **Галицкий, В.Г.** Эффективность поверхностного трамбования/ В.Г. Галицкий, Ю.М. Лычко// Механизация строительства. – 1981. - №11. – С. 11-13.
34. **Лычко, Ю.М.** Увеличение несущей способности насыпных и намывных песчаных грунтов в результате трамбования/ Ю.М. Лычко// Тр. НИИОСП им. Н.М. Гергеванова. - 1983.-№80. - С. 20-26
35. **Сваровский, В.Н.** Опыт Главзапстроя Минстроя СССР по индустриализации работ при возведении фундаментов на уплотненных грунтах и в вытрамбованных котлованах/ В.Н. Сваровский// Организация и технология строительного производства: экспресс-информ. Сер.1. - 1983. - Вып. 5. – 28 с.
36. Пат. **2205908 Франция, МКИ Е 02Д 3/10 Е 02Д 27/00.** Procédé pour consolidation des terrains de foundation et dispositif pour la mise en oeuvre du procede. Memard Louis. - №72.39009. - Заявл. 3.11.1972; опубл. 31.05.1974.
37. **Иванов, П.Л.** О разжижении песчаных грунтов/П.Л. Иванов// Гидротехническое строительство. – 1951.- №9. – С. 31-34.
38. Dynamic Consolidation/The Menard Group//Centre Geotechnique de Paris. - 1979. – 19 p.
39. **Chu, J., Varaksin, S., Klotz, U., Menge, P.** State of Art Report: Construction Processes. 17 International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering : TC17 meeting ground improvements, Alexandria, Egypt, 2009, 7 October, 130.
40. **Hamidi, B., Varaksin, S., Nikraz, H.** Predicting Soil Parameters by Modeling Dynamic Compaction Induced Subsidence. 6th Australasian Congress on Applied Mechanics (ACAM6), Perth, Australia, 2010, 12-15 December, Paper 1150.

41. **Hamidi, B., Varaksin, S., Nikraz, H.** Implementation of Optimized Ground Improvement Techniques for Giga Project. GeoShanghai 2010 Conference ASCE Geotechnical Special Publication No 207: Ground Improvement and Geosynthetics, Shanghai, 2010, 3-5 June, 87-92.
42. **Hamidi, B., Yee, K., Varaksin, S., Nikraz, H., Wong, L. T.** Ground Improvement in Deep Waters Using Dynamic Replacement. 20th International Offshore and Polar Engineering Conference, Beijing, 2010, 20-26 June 2010, 848-853.
43. **Hamidi, B., Varaksin, S., Nikras, H.** Predicting Menard Modulus using Dynamic Compaction Induced Subsidence. International Conference on Advances in Geotechnical Engineering (ICAGE), Perth, 2011, 7-11 November 2011, 221-226.
44. **Varaksin, S., Hamidi, B.** Pressuremeter for Design and Acceptance of Challenging Ground Improvement Works. 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Works (18th ICSMGE), Parallel session: ISP6 – Pressio 2013, Paris, 2 - 6 Septemeber.
45. **Yodecke, H.-I.** Dergezielte Einsart der Dynamishen Konsolidation sur Baugrubdver- dichtung// Die Bautechnik, Berlin. – 1980. - Apr., H.4 – S.109-116.
46. **Hanspach, P., Mack, K.-L., Marinecku, C.** Dynamiche. Intensivver dichtung. Verfahren sur Verbesserung der Izagfahidkeit des Baugrundes und zur Reduzierung seiner setznden // Bauplan–Bautechn, 1982. - B.36, №10. - S. 440-442.
47. **Brandl, H., Sadgorski, W.** Dynamic stresses in soils caused by falling weights// Proceeding of the 1-th International Conferens on Soil Mechanics and Foundation Energineering, Tokyo. – 1977. - Vol. 2. - P.187-194.
48. **Маринеску, К.** Модифицированный способ интенсивного динамического уплотнения слабых грунтов/ К. Маринеску// Основания, фундаменты и механика грунтов. - 1986.- №2. – С.26-28.
49. Интенсивное динамическое уплотнение слабых грунтовых оснований / Ю.К. Зарецкий, В.И. Вуцель, М.Ю. Гарицелов и др.// Энергетическое строительство. - 1983.- №10. – С. 37-40.

50. **Зарецкий, Ю.К.** Глубинное уплотнение грунтов ударными нагрузками / Ю.К. Зарецкий. – М: Энергоатомиздат, 1989. - 192 с.
51. Интенсивное ударное уплотнение слабых грунтов оснований энергетических сооружений / Ю.К. Зарецкий, В.И. Вуцель, М.Ю. Гарицелов и др.// Энергетическое строительство. - 1987.- №2. – С. 39-42.
52. Уплотнение просадочных грунтов сверхтяжелой трамбовкой на строительстве больничного комплекса / И.Г Рабинович, Ю.А. Багдасаров, Н.И. Руденко и др.// Основания, фундаменты и механика грунтов. - 1991. - №1. – С. 2-4.
53. Современное состояние и перспективы развития метода уплотнения грунтов тяжелыми трамбовками/ И.Г. Рабинович, Ю.А. Багдасаров, В.Г. Галицкий и др. // Тр. ВНИИОСП.-1986.-Вып. 85.- С. 22-33.
54. **Семенов, А.И.** Ударное уплотнение лессовых просадочных грунтов способом последовательного повышения контактных давлений: автореф. дис. ... канд. техн. наук/ А.И. Семенов; Пермск. политехн. ин.-т. - 1986. – 17 с.
55. А.с. 1320329 СССР, МКИ Е 02Д 3/046. Способ уплотнения грунта трамбованием/ А.А. Равкин, О.А. Савинов, М. Павчич, О.П. Минаев, П.Л. Иванов, Н.Ф. Ройко.- заявл. 08.07.85; опубл. в Б.И. 30.06.87, №24.
56. **Минаев, О.П.** Погружение свай и уплотнение грунтов двухмассными молотами и трамбовками свободного падения: автореф. дис. ... канд. техн. наук/ О.П. Минаев; ЛПИ. – Л., 1988.-19 с.
57. Уплотнение каменной постели и основания мола нефтегавани подводными взрывами/ П.Л. Иванов, Г.Т. Трунков, В.И. Островский и др.// Транспортное строительство. - 1965. - №6.- С. 20-22.
58. **Иванов, П.Л.** Уплотнение намытых пылеватых песков и супесей глубинными взрывами/П.Л. Иванов, А.П. Крутов// Тр. ЛПИ.-1976.- №354. – С. 66-69.
59. **Бугров, А.К.** Применение осторожного взрывания при устройстве и усилении оснований и реконструкции фундаментов/А.К. Бугров, В.К. Сластенко,

- Р. Имиолек // Четвертые Савиновские чтения (29 июня – 2 июля 2004 г.): кр. тез. докл. – СПб., 2004. – С. 38-39.
60. **Иванов, П.Л.** Разжижение и уплотнение несвязных грунтов при динамических воздействиях: учеб. пособие для студентов гидротехнич. фак. ЛПИ/П.Л. Иванов. - Л., 1978. - 52 с.
 61. **Горелик, Л.Ш.** Измерение пористости и исследование процессов уплотнения несвязных водонасыщенных грунтов электрическими методами: автореф. дис. ... канд. техн. наук/Л.Ш. Горелик; ЛПИ. – Л., 1969. - 17 с.
 62. **Крутов, А.П.** Уплотнение малосвязных водонасыщенных грунтов взрывами: автореф. дис. ... канд. техн. наук/А.П. Крутов; ЛПИ. – Л., 1979. – 19 с.
 63. **Имиолек, Р.** Уплотнение и дренирование слабых водонасыщенных грунтов взрывами вертикальных удлиненных зарядов: автореф. дис. ... канд. техн. наук/Р. Имиолек; СПбГТУ. – СПб, 1992. – 16 с.
 64. **Сластенко, В.К.** Применение щадящего взрывания при устройстве оснований, фундаментов зданий и возведении сооружений: автореф. дис. ... канд. техн. наук/В.К. Сластенко; СПбГПУ. – СПб., 2003. – 19 с.
 65. **Иванов, П.Л.** Уплотнение песчаных грунтов глубинными, поверхностными и подводными взрывами// Материалы IV Всесоюзного совещания по закреплению и уплотнению грунтов/ П.Л. Иванов, Л.Ш. Горелик. - Тбилиси, 1964.
 66. **Иванов, П.Л.** Уплотнение малосвязных намытых грунтов глубинными взрывами/П.Л. Иванов, А.П. Крутов// Закрепление и уплотнение грунтов в строительстве: докл. на IX Всесоюзном научн.-техн. совещании по закреплению и уплотнению грунтов. – М.: Стройиздат, 1978.- С. 293-296.
 67. **Florin, V.A., Ivanov, P.L.** Liquefaction of Saturated Sandy Soils// Proc. of the Y Intern. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng. Vol.1. Paris, 1961. P. 182-186.
 68. **Ivanov, P.L.** Compaction of Cohesionless Soils by Explosives// Proc. of the YI Intern. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng.. Vol.III. Monreal, 1966. P. 352-354.

69. **Ivanov, P.L., Krasnikov, N.D.** Charge Explosion Sounding of Saturated Cohesionless Soils. VI Simp. on Earthquake Eng. University of Roorkee, 1978. Vol.1. P. 151-156.
70. **Ivanov, P.L.** Consolidation of Saturated Soils by Explosions. Intern. Conf. on Compaction. Vol.1. Paris, 1980. P. 331-337.
71. Рекомендации по уплотнению водонасыщенных грунтов взрывами/ ВНИИГ. – Л.; 1979. – 35 с.
72. **Литвинов, И.М.** Укрепление и уплотнение просадочных грунтов в жилищном строительстве/И.М. Литвинов. – Киев: Будивельник, 1977. – 288 с.
73. **Аскарлов, Х.А.** Уплотнение лессовых грунтов способом подводного взрыва/Х.А. Аскарлов, З.Х. Ядгаров// Строительство и архитектура Узбекистана.- 1967.-№5-6.- С. 14-19.
74. **Тахиров, И.Г.** Современные методы уплотнения и закрепления просадочных водонасыщенных грунтов в Таджикской ССР: обзор/ И.Г. Тахиров. – Душанбе: Изд-во Госплана Тадж. ССР, 1979.
75. **Рузиев, А.Р.** Опыт уплотнения просадочных грунтов гидровзрывным методом в условиях сложного рельефа/ А.Р. Рузиев, Р.А. Усманов // Основания, фундаменты и механика грунтов. - 1991. - № 1. – С.13-14.
76. **Усманов, Р.А.** Особенности работы однородных и искусственных оснований, сложенных слабыми водонасыщенными грунтами при сейсмических воздействиях/ Р.А. Усманов // Вестник гражданских инженеров.-2008.-№2(15).- С. 50-56.
77. **Усманов, Р.А.** Устройство фундаментов на неоднородных основаниях, подстилаемых слабыми водонасыщенными лессовыми грунтами / Р.А. Усманов // Вестник гражданских инженеров.-2008.-№2(15).- С. 56-61.
78. **Мусаэлян, А.А.** Из опыта производства работ по уплотнению просадочных грунтов глубинными и подводными взрывами/ А.А. Мусаэлян, А.Г. Вильфенд// Строительство и архитектура Узбекистана. - 1978.-№2.- С.11-14.

79. **Кузнецов, В.А.** Стабилизация золошлаковых отложений буровзрывным методом/ В.А. Кузнецов, В.П. Лавритенко, Ю.В. Абашкин// Энергетическое строительство.-1982.-№1.– С.32-36.
80. **Минаев, О.П.** Перспективы применения динамического уплотнения при укладке золошлаковых материалов и подготовке оснований под золоотвалы/ О.П. Минаев// Гидротехническое строительство. - 1995. - №2. – С. 27-31.
81. Применение зол и золошлаковых отходов в строительстве/ Н.И. Ватин, Д.В. Петросов. А.И. Калачев, П. Лахтинен// Инженерно-строительный журнал. – 2011. - №2. – С. 16-23.
82. **Liman, A.K.** Compaction of Cohesionless Foundation Soils by Explosives// Civ.Eng. 1940. Vol. 10, IV. April.
83. **Prugh, B.I.-** Densification of soils by explosive vibrations// Proc. of the ASCE. 1963. Vol. 89, March, No. CO1.
84. **Hall, C.E.** Compacting a dam foundation by blasting// Journal of the Soil Mechanits and Foundation Division. 1962. Vol. 88, No. SM 3. Proc. Paper 3160, June.
85. Compaction of Sandy Marine Subsoils by Means o Blasting/ E. Dembicki, N. Kisielowa, H. Nowakowski, R. Osiecimski// Charges.-Intern. Conf on Compaction. Vol.1. Paris. 1980. P.301-305.
86. Dynamis Consolidation of Mud Soils by Means of Blasting Charges/ E. Dembick, N. Kisielova, H. Nowakwski, Z. Nowakwski// Inter. Conf on Compaction. Vol.1. Paris, 1980, P. 295-299.
87. **Klohn, E.J., Garda, V.K., Shukin, W.** Densification of Sanol Tailing by Blasting// Proc. of the X Intern. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng. Vol. 3. Stockholm,1981. P. 725-730.
88. **Simon, A.** Comparasion de l’efficacite de trois proce ‘de’s de compactage en grande l’paisseur sur un remblai hydrauligue// Colloque Inter. sur le Compactage. Vol.1. Paris, 1980. P. 363-368.

89. **Минаев О.П.** Разработка метода уплотнения песчаных водонасыщенных грунтов взрывами в зимних условиях/О.П. Минаев, А.П. Крутов// Гидротехническое строительство. – 1993.-№7. - С.43-46.
90. А.с. № 126803 СССР, МКИ Е 02Д 3/12. Устройство вибрационного действия для глубинного уплотнения водонасыщенных грунтов/ П.Д. Лобасов. – Приоритет 03.06.1959.
91. **Баркан, Д.Д.** Виброметод в строительстве/ Д.Д. Баркан. – М.: Госстройиздат, 1959. – 315 с.
92. **Савинов, О.А.** Вибрационный метод погружения свай и его применение в строительстве/ О.А. Савинов, А.Я. Лускин. – Л.; М.: Госстройиздат, 1960. – 251 с.
93. **Быховский, И.И.** Основные теории вибрационной техники/ И.И. Быховский. – М.: Машиностроение, 1959. – 326 с.
94. **Нейрмак, Ю.И.** Теория вибрационного погружения и вибровыдергивания/ Ю.И. Нейрмак// Инженерный сборник/ АН СССР. – М., 1953. – Т. XVI. – С.13-48.
95. Инструкция по глубинному уплотнению водонасыщенных песчаных оснований. ВСН 182-81/ММСС СССР.- М., 1982. – 20 с.
96. **Цейтлин, М.Г.** Вибрационная техника и технология в свайных и буровых работах// М.Г. Цейтлин, В.В. Верстов, Г.Г. Азбель. – Л.: Стройиздат, 1987. – 262 с.
97. **Зубков, В.М.** Способ глубинного уплотнения песчаных оснований/ В.М. Зубков, Е.Д. Ковалевский, В.М. Анисимов// Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1983. - № 2. – С. 6-7.
98. А.с. СССР № 185276, МКИ Е 02Д 3/12. Вибрационное устройство для глубинного уплотнения водонасыщенных грунтов/ П.Д. Лобасов. – Приоритет 04.09.1964.
99. **Пат. РФ № 2044830, МКИ Е 02Д 3/12.** Способ глубинного виброуплотнения мелкозернистых водонасыщенных грунтов и устройство для его

- осуществления/ Дудлер И.В., Кушнир С.Я., Нарбутик С.В. – Приоритет 22.04.92 г.
100. Опыт гидровиброуплотнения рыхлых песчаных грунтов и строительства на них/ Г.Р. Бейтныш, Б.А. Булгаков, В.В. Цельминш и др.// Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1988. - № 5. – С.3-5.
 101. Уплотнение песков Асуанской плотины глубинными вибраторами// Тр. ЛПИ. – 1959. – (Вопросы проектирования высоких плотин).
 102. **Ломиде, Г.М.** Электроискровой метод уплотнения грунтов/ Г.М. Ломиде, Я.Л. Гильман// Гидротехническое строительство. – 1962. - № 6.
 103. **Трифонов-Яковлев, Д.А.** Уплотнение песчаного грунта пульсационными воздействиями/ Д.А. Трофинов-Яковлев// Тр. науч.-исследоват. сектора Моск. фил. ин-та «Оргэнергострой». – 1957. - №1.
 104. **Работников, А.И.** Уплотнение рыхлых водонасыщенных песков при помощи фильтрационных сил: техн. бюл./ А.И. Работников. – Одесса: Изд-во НТО строителей, 1957. - №3.
 105. Натурные исследования напряженно-деформированного состояния и консолидации оснований сооружений комплекса защиты Санкт-Петербурга от наводнений/ А.К. Бугров, А.К. Голли, А.А. Каган, С.Н. Кураев, И.А. Пирогов, А.Г. Шашкин// Основания, фундаменты и механика грунтов, - 1997. - №1.- С. 2-9.
 106. **Минаев, О.П.** Влияние вибродинамического воздействия на повышение осадок предварительно уплотненных лессовых водонасыщенных оснований/ О.П. Минаев, Р.А. Усманов// Строительство уникальных зданий и сооружений. – 2014. - №7 (22). С. 116 – 127.
 107. **Минаев, О.П.** Перспективы применения тяжелых двухмассных трамбовок для уплотнения грунтов/ О.П. Минаев, О.А. Савинов// Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1990. – №4. – С. 9-12.

108. **Минаев, О.П.** Эффективный метод уплотнения водонасыщенных грунтов взрывами // Основания, фундаменты и механика грунтов. - 1993. - № 2. – С.17-19.
109. **Минаев, О.П.** Совершенствование установки продольного вибрирования для уплотнения песчаных грунтов / О.П.Минаев, О.А.Савинов // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1991. - №1. – С. 8-10.
110. **Минаев, О.П.** Разработка динамических методов глубинного уплотнения слабосвязных грунтов оснований / О.П. Минаев// Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2013. - №6. – С.21 -23.
111. **Минаев, О.П.** Выбор метода и основных параметров вибродинамического глубинного уплотнения песчаных грунтов оснований/ О.П. Минаев// Вестник гражданских инженеров. – 2013. – № 5(40). - С. 108-115.
112. **Минаев, О.П.** Выбор и использование метода уплотнения песчаных оснований и сооружений/ О.П. Минаев// Инженерно-строительный журнал. – 2014. - №7 (51). – С. 66 – 73.
113. **Idriss, I.M., Boulanger, R.W.** Soil liquefaction during earthquakes. USA, California: EERI, 2008,240 p.
114. **Ishihara, K.** Soil Behaviour in Earthquake Geotechnics. Monograph. USA, Oxford, Clarendon Press: Department of Civil Engineering Science University of Tokyo, 2006, 384 с.
115. **Kokusho, T.** Energy-based liquefaction potential compared with stress-based evaluation. Sixth International Geotechnical Symposium on Disaster Mitigation in Special Geoenvironmental Conditions, IGS-Chennai, January 21-23, 2015, ИТ Madras, Chennai, India, pp. 9-18.
116. **Блехман, И.И.** Теория вибрационных процессов и устройств. Вибрационная механика и вибрационная техника. – СПб.: Издательский Дом «Руда и металлы»,2013. – 640 с.

117. СП 24.13330.2011. Свайные фундаменты. – Актуализированная редакция СНиП 2.02.03–85.–М.: Министерство Регионального развития Российской Федерации, 2011.
118. Пат. 2060320 РФ, МКИ Е 02 Д 3/10. Способ уплотнения слабосвязных грунтов взрывами/ О.П. Минаев, А.П. Крутов. – Заявл. 05.03.1993г., опубл. в Б.И. 20.05.96, №14.
119. Минаев, О.П. О коэффициенте циклического нагружения в работах по вибродинамическому уплотнению и сейсмической безопасности оснований зданий и сооружений / О.П. Минаев // Савиновские чтения (1–4 июля 2014 г.): сборник научных трудов и программа международной конференции. - СПб., 2014. – С. 27-28.
120. Минаев, О.П. Эффективный метод взрывного уплотнения оснований гидротехнических сооружений/ О.П. Минаев// Инженерно-строительный журнал. – 2014. - №6 (50). С. 32 – 39.
121. Минаев, О.П. Пути снижения динамического воздействия от взрывов при уплотнении грунтов/ О.П. Минаев, А.П. Крутов// Вторые Савиновские чтения (23-26 июня 1997 г.): сб. тез. докл. – СПб, 1997. – С. 25.
122. Пат. № 1770525 РФ, МКИ Е 02Д 3/046. Рабочий орган для динамического уплотнения грунтов/ Минаев О.П., Савинов О.А., Севенард Ю.К., Иванов П.Л. – Оpubл. в Б.И. 23.10.92, №39. Приоритет 23.02.90.
123. Минаев, О.П. Тяжелые трамбовки нового поколения для уплотнения водонасыщенных грунтов оснований/О.П. Минаев// Вестник гражданских инженеров. – 2014. – № 4(45). –С. 66 -72.
124. Minaev, O.P. New-generation heavy tampers for compaction of foundation soils. Sixth International Geotechnical Symposium on Disaster Mitigation in Special Geoenvironmental Conditions, IGS-Chennai, January 21-23, 2015, IIT Madras, Chennai, India, pp. 113-116.

125. Временные методические указания по определению динамических свойств грунтов, скальных пород и местных строительных материалов./ ВНИИГ.- Л., 1969. – 59 с.
126. Руководство по геотехническому контролю за подготовкой оснований и возведением грунтовых сооружений в энергетическом строительстве: РД 34.15.073 – 91/ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева. – Л., 1991.
127. Пат. № 2135690 РФ, МКИ Е 02Д3/054. Способ глубинного виброуплотнения песчаных грунтов / О.П.Минаев, Ю.К.Севенард, Е.М.Перлей, А.И.Соснин. – Заявл. 13.03.98; опубл. в Б.И. 27.08.99, № 24.
128. **Минаев, О.П.** Глубинное уплотнение песчаных грунтов виброустановкой модернизированной конструкции/ О.П. Минаев// Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2003. - №6. – С. 18-19.
129. **Минаев, О.П.** Совершенствование параметров виброуплотнения грунтовых масс/ О.П. Минаев// Вестник гражданских инженеров. – 2008. – № 2(15).- С. 67-71.
130. **Минаев, О.П.** Развитие виброметода уплотнения грунтов в строительстве/ О.П. Минаев// Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2011. - №5. – С.18-21.
131. **Минаев, О.П.** Метод уплотнения оснований и сооружений вибропогружателем для шпунта в гидроэнергетическом строительстве / О.П. Минаев//Научно-технические ведомости СПбГПУ. – 2015. - №1. – С. 79-88.
132. Вибрация в технике: справ.: в 6 т. – М.: Машиностроение, 1978-1981.
133. **Golovanevskiy, V.A., Arsenyev, V.A., Blekhman, I.I., Vasilkov, V.B., Azbel, Y.I., Yakimova, K.S.** Vibration-induced phenomena in bulk granular material. Mineral Processing, 2011, 100(34), pp.79–85.
132. Вибрация в технике: справ.: в 6 т. – М.: Машиностроение, 1978-1981.
136. **Минаев, О.** Исследования возможности увеличения скорости погружения свай при использовании двухмассного молота// Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1985. – № 2. – С.14-16.

137. СП 11-105-97. Инженерно-геологические изыскания для строительства/ ПНИИС Госстроя России. – М., 1998. – 59 с.
138. **Grabe, J., Heins, E., Hamann, T.** Simulation of ground improvement using deep vibration compaction. Sixth International Geotechnical Symposium on Disaster Mitigation in Special Geoenvironmental Conditions, IGS-Chennai, January 21-23, 2015, IIT Madras, Chennai, India, pp. 281-284.
139. **А.с. 1770526 РФ, МКИ Е 02Д 3/10.** Способ уплотнения грунта/ О.П. Минаев, О.А. Савинов, Ю.К. Севенард, П.Л. Иванов. – заявл. 23.02.90; опубл. в Б.И., 23.10.92, №39.
140. **Минаев, О.П.** Эффективный метод динамического уплотнения слабосвязных водонасыщенных грунтов/О.П. Минаев// Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2002. - №6 – С.14-18.
141. **Минаев, О.П.** Метод динамического уплотнения грунтов при существенном снижении сейсмического воздействия/ О.П. Минаев // Четвертые Савиновские чтения (29 июня – 2 июля 2004 г.): кр. тез. докл. - СПб., 2004. – С. 39-40.
142. **Минаев, О.П.** Эффективный метод защиты зданий и сооружений от вибродинамического воздействия при уплотнении грунтов близлежащих оснований / О.П. Минаев //Научно-технические ведомости СПбГПУ. – 2014. - №4. С. 81- 91.
143. **Савинов, О.А.** О некоторых особенностях механического взаимодействия сооружения и его основания при землетрясении/ О.А. Савинов, А.М. Уздин// Известия ВНИИГ. – 1974. – Т.106.- С.119-125.
144. **Лурье, А.И.** Операционное исчисление и его приложения к задачам механики/ А.И. Лурье// М.; Л.: Гостехиздат, 1951. – 431 с.
145. **Кильчевский, Н.А.** Динамическое контактное сжатие твердых тел. Удар/ Н.А. Кильчевский. - Киев: Наук. думка, 1976. - 320 с.
146. **Дворников, Л.Т.** Формирование ударного импульса в полубесконечном стержне бойком, имеющим форму гиперболоида вращения/ Л.Т. Дворников, А.А. Мясников// Тр. ФПИ. - Фрунзе, 1977. - Вып. 104. – С. 70-82.

147. **Новацкий, В.** Динамика сооружений/ Витольд Новацкий; [пер. с польск. Л.В.Янушевич]; под ред. И.Л. Корчинского. - М.: Госстройиздат, 1963. – 376 с.
148. **Алимов, О.Д.** Удар. Распространение волн деформаций в ударных системах/ О.Д. Алимов, В.К. Манжосов, В.Э. Еремьянц. - М.: Наука, 1985. – 357 с.
149. **Корн, Г.** Справочник по математике для научных работников и инженеров/ Г. Корн, Т. Корн. - М., 1984. – 831 с.
150. Механический эффект взрыва в грунтах/ И.А. Лучко, В.А. Плаксий, Н.С. Ремез и др.; под ред. И.А. Лучко; АН УССР; Ин-т геофизики. – Киев: Наук. думка, 1989. – 232 с.
151. **Ляхов, Г.М.** Основы динамики взрывных волн в грунтах и горных породах/ Г.М. Ляхов. – М.: Недра, 1974. –192 с.
152. Руководство по учету сейсмических воздействий при проектировании гидротехнических сооружений (к разделу 5 главы СНиП II А. 12-69). – Л.: Изд-во ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева, 1977.–162 с.
153. **Баркан, Д.Д.** Динамика оснований и фундаментов/Д.Д. Баркан. - М.: Стройвоенмориздат, 1948. – 411 с.
154. **Савинов, О.А.** Вибрационная техника и технология формирования бетонных смесей/ О.А. Савинов, Е.В. Лавринович. – Л.: Стройиздат., 1986. – 288 с.
155. **Эйслер, Л.А.** К вопросу о построении системы уравнений движения водонасыщенного несвязного грунта как многокомпанентной среды/Л.А.Эйслер// Изв. ВНИИГ им. Б.Е.Веденеева. - 1968. – Т. 86. - С. 236-246.
156. **Ляхов, Г.М.** Волны в плотных средах и нагрузки на сооружения/ Г.М. Ляхов, Н.И. Полякова. – М.: Недра, 1967. – 232 с.
157. СП 14.13330.2011.Строительство в сейсмических районах. – Актуализированная редакция СНиП II-7-81*, введен в действие 20.05.2011. – М.: Министерство Регионального развития Российской Федерации, 2011.

158. Анализ применения активных и пассивных методов защиты существующей застройки при подземном строительстве/ В.А. Ильичев, Н. С. Никифорова, Ю.А. Готман, М.М. Тупиков, Е.Ю. Трофимов// Жилищное строительство. - 2013. -№6. – С. 25-27.
159. **Уздин, А.М.** Об эффективности применения экранов в грунте для сейсмозащиты зданий и сооружений/ А.М. Уздин, М.В. Фрезе// Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2011. -№1. – С. 20-21.
160. **Ильичев, В.А.** Методика прогнозирования колебаний от движений железнодорожных поездов/ В.А. Ильичев, Ш.С. Юлдашев// Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. – 2006. - №1. – С. 3-8.
161. **Курбацкий, Е.Н.** Распространение продольной сейсмической волны при работе подземных тоннелей в водонасыщенных грунтах/ Е.Н. Курбацкий, Нгуен Ван Хунг// Перспективы развития строительного комплекса, - 2013.- Т. 2. – С. 10-16.
162. **Пономарёв, А.Б., Шутова, О.А.** Исследования вибрационного воздействия автотранспорта на фундаменты зданий в условиях плотной городской застройки /А.Б. Пономарёв, О.А. Шутова // Интернет-Вестник ВолгГАСУ. - 2013.- № 2(27). – 2 С.
163. **Верстов, В.В.** Уменьшение динамических воздействий на окружающие здания и сооружения при погружении в грунт вибрационными машинами шпунта и других элементов/ В.В. Верстов // Вестник гражданских инженеров. -2012. -№1, - С. 149-153.
164. **Никиненко, М.И.** Эффективность и особенности технологии устройства вибропрессованных свай. Современные геотехнологии в строительстве и их научно-техническое сопровождение: материалы научн.-технич. конф., посвященной 80-летию образования кафедры геотехники СПбГАСУ (механики грунтов, оснований и фундаментов ЛИСИ) и 290-летию российской науки. – Ч. 1. – СПбГАСУ, - СПб., 2014. –С. 137-141.

165. **Towhata. I., Rasouli, R., Vonasch, R.,** Tan, S. Subsoil improvement for mitigation of liquefaction-induced damages to a house. Sixth International Geotechnical Symposium on Disaster Mitigation in Special Geoenvironmental Conditions, IGS-Chennai, January 21-23, 2015, IIT Madras, Chennai, India, pp.1-4.
166. **Tanaka, T., Mohri, Y., Ueno, K.** Elasto-plastic dynamic response analysis for rockfill dam with impounded water. Sixth International Geotechnical Symposium on Disaster Mitigation in Special Geoenvironmental Conditions, IGS-Chennai, January 21-23, 2015, IIT Madras, Chennai, India, pp. 145-148.
167. **Iwasaki, Y.** Subsidence of West Osaka by a hidden Uemachi fault beneath the Osaka. Sixth International Geotechnical Symposium on Disaster Mitigation in Special Geoenvironmental Conditions, IGS-Chennai, January 21-23, 2015, IIT Madras, Chennai, India, pp. 121-124.
168. **Shin, E.C., Kang, J.K., Kim, K.S.** Analysis for advection-diffusion behavior of contaminant waste soil. Sixth International Geotechnical Symposium on Disaster Mitigation in Special Geoenvironmental Conditions, IGS-Chennai, January 21-23, 2015, IIT Madras, Chennai, India, pp. 82-86.
169. **Isakhanov, Y.A., Dostanova, S.Kh., Makish, N.K.** Influence of soil conditions on the degree of buldinng damage during earthquakes near. Sixth International Geotechnical Symposium on Disaster Mitigation in Special Geoenvironmental Conditions, IGS-Chennai, January 21-23, 2015, IIT Madras, Chennai, India, pp. 125-128.
170. **Khomyakov, V.A., Abakanov, A.** The accounting of features of mechanical properties of gravelly soil at subway design in the city of Almaty. Sixth International Geotechnical Symposium on Disaster Mitigation in Special Geoenvironmental Conditions, IGS-Chennai, January 21-23, 2015, IIT Madras, Chennai, India, pp. 401-404.

171. А.с. 1511622 СССР, МКИ G 01N 1/04. Устройство для отбора образцов грунта/ А.А. Каган, И.В. Корниенко, Н.Ф. Медведев, О.П. Минаев и В.В. Никитин. – Заявл. 04.01.88; опубл. в Б.И., 30.09.89, № 36.
172. **Минаев, О.П.** Оценка качества уплотнения водонасыщенных песков зондированием/ О.П. Минаев//Основания, фундаменты и механика грунтов. - 1994.- №4. - С.17-20.
173. **Минаев, О.П.** Определение плотности уплотнения песков зондированием/ О.П. Минаев// Развитие городов и геотехническое строительство: труды международной конференции по геотехнике. – Т.3.- СПб., 2008. –С. 321-324.
174. **Минаев, О.П.** Контроль качества песчаных оснований крупных объектов/ О.П. Минаев //Научно-технические ведомости СПбГПУ. – 2014. - №3(202). С. 80 – 87.
175. СП 22.13330.2011. Основания зданий и сооружений. – Редакция СНиП 2.02.01-83*. – М.: Минрегион РФ.
176. СП 23.13330.2011. Основания гидротехнических сооружений. - Редакция СНиП 2.02.02.-85*. – М.: Минрегион РФ.
177. **Минаев, О.П.** Влияние уплотнения грунтов на работу системы «основание-сооружение» для возведения многоэтажных жилых зданий. Современные геотехнологии в строительстве и их научно-техническое сопровождение : материалы междунар. научн.-технич. конф., посвященной 80-летию образования кафедры геотехники СПбГАСУ (механики грунтов, оснований и фундаментов ЛИСИ) и 290-летию российской науки. -Ч. 1.- СПбГАСУ.- СПб., 2014.-С. 188-194.
178. Особенности расчета осадок фундаментов на естественном основании в условиях залегания под их подошвой песчаного и более слабого глинистого грунта различной мощности/ А.Ж. Жусупбеков, А.М. Сонин, Н.Т. Алибекова, И.О. Морев, Е.Б. Утепов//Научный журнал Вестник: Евразийский национальный университет им. Л. Н. Гумилева. - 2013.- №6 (97). - С.14-19.

179. **Ржаницин, Б.А.** Химическое закрепление грунтов в строительстве. – М.: Стройиздат, 1986. – 274 с.
180. Инструкция по определению экономической эффективности использования в строительстве новой техники, изобретений и рационализаторских предложений: СН 509-78. – М.: Стройиздат, 1979. – 64 с.



Утверждаю

Генеральный директор

ОАО «Гидропроект» и ОАО «Ленгидропроект»,
член Правления ОАО «РусГидро», д.т.н., проф.

Пехтин В.А.

«30» 06 2014 г.

СПРАВКА

о внедрении результатов исследований, рекомендаций и научно-практических разработок на строительстве комплекса защитных сооружений (КЗС) г. Санкт-Петербурга от наводнений и других объектах ОАО «Гидропроект» и ОАО «Ленгидропроект» (ОАО «РусГидро»)

Настоящая справка дана кандидату технических наук, докторанту Санкт-Петербургского государственного политехнического университета Минаеву Олегу Петровичу о том, что результаты его исследований, рекомендаций и научно-практических разработок по контролю качества укладки песчаных грунтов и методах их вибродинамического уплотнения были широко использованы при строительстве комплекса защитных сооружений г. Санкт-Петербурга от наводнений (КЗС).

Общий объем внедрения составил более 10 млн. м³ уложенного песчаного грунта в сооружения КЗС, из них уплотненные грунты вибродинамическими методами по разработкам автора при устройстве песчаных подушек взамен слабых глинистых грунтов в основании водопропускных сооружений, тела дамб, в том числе в основании скоростной автодороги и зданий управления затворами водопропускных сооружений.

В настоящее время, после завершения строительства в конце 2011 г., КЗС успешно эксплуатируется, обеспечивая защиту г. Санкт-Петербурга от периодически повторяющихся (не менее 2-3 раза в год) наводнений, а также в качестве транспортной развязки кольцевой автодороги вокруг г. Санкт-Петербурга.

Кроме того, известные нам исследования и разработки О.П. Минаева, выполненные, по вибродинамическому уплотнению и контролю качества укладки гравийно-галечниковых и зольных грунтов, заполнению пор каменной наброски и горной массы песком и защите близлежащих зданий и сооружений при применении вибродинамических методов уплотнения грунтов оснований и сооружений планируется использовать на других объектах, проектируемых институтами ОАО «Гидропроект» и ОАО «Ленгидропроект» в России и за рубежом, по генеральному плану развития институтов до 2020 г., утвержденному ОАО «РусГидро».

Главный инженер
ОАО «Ленгидропроект», к.т.н.

Б.Н. Юркевич

Начальник отдела
ОАО «Ленгидропроект»

Н.В. Костерин



Утверждаю
Главный инженер
ОАО «Инженерный центр ЕЭС» -
филиал «Институт Ленгидропроект»

Юркевич Б.Н.

« ____ » _____ 2004 г.

СПРАВКА

**о внедрении динамических методов глубинного уплотнения на
строительстве КЗС – комплекса защитных сооружений
г. Санкт-Петербурга от наводнений**

Настоящая справка дана кандидату технических наук Минаеву Олегу Петровичу о том, что разработанные при его непосредственном участии методы глубинного уплотнения позволили уплотнить около 3 млн. м³ (см. таблицу 1) песчаных грунтов на строительстве комплекса защитных сооружений г. Санкт-Петербурга от наводнений. Этими методами были уплотнены, в частности взрывами – песчаные подушки в основании водопропускных сооружений №1 и №2, в подводной зоне дамб №3 и №7, в примыканиях дамб №7 и №8 к судопропускному сооружению С-2, тяжелой двухмассной трамбовкой - в подводной зоне дамбы №2 и в примыканиях дамб №1 и №2 к водопропускному сооружению №1, виброустановкой ВУУП – в надводной и подводной зоне дамбы №9.

Глубина уплотнения составила взрывами – до 9,5 м (при отсыпке верха насыпи дамбы +1,0...1,5 м Б С), двухмассной трамбовкой массой 10 т при высоте сбрасывания 8-10 м – до 7 м, виброустановкой – 9 м (4 м в надводной зоне и 5 м в подводной).

Объемы уплотненного грунта

Таблица 1

№ п/п	Объект на КЗС	Метод уплотнения	Тип грунта	Объем, м ³	Основание
1	2	3	4	5	6
1	Подушка В-1	взрывами	Флотский, Лондонская отмель	297255 (5,7 м x 350 м x 149 м)	1. Чертеж 1312-11-11/ОРП Ленгидропроект. Водопрпускное сооруже- ние В-1. План. 2. Чертеж 1312-11-113 Ленгидропроект. Замена грунтов в основании. 3. Чертеж ЛенГЭСС ПКБ 139- 86. Подготовка основания. 4. Чертежи ЛенГЭСС ПКБ 002- 87 «И», 022-87, 027-87. Уплотнение грунтов взрывами.
2	Подушка В-2	взрывами	Флотский	141868	1. Чертеж 1089-11-37 Гидропроект г.Москва. Подводный замыв котлована до отм. – 6,40. 2. Чертеж ЛенГЭСС ПКБ 109- 87. Замена грунтов в котловане. 3. Чертеж ПКБ 167-87 ЛенГЭСС. Уплотнение песка основания взрывами.

1	2	3	4	5	6
3	Подводная зона Д-2	двухмассной трамбовкой	Флотский, Песчаный, Лондонская отмель	480000	1. Чертежи ПКБ – 1996 ЛенГЭСС. Уплотнение песков двухмассной трамбовкой. 2. Данные маршейдерской службы треста №3 ПСМО ЛенГЭСС.
4	Подводная зона Д-3	взрывами	Флотский, Песчаный, Лондонская отмель	592550 (84650 м ² x 7,5 м)	1. Чертежи ПКБ 065-88 ЛенГЭСС. Уплотнение песка взрывами ГК50-ГК 64+00, согласованные ЛПИ и Ленгидропроект
5	Уплотнение верхового откоса Д-9	«виброелкой»	Флотский, Песчаный	284000	1. Чертежи ПКБ 094-88 ЛенГЭСС. Уплотнение песка виброуплотнителем. Согласован Ленгидро- проект.
6	Примыкания Д-7 к С-2 Д-8 к С-2	взрывами	Флотский, Песчаный	165400 237800	1. Чертежи ПКБ 132-88, 147-88 ПСМО ЛенГЭСС ТМСР. 2. Чертежи 1082 ВРТ-4 – 46053 БВР Гидроспец- проект. Опасные зоны. Указания по технике безопасности.
7	Уплотнение верхового откоса в подводной зоне Д-7	взрывами	Флотский, Песчаный	630000 (2800 м x 45 м x 5 м)	1. Чертежи 1312-3-256 дк Ленгидропроект. Каменно- земляная дамба Д-7 (ГК 144-172). Инженерно- геологическое заключение. 2. Чертеж ПКБ 1963 ЛенГЭСС. Уплотнение песков в подводной зоне.
Итого: 2828900 м ³					

В результате уплотнения была достигнута проектная плотность укладки грунтов ($\gamma_d \geq 0,6$).

Ожидаемый экономический эффект от дальнейшего внедрения методов глубинного уплотнения на оставшихся участках строительства КЗС может составить несколько десятков млн. рублей.

Главный инженер
проекта


19.07.04

С.Н. Кураев

Утверждаю:

Конкурентный Управляющий
ФГУП "Лангидроэнергоспецстрой"

Г.И.Хорьков

2004г.



Р А С Ч Е Т

ожидаемого (включая фактический) экономического эффекта от внедрения модернизированной виброустановки ВУУП-12 на строительстве комплекса защиты г. Санкт-Петербурга от наводнений

Расчет экономической эффективности выполнен в соответствии с "Инструкцией по определению экономической эффективности использования в строительстве новой техники, изобретений и рационализаторских предложений".

I. Краткая техническая характеристика сравниваемых вариантов.

Имеющийся многолетний опыт уплотнения техногенных песчаных грунтов на строительстве комплекса защиты Санкт-Петербурга от наводнений показал, что проектной плотности $\lambda_d \geq 0,6$ песков месторождений "Мыс Флотский", "Песчаный", "Лондонская отмель" можно достигнуть в подводной зоне методом глубинных взрывов. В надводной зоне, в особенности в зимний период, предусмотренное проектом применение вибрационных катков ⁴⁻¹² не позволяет достигнуть заданной проектной плотности вышеуказанных песков. При этом заданная проектная плотность может быть только достигнута при использовании в качестве материала надводной зоны тела дамбы песчано-гравийного грунта, ПГГ уплотненного вибрационными катками при их послойной укладке слоями по 0,4...0,5.

Взамен описанной технологии была предложена технология, когда наращивание дамбы песком месторождения "Мыс Флотский", "Песчаный", "Лондонская отмель" производится сразу до отметки +4,0 ВС +6,0. Последующее уплотнение этих грунтов осуществляется в весенне-летний период на всю глубину слоя, включая зону подводной отсыпки. Для этого на этапе опытно-производственных работ первоначально применялась виброустановка ВУУП-12 для глубинного уплотнения грунтов, а в последующем – указанная, модернизированная установка.

Виброустановка ВУУП-12 конструкции ВНИГСа включала вибропогрузатель В-401 (ВШ-I) и уплотнитель в виде трубчатой штанги длиной 11,2 м диаметром 133 мм. Трубчатая штанга вдоль её длины

была снабжена радиальными элементами в виде четырех крестообразно расположенных и приваренных к штанге с шагом до 500 мм пластинчатых элемента. Для искусственного насыщения водой уплотняемого грунта, трубчатая штанга снабжена в нижнем конце соплом и патрубком в верхней части штанги. Вода подавалась насосом производительностью 300 м³/час с напором 90 м вод.ст. В качестве базовой машины использовался кран ДЭК-251. Высота участка штанги с пространственной структурой задавалась равной проектной глубине уплотняемого грунта.

Опытно-производственные испытания этой установки показали её существенные недостатки и практическую непригодность в данных условиях уплотнения. Во-первых, неравномерная плотность грунта по глубине после уплотнения, обусловленная более продолжительным вибрационным воздействием на грунт в верхних слоях, чем в нижних. Поскольку высота пространственной структуры уплотнителя равна глубине обрабатываемого грунта, то время вибрационного воздействия на грунт при виброизвлечении уплотнителя будет возрастать в направлении к поверхности.

Кроме того, в виброустановке с пространственной структурой по всей проектной глубине уплотняемого грунта, вибропогружатель имеет большие потери на внедрение и вибрирование радиальных элементов уплотнителя в верхнем слое увлажненного грунта, что приводит к частому выходу из строя вибропогружателя. Практически это приводило к заклиниванию уплотнителя в поверхностном слое увлажненного грунта. Попытка решить эту проблему путем увеличения напора подачи воды через сопло в нижней части уплотнителя, приводило к размыву и разрыхлению поверхностного слоя грунта на глубину ~ 2 м.

Для исключения указанных недостатков была применена модернизированная установка, в которой используется уплотнитель с пространственной структурой на участке высотой меньшей глубины уплотняемого грунта. Для подготовки указанного уплотнителя радиальные элементы в верхней части уплотнителя были срезаны, в нижней части оставлены. Остальные конструктивные и технологические параметры оставлены неизменными. Уплотнение производилось при шаге погружения уплотнителя 3 x 3 м. Продолжительность цикла уплотнения на каждой точке погружения составляла 22,5 мин. при мощности уплотняемого слоя 9 м. В результате уплотнения была достигнута проектная плотность грунтов $\gamma_d \geq 0,6$ по всей глубине уплотняемого слоя.

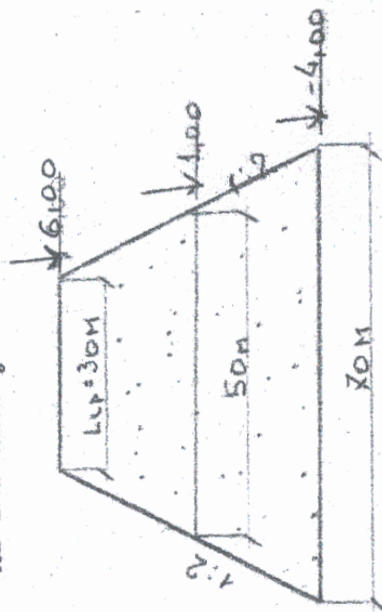
Исходные данные для расчета представлены ниже.

РАСЧЕТ

экономического эффекта 2-х вариантов
А.схемы производства работ и объемы работ

I вариант

с применением для уплотнения ВУП
на всю высоту



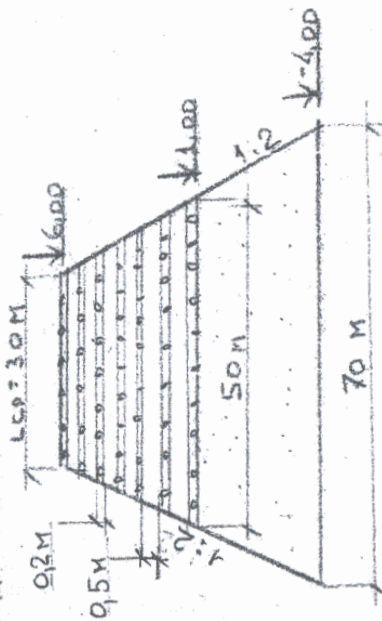
$$y = \frac{70 + 30}{2} \cdot 10 \cdot 1 \text{ м.п} = 500 \text{ м}^3$$

С потерями - в воду $K=1,08 \times 300 = 324 \text{ м}^3$
насухо $K=1,06 \times 200 = 212 \text{ м}^3$

ВСЕГО - 536 м³

2 вариант

уплотнение надводной части сооружения катками,
а подводной части ВУП



Объёмы: ПГ с отм. +1.00 до +6.00 слоями по 20 см
= 1,4 м (7 слоев). Песок = 3,6 м слоями 50 см
(1 сл. - 60 см).

У песка = $3,6 \times 40 = 144 \text{ м}^3$ с потерями 152,6 м³
с $K=1,06$

УПГ = $1,4 \times 40 = 56 \text{ м}^3$ с потерями = 56 м³ $K=1,0$
У песка с отм. - 4,0 до +1,00

$5 \times 60 = 300 \text{ м}^3$ с потерями $300 \times 1,08 = 324 \text{ м}^3$
ВСЕГО - песок с потерями - $324 + 153 = 477 \text{ м}^3$

ПГ - 56 м³

Б. Стоимость видов работ на единицу объёма отсыпки (4,2%)

1. Погрузка песчаного грунта	- 0.06 руб.
2. Дороги в гидрорезерве	- 0.11 руб.
3. Ремонт и содержание дорог	- 0.01 руб.
4. Отсыпка песчаного грунта	- 0.05 руб.
5. Дороги при отсыпке	- 0.19 руб.
6. Уплотнение песчаного грунта катками	- 0.05 руб.
7. Уплотнение БУУП	- 0.29 руб.
8. Стоимость песка	- 2.55 руб.
9. Стоимость ПГТ	- 5.90 руб.
10. Транспортировка песка и ПГТ	- 0.74 руб. за 1 м3
Потери при отсыпке песка	
в воду	1,09
на сухую	1,06
Потери ПГТ в воду	1,003
на сухую	1,00

В. Расчёт стоимости работ

I вариант - отсыпка с применением ВУП

а) Стоимость затрат при отсыпке песчаного грунта в воду до + 1,00

1 (1,09х300х2,55)+300х(0,06+0,11+0,01+0,05+0,19+0,29)+
+ (300х0,74)=834+213+222=1269 руб.

б) Всего затраты на отсыпку дамбы песчаным грунтом с + 1,00 до + 6,0

(200х1,06х2,55)+200 (0,06+0,11+0,01+0,05+0,19+0,29)+
+200х0,74=540,6+200х0,71=682,6+148=830,6 = 831 руб.

Всего затраты на отсыпку дамбы песчаным грунтом с уклоном ВУП

С - 4,00 до + 6,00 составляет

1269 + 831 = 2100 руб.

II вариант - с применением послойной отсыпки

а) до + 1,00 без изменений

Стоимость работ Σ = 1269 руб. с транспортом.

б) Затраты при послойной отсыпке тела дамбы выше + 1,00 слоями: ПТ - 20 см - 7 см

Песок - 50 см - 7 см

I слой - 60 см

Стоимость прослоек ПТ

Σ = (1,4х40х1,0)х5,90=330,0 руб.

Стоимость прослоек песка

(3,6х40х1,06)х2,55=3,89 руб.

Стоимость транспорта песка и ПТ

200х0,74=148 руб.

Затраты на отсыпку дамбы с + 1 до + 6

200х(0,06+0,19+0,11+0,01+0,05+0,05)х9,47=200х0,47=

= 94 руб.

Затраты на послойную отсыпку песчаного грунта и

ПТ с + 1,00 до + 6,00 составляет

Σ = 330,0+389+148+94=961 руб.

Всего по II-му варианту 961+1269=2230 руб. с транспортом.

Всего затраты на отсыпку дамбы послойным методом с + 4,00 до + 6,00 составляет 2230 руб.

Экономический эффект по I варианту составляет 2230-2100-130 руб. на 500 м³ отоплки
 На I м³ отоплки экономический эффект составляет 0,26 руб./м³
 Экономический эффект по ламсам Д-2; Д-3; Д-4; Д-7; Д-8; Д-9; Д-10 составляет на объеме
 пущенных отоплок 10 млн.м³

10 млн.м³ х 0,26 = 2,6 млн.руб.

Главный инженер УОС ГП "ЛенГЭСС"

Начальник ЦСЛ ГП "ЛенГЭСС"

Начальник ТО ГП "ЛенГЭСС"

Прокопенко Н.В.

Соснин А.И.

Баранов В.М.

Утверждаю

Главный инженер

ОАО «Инженерный центр ЕЭС» -
филиал «Институт Ленгидропроект»

Юркевич Б.Н.

2004 г.

СПРАВКА

**о выполненных опытно-производственных разработках
для уплотнения гравийно-галечниковых грунтов
на строительстве Ирганайской плотины**

Настоящая справка дана кандидату технических наук Минаеву Олегу Петровичу о том, что по его разработкам и непосредственном участии были изготовлены рабочие чертежи тяжелой двухмассной трамбовки массой 10 т и чертежи по приспособлению экскаватора-драглайна Э-2503 для работы с этой трамбовкой.

Данные чертежи были переданы на строительство Ирганайской ГЭС для уплотнения гравийно-галечниковых грунтов тела плотины.

Совместно с институтом «Ленгидропроект» была также разработана программа опытно-производственных работ, утвержденная главным инженером ОАО «Чиркейгэсстрой» В.А. Редькиным – генеральным подрядчиком строительства Ирганайской плотины.

Опытно-производственные работы по уплотнению гравийно-галечниковых грунтов тяжелой двухмассной трамбовкой могут быть выполнены после разработки конструктивных изменений и переделки базового грузоподъемного оборудования для указанных целей в заводских условиях, так как отечественные изготовители перешли на

производство экскаваторов с гидравлическим приводом, что сделало их непригодными для работы с трамбовкой в режиме драглайна.

Главный инженер
проекта



В.В.Костин

УТВЕРЖДАЮ



Главный инженер филиала
ОАО «Инженерный центр ЕЭС» -
«Институт Ленгидропроект»

Юркевич Б.Н.

2004 г.

СПРАВКА

о перспективном внедрении самоходной ударной установки с тяжелой двухмассной трамбовкой для уплотнения грунтов на строительстве Нижнебурейской ГЭС

По инициативе проектировщиков на стадии разработки технического проекта было рассмотрено предложение кандидата технических наук Минаева Олега Петровича об использовании самоходной установки с тяжелой двухмассной трамбовкой для ударного уплотнения грунтов.

Считаем необходимым, сообщить о целесообразности ее применения для уплотнения тела плотины Нижнебурейской ГЭС.

Общий объем насыпи грунтовой плотины составляет 1,56 млн.м³, в том числе: песчано-гравийный грунт – 0,29 млн.м³, гравийно-галечниковый грунт – 0,75 млн.м³, скальный грунт – 0,42 млн.м³, суглинистый грунт (ядро) – 0,1 млн.м³, в т.ч. отсыпка в воду – 0,04 млн.м³, на сухо – 0,06 млн.м³.

Ориентировочные сроки строительства: начало – 2006 (2007) г., продолжительность – 6 лет.

Конкретные объемы применения двухмассной тяжелой трамбовки будут рассмотрены к началу основной фазы строительства.

Главный инженер проекта

М.В.Гинзбург