

А. В. Квитко



ИССЛЕДОВАНИЕ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО
СОСТОЯНИЯ СИСТЕМЫ «СВАЯ – ГРУНТ»

А. В. Квитко

ИССЛЕДОВАНИЕ
НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО
СОСТОЯНИЯ СИСТЕМЫ «СВАЯ – ГРУНТ»



Министерство науки и высшего образования
Российской Федерации

Санкт-Петербургский государственный
архитектурно-строительный университет

А. В. Квитко

**ИССЛЕДОВАНИЕ
НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО
СОСТОЯНИЯ СИСТЕМЫ «СВАЯ – ГРУНТ»**

Монография

Санкт-Петербург
2019

УДК 624.154-4

Рецензенты:

канд. техн. наук, доцент **А. А. Белый** (Петербургский государственный университет путей сообщения Императора Александра I);
канд. техн. наук, начальник науч.-исслед. отдела **Д. В. Мариненко**
(ООО «ГЕО-ПРОЕКТ»)

Квитко, А. В.

Исследование напряженно-деформированного состояния системы «свая – грунт» : моногр. / А. В. Квитко; СПбГАСУ. – СПб., 2019. – 248 с.

ISBN 978-5-9227-0985-9

Раскрыта необходимость применения поверхностных фундаментов опор. Рассмотрено повышение несущей способности грунтовых оснований при строительстве объектов транспортной инфраструктуры за счет создания свай с использованием разрядно-импульсной технологии (свай-РИТ).

Представлены результаты экспериментально-теоретических исследований, проведенных в период 2000–2017 гг. Приведены методы расчета повышения эксплуатационной надежности и экономичности опор контурного типа из металлических гофрированных элементов при уплотнении грунтового ядра с помощью РИТ. Описаны методы проектирования оснований поверхностных фундаментов, усиленных сваями-РИТ с шипами.

Издание рассчитано на инженеров-проектировщиков, строителей и может быть использовано в учебном процессе при подготовке студентов соответствующих специальностей.

Табл. 33. Ил. 67. Библиогр.: 126 назв.

ISBN 978-5-9227-0985-9

© А. В. Квитко, 2019

© Санкт-Петербургский государственный
архитектурно-строительный университет, 2019

ВВЕДЕНИЕ

Строительство автомобильных дорог, автомагистралей и искусственных сооружений на них – важнейшая составная часть развития транспортной инфраструктуры страны, характеризующаяся большим объемом сложных и ответственных работ. При строительстве объектов дорожно-транспортной инфраструктуры наиболее сложным и трудоемким является устройство насыпей дорог и фундаментов искусственных сооружений (как правило, из-за слабых грунтов основания). Они возводятся в наиболее неблагоприятных условиях, а качество строительства фундаментов и опор во многом определяет качество и эксплуатационную надежность всего сооружения (например, моста). Трудоемкость сооружения (восстановления) фундаментов иногда составляет более 50 % всех затрат на строительство. Устройство основания под дорожную одежду и возведение фундаментов опор относятся к наиболее сложным вопросам строительства объектов дорожно-мостовой отрасли.

Опыт проектирования и строительства транспортных объектов свидетельствует о том, что более чем в 30 % случаев в полосе строительства встречаются водонасыщенные глинистые, лессовые и другие просадочные грунты, не обеспечивающие заданную несущую способность основания.

Осадки фундаментов, связанные с деформациями грунтов, приводят к снижению пропускной способности мостовых переходов и увеличивают эксплуатационные затраты. При возведении насыпей автодорог и сооружении автомагистралей на слабых основаниях происходят просадки и образуются неровности, влекущие за собой разрушение дорожной одежды и увеличение затрат на содержание и ремонт. Кроме того, возведение ряда искусственных сооружений требует создания анкерных элементов (подпорных стенок, элементов продольного и поперечного закрепления наплавных мостов и т. д.), обеспечивающих надежную работу конструкции.

В современном строительстве применяются различные способы укрепления грунтовых оснований со слабой несущей способностью. Однако не все они обеспечивают достаточную надежность

эксплуатации транспортных объектов на слабых и размывных грунтах.

Недостатки существующих способов укрепления грунтовых оснований, возросшие нагрузки от транспортных средств и увеличение интенсивности грузопотока требуют разработки новых способов укрепления грунтов. Возникла необходимость создания более универсального способа, который гарантированно обеспечит долговечность объектов транспортной инфраструктуры, а также повысит эксплуатационную надежность и экономичность их конструктивных элементов.

Для искусственных сооружений в определенных (особенно в чрезвычайных) условиях актуален вопрос перехода от широко распространенных свайных фундаментов к менее дорогостоящим и трудоемким поверхностным фундаментам (лежневым, башмачным, ряжевым). По характеру передачи нагрузки на грунт к данной категории можно отнести клеточные опоры и опоры из элементов металлических гофрированных труб, известные еще как грунтометаллические. На сегодняшний день грунтометаллические опоры спроектированы под пролетные строения с ездой поверху расчетными пролетами от 18,0 до 33,6 м на суходоле и в русле реки. Тем не менее из-за высокого внутреннего давления грунта на стенки оболочки применение таких опор ограничено по высоте.

Одним из перспективных направлений в современном фундаментостроении является применение принципиально новых технологий, в том числе разрядно-импульсных, основанных на превращении энергии разряда в полезную механическую работу (так называемое использование электрогидравлического эффекта, который является аналогом взрыва взрывчатого вещества).

Разрядно-импульсное уплотнение и создание армирующего элемента в теле грунтометаллической опоры позволяют снизить внутреннее давление грунта на стенки металлической оболочки, а также сократить трудоемкость работ и время уплотнения грунтового ядра заполнения, однако необходима методика для расчета опор контурного типа из металлических гофрированных элементов, сооружаемых с помощью разрядно-импульсной технологии.

Таким образом, совершенствование конструктивно-технологических решений по укреплению грунтовых оснований объектов

дорожно-мостовой инфраструктуры с целью повышения их эксплуатационной надежности и экономичности и, в частности, применение разрядно-импульсного уплотнения и создание армирующего элемента в теле грунтометаллической опоры являются актуальными вопросами для возведения объектов транспортной инфраструктуры.

На кафедре автомобильных дорог, мостов и тоннелей (АДМТ) Санкт-Петербургского государственного архитектурно-строительного университета (СПбГАСУ) был проведен ряд исследований по возведению грунтометаллических опор с армирующим элементом и укреплению грунтовых оснований объектов дорожно-мостовой отрасли сваями, изготовленными по разрядно-импульсной технологии.

Цель исследований состояла в разработке способа повышения эксплуатационной надежности и экономичности конструктивных элементов дорожно-мостовых сооружений.

Изучение вопроса эксплуатационной надежности включает рассмотрение напряженно-деформированного состояния системы «свая – грунт». Использование энергии разрядно-импульсной технологии при создании свай приводит и к уплотнению грунтового основания, при этом на определенном расстоянии от ствола сваи происходит цементация грунта, значительно повышающая его несущую способность. Величина зон цементации во многом зависит от параметров разрядно-импульсного уплотнения, свойств грунта и применяемого цементного раствора. Определение данных зон экспериментальным путем (наиболее вероятным) также нашло отражение в представленном материале.

Следует отметить, что предлагаемые конструктивно-технологические решения значительно расширяют область применения разрядно-импульсной технологии при строительстве объектов транспортной инфраструктуры и отвечают мировым тенденциям в области внедрения передовых технологий в современном дорожно-транспортном строительстве.

Глава 1. АНАЛИЗ ВОПРОСА ПРИМЕНЕНИЯ ПОВЕРХНОСТНЫХ ФУНДАМЕНТОВ ОПОР И СПОСОБОВ ПОВЫШЕНИЯ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ГРУНТОВЫХ ОСНОВАНИЙ ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ ОБЪЕКТОВ ТРАНСПОРТНОЙ ИНФРАСТРУКТУРЫ

1.1. Анализ местных условий строительства транспортных объектов

Учет местных условий позволяет принять оптимальные решения при строительстве транспортных объектов с соблюдением требуемых сроков и норм эксплуатации, а также оценить область применения предлагаемой конструкции фундаментов опор мостовых переходов.

Наиболее важными природно-климатическими условиями, влияющими на выбор конструкции фундамента, являются параметры водотоков, характеристика грунтов и высота берегов (подходов к мосту).

В работе [80] получены гистограммы и кривые распределения плотности глубин рек и скорости течения в районах мостовых переходов. Наиболее вероятный диапазон изменения ширины рек для Западного и Северо-Западного регионов РФ определен в работе [80] (табл. 1.1.1). Анализ приведенных характеристик показывает, что с вероятностью $P = 0,8$ параметры водотока в районах мостовых переходов составят: глубина воды – до 4 м, скорость течения – 1,5 м/с, ширина реки – от 20 м.

По результатам анализа больших и средних мостов указанных регионов получены гистограммы и кривые распределения плотности отношений ширины водотоков в районах мостовых переходов к длинам мостов (рис. 1.1.1) [80]. Данное отношение для больших мостов составляет 60 %, для средних – 27 %. Это свидетельствует о том, что устои и часть опор, как правило, будут располагаться на пойме.

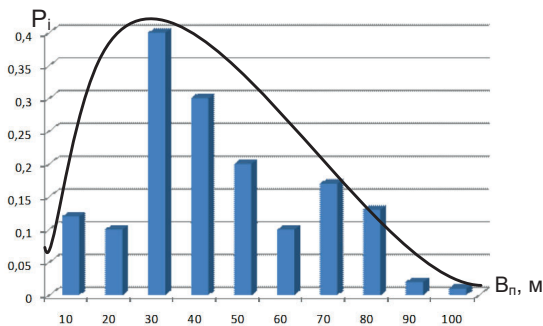


Рис. 1.1.1. Гистограмма и кривая распределения плотности длин мостов, расположенных на поймах рек

На основании данных [80] построена диаграмма видов грунтов, залегающих в районах мостовых переходов в европейской части России (рис. 1.1.2). Ее анализ позволяет сделать вывод, что наиболее распространены песчаные грунты (18 % – песок пылеватый, 15 % – супесь, 15 % – песок средней крупности). Как правило, они обладают достаточной прочностью и позволяют применять конструкции опор и устоев с поверхностными фундаментами. Исследования подтверждают приведенные данные и показывают, что в 20 % случаев грунты в районах мостовых переходов не позволяют сооружать фундаменты опор из забивных свай, а в 85 % случаев возведение опор на поверхностных фундаментах затруднено из-за слабой несущей способности основания.

Слабые илистые грунты, составляющие 3 %, также требуют сложных инженерных решений для устройства фундаментов опор.

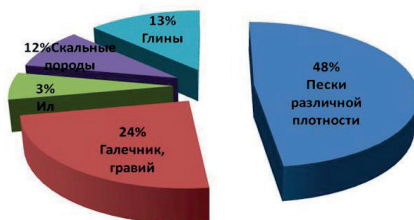


Рис. 1.1.2. Грунты в районах мостовых переходов в европейской части РФ

Учитывая приведенные данные, можно сделать вывод, что в случае замены свайных фундаментов на поверхностные, расчетное сопротивление 21 % грунтовых оснований составит менее 0,10...0,15 МПа. Это потребует специальных конструкций фундаментов и мероприятий по улучшению физических свойств основания.

Согласно результатам работы [80], где исследована вероятностная оценка параметров рек Западного и Северо-Западного регионов РФ, в 60...70 случаях из 100 грунтовые основания позволяют принимать конструктивные решения, аналогичные эстакаде РЭМ-500.

Примерно 25...30 % пойменных грунтов допускают сооружение опор с основными типами поверхностных фундаментов, на остальных грунтах возможно применение опор контурного типа при условии определенного увеличения несущей способности основания [2].

Таблица 1.1.1

**Расчетные характеристики мостовых переходов
для Западного региона РФ**

| Расчетная длина моста, м | Доля от общего числа больших мостов, шт./% | Средняя высота, м | Число случаев невозможности применения РЭМ-500, ед./% | Глубина воды, м | | Ширина русла, м | | Расчетное число объектов на 500 км, шт. |
|--------------------------|--------------------------------------------|-------------------|-------------------------------------------------------|-----------------|---------------------------------|-----------------|---------------------------------|-----------------------------------------|
| | | | | Среднерасчетная | Среднерасчетная с учетом затоп- | Среднерасчетная | Среднерасчетная с учетом затоп- | |
| 60 | – | 4 | – | 1,0 | – | 35,0 | – | 11 |
| 110 | 116/40 | 6 | 39/20 | 1,0 | – | 70,0 | – | 3 |
| 212,5 | 208/43 | – | 41/20 | 2,25 | 5,0 | 137,5 | 2500 | 4 |
| 450 | 55/11 | 10 | 22/40 | 4 | – | 292,5 | – | – |
| 900 | 26/16 | 16,5 | 6/23 | 8,5 | 11,3 | 570 | 2500 | 1 |

В табл. 1.1.1 представлены расчетные характеристики мостовых переходов для Западного региона РФ [80]. Оценка местных условий показывает, что высота большинства постоянных мостов равна 4...10 м, а русловая часть составляет около 40...60 % от общей длины моста. Поэтому при восстановлении (строительстве) мостовых переходов следует ожидать, что как минимум 20...30 % всех опор будет находиться вне русла реки и трудоемкость их сооружения будет влиять на трудоемкость строительства перехода.

Необходимо отметить, что с вероятностью не менее 80 % сооружение устоев и части промежуточных опор будет осуществляться вне русла реки. Применение поверхностных фундаментов позволяет сократить объемы работ по восстановлению моста и частично погасить дефицит деловой древесины. Однако в ряде случаев (21 % для объектов технического прикрытия) геологические условия предполагают в основании грунты со слабой несущей способностью (расчетное сопротивление $R_0 < 0,12$ МПа). Таким образом, ожидаемые объемы строительства мостов требуют снижения материалоемкости и повышения технологичности конструкций при гарантии их надежности. Сокращение сроков и трудоемкости может быть обеспечено заменой свайных фундаментов на фундаменты поверхностного опирания.

Для выбора оптимальных конструкций опор и оценки области их применения необходимо проанализировать существующие конструкции поверхностных фундаментов временных и краткосрочных мостов с учетом особенностей их работы в слабых грунтах.

1.2. Анализ теории и практики применения различных конструктивных схем поверхностных фундаментов временных и краткосрочных мостов

В настоящее время при строительстве мостов предусматривается применение устоев и опор как со свайными фундаментами, так и с фундаментами поверхностного опирания.

Тип и конструкцию фундаментов следует назначать в зависимости от характера и величины нагрузок с учетом геологиче-

ских, гидрологических и других местных условий возведения объекта, а также заданных сроков работ.

Проведенные исследования показывают, что длина большинства мостов на восстанавливаемых направлениях превосходит ширину рек в межень более чем в два раза [80]. Зачастую целесообразно построить несколько опор вне русла реки для сокращения объема земляных работ.

Распространение свайных фундаментов в опорах и устоях мостов обусловлено их высокой несущей способностью, возможностью использования на слабых грунтах и в условиях переменного уровня воды, а также наличием большого количества копровой техники в мостовых частях для забивки свай, что позволяет вести работы по сооружению фундаментов опор на широком фронте.

В то же время опоры на свайных фундаментах обладают рядом недостатков: большие сроки и трудоемкость сооружения фундамента, значительный расход материалов, сложность отсыпки и уплотнения конуса в конструкции устоя, а также резкое изменение жесткости и деформативности пути на участках перехода с моста на земляное полотно, что увеличивает динамическое воздействие транспортных средств и приводит к расстройству пути и сокращению сроков службы элементов верхнего строения в этих зонах [80].

Ограничения по применению поверхностных фундаментов показаны в табл. 1.2.1.

Немаловажен и экономический фактор: лежневые фундаменты обходятся дешевле свайных в 2...3 раза, так как не требуют большого количества деловой древесины и специальных заготовок стройматериалов.

Уменьшение трудозатрат на сооружение фундаментов позволяет сократить количество рабочего персонала, задействованного на оси моста.

Кроме того, поверхностные фундаменты по сравнению со свайными обладают лучшим характером совместной работы фундамента и основания за счет перераспределения контактных напряжений.

Лежневые фундаменты применяются в промежуточных опорах на суходолах, а также в большинстве случаев в устоях. Их технические характеристики представлены в табл. 1.2.2 [40].

Таблица 1.2.1

Область применения поверхностных фундаментов при строительстве мостов

| № п/п | Вид фундамента | Максимальная глубина водотока, м | Расчет давления на грунт, МПа | Максимальная высота опоры, м | L пролетного строения, м | Основные конструктивные материалы | Скорость течения, км/ч |
|-------|-------------------------------|----------------------------------|-------------------------------|------------------------------|--------------------------|-----------------------------------|------------------------|
| 1 | Башмак РЭМ-500 | 7 | 0,12 | 14 | 12,5 (18) | Металл | 1 |
| | ESB-16 | 6 | 0,15 | 12,6 | 16 | Металл | 2 |
| 2 | Лежневый | – | 0,15...0,25 | 6 | 23 | Дерево, железобетон | 0,2 |
| | Лежневый с укреплением грунта | 1 | | 12 | 55 | | 0,5 |
| 3 | Ряжевый | 6 | По расчету | 20 | 55 | Дерево, камень | 1...2 |
| 4 | Грунтометаллическая опора | 1 | 0,25...0,35 | 8 | 45 | Металл, ПГС | 0,2...0,3 |
| 5 | Клеточная опора | – | 0,15...0,25 | 2 | 2,3 | Дерево | – |

Таблица 1.2.2

Характеристики поверхностных фундаментов, применяемых при возведении мостов

| Вид фундамента | Требуемые материалы | Трудоемкость на один фундамент, чел.-ч | | | Время сооружения одного фундамента, ч | Основные машины и механизмы |
|-----------------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------|-----------------------|-------|------------------------------------------------|------------------------------------|
| | | На строй- базе | На строй- площадке | Общая | | |
| Ряжевый* | Лес: 39,2 м ³ ; камень: 123 м ³ | 820 | 867 | 1687 | 27 | МСК-1 (1 шт.), КС 3562 (1 шт.) |
| Свайный* | Сваи: 24 (11) шт/м ³ ; лес: 3,7 м ³ ; поковки: 0,4 т | 450 | 116 | 566 | 20 | МСК-1 (1 шт.) |
| Лежневый* | Лежни: 60 (3,5) м/м ³ ; щебень: 10 м ³ | 93 | 45 | 138 | 12 | МСК-2×500 (1 шт.) |
| Опорный баш- мак эстакады РЭМ-500 | Башмак: 2 шт. | 6 | 17,5 | 23,5 | 6,5 | — |
| | | | | | 1 | КС-4561 (1 шт.), СРК-10 (1 шт.) |

* Для $L_p = 18$ м.

Находят свое применение и опоры контурного типа, состоящие из цилиндрических или прямоугольных секций, заполненных грунтом (или без него). Секции изготавливаются из различных материалов: железобетона, металла, пластмассы.

Опоры контурного типа с применением металлических гофрированных элементов (МГЭ) известны еще как грунтометаллические [26]. В практике они хорошо зарекомендовали себя на вечномерзлых, скальных и полускальных грунтах. Опоры отличаются простотой конструкции, минимальной потребностью в деловой древесине и небольшими сроками монтажа, который может выполняться даже в отсутствие грузоподъемной техники.

Еще один вид поверхностного фундамента – это башмак РЭМ-500. Наиболее широко распространены металлические эстакады (РЭМ-500 и ее модификации), имеющие опоры с башмаками, устанавливаемыми непосредственно на грунт. Так, эстакады РЭМ-500 могут применяться на водотоках глубиной до 7 и 6 м при скоростях течения соответственно до 1 и 2 м/с. Трудоемкость возведения опор эстакады с фундаментами башмачного типа в 12 раз меньше, чем опор моста со свайным фундаментом.

В настоящее время активно ведутся научно-исследовательские и опытно-экспериментальные работы по расширению области применения поверхностных фундаментов. В качестве концептуальных направлений данных исследований можно выделить:

- увеличение несущей способности грунтов и снижение их размыва в местах опирания (достигается уплотнением грунтов, щебенением верхнего слоя грунта или применением ограждающих элементов башмаков, а также заменой слоя слабого пучинистого грунта и использованием против подмыва каменной наброски и пленок);
- уменьшение нагрузки на грунт за счет развития площади опирания фундаментной плиты;
- изменение конструкций фундаментов эстакад (установка башмаков на свайный фундамент, установка на лежневый фундамент, применение винтовых свай);

- максимальное снижение требований к эксплуатации эстакады, обоснование ее безопасной работы при больших значениях деформаций грунтов;
- обеспечение в конструкции опор эстакады возможности быстрой выправки плана и профиля пути.

Применение опор эстакады РЭМ-500 в качестве береговой и переходной частей наплавного моста позволяет снизить продолжительность строительных работ в 2...3 раза по сравнению с возведением опор на свайных фундаментах. Практика современного мостостроения и большое количество исследований в данной области наглядно демонстрируют актуальность перехода от свайных фундаментов к менее дорогостоящим и трудоемким поверхностным фундаментам, особенно при выполнении восстановительных работ в условиях техногенных катастроф.

Исследованиями [26, 80, 40] определяется использование поверхностных фундаментов для краткосрочного восстановления, однако можно предположить, что современные технологии укрепления слабых несущих оснований позволят применять эти фундаменты и при временном восстановлении, что повысит общий темп восстановления объекта.

Следует отметить, что замена опор с деревянными надстройками и свайными фундаментами на опоры контурного типа только в пойменной части реки может существенно способствовать успешному выполнению задачи по сооружению моста.

В то же время при такой замене важным фактором становится характеристика грунтов. Применение поверхностных фундаментов в грунтах с расчетным сопротивлением менее 0,15...0,25 МПа возможно в комплексе с мероприятиями по укреплению слабого основания. Правильный выбор методов и способов укрепления грунта, а также учет основных факторов, влияющих на область их применения, во многом будут определять эффективность использования поверхностных фундаментов, а следовательно, и показатели строительства. Поэтому необходимо оценить существующие способы укрепления грунтовых оснований с учетом технических требований, предъявляемых к строительству (восстановлению) мостов.

1.3. Анализ существующих методов и способов укрепления грунтов

На протяжении всей истории мостостроения для повышения несущей способности оснований применялись подручные способы. В основном производилась замена слабых грунтов более прочным материалом (крупным песком, гравием, щебнем, камнем). Срок эксплуатации мостов с такими опорами продлевался еще на несколько лет, что говорит о надежной работе поверхностных фундаментов на усиленном основании. Как правило, раньше для укрепления слабых грунтов применялись гравийные подушки, служившие основанием для рамно-лежневых и ряжевых опор.

При строительстве моста через р. Одер у дер. Секерки из-за слабой несущей способности грунтов и возможности затопления правого берега в подготовительный период были сооружены свайные фундаменты под опоры РЭМ-500 [26]. Всего было забито 76 свай с общими трудозатратами 225 чел. дн. Средний темп монтажа эстакады общей длиной 820,3 м составил 225 м/сут.

Применение опор РЭМ-500 на свайных фундаментах может рассматриваться, как наиболее надежный вариант строительства моста с использованием опор на поверхностных фундаментах и укреплением слабых грунтовых оснований. Недостатки данного способа состоят в больших временных и материальных затратах.

Устройство под башмаками подушек из песка, гравия, щебня, шлака и т. п. является широко распространенным методом. Однако значительный объем земляных и транспортных работ приводит к высокой стоимости и трудоемкости сооружения объекта.

Известны случаи, когда башмаки эстакад заглубляли в грунт до более прочного основания. В пойменных водонасыщенных грунтах отрывка котлованов может быть крайне затруднена, особенно в сжатые сроки, поэтому фундаменты мелкого заложения будут исключены из дальнейшего рассмотрения.

В наши дни разработкой методов искусственного целенаправленного улучшения инженерного поведения грунтовых массивов в соответствии с требованиями различных видов строительства занимается такая область инженерной геологии, как техническая мелиорация грунтов [56].

Проведенный анализ показывает, что необходим новый способ укрепления грунта, который будет отвечать следующим техническим требованиям:

- широкий спектр грунтов применения;
- хорошие показатели повышения деформационных характеристик грунтовых оснований, способных воспринимать статические и динамические нагрузки от подвижного состава;
- малые сроки развертывания работ;
- несложная технология;
- небольшие продолжительность и трудоемкость работ;
- использование легкодоступных местных материалов (гравия, щебня, шлаков, песка и т. п.).

В связи с этим необходим анализ экспериментальных и теоретических исследований в этой области, который позволит выделить ряд перспективных направлений.

В практике транспортного строительства все существующие методы укрепления грунтов в зависимости от области применения объединяются в два класса [24]:

- 1) мелиорация грунтов на месте естественного залегания;
- 2) создание грунтовых материалов.

Методы, входящие в первый класс, применяются для укрепления оснований сооружений, увеличения устойчивости склонов, откосов, создания противофильтрационных завес, а методы второго класса используются для устройства оснований дорожных и аэродромных покрытий, создания земляных сооружений, устройства грунтовых свай, противофильтрационных экранов и стенок (ограждений).

На рис. 1.3.1 основные методы укрепления грунтов распределены по группам в зависимости от разновидности грунта.

Как видно из диаграммы, каждый метод имеет свой спектр грунтов, в котором его применение наиболее эффективно. В данном случае методы подразделяются на различные способы. Рассмотрим основные из них.

| Гравий | Песчаные грунты | | | Глинистые грунты | |
|--------|--------------------------------------|----------------------------------------------|-----------------|--------------------------------------------|-------|
| | Крупно-зернистые | Средне-зернистые | Мелко-зернистые | Пылеватые | Глины |
| | | | | Статическое уплотнение (1-я группа) | |
| | | | | Вакуумный электроосмос (1-я группа) | |
| | Виброуплотнение (1-я группа) | | | | |
| | Сейсмоуплотнение (1-я группа) | | | | |
| | Трамбование (1-я группа) | | | | |
| | Суспензии (2-я группа) | | | | |
| | | Химические растворы (2-я группа) | | | |
| | | Инъекционное армирование (2-я группа) | | | |
| | | Совмещение с вяжущими (3-я группа) | | | |
| | | Конструктивные методы (4-я группа) | | | |

1-я группа – физико-механическая стабилизация.
2-я группа – физико-химическое преобразование.
3-я группа – создание грунтовых материалов.
4-я группа – уплотнение грунтового массива связями.



Рис. 1.3.1. Методы укрепления грунтов

1.3.1. Физико-механическое уплотнение грунтов статическими и динамическими нагрузками

Физико-механическое уплотнение применяется для дисперсных грунтов: лессов, рыхлых и намывных грунтов, рыхлых свежеосажденных морских, озерных и речных илов, а также торфяников.

Различают следующие виды уплотнения:

- сейсмическое (энергией взрыва);
- гидровиброуплотнение;
- осушение;
- водонасыщение.

При строительстве (восстановлении) мостов возможно применение первых двух способов.

Уплотнение взрывным способом. Реакция происходит за счет обжатия грунта действием взрывной волны, вследствие чего уменьшается пористость, происходит переориентация частиц и отжатие воды. Однако эффективность уплотнения зависит от структурно-текстурных особенностей, структурных связей и состояния грунта (плотности, влажности), а также от правильного выбора мощности взрывчатых веществ (ВВ) и технологии работ, а это не всегда возможно определить в полевых условиях. Другой недостаток заключается

в том, что элемент укрепления грунта по такому способу работает за счет опирания пяты, а не за счет своей боковой поверхности, что приводит к перерасходу строительных материалов.

Гидровиброуплотнение заключается в воздействии на грунт вибрационными колебаниями за счет подачи воды. Способ неприемлем на песчаных грунтах, что делает его неэффективным на большей части рассматриваемой территории РФ.

1.3.2. Физико-химические методы укрепления грунтов

В данную группу входят следующие методы:

- электросиликатизация;
- электрохимическое закрепление;
- химическое закрепление;
- термическое закрепление;
- замораживание.

Наиболее приемлемо *электрохимическое закрепление*, которое эффективно для водонасыщенных глинистых, илистых и пылевых грунтов с коэффициентом фильтрации $0,1 \dots 0,01$ м/сут и содержанием глинистых частиц более 50 % [25].

Химические методы упрочнения основаны на введении в грунт химических вяжущих веществ или тампонажных материалов (глины, неактивных зол уноса и др.). К вяжущим относятся любые порошкообразные, пастообразные и жидкие (суспензии, коллоидные и истинные растворы) материалы, способные при затворении водой или отвердителем превращаться в твердое тело и связывать различные дисперсные грунты.

Основные недостатки химических методов:

- предназначены, как правило, для закрепления мелких песков с $K = 0,5 \dots 1,5$ м/сут;
- область применения большинства химических реагентов ограничена требованиями охраны труда и окружающей среды [54].

1.3.3. Инъекционное закрепление грунтов

Существующие способы инъекционного уплотнения:

- глинизация;
- силикатизация;
- смолизация.

Методы позволяют закреплять однородные грунты с одинаковой пористостью. Например, силикатизация применима для песчаных грунтов, имеющих $K = 2...80$ м/сут.

1.3.4. Создание искусственных грунто материалов

К методам данной категории относятся:

- известкование;
- битумизация;
- цементация.

Перечисленные способы основаны на инъекциях различных растворов с вязкостью реагентов, близкой к вязкости воды. Их эффективность подтверждается даже при увеличении стоимостного фактора.

Методы имеют следующие ограничения:

- предназначены для грунтов высокой проницаемости;
- качество закрепления зависит от равномерности проникновения раствора, определяющей эффективность инъекций (достичь же однородности закрепляемого массива грунта не всегда представляется возможным).

1.3.5. Конструктивные способы укрепления

Конструктивные способы включают:

- укрепление несущих оснований с помощью втрамбованных в грунт армированных элементов [21]:
 - устройство скважины в грунте (с выемкой или без нее) способом вытрамбовывания (выштамповывания);
 - внедрение в полость жесткого материала укрепления;
- укрепление с использованием буроинъекционных армоэлементов или свай:
 - устройство скважины с помощью буровых механизмов;
 - заполнение скважины бетонной смесью;
 - уплотнение бетонной смеси;
 - армирование элемента укрепления грунта или свай.

Из всех описанных способов закрепления грунтовых оснований необходимо отобрать наиболее приемлемые для применения в современном мостостроении.

Анализ соответствия способов технико-экономическим показателям представлен в табл. 1.3.1.

Таблица 1.3.1

Соответствие различных способов закрепления грунтовых оснований технико-экономическим показателям

| № п/п | Способы закрепления (уплотнения) грунтов | Технико-экономические показатели | | | | | | |
|----------|---------------------------------------------|----------------------------------|--------------------------------------------------------------|---------------|----------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------|---------------------|------------------------------------|
| | | Ограничения по видам грунтов | Показатели восприятя грунтами динамических нагрузок | Экономичность | Возможность использования местных материалов | Небольшие продолжительность и трудоемкость работ | Простота технологии | Малые сроки развертывания работ |
| 1 | Сейсмоуплотнение | - | + | - | + | - | + | - |
| 2 | Гидровиброуплотнение | + | + | + | + | - | + | - |
| 3 | Осушение | - | - | - | - | - | - | - |
| 4 | Водонасыщение | - | - | - | - | - | - | - |
| 5 | Электросиликатизация | - | + | + | + | - | + | + |
| 6 | Электролитический способ | - | + | - | + | - | - | + |
| 7 | Термический способ | - | - | + | + | + | + | + |
| 8 | Замораживание | + | + | + | - | - | - | - |
| 9 | Глинизация | - | + | + | + | + | + | - |
| 10 | Силикатизация | - | - | + | - | - | - | + |
| 11 | Смолизация | - | - | + | - | + | + | - |

Окончание табл. 1.3.1

| | | | | | | | | | |
|----|--------------------------------------------------------------|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 12 | Известкование | - | - | + | - | + | + | + | - |
| 13 | Битумизация | - | - | + | - | + | + | + | - |
| 14 | Цементация | + | + | - | - | - | + | + | - |
| 15 | Закрепление забивными сваями | + | + | - | + | + | + | + | - |
| 16 | Буросмесительный способ | - | - | + | + | + | + | - | - |
| 17 | Закрепление армированными элементами, втрамбованными в грунт | + | + | + | + | - | + | + | + |
| 18 | Закрепление буройнъекционными сваями | + | - | + | + | - | + | + | - |
| 19 | Технология «песконасос» | - | - | + | + | + | + | - | + |
| 20 | Виброинъекционное закрепление | - | - | + | + | + | + | + | - |
| 21 | Закрепление сваями-РИТ | + | + | + | + | + | + | + | + |

Как видно из табл. 1.3.1, каждый вариант эффективен в определенных геотехнических условиях, но, как правило, имеет и ряд недостатков (большие финансовые затраты, низкопроизводительное громоздкое оборудование, неэкологичные растворы, нарушение структурных связей между пластами грунта и т. д.).

Современное мостостроение ставит задачи по созданию высокопроизводительных ресурсосберегающих геотехнологий и мобильного оборудования для закрепления грунтов. К уже применяемым перспективным методам можно отнести виброинъекционное закрепление, метод направленного гидровзрыва и метод «песконасос».

Эти новые геотехнологии относятся к энергосберегающим и используют экологически чистые связующие растворы (цемент, глину, известь и т. д.). Они предназначены для повышения несущей способности грунтовых оснований сооружений, дорожных и аэродромных покрытий, для повышения устойчивости откосов склонов и котлованов, предотвращения оползневых явлений. Объединяет все эти методы то, что свойства грунта улучшаются за счет создания в нем более плотных элементов (виброинъекционных, инъекционных, грунтовых свай). Поэтому применение их для закрепления грунтов под поверхностные фундаменты мостов – это наиболее эффективный, а в некоторых случаях и единственно возможный способ.

В работе [16] указывалось, что в последние годы в практике строительства проявляется большой интерес к фундаментам из буринъекционных свай, создаваемых при помощи разрядно-импульсной технологии (РИТ).

Сущность технологии заключается в следующем: скважину, заполненную мелкозернистым бетоном или цементным раствором, обрабатывают серией высоковольтных электрических разрядов (ВЭР) (рис. 1.3.2). При этом возникает электрогидравлический эффект (удар), в результате которого формируется тело сваи, цементируется и уплотняется окружающий грунт.

Первоначальный диаметр скважины (130...300 мм) путем обработки расчетной серией разрядов может быть увеличен более чем в два раза (это зависит от подаваемой в скважину электроэнергии и гидрогеологических условий площадки). Окружающие

грунты уплотняются, снижается их пористость и водопроницаемость, повышается устойчивость в зоне воздействия ударного импульса [13].

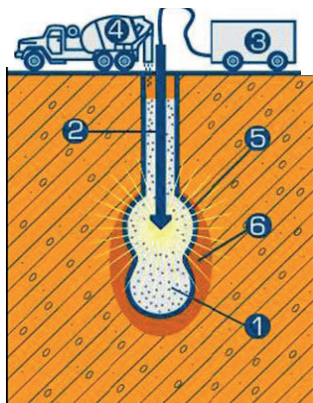


Рис. 1.3.2. Схема устройства свай с использованием РИТ:
1 – полость скважины после обработки серией импульсов;
2 – штанга с электродной системой; 3 – разрядная станция
(генератор импульсных токов); 4 – бетононасос;
5 – зона цементации грунта; 6 – зона уплотнения грунта

В [13] было проведено и экономическое обоснование изготовления буронабивных свай по РИТ (свай-РИТ). Сравнение показало, что с применением РИТ стоимость устройства свай возрастает всего на 20...30 %, а их несущая способность увеличивается в 2...4 раза. Введенный в [13] показатель «стоимость 1 т несущей способности» говорит о том, что свая-РИТ обходится в 1,5...2 раза дешевле простых буронабивных свай.

РИТ также нашла применение в следующих областях геотехнического строительства:

- постоянные и временные грунтовые анкера;
- нагельное крепление откосов;
- цементация грунтов;
- глубинное уплотнение песчаных грунтов.

Кроме того, повышение несущей способности слабых грунтовых оснований за счет элементов укрепления, созданных на основе РИТ, наиболее полно соответствует военно-техническим требованиям к строительству временных мостов по следующим критериям:

- метод применим для основной части грунтов, расположенных в области рек, и наиболее эффективен для слабых водонасыщенных грунтов;
- несущая способность свай-РИТ в 2...3 раза выше, чем буроинъекционных свай [21];
- метод является альтернативой сваебойному оборудованию, что дает возможность дополнительного маневра восстановительными силами и средствами; для проведения работ применяются серийно выпускаемые машины и механизмы, в единичных экземплярах уже имеющиеся в строительных организациях, что позволяет готовить квалифицированный обслуживающий персонал; применение в будущем мобильных комплексов позволит проводить весь спектр разрядно-импульсных работ в малые сроки, оперативно разворачивать и сворачивать работы на объекте;
- предусмотрено использование легкодоступных местных материалов (гравия, щебня, шлака, песка и т. п.).

Для обоснования применения РИТ при техническом прикрытии и восстановлении мостов на железных дорогах необходимо провести анализ использования технологии непосредственно для укрепления грунтов.

1.4. Анализ применения разрядно-импульсной технологии для укрепления грунтов

1.4.1. Разрядно-импульсная технология как способ преобразования энергии электрического разряда в полезную работу

В 1960 г. Г. М. Ломизе и Я. Д. Гильман предложили использовать для уплотнения грунтов электрогидравлический эффект. В 1961 г. они поставили в лабораторных условиях эксперименты по

изучению возможности уплотнения данным способом водонасыщенных грунтов. Результаты исследований показали уменьшение пористости водонасыщенных песков. Были проведены и отдельные опыты по уплотнению маловлажных песков, показавшие, что в этом случае пористость уменьшилась практически на 20 % [21].

Доказано, что разряд в грунте создает динамические кратковременные нагрузки от ударных волн (УВ) и нагрузки от давления формируемым парогазовым пузырем [40]. Однако на сегодняшний день нет единого мнения, какой именно фактор разряда оказывает наибольшее влияние на образование камуфлетного уширения в грунте. В работе [43] опытным путем доказывается, что именно УВ эффективно воздействует на грунт, спрессовывая стенки скважины. Однако эксперимент, описанный в [114], показывает, что основную полезную работу при уплотнении грунтов производит давление, создаваемое расширяющейся парогазовой полостью (ППП).

Автор работы [118] предлагает оценивать энергию разряда W как сумму энергии УВ и энергии радиального движения PPP:

$$W = S \frac{1}{\rho_0 C_0} \int_0^{\tau} P^2 dt + \frac{4}{3} P_0 R_{\text{Пmax}}^3, \quad (1.4.1)$$

где S – площадь сферы, мм²; $\rho_0 C_0$ – волновое сопротивление воды; P – давление на фронте УВ при разряде, МПа; P_0 – гидростатическое давление PPP, МПа; $R_{\text{Пmax}}^3$ – максимальный радиус PPP, мм.

В качестве главного фактора механической работы разряда в [114] рассматривается УВ (как носитель большей части энергии разряда). Аналогия между динамическим действием разряда и взрывом химических ВВ [38] позволяет с механической точки зрения заменить разряд эквивалентным количеством ВВ и оценить давление P на фронте УВ при разряде, используя эмпирическую формулу для взрыва химических ВВ [38]:

$$P = k_1 \frac{\sqrt[3]{C^{\text{M}}}}{r}, \quad (1.4.2)$$

где C – масса ВВ, кг; k, μ – эмпирические коэффициенты, зависящие от процентного содержания воздуха в грунте [39].

Я. Д. Гильман для электрического разряда в водонасыщенном грунте преобразовал выражение (1.4.2) к виду

$$P = \frac{k}{r^\mu} \left(\sqrt[3]{\frac{0,102 \cdot K_p \cdot CU^2}{2\eta \cdot N_{ВВ}}} \right)^\mu, \quad (1.4.3)$$

где k, μ – эмпирические коэффициенты [53, 105]; η – коэффициент механического действия ВВ, $\eta = 0,1$; $N_{ВВ}$ – удельная энергия единицы веса ВВ, кДж/г; C – разрядная емкость, мкФ; U – напряжение тока, В; K_p – коэффициент, учитывающий КПД разряда:

$$K_p = W_n/W, \quad (1.4.4)$$

где W_n – полезная энергия разряда (энергия с учетом ее непроизводительной потери), Дж; W – полная энергия разряда, Дж:

$$W = CU / 2. \quad (1.4.5)$$

Формула (1.4.3) связывает давление P (МПа) на фронте УВ с энергией разряда W (кДж) и расстоянием r (мм) от канала разряда. С учетом (1.4.5) радиус распространения зоны уплотнения (ЗУ) может быть оценен следующей формулой [38]:

$$r = \left(\frac{k}{P} \right)^{\frac{1}{\mu}} \sqrt[3]{\frac{0,102 K_p CU^2}{2\eta N_{ВВ}}}, \quad (1.4.6)$$

где P – минимальная величина давления, способного вызвать разрушение структуры грунта, Па.

Ранее было установлено [38], что механическая работа разряда более эффективна при меньших амплитудах давления на фронте УВ и напрямую связана с давлением, создаваемым ППП [32]. Можно

предположить, что направление энергии ППП поддается регулировке и перераспределению в заданном векторе.

Электрический разряд в жидкой среде является эффективным средством механического воздействия на грунт основания. Он приводит к уплотнению грунта и улучшению его физико-механических свойств. Предположим, что факторы разряда (УВ и ППП) формируются в закрытом пространстве, а потом за счет выходных отверстий делятся на потоки, воздействующие на окружающий скважину грунт. В таком случае концентрация потока усилит его воздействие, а значит, повысит эффективность полезной работы. Данный аспект РИТ пока не изучен и представляет большой интерес.

1.4.2. Применение электроимпульсных технологий при устройстве буровых свай

Начиная с 1975 г. при сооружении буронабивных свай применяются электрические взрывы (ЭВ). ЭВ способствует увеличению диаметра сваи и опрессовке грунта вокруг нее.

В работе [38] показано, что основное преимущество электроимпульсного способа устройства свай перед использованием взрыва ВВ состоит в возможности создания серии разрядов с относительно небольшой энергией. При энергии в канале разряда, эквивалентной энергии взрыва ВВ порядка нескольких килоджоулей, расширение диаметра сваи составляет несколько сантиметров (для водонасыщенных песчаных грунтов). Это дает возможность производить расчет количества разрядов, необходимого для получения заданного уширения.

В работе [43] исследовано влияние электрических разрядов на прочность бетона, используемого при устройстве набивных свай. Эксперименты показали значительное увеличение прочности бетона с ростом количества подаваемых разрядов. Установлено, что для уширения ствола сваи и уплотнения околоствойного грунта при напряжении 10 кВ требуется сравнительно небольшая энергия разряда – 1500 кДж.

В работе [38] представлены результаты полевых исследований устройства свай в обводненных грунтах с использованием

электроимпульсных технологий. С помощью ультразвуковой диагностики в телах изготовленных свай были обнаружены пустоты, вызванные оплыванием слабого грунта. Напряжение изменяли от 5 до 9 кВ, энергию разряда – от 8 до 60 кДж. Результаты опытов показали возможность формирования уширения ствола сваи диаметром в три раза больше, чем первоначальный.

Для электроимпульсных технологий устройства свай существенное значение имеет пластичность бетонной смеси [114]. Опыты, проведенные на жесткой бетонной смеси с водоцементным соотношением В/Ц = 0,3, выявили, что разряды в такой среде не генерируют импульсных нагрузок. Это связано с затруднением подачи жесткой (непластичной) смеси в зону действия разряда, где после первого разряда образуется устойчивая воздушная полость и, соответственно, не происходит проявления электрогидравлического эффекта.

При силовом действии электрических разрядов, возбуждаемых в бетонной смеси, обводненные слабые глинистые грунты и водонасыщенные пески способны легко терять свои прочностные свойства (разжижаться) и уплотняться либо смещаться при приложении незначительного усилия. Вследствие этого ствол сваи получает необходимое уширение. Удельная (отнесенная к объему ствола сваи, т. е. к расходу материалов) несущая способность свай-РИТ выше, чем у всех известных типов свай, в том числе забивных [43].

При применении электроимпульсных технологий для устройства набивных свай в грунтах, не склонных к разжижению (например, в маловлажных песчаных грунтах), эффективность метода снижается. Одним из решающих факторов здесь является время действия импульсной нагрузки – его оказывается недостаточно для формирования уширения ствола сваи. Проблему также представляет взаимодействие материала ствола сваи с грунтом: в маловлажном грунте происходит перемещение влаги из бетонной смеси ствола сваи в околоствойный грунт. В результате бетонная смесь обезвоживается, меняет свойства, в ней резко затухает амплитуда давления при удалении от разряда. Такая смесь уже не может передавать достаточное силовое действие на стенку скважины, что существенно сказывается на деформации последней.

Известно, что варьирование энергетических параметров разряда (напряжения и разрядной емкости) при сохранении постоянной его энергии меняет характер силового действия разряда. Это обстоятельство может оказать значительное влияние на механическую работу разряда по формированию уширения ствола сваи. Считается, что определяющим фактором формирования уширения набивной сваи в грунтах является импульсная нагрузка от ППП, которая по характеру силового воздействия на грунт основания отличается от УВ. Следовательно, исследование распространения энергии ППП в заданном направлении и развития деформаций в грунте, возникающих при устройстве набивных свай с использованием электроимпульсных технологий, представляет научный и практический интерес.

Уменьшение потерь энергии, увеличение интенсивности силового действия разряда, формирование геометрии ствола набивной сваи, увеличение эффективности при работе в маловлажных грунтах – вот те вопросы, которые в данный момент являются наиболее актуальными.

В работе [114] вопрос формирования набивных свай в маловлажных грунтах электроимпульсным способом решается за счет модификации материала сваи: в бетонную смесь предлагается добавлять гелеобразующий состав, способствующий удержанию влаги.

Можно предположить, что вышеназванные проблемы частично решаются за счет конструктивных изменений разрядных устройств. Например, Г. Н. Гавриловым и К. В. Петровым запатентован разрядник для устройства набивных электрогидроимпульсных свай (пат. № 2075229), который позволяет создавать сваи круглой формы с гофрами определенного диаметра за счет перераспределения потоков энергии по направлениям.

Влияние конструкций разрядных устройств на формирование уширения и процесс создания свай требует проведения дальнейших исследований, направленных, в частности, на выбор необходимых параметров, позволяющих создавать сваи заданной геометрической формы и при этом сохранять пластичные свойства смеси в течение всего периода времени устройства сваи.

Д. Г. Самарин в своей диссертации писал: «Задача прогнозирования геометрических размеров поперечного сечения ствола сваи, устраиваемой электроимпульсным способом, на данный момент практически не решалась. Процессы, возникающие при распределении потоков энергии импульса в бетонной смеси по направлениям, недостаточно хорошо изучены, поэтому зависимости для определения величины давления в этом случае имеют узкую область применения.

Из проведенного обзора литературных источников следует, что предпринимаемые попытки установить зависимость между энергией разряда, перераспределенной в пространстве по потокам, и камуфлетной полостью, образуемой в грунте за счет действия единичного разряда, не достигли успеха. Попытки использовать в расчетах, касающихся определения геометрии ствола сваи и ее несущей способности, аналогию расчетов характеристик процессов, протекающих при взрыве ВВ и электрическом разряде, привели к тому, что полученные в таких приближениях расчеты оказались лишь грубыми оценками получаемого уширения ствола сваи. Эти расчеты не дают представления о влиянии энергетических параметров разряда на формируемую систему „свая – грунт“ при действии разрядов в бетонной смеси. Решение этой задачи сводится к оценке напряженно-деформированного состояния формируемой системы „набивная свая – грунт основания“ при действии электрических разрядов в бетонной смеси. В связи с этим представляется возможным проведение экспериментальных исследований с испытанием различного вида конструкций разрядников, с помощью которых можно добиться изготовления набивных свай различной конфигурации» [58, 59].

Положительное действие свай с развитой боковой поверхностью на закрепление массива грунта не вызывает сомнений. Но зависимость между изменением конструкции сваи-РИТ и повышением несущей способности грунтового основания ни теоретически, ни практически не исследовалась.

В круг задач таких исследований должно входить получение зависимости изменения физико-механических свойств грунтов от применения различных конструктивных схем разрядных устройств,

напрямую влияющих на напряженно-деформированное состояние (НДС) грунта. В конечном итоге это позволит получить элемент укрепления грунта с выгодной геометрической конфигурацией. На основании полученных данных необходимо разработать способ армирования грунта и методику определения несущей способности геомассива из элементов, созданных с использованием РИТ, а также рассмотреть возможность применения подобных свай в грунтометаллических опорах контурного типа.

1.5. Анализ конструктивных решений фундаментов поверхностного опирания мостов и технология сооружения опор контурного типа

К незаглубленным фундаментам (фундаментам поверхностного опирания) относятся фундаменты, устанавливаемые непосредственно на грунт: лежневые, башмачные, ряжевые. По характеру передачи нагрузки на грунт к данной категории можно отнести также клеточные и грунтометаллические опоры, которые могут эффективно использоваться при восстановлении мостов в случаях техногенных катастроф.

Лежневые фундаменты используются в промежуточных опорах на суходолах, в устоях. Возможно их применение в поймах рек (при грунтах, сохраняющих свою несущую способность после насыщения водой и не размываемых при ожидаемых скоростях течения).

Ряжевые фундаменты из-за трудоемкости и сложности изготовления применяются как исключение в руслах рек при невозможности или нецелесообразности устройства фундаментов иного типа.

Опоры клеточного типа могут быть использованы при временном восстановлении мостов и труб. К неоспоримым их преимуществам относятся простота и быстрота сооружения, а к недостаткам – значительная осадка от усушки (до 3 % высоты клетки), возгораемость и большая подверженность гниению.

Опоры контурного типа состоят из цилиндрических или прямоугольных секций, заполненных внутри грунтом. Секции могут быть изготовлены из различных материалов: железобетона, металла, пластмассы. Такие опоры являются конкурентоспособ-

ными по сравнению с другими видами поверхностных фундаментов: типовые альбомы (при разных вариантах) предлагают их сборку высотой до 7,8 м при затратах времени 12...34 ч на одну опору. К тому же они перевозятся в разобранном виде, занимают мало места и могут храниться в каждом мостовом батальоне. Для сооружения большого моста требуется всего 12...17 т МГЭ с креплениями.

Основные тактико-технические показатели надстроек из МГЭ приведены в табл. 1.5.1.

Таблица 1.5.1

Тактико-технические показатели надстроек из МГЭ

| Показатели | Значение (на 1 надстройку) |
|--------------------------------------------------------------------|-------------------------------|
| Диаметр опоры, м | 3 |
| Масса металла на 1 м высоты надстройки, т | 0,3...0,7 |
| Объем дренирующего грунта на 1 м высоты надстройки, м ³ | 4,1...15,5 |
| Количество типов монтажных марок (без болтов), шт. | 1...2 |
| Количество типов монтажных болтов, шт. | 1...2 |
| Трудоемкость монтажа оболочки из МГЭ, чел. ч/т | 6 |
| Трудоемкость засыпки оболочки и трамбовки грунта, чел. ч/т | 6 |
| Время на сборку опоры ($H = 4,2$ м), ч | 25,2 |
| Допускаемая нагрузка, т | 220 |
| Бригада, чел. | 4...6 |

Конструкции допускают установку на следующие грунтовые основания:

- гравийно-галечные, находящиеся в талом и мерзлом состоянии;
- пески мелкие, средней плотности и глины тугопластичные, находящиеся в талом, пластично-мерзлом и твердомерзлом состоянии;
- скальные.

Конструкция опоры из МГЭ представлена в прил. 1.

Надстройка устанавливается на щебеночную подготовку толщиной не менее 20 см. Снаружи опора по всему контуру укрепляется отсечкой из камня. Пролетные строения устанавливаются на блоки опорных брусьев, под нижней постелью которых устраивается щебеночная подушка толщиной до 50 см. Для обеспечения равномерной передачи нагрузки на грунт засыпки площадь опирания брусьев должна составлять не менее 80 % площади поверхностной засыпки.

Для монтажа конструкций из МГЭ используются строительные машины и механизмы. Типовые конструктивные элементы облегчают комплектование опор при монтаже [26]. Засыпка может производиться грейфером. Грунт предлагается уплотнять электротрамбовками и виброплитами, слоями толщиной 20...25 см [26, 104, 105]. Однако в процессе эксплуатации, при воздействии на опору горизонтальных и вертикальных нагрузок, МГЭ деформируются, грунт оседает, и, как следствие, требуется выправка (или даже реконструкция) пролетных строений либо возведение дополнительных опор усиления [26].

Наиболее обширной областью применения обладают металлические сборно-разборные эстакады (РЭМ-500 и ее модификации, зарубежные эстакады ESB-16 и др.), имеющие опоры с башмаками, устанавливаемые непосредственно на грунт.

Анализ рассмотренных конструкций фундаментов поверхностного опирания позволяет отметить, что они наиболее эффективны по срокам сооружения и трудозатратам. Их объем в доле всех фундаментов мостов может составить 20 %. Одним из перспективных направлений развития незаглубленных фундаментов является применение грунтометаллических опор, выгодно отличающихся сроками и трудоемкостью сооружения, минимальной потребностью в лесоматериалах, удобством в хранении и перевозке. Недостаток данных опор состоит в том, что они испытывают сравнительно большое давление грунта заполнения изнутри. Это приводит к деформации МГЭ и ограничению области применения опор по высоте [26].

Современные исследования позволяют улучшить работу и свойства грунтов за счет применения искусственных способов уплотнения,

в частности РИТ. Правильный выбор методов и способов уплотнения, учитывающий их основную специфику, во многом будет определять эффективность использования опор контурного типа для строительства и восстановления мостов.

Для успешного применения РИТ в грунтометаллических опорах необходимо проанализировать методики расчета металлических оболочек, заполненных грунтом.

1.6. Анализ методик расчета металлических оболочек, заполненных грунтом

Расчет конструкций, собранных из МГЭ и заполненных уплотненным дренирующим грунтом, осуществляется в соответствии с инструкцией ПВКМ–79 [40]. Расчет опор из МГЭ производится по предельным состояниям I и II [26, 104].

Выполняются расчеты:

- на прочность и устойчивость формы конструкции опоры (по материалу) согласно указаниям [40];
- на прочность (устойчивость) грунтовых оснований фундаментов мелкого заложения;
- на устойчивость положения опоры против опрокидывания и скольжения.

Расчет по предельным состояниям II заключается в проверке положения равнодействующей нормативных нагрузок в уровне подошвы фундаментов.

Для опор контурного типа из МГЭ, рассчитываемых без учета заделки в грунте, положение равнодействующей активных сил должно быть ограничено пределами

$$\frac{e_0}{r_c} \leq 1,$$

где e_0 – эксцентриситет приложения вертикальной равнодействующей G относительно рабочего массива, $e_0 = M/G$, M – сумма вертикальных расчетных моментов относительно центра тяжести оболочки (из сбора нагрузок); r_c – радиус ядра сечения рабочего массива.

Первое условие расчета опор контурного типа – расчет на устойчивость опоры против опрокидывания:

$$M_{\text{оп}} \leq \frac{m_0}{k_m} M_{\text{уд}}, \quad (1.6.1)$$

где $M_{\text{оп}}$ – момент опрокидывающих сил относительно оси возможного поворота; $M_{\text{уд}}$ – момент удерживающих сил; $m_0 = 0,9$ согласно [40]; k_m – коэффициент надежности, принимается $k_m = 1,1$ [40].

В рекомендациях по расчету опор из МГЭ с грунтовым заполнением по условию устойчивости против опрокидывания [111] предлагается определять высоту опоры по формуле

$$H_{\text{max}} = 3,1D, \quad (1.6.2)$$

где H_{max} – максимальная высота цилиндрической оболочки; D – диаметр оболочки.

В опорах контурного типа из МГЭ вертикальные нагрузки передаются на грунтовое заполнение, а его внутреннее давление, в свою очередь, воспринимается тонкостенной оболочкой. Рабочими элементами опор являются цилиндрические оболочки круговых очертаний в плане, которые могут быть одиночными либо сблокированными в один или несколько рядов.

При проектировании опор предусматриваются:

- близкая к осесимметричной передача вертикальных нагрузок на грунт заполнения цилиндрических секций (во избежание их перекоса из-за неравномерной осадки грунта заполнения);
- равномерное распределение сосредоточенных вертикальных нагрузок по поверхности засыпки (может быть достигнуто применением жестких опорных блоков круговых или полигональных очертаний из деревянного бруса сечением 20×20 см, занимающих не менее 80 % площади поперечного сечения секции);
- установка опор на достаточно прочное и мало деформируемое основание, исключающее утечку материала заполнения оболочек и его внедрение в основание в зоне подошвы конструкции (достигается установкой оболочки на скалу, твердозернистые грунты или применением распределительных плит, настила).

Гофрированная оболочка при уплотнении под нагрузкой грунта заполнения деформируется совместно с ним, поэтому в расчете жесткость оболочки в вертикальном направлении не учитывается.

Второе условие расчета опор контурного типа – проверка несущей способности цилиндрической секции оболочки.

Возможное уменьшение несущей способности цилиндрической секции Φ при изменении ее относительной высоты предложено учитывать по формуле

$$\Phi = \Phi_1 \cdot m_n, \quad (1.6.3)$$

где Φ_1 – несущая способность секции с учетом давления грунта на внутренние поверхности стен оболочки, кольцевых усилий в стенках оболочек, прочности стыков; m_n – коэффициент условий работы, принимаемый по графику в зависимости от отношения высоты секции H к ее диаметру D .

Давление грунта от его веса и нагрузки на поверхности засыпки в любом сечении по высоте оболочки секции определяют без учета арочного эффекта (вследствие незначительной жесткости стен оболочки в вертикальном направлении).

Вертикальная сосредоточенная нагрузка на оболочку в расчете заменяется эквивалентной, равномерно распределенной по площади поперечного сечения [104, 106]:

$$q = G/F, \quad (1.6.4)$$

где G – вертикальная нагрузка на оболочку; F – площадь поперечного сечения оболочки.

Интенсивность давления грунта на глубине Z от поверхности засыпки определяется по формулам

$$\sigma_z = \gamma Z + q; \quad (1.6.5)$$

$$\sigma_r = \sigma_z \cdot \lambda, \quad (1.6.6)$$

где σ_z и σ_r – соответственно вертикальная и горизонтальная составляющие интенсивности давления грунта на глубине Z ; γ – удельный вес грунта заполнения; λ – коэффициент бокового давления грунта.

Стенки оболочки рассчитываются на растяжение от давления грунта, нормального к их поверхности. Кольцевые растягивающие усилия N_p на единицу высоты сечения стенки определяются по выражению

$$N_p = (\sigma_r + \sigma_r a_i) D / 2, \quad (1.6.7)$$

где a_i – коэффициент местного повышения давления.

Коэффициент a_i учитывает неравномерность распределения грунта заполнения по периметру оболочки в горизонтальной плоскости и зависит от степени неоднородности свойств грунта и эксцентриситета вертикальных сил. При осесимметричной нагрузке $a_i = 0,3$, при эксцентриситете $a_i > 0,3$.

Кольцевые растягивающие напряжения от давления грунта заполнения в стенке оболочки из тонколистового гофрированного металла рассчитываются по формуле

$$\sigma_p = \frac{N_p}{\xi \cdot t}, \quad (1.6.8)$$

где ξ – коэффициент волнистости гофрированного металла, $\xi = 1,18$; t – толщина оболочки.

Несущая способность цилиндрических оболочек из элементов гофрированных водопропускных труб для железных и автомобильных дорог с диаметрами отверстий 1,5; 2,0; 3,0 м, изготавливаемых по ТУ 35-812–81, ограничена прочностью вертикальных стыков внахлест на обычных болтах при работе их на растяжение.

В соответствии с требованиями [41] прочность стыковых соединений труб проверяется на смятие кромок отверстий в элементах и на срез болтов. При этом лимитирующей является прочность стыков при расчете на снятие кромок отверстий в соединяемых элементах:

$$S = m_2 \cdot R_{CH} \cdot t \cdot d, \quad (1.6.9)$$

где S – расчетное сдвигающее усилие на один болт от действия осевой сжимающей силы; m_2 – коэффициент условий работы соединения при расчете на смятие; R_{CH} – расчетное сопротивление болтового соединения при работе кромок стыкуемых элементов на смятие для стали марок 15СП (3300 кг/см²) и 09Г2Д (4200 кг/см²); t – толщина листа стыкуемых элементов (0,20 и 0,25 см); d – номинальный диаметр болта (1,6 см).

Прочность вертикальных стыков МГЭ цилиндрических оболочек временных опор рассчитывается по формуле

$$N_p = m_p \frac{N}{Q}, \quad (1.6.10)$$

где N_p – кольцевое растягивающее усилие в стенке оболочки; Q – шаг расстановки болтов по высоте стыка элементов (при типовом количестве болтов $Q = 6,5$ см, при удвоенном – $Q = 3,25$ см); m_p – коэффициент условий работы соединения при расчете прочности вертикальных стыков оболочек на действие растягивающей силы (по результатам испытаний, проведенных Военной академией тыла и транспорта в 1983 г., $m_p = 1,3$ при $Q = 6,5$ см; $m_p = 1,25$ при $Q = 3,25$ см).

Таким образом, по первому условию опора диаметром 3 м может достигать высоты 6 м. По второму условию ее высота ограничивается 1,5...3,2 м (в зависимости от опираемых пролетных строений) [106].

Уплотнение грунтового ядра заполнения с помощью РИТ позволит увеличить несущую способность грунта и уменьшить его давление на стенки оболочки (за счет армирующего элемента), что приведет к увеличению высоты опоры и повышению ее эксплуатационных качеств. В связи с этим возникает необходимость проанализировать существующие методы расчета уплотнения грунтовых оснований с применением РИТ.

1.7. Анализ методик расчета уплотнения грунтовых оснований с помощью разрядно-импульсной технологии

Как было указано выше, РИТ направлена на увеличение плотности грунта путем создания утолщенной цементной оболочки по длине сваи с некоторыми интервалами. Несущая способность уплотненного таким образом массива повышается как за счет самих армоэлементов, так и за счет уплотнения и цементации окружающего грунта [13, 16, 18].

Уплотнение грунтов под действием разрядно-импульсной нагрузки обеспечивается благодаря возникающей УВ длительностью до 100 мкс и расширению ППП, воздействие которого продолжается 1000 мкс и более.

Для расчетов уплотнения грунтовых оснований с применением РИТ приняты следующие исходные положения [13, 26]:

- грунт рассматривается как идеальная упругопластическая среда;
- УВ распространяется по сплошной невозмущенной среде и после завершения уплотнения уходит в бесконечность, уменьшаясь от центра разряда по экспоненциальному закону;
- процесс пульсации ППП близок к адиабатическому и обуславливает радиальные колебания полости;
- до определенного динамического давления ($P = 6...8$ МПа) грунт сжимается, а после превышения этого давления ведет себя как практически несжимаемое тело.

Граница зоны пластических деформаций определяется соотношением $r \geq 8r_0$. При этом величина давления, действующего на грунт, с целью исключения разрушения структурной целостности массива должна удовлетворять условию $P \leq P_{пр}$, где $P_{пр} = \gamma h + \sigma_{дин}$ (γh – гидростатическое давление грунта; $\sigma_{дин}$ – динамическое допусаемое напряжение на сжатие грунта, $\sigma_{дин} = 2\sigma_{ст}$).

В работе [13] предложена методика проектирования усиленных армоэлементами оснований поверхностных фундаментов, основанная на определении радиуса уплотнения грунта с учетом коэффициента зон перекрытия. Армоэлементы в грунтовом основании располагаются таким образом, что $r_{уп}$ будет равен радиусу одной из ЗУ [13]:

$$r_{\text{уп}} = \frac{B}{2r(1+K)}, \quad (1.7.1)$$

где K – коэффициент перекрытия ЗУ.

Оценка предельной несущей способности усиленного грунтового основания базируется на аналитических методах теории предельного равновесия. Образованный с помощью армоэлементов геотехногенный блок рассматривается как жесткий заглубленный фундамент. Несущая способность усиленного грунтового основания определяется по формуле

$$g_p = 0,7 \left(\frac{1}{2} \gamma B k_\gamma \lambda_\gamma d_\gamma + \gamma + \gamma' D_f k_g \lambda_g d_g + c_{\text{сц}} k_c \lambda_c d_c \right), \quad (1.7.2)$$

где g_p – расчетная нагрузка; B – ширина фундамента; γ, γ' – удельный вес грунтов, находящихся в пределах возможной призмы выпирания, соответственно ниже и выше подошвы фундамента; k_γ, k_g, k_c – безразмерные коэффициенты несущей способности, принимаемые в зависимости от угла внутреннего трения грунта φ ; $\lambda_\gamma, \lambda_g, \lambda_c$ – эмпирические коэффициенты, зависящие от размеров фундамента; D_f – глубина заложения фундамента; $c_{\text{сц}}$ – удельное сцепление грунта; d_γ, d_g, d_c – эмпирические коэффициенты, учитывающие соответственно наклон нагрузки, форму подошвы фундамента и глубину его уплотнения (в зависимости от расчетной схемы исследования).

Работа армирующего элемента и уплотненного грунтового массива рассматривается как единая система.

Необходимо отметить, что в работе [13] смысл термина «зона уплотнения» несколько отличается от подразумеваемого нормативными документами. Так, в пособии к СП 22.13330.2011 за нижнюю границу уплотненной зоны принимается толща грунта, на которой плотность сухого грунта ρ достигает значения, обычно равного $1,6 \text{ т/м}^3$, при котором полностью устраняются просадочные свойства грунта.

В работе [34] в ЗУ плотность сухого грунта ρ принимается не более $1,5 \text{ т/м}^3$ либо повышение ее происходит не менее чем на

0,4 т/м³. В [53] в пределах ЗУ значение ρ принимается не ниже заданного или минимально допустимого.

Такие разночтения и расплывчатость формулировки «уплотненная зона» предполагают получение различных расчетных размеров ЗУ. Это особенно важно для водонасыщенных грунтов, у которых плотность изменяется незначительно (на 0,1...0,5 т/м³). Например, согласно формулировке пособия к СП 11-101–95 возрастание значения плотности сухого грунта от 1,53 до 1,58 т/м³ (т. е. на 0,05 т/м³) не свидетельствует о наличии уплотняющих процессов.

В работе [13] термином «зона уплотнения» обозначается толща грунта, на границе которой давление уплотнения превзошло по величине структурную прочность грунта, за счет чего произошли минимальные деформации уплотнения. Таким образом, данное понятие охватывает всю область распространения уплотняющих деформаций, что более точно характеризует природу явления уплотнения.

Методика определения размеров области распространения уплотняющих деформаций, предложенная в [13], может быть уточнена с учетом особенностей формирования армоэлементов в опорах контурного типа из МГЭ и применена для нахождения зависимостей физико-механических свойств армированного массива.

Диаметр полости, образующейся при ВЭР, зависит от радиуса уплотнения и объемного веса скелета уплотненного грунта:

$$D_{\text{п}} = \frac{2r_{\text{уп}}}{0,95 \sqrt[3]{\frac{\gamma_{\text{ск,уп}}}{\gamma_{\text{ск,уп}} - \gamma_{\text{ск}}}}}. \quad (1.7.3)$$

Подбор параметров разрядно-импульсной установки (РИУ) осуществляется исходя из необходимой полезной энергии $E_{\text{п}}$, идущей на расширение скважины:

$$E_{\text{п}} = \frac{r_{\text{уп}}}{X}, \quad (1.7.4)$$

где X – величина смещения частиц грунта.

Еще одним достаточно эффективным методом расчета динамического уплотнения грунтов, основанным на тех же предпосылках, является энергетический метод, предполагающий определение энергии объемного деформирования, т. е. энергии, непосредственно расходуемой на развитие объемных деформаций [18]. Это связано с тем, что при объемных инженерных схемах механического или взрывного уплотнения грунтов объемное деформирование сопровождается интенсивным формоизменением. Умение правильно рассчитывать энергию объемного деформирования позволяет энергетическим методом определять такие параметры, как расширение стенок полости (скважины), ЗУ и др.

При таком подходе считается, что грунт представляет собой сплошную пластичную среду, плотность которой при разрядно-импульсной нагрузке изменяется по некоторому закону, а затем остается равной ρ . Объемное деформирование грунта происходит за счет уменьшения свободного (занятого воздухом) пространства, а объемное деформирование жидкой и твердой фаз грунта практически отсутствует.

Усиленное грунтовое заполнение с использованием армозащитных элементов в опорах контурного типа из МГЭ можно представить в виде искусственного заглубленного фундамента, имеющего соответствующие ширину и глубину (высоту) заложения и жестко ограниченного металлической оболочкой.

Однако следует отметить, что существующие методы расчета уплотнения грунтовых оснований армозащитными элементами с помощью РИТ применяются в сплошных неограниченных средах. Характер взаимодействия основных параметров ВЭР, совершающих работу по уплотнению, в ограниченном пространстве не исследован, а модель разрядно-импульсного уплотнения грунтового заполнения, ограниченного металлической оболочкой, отсутствует. Таким образом, вышеописанные методы расчета уплотнения грунта требуют существенной корректировки и уточнения.

На основании изложенного можно сделать следующие выводы.

1. Изучение проектных соображений по строительству мостовых переходов выявило, что в 30 % случаев при сооружении

береговых частей наплавных мостов потребуется укрепление грунта. Сократить трудоемкость и сроки возведения временных мостов на 10...15 % можно за счет сооружения в пойменной части реки поверхностных фундаментов опор, одним из направлений совершенствования которых являются грунтометаллические опоры. Применение в данных опорах современных методов уплотнения и укрепления грунта заполнения позволит снизить трудоемкость и длительность их возведения и добиться качественного выполнения самой сложной операции – уплотнения насыпного грунта.

2. Метод уплотнения и укрепления грунта сваями-РИТ наиболее полно отвечает военно-техническим требованиям.

3. Анализ режимов РИУ при уплотнении грунта свидетельствует о существовании трех режимов разряда (апериодического, критического и периодического), однако теоретическое обоснование выбора того или иного режима и его параметров при уплотнении насыпного грунта в ограниченном объеме металлической оболочки в настоящее время отсутствует.

4. Оценка теории и практики создания свай-РИТ обнаружила ряд существенных недостатков технологии:

- потери энергии импульса весьма значительны;
- геометрия ствола сваи делает методику расчета ее несущей способности некорректной;
- метод имеет низкую эффективность в маловлажных грунтах (без специальных добавок).

5. Обзор современных методов расчета опор контурного типа показал, что на сегодняшний момент отсутствуют методика расчета опор с армирующим элементом, формируемым ВЭР, и модель процесса уплотнения насыпного грунта в замкнутом объеме при формировании армоэлемента.

6. Для определения области применения опор контурного типа из МГЭ с грунтовым ядром заполнения, уплотненным по РИТ, необходимо провести комплексное экспериментально-теоретическое исследование, в ходе которого должны быть решены следующие задачи:

- теоретическое обоснование модели процесса разрядно-импульсного уплотнения грунтового ядра опоры контурного типа из МГЭ;

- уточнение теоретических зависимостей для расчета опоры контурного типа с грунтовым ядром заполнения, уплотненным по РИТ;

- экспериментальная проверка полученных теоретических зависимостей, включающая исследование процесса формирования ядра заполнения опоры контурного типа с использованием РИТ, а также закономерности распределения напряжений, возникающих в металлической оболочке от прикладываемой нагрузки, воспринимаемой грунтом заполнения;

- обоснование значений масштабных коэффициентов моделирования для перехода от маломасштабной модели к натурному образцу;

- разработка методики расчета опор контурного типа с армирующим элементом;

- разработка технологических и конструктивных предложений по совершенствованию опор контурного типа, сооружаемых с использованием РИТ.

7. Усовершенствование РИТ возможно за счет новых конструкций разрядных устройств. Для этого требуется:

- экспериментальное исследование, направленное на установление параметров разрядного устройства, способствующих формированию требуемой геометрической конфигурации ствола сваи;

- экспериментальное исследование возможности перераспределения и более эффективного использования в грунтах основения энергии разряда;

- изучение зависимости НДС околосвайного грунта от геометрической конфигурации сваи.

По результатам исследований необходимо предложить подход к прогнозированию геометрических размеров и несущей способности сваи, который станет основой для разработки способа повышения несущей способности основания под поверхностный фундамент.

Глава 2. ТЕОРЕТИЧЕСКОЕ ОБОСНОВАНИЕ СПОСОБА ФОРМИРОВАНИЯ ЯДРА ЗАПОЛНЕНИЯ ОПОР КОНТУРНОГО ТИПА ИЗ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ ГОФРИРОВАННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ, СОКРАЩЕНИЯ ПОТЕРЬ ЭНЕРГИИ ИМПУЛЬСА И ПОВЫШЕНИЯ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ СВАЙ-РИТ

2.1. Обоснование параметров разрядно-импульсной технологии при формировании ядра заполнения опор контурного типа из металлических гофрированных элементов

Как отмечалось в гл. 1, эксплуатация опор контурного типа возможна при наличии достаточно плотного грунтового ядра в теле опоры. Разрядно-импульсное уплотнение основано на использовании электрогидравлического эффекта [15, 20, 21]: в грунтовом ядре опоры создается скважина, которая заполняется водоцементной смесью, после чего в ней производятся ВЭР. За счет выделения энергии разряда диаметр скважины увеличивается, а грунт вокруг нее уплотняется.

Для осуществления электрических импульсов требуются блок питания с электроразрядной установкой и электрический разрядник (инъектор). Кроме того, необходимо определить основные параметры РИТ для производства работ.

Обоснование параметров технологического оборудования при уплотнении грунтового ядра в опорах контурного типа

Экспериментальными исследованиями [18] установлено, что степень уплотнения грунта определяется величиной энергии, запасаемой на емкости накопителя. При определенной энергии для грунтов с влажностью $W = 10...20\%$ можно обеспечить уплотнение до $20...40\%$ от начальной плотности. Величина необходимой для уплотнения энергии описывается известной зависимостью:

$$E_{\Pi} = \frac{r_{\Pi}^3 f_{\Pi}}{4,4\omega^3 \exp \Delta r^3}, \quad (2.1.1)$$

где $r_{\text{п}}$ – радиус полости, см; $f_{\text{п}}$ – коэффициент прочности грунта по шкале М. М. Протодяконова; ω – поправочная функция, применяемая в зависимости от межэлектродного промежутка и величины коэффициента $f_{\text{п}}$, $\omega = \omega(\delta, f_{\text{п}})$ [18].

Зная $E_{\text{п}}$, можно определить энергию на емкостном накопителе РИУ:

$$E_0 = E_{\text{п}}/\eta_0, \quad (2.1.2)$$

где η_0 – общий КПД передачи энергии в зону разряда.

Следует отметить, что процесс уплотнения грунтового ядра зависит от выбора режима разряда с заданными параметрами цепи, включающими: напряжение U , емкость C , межэлектродный промежуток δ , запасенную электрическую энергию E_0 , активное сопротивление R и индуктивность колебательного контура L .

Энергия на емкостном накопителе РИУ выражается формулой

$$E_0 = \frac{CU^2}{2}. \quad (2.1.3)$$

Таким образом, необходимо определить режим разряда для уплотнения насыпного грунта в металлической оболочке и формирования армоэлемента в теле опоры с такими параметрами цепи, при которых достигается наибольший КПД.

В работах Г. Н. Гаврилова, А. Г. Рябинина и К. В. Петрова [19, 20, 77, 85] рассмотрены три режима разряда: аperiodический, критический и периодический. Авторы объединили все режимы относительно скорости изменения мощности, выделяемой в межэлектродном канале, в одну общую зависимость с учетом функции $f(C/C_{\text{кр}})$, где $C_{\text{кр}}$ – емкость, соответствующая критическому разряду, $C_{\text{кр}} = 4L/R^2$. Такой подход позволил им сделать вывод, что при периодическом режиме разряда функция $f(C/C_{\text{кр}})$ увеличивается от 0 до 0,98 с возрастанием отношения $C/C_{\text{кр}}$. Наибольшее значение функции $f(C/C_{\text{кр}})$ (близкое к единице) достигается в области критического режима разряда при $C/C_{\text{кр}} = 0,8...1,05$. При аperiodическом режиме функция $f(C/C_{\text{кр}})$ резко падает. Следовательно,

для увеличения скорости нарастания мощности необходимо обеспечить периодический режим разряда, близкий к критическому.

Теоретическая оценка КПД разряда η_0 и результаты расчетов на ЭВМ, выполненных в работе [85], свидетельствуют о том, что критическому разряду соответствует довольно высокое преобразование электрической энергии в гидравлический КПД η_r и суммарный КПД η_0 разряда. Такое значение η_0 может быть достигнуто при электрических емкостях 150 мкФ и более и рабочем напряжении $U = 5 \dots 10$ кВ.

Экспериментальные исследования, проведенные И. А. Веприяком [13], подтверждают теоретические расчеты, представленные в [85]. Основным фактором, совершающим работу по расширению стенок скважины и уплотнению грунта вокруг нее, является давление ПГП. Величина давления незначительно зависит от рабочего напряжения, поэтому напряжение рекомендуется принимать в пределах 5...10 кВ. Для повышения эффективности технологического процесса изготовления элементов величину энергии единичного импульса следует назначать за счет увеличения емкости конденсаторной батареи, снижая при этом индуктивность разрядного контура электроразрядной установки.

Известно, что изменение величины межэлектродного промежутка δ при фиксированных U , C , L приводит к возникновению разных форм разряда. При высоких напряжениях пробоя ($U \geq 1 \dots 10$ кВ/мм) возникает лидерный (стиммерный) разряд. При напряжениях менее 1 кВ/мм лидерный разряд переходит в тепловой, при дальнейшем увеличении δ (или понижении напряжения при $\delta = \text{const}$) тепловой разряд сменяется беспробойным (медленным стеканием заряда конденсатора). Границей между ними является выражение, полученное Г. Н. Гавриловым и А. Г. Рябининым в [19, 85]:

$$\delta = 0,06U^2 \sqrt[3]{C}, \quad (2.1.4)$$

где δ – межэлектродный промежуток, мм; U – напряжение, кВ; C – емкость наполнителя, мкФ.

Область смены лидерной и тепловой форм разряда позволяет увеличить время протекания разряда и, следовательно, время действия электрического и магнитного полей до 245...500 мкс. В работе [85] установлено, что возрастание длительности действия электрического и магнитного полей на материал на основе вяжущего способствует ускорению его структурообразования и повышению прочности. При периодическом режиме разряда на долю электрического и магнитного полей приходится до 58 % от всей выделяющейся в канале разряда энергии.

В работе [18] на основе экспериментов ориентировочно установлена зависимость относительного радиуса уширения скважины Δr от коэффициента прочности грунта. Анализ исследований позволяет предположить, что Δr в насыпном грунте составит 3...4 раза. Тогда радиус скважины после уширения можно определить по формуле

$$r_n = r_0(1 + \Delta r), \quad (2.1.5)$$

где r_0 – начальный радиус скважины.

Режимы разряда и их основные параметры по данным [85] представлены в табл. 2.1.1.

Таблица 2.1.1

Основные параметры различных режимов разряда [85]

| Режим | U , кВ | C , мкФ | t , мкс | КПД | |
|----------------------------------------|----------|-------------|-----------|-------------|-------------|
| | | | | η_a | η_r |
| Апериодический | 50...70 | 0,5...1 | 4,5...14 | 0,35...0,45 | 0,07...0,10 |
| Критический, близкий к апериодическому | 50...70 | 100 и более | 50...120 | 0,30...0,35 | 0,20...0,25 |
| Критический, близкий к периодическому | 5...10 | Менее 150 | 150...220 | 0,24...0,37 | 0,10...0,12 |
| Периодический | 5...10 | 150 и более | 240...500 | 0,26...0,28 | 0,12...0,25 |

Величина радиуса уширения скважин при уплотнении электроразрядом в различных по прочности грунтах при $C = 150$ мкФ, $U = 7$ кВ, $n = 6...8$ по данным [18] представлена в табл. 2.1.2.

Таблица 2.1.2

**Уширение скважин при уплотнении электроразрядом
в различных по прочности грунтах [18]**

| Наименования грунтов | Коэффициент прочности f_n | Радиус уширения Δr |
|---------------------------------------|-----------------------------|----------------------------|
| Плывуны, разжиженный грунт | 0,3 | 4...5 |
| Песок мелкий, гравий, песчаный грунт | 0,5 | 3...4 |
| Растительный грунт, торф, сырой песок | 0,6 | 2...3 |
| Глинистый грунт | 0,8 | 1,5...2,0 |
| Плотный глинистый грунт | 1,0 | 1,2...1,5 |
| Насыпной грунт | 0,4...0,5 | 3...4 |

Размеры полости и ЗУ можно регулировать не только величиной энергии разряда, но и количеством импульсов, поэтому необходимо обосновать также количество импульсов на одном горизонте.

*Обоснование числа разрядных импульсов при уплотнении
грунтового ядра в опорах контурного типа*

При воздействии разряда на грунт происходит отжимание воды в его пустоты. Одновременно с этим создавшееся давление перемещает и часть твердых частиц грунта, в результате чего образуется полость. Следующий разряд, очевидно, будет стремиться расширить эту полость. В связи с тем что вода при уровне давле-

ний, возникающих в процессе разряда, может быть принята несжимаемой, расширение возможно только за счет вытеснения воздушной фракции грунта и отжимания твердых частиц.

Если действие разряда достигнет области грунта, в которой еще имеются пустоты, полость способна увеличиться. В противном случае сформировавшаяся оболочка полости, состоящая из частиц грунта и воды, может деструктироваться, а последующие импульсы будут все больше углублять эти процессы. Поэтому необходимо формировать армирующие элементы таким образом, чтобы их структура состояла из одного цементного раствора без включения грунтов. Кроме того, область грунта, окружающего зоны утолщения, не должна разрыхляться или становиться высокопластичной.

Таким образом, при использовании РИТ необходимо для каждого вида грунта определять оптимальное количество разрядов.

Проведенные авторами [13, 18] экспериментальные исследования подтверждают правильность представлений о влиянии количества импульсных разрядов на процесс уплотнения грунта. Установлено, что при 6...8 импульсных разрядах увеличиваются плотность и диаметр скважины, понижаются влажность и пористость грунта. При 10 и более разрядах ЗУ начинает затухать, ее размеры в плане сокращаются, ухудшаются физико-химические показатели грунта. При количестве разрядов менее 5 уплотнение грунта незначительно [13].

Следует отметить, что число разрядных импульсов влияет не только на физико-механические свойства грунтов, но и на конфигурацию армирующих элементов. Поскольку в опорах контурного типа используется насыпной грунт, а сами опоры имеют правильную цилиндрическую форму, можно предположить, что оптимальное количество импульсов на первом горизонте должно находиться в пределах 8...10, а на последующих горизонтах – в пределах 7...8. Это позволит сформировать армоэлемент правильной конфигурации с максимальным коэффициентом уплотнения грунта заполнения тела опоры. Однако данное предположение требует экспериментальной проверки.

Таким образом, для формирования грунтового ядра единой плотности в металлической гофрированной оболочке следует ис-

пользовать периодический режим разряда, близкий к критическому, что позволяет максимально увеличить гидравлический КПД η_r и долю электрической энергии, приходящейся на гидравлический поток, – основной фактор, формирующий стенки скважины.

Анализ лабораторных и экспериментальных работ [12, 18, 85] позволил определить и обосновать наиболее эффективные параметры разряда для сооружения опор контурного типа:

- электрическая емкость накопителя: $C = 150$ мкФ и более;
- рабочее напряжение: $U = 5 \dots 10$ кВ;
- число разрядов на первом горизонте: $n = 8 \dots 10$, на последующих – $n = 7 \dots 8$.

Эти параметры приемлемы как для насыпного грунта, так и для формирования прочной структуры армоэлементов.

2.2. Модель процесса разрядно-импульсного уплотнения грунтового ядра в теле грунтометаллической опоры

Исследования показывают, что геометрия возмущения (разряд происходит не в точке) незначительно влияет на развитие деформационных процессов [13, 85]. Расширение парогазового пузыря (ПП) эквивалентно действию сферического поршня, вызывающему в окружающей среде образование ударной волны (УВ). Возникающий в результате расширения парогазовый пузырь имеет форму, близкую к сферической, хотя разряд происходит в цилиндрической полости. Внутренняя энергия полости и кинетическая энергия жидкой среды, приведенной в движение действием УВ, обуславливают радиальные колебания ПП.

Установлено [18], что в цементном растворе и водонасыщенном грунте причины пульсации газового пузыря те же, что и в воде. ПП расширяется, и в образовавшуюся полость вытекает цементный раствор. Расширившись до давления внутри, ниже гидростатического, пузырь начинает сжиматься, а по достижении минимального объема, когда давление в нем вновь возрастает, опять расширяется.

Вследствие этого и УВ, распространяющаяся в водной среде, будет характеризоваться несколькими скачками давления, количество которых зависит от числа пульсаций ППП, определяющегося, в свою очередь, горизонтом, на котором находится электрический разрядник, так как газовый пузырь, имея меньшую плотность, чем у окружающего цементного раствора, будет подниматься к поверхности и, достигнув ее, войдет в воздух [114].

Ударная волна вызывает изменения напряженного состояния, плотности и влажности среды. В результате в окружающем грунте образуется полость, размеры которой зависят от интенсивности воздействия и физико-механических свойств грунта.

Модель процесса разрядно-импульсного уплотнения грунтового ядра в теле грунтометаллической оболочки будет выглядеть следующим образом. При приложении напряжения U емкости к электродам, находящимся в жидкой среде (цементном растворе), происходят предпробойный, активный и пассивный процессы.

Предпробойный процесс начинается с момента подачи напряжения на электроды и завершается электрическим пробоем жидкости.

Активный процесс характеризуется образованием плазменного канала, обладающего высокой проводимостью. В результате резко возрастает величина тока в цепи разряда (от 10 до 100 кА) и в течение короткого промежутка времени (10...100 мкс) выделяется значительное количество энергии ($10^3...10^5$ Дж), что способствует нагреву веществ в канале разряда до температуры $10 \cdot 10^3...15 \cdot 10^3$ К. Эти явления вызывают расширение канала со скоростью порядка $10^2...10^3$ м/с, вследствие чего возникает интенсивное гидродинамическое возмущение, имеющее характер УВ с энергией $E_{УВ}$. За счет энергии $E_{УВ}$ можно обеспечить процессы разрушения, дробления и переизмельчения различных материалов, фазовый переход хрупких материалов в пластичные и пр. [19].

На этом этапе продукты разряда отражаются от прилегающей к разряду среды и стенки оболочки. Прилегающая к разряду среда, обладая определенной инерцией, приходит в движение лишь через некоторое время. В течение этого промежутка продукты разряда получают неоднократное отражение, благодаря чему их давление на окружающий грунт выравнивается во всех

направлениях. Поэтому такой разряд можно считать сферическим. По мере удаления от центра разряда и вовлечения в движение все больших масс среды давление в волне сжатия падает, скорости и напряжения в среде уменьшаются. В движущейся и сжимаемой среде появляются растягивающие усилия, которые ведут к образованию радиальных трещин. Продукты разряда устремляются в эти трещины, и их давление на окружающую среду начинает падать. Достигнув металлической оболочки, УВ сжатия отражается от нее, по среде проходит волна разгрузки в направлении, противоположном волне сжатия. В результате возникают растягивающие усилия, направленные к центру разряда, что ведет к образованию тангенциальных трещин. В момент встречи отраженной волны и волны сжатия избыточное давление волны сжатия на окружающую среду резко падает до нуля, как бы срезая хвостовую часть импульса, и волна сжатия переходит в звуковую волну.

Пассивный этап характеризуется переходом канала разряда в расширяющуюся ППП с энергией $E_{ГП}$, за счет которой и совершается работа по уплотнению грунта в процессе создания армо-элементов. Продукты разряда вытесняют окружающий грунт из пределов сферической области, занимаемой расширяющейся ППП. В образовавшиеся трещины проникает цементный раствор. Происходят цементация заключенного в оболочке грунта, вытеснение его воздушной фракции и перемещение твердых частиц. Грунт в металлической оболочке уплотняется, в нем образуется армирующий элемент, вокруг которого возникает несколько силовых полей разной плотности.

К. А. Наугольных и Н. А. Рой в [73] получили обобщенную зависимость для давления на фронте УВ:

$$P_{\phi} = 10^{-6} \cdot r(C_6 \cdot U^6 / L_{p.k}^2)^{1/5}, \quad (2.2.1)$$

где r – расстояние до точки измерения давления, м; C_6 – емкость конденсаторной батареи, мкФ; U – напряжение, В; $L_{p.k}$ – индуктивность разрядного контура, Гн.

В работах ПБК электрогидравлики АН УССР получена зависимость, определяющая давление парогазового пузыря $P_{п.п}$ для сферической симметрии:

$$P_{п.п} = (0,26A^{1/4} \cdot \rho_p^{3/8} \cdot U^{3/4} \cdot \delta_{р.п}^{1/2} \cdot C^{1/8}) / (r^{1/3} \cdot L_{р.к}^{1/2}) \cdot 10^{-6}, \quad (2.2.2)$$

где A – электроискровая постоянная; ρ_p – плотность цементного раствора, кг/м³; U – рабочее напряжение, В; r – расстояние до точки измерения давления, м; $L_{р.к}$ – индуктивность разрядного контура, Гн; C – емкость конденсаторной батареи, мкФ; δ – межэлектродный промежуток.

Расчет давления по формулам (2.2.1) и (2.2.2) приведен в табл. 2.2.1. Расчет величин давления P_ϕ и $P_{п.п}$ на расстоянии 0,05 м от оси разряда проведен по данным работы [13].

Таблица 2.2.1

Расчет давления

| № п/п | Параметры РИУ | | | Величина давления, МПа | |
|----------|---------------|-----------|----------------|------------------------|-----------|
| | U , кВ | C , мкФ | $L_{р.к}$, Гн | P_ϕ | $P_{п.п}$ |
| 1 | 5 | 150 | 4 | 2,96 | 0,155 |
| 2 | 5 | 150 | 8 | 2,96 | 0,31 |
| 3 | 5 | 150 | 12 | 2,96 | 0,47 |
| 4 | 5 | 150 | 20 | 2,96 | 0,78 |
| 5 | 7 | 150 | 12 | 4,75 | 0,51 |
| 6 | 7 | 300 | 20 | 4,75 | 0,75 |
| 7 | 9 | 150 | 12 | 6,01 | 6,54 |

Результаты расчетов давлений УВ и ПГП [13, 85] показывают, что при периодическом режиме разряда в насыпном грунте (а именно таким является грунт в грунтометаллических опорах) радиус уширения может составлять 3...4 раза от первоначального, о чем свидетельствует высокое давление в канале разряда (порядка 4...5 атмосфер).

Формулы, полученные в [12], позволяют определить радиус уплотнения грунта, в том числе и насыпного грунта в металлической оболочке:

$$r_{\text{уп}} = 0,95r_{\text{п}} \sqrt{\frac{\gamma_{\text{ск.уп}}}{(\gamma_{\text{ск.уп}} - \gamma_{\text{ск}})}} = 2r_{\text{п}}k_{\gamma}, \quad (2.2.3)$$

где $\gamma_{\text{ск.уп}}$ – среднее значение объемного веса скелета уплотненного грунта по данным испытаний, кН/м^3 ; $\gamma_{\text{ск}}$ – среднее значение объемного веса скелета грунта в начальном состоянии, кН/м^3 ; $r_{\text{п}}$ – радиус полости, м; k_{γ} – коэффициент, принимаемый в зависимости от значений объемного веса скелета грунта по данным [69].

По плотности такой грунт относится к рыхлым пескам и суглинкам малой плотности (примерно 1300 кг/м^3) [88]. Так как объем насыпного грунта ограничен диаметром оболочки, следует полагать, что при формировании одного армирующего элемента произойдет уплотнение всего массива. Это подтверждается теоретическими и экспериментальными исследованиями [12, 18, 20].

На рис. 2.2.1 показано распределение энергии при ВЭР [18].

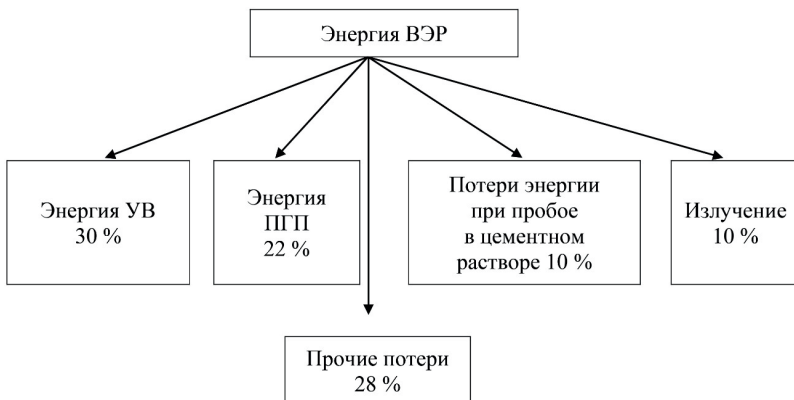


Рис. 2.2.1. Распределение энергии при ВЭР

Наибольшее давление от выделенной энергии возникает непосредственно в канале электрического разряда (давление в канале в момент зарождения волны сжатия и давление на фронте УВ вблизи канала имеет порядок $10^3 \dots 10^4$ кг/м²) и уменьшается по мере удаления от центра разряда с течением времени. Металлическая оболочка испытывает воздействие от давления УВ. Грунт оказывает УВ сопротивление, в результате чего волна достигает оболочки с давлением на порядок ниже ($10^2 \dots 10^3$ кг/м²), что значительно меньше прочности самой оболочки. Причем это воздействие осуществляется лишь непродолжительное время. Давление ППП в первую очередь вызывает смещение частиц грунта, уплотняя ядро заполнения опоры. В результате уплотнения происходит боковой распор грунта, воздействие которого на оболочку можно сравнивать с давлением грунта, возникающим от вертикальной нагрузки на него.

Следовательно, можно предположить, что при уплотнении грунтового ядра металлической гофрированной оболочки возникнут напряжения от воздействия электрического разряда, соответствующие статической нагрузке определенного этапа. Однако в силу того, что при уплотнении произойдет и цементация грунта, напряжение на оболочке опоры спадет через время T , равное началу схватывания цементного раствора.

Изложенный механизм модели разрядно-импульсного уплотнения позволяет предположить, что внутреннее давление грунта на стенки оболочки снизится благодаря уплотнению и цементации. Несущая способность опоры увеличится за счет передачи определенной доли нагрузки на армирующий элемент (с последующей передачей на грунтовое основание), а также за счет ЗУ грунта вокруг армоэлемента. Это позволит увеличить высоту опоры без изменения ее диаметра.

2.3. Теоретическое обоснование расчетной модели давления грунта на металлическую оболочку опоры

Опоры контурного типа из МГЭ (грунтometаллические опоры) представляют собой круглые столбы, заполненные грунтом, оболочки которых собраны из стандартных элементов гофрированных водопропускных труб.

Грунт заполнения предназначен для передачи нагрузки с пролетных строений на грунтовое основание. Его работа под нагрузкой обеспечивается обоймой – металлической оболочкой, которая вследствие этого испытывает давление грунта, находящегося в ее полости.

Для определения давления грунта в какой-либо конкретной точке оболочки мысленно выделим из оболочки сегмент, содержащий эту точку. Высота сегмента будет равна высоте опоры, а ширина будет стремиться к минимуму. Поэтому давление грунта на такой сегмент можно рассматривать как давление на подпорную стену.

Поскольку волнистость оболочки симметрична, ее можно рассматривать как прямую (относительно центра волнистой поверхности).

Для определения давления грунта на ограждающую оболочку используем расчетную схему, представленную в [72].

Известно, что условие прочности несвязного грунта выражается зависимостью

$$\sigma_r / \sigma_z = \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi / 2), \quad (2.3.1)$$

где σ_r , σ_z – соответственно горизонтальные и вертикальные напряжения; φ – угол внутреннего трения грунта.

Отсюда можно определить горизонтальные напряжения:

$$\sigma_r = \sigma_z \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi / 2) = \sigma_r \lambda;$$

$$\lambda = \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi / 2),$$

где λ – коэффициент бокового давления.

По контакту с поверхностью сегмента оболочки горизонтальные напряжения численно равны противоположно направленному реактивному отпору оболочки p_a . Учитывая, что нагрузка p_z на горизонтальную поверхность каждого элементарного объема будет определяться только весом столба грунта над ней, получим:

$$\sigma_z = p_z = \gamma z,$$

где γ – удельный вес грунта; z – глубина расположения поверхности.

Тогда

$$p_a = \gamma \cdot z \cdot \lambda.$$

На рис. 2.3.1 представлена эпюра давления грунта на сегмент опоры [72]. При треугольной эпюре p_a полная горизонтальная нагрузка на сегмент оболочки приложена на высоте $H/3$ от нижней ее границы [92]. Так как рассматриваемый грунт заключен в металлическую оболочку диаметром D , на стенки оболочки будет действовать только активное давление. Поэтому полное давление на сегмент оболочки получим в следующем виде [87]:

$$P = 1/2\gamma \cdot z \cdot \lambda \cdot H, \quad (2.3.2)$$

где H – высота опоры.

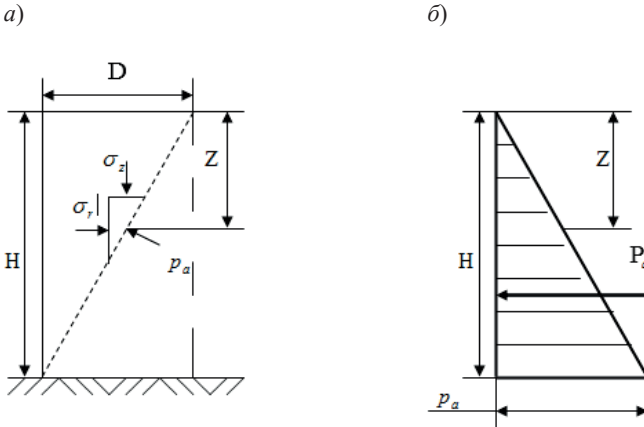


Рис. 2.3.1. Схема к определению давления грунта на сегмент оболочки:
 а – активное давление; б – эпюра давления

Сплошная равномерно распределенная по площади опоры нагрузка g может быть заменена эквивалентным слоем грунта постоянной глубины z_0 (рис. 2.3.2, а) [87]. В этом случае эпюра дав-

ления представляет собой трапецию. Полная нагрузка равна площади трапеции с линией действия, проходящей через центр тяжести [87]:

$$P_g = \frac{1}{2}(\gamma z + g)\lambda H. \quad (2.3.3)$$

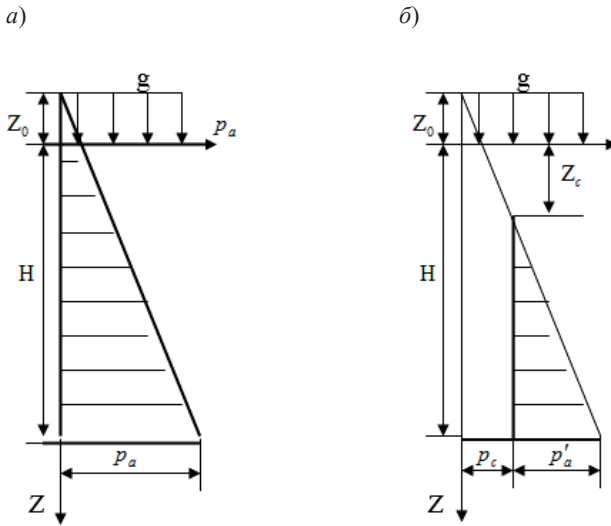


Рис. 2.3.2. Эпюры давления грунта на сегмент оболочки:
a – несвязного; *б* – связного

В результате разрядно-импульсного воздействия происходит цементация грунта, вызывающая в нем увеличение сил трения и сцепления. На рис. 2.3.2, *б* представлена эпюра давления связного грунта [87]. Известно [69, 87, 88], что давление грунта с учетом сил сцепления выражается зависимостью

$$p'_a = \gamma \cdot z \cdot \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi / 2) - 2c_{\text{сц}} \cdot \operatorname{tg}(45^\circ - \varphi / 2), \quad (2.3.4)$$

где $c_{\text{сц}}$ – сцепление грунта.

При уплотнении грунта заполнения по РИТ в теле опоры создается армирующий элемент, повышающий ее несущую способность и уменьшающий давление грунта на стенки оболочки от вертикальной равномерно распределенной нагрузки. Следовательно, часть вертикальной нагрузки, действующей на опору, передается непосредственно через армирующий элемент на грунтовое основание под опорой. Поэтому необходимо рассмотреть задачу, решение которой позволит теоретически обосновать нагрузку, воспринимаемую армирующим элементом.

Исходными данными являются: вертикальная нагрузка G , площадь опоры F , площадь армирующего элемента F_1 и площадь грунта заполнения F_2 , ограниченная металлическим гофрированным каркасом, причем

$$F = F_1 + F_2. \quad (2.3.5)$$

Основные предпосылки для определения нагрузки, распределяемой на армирующий элемент и грунт заполнения:

- передача усилий осуществляется через грунт заполнения и армоэлемент;
- грунт и армоэлемент не воспринимают растягивающих усилий;
- грунт постоянно обжат внутри оболочки, следовательно, даже при отсутствии усилий не происходит разуплотнения массива и изменения прочностных характеристик грунта;
- уравнение равновесия составлено на конец стабилизированного процесса, на этот момент армоэлемент работает вместе с грунтом;
- напряжения от вертикальной нагрузки не должны превышать предела, при котором происходит смятие кромок отверстий оболочки;
- тонкостенная гофрированная оболочка под нагрузкой грунта заполнения деформируется совместно с ним, поэтому при расчете жесткость оболочки в вертикальном направлении можно не учитывать.

Исходя из этого, напряжения в грунте от вертикальной нагрузки G по оси y можно определить по формуле

$$\sigma_{\text{уг}} = \frac{G_2}{F_2},$$

где G_2 – вертикальная нагрузка на грунт; F_2 – площадь, занимаемая грунтом в теле опоры.

Напряжения, возникающие в армоэлементе от той же нагрузки:

$$\sigma_{\text{ya}} = \frac{G_1}{F_1},$$

где G_1 – вертикальная нагрузка, воспринимаемая армоэлементом; F_1 – площадь армоэлемента.

Так как напряжения возникают в результате деформации от вертикальной нагрузки, относительные деформации армирующего элемента ε_1 и грунтового ядра заполнения ε_2 можно представить в виде

$$\varepsilon_1 = \frac{G_1}{Y_1 F_1};$$
$$\varepsilon_2 = \frac{G_2}{Y_2 F_2},$$

где Y_1 , Y_2 – соответственно модули Юнга армоэлемента и грунтового ядра заполнения, выражающие зависимость между напряжением и деформациями (принимаются по [104]).

Осадка армирующего элемента:

$$\Delta_1 = \varepsilon_1 H;$$

осадка грунта заполнения тела опоры:

$$\Delta_2 = \varepsilon_2 H,$$

где H – высота опоры.

Ввиду того что вертикальная нагрузка G равномерно распределена по всей площади опоры F , из условия одинаковых осадок $\Delta_1 = \Delta_2$ получим:

$$\frac{G_1}{Y_1 F_1} = \frac{G_2}{Y_2 F_2}. \quad (2.3.6)$$

Выразим нагрузку G_2 через G_1 : $G_2 = G - G_1$ и подставим в (2.3.6):

$$\frac{G_1}{Y_1 F_1} = \frac{G - G_1}{Y_2 F_2}.$$

Преобразовав это выражение, получим

$$G_1 \left(\frac{1}{Y_1 F_1} + \frac{1}{Y_2 F_2} \right) = \frac{G}{Y_2 F_2}.$$

Окончательно:

$$G_1 = \frac{G Y_1 F_1}{Y_1 F_1 + Y_2 F_2}. \quad (2.3.7)$$

Выражение (2.3.7) позволяет определить часть нагрузки, которую воспринимает армирующий элемент и передает непосредственно на основание опоры. Для учета данной нагрузки введем коэффициент β :

$$\beta = \frac{G_1}{G}. \quad (2.3.8)$$

Таким образом, мы теоретически обосновали коэффициент, учитывающий влияние разрядно-импульсного уплотнения грунта заполнения тела опоры на способность опоры воспринимать нагрузки.

Для практического подтверждения необходимо провести экспериментальные исследования, после чего расчетное значение коэффициента β_p будет определено по зависимости

$$\beta_p = \bar{\beta} \pm \Delta\beta, \quad (2.3.9)$$

где $\bar{\beta}$ – среднее значение коэффициента β при проведении n -го количества экспериментов; $\Delta\beta$ – предел отклонения среднего значения β .

В связи с этим перед проведением экспериментов необходимо определить минимальное число опытов, позволяющее получить информацию с надежностью $P = 0,95$. Значение коэффициента β в каждом опыте будет определяться формулой

$$\beta = \frac{\sigma_T}{\sigma_{\text{экс}}}, \quad (2.3.10)$$

где σ_T – значение напряжений, возникающих в металлической оболочке от нагрузки, действующей на опору, полученное по теоретическим зависимостям для грунтового ядра, уплотняемого послойно механическим способом; $\sigma_{\text{экс}}$ – значение напряжений, возникающих в металлической оболочке от нагрузки, действующей на опору, по результатам экспериментальных исследований.

Расчетный коэффициент β_p позволит принять во внимание все факторы, не учтенные при теоретическом обосновании распределения нагрузки на грунт заполнения и армирующий элемент. Следовательно, значение β_p необходимо будет учитывать при расчете по теоретическим зависимостям напряжений, возникающих в оболочке опоры с армирующим элементом от вертикальной нагрузки на опору.

2.4. Теоретическое обоснование напряжений в сечениях металлической гофрированной оболочки

Для расчета опор контурного типа из МГЭ необходимо определить лимитирующие напряжения, возникающие в металлической гофрированной оболочке.

В разделе 2.3 было теоретически обосновано давление грунта засыпки на стенку оболочки, а также напряжения, возникающие в грунте у стенки оболочки от собственного веса и вертикально приложенной нагрузки.

Так как металлическая оболочка воспринимает давление от замкнутого внутри грунта, на ее стенку будут воздействовать вертикальные усилия от сцепления с грунтом, передающиеся за счет трения грунта о стенки оболочки, и усилия от давления грунта, нормального к поверхности стенок (кольцевые усилия).

Схема усилий, действующих на металлическую оболочку, представлена в [101].

Вертикальные усилия N_z у стенки оболочки с учетом сил трения (рис. 2.4.1, а) будут определяться выражением [101]

$$N_z = (\gamma z + g)hD / 2k\zeta, \quad (2.4.1)$$

где γ – удельный вес грунта заполнения, принимаемый по [91]; z – расстояние от верха опоры до рассматриваемой точки; g – равномерно распределенная по площади опоры нагрузка; h – высота гофрированной секции; D – диаметр опоры; k – коэффициент, учитывающий неоднородность заполнения оболочки грунтом, принимается $k = 1,05$ [92]; ζ – коэффициент трения грунта о стенки оболочки, принимается по [91].

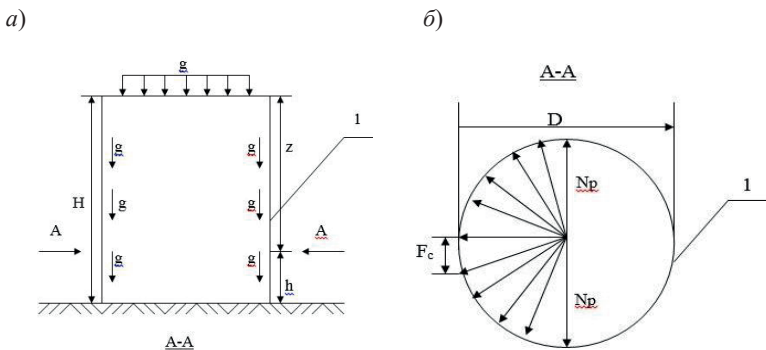


Рис. 2.4.1. Схема усилий, действующих на металлическую гофрированную оболочку: а – вертикальных; б – нормальных к поверхности стенки

Напряжения в металлической оболочке от вертикальных усилий σ_z можно найти по формуле [101]

$$\sigma_z = N_z/F_c, \quad (2.4.2)$$

где F_c – площадь сечения оболочки, $F_c = 2\pi Rt$, $2\pi R$ – длина окружности оболочки, t – толщина оболочки.

Вертикальные усилия – сжимающие, они облегчают работу оболочки. При расчете опор контурного типа напряжения, возникающие в оболочке от вертикальных усилий, можно не учитывать. Лимитирующими являются кольцевые растягивающие напряжения в стенке оболочки [101]. Поэтому при расчете опор контурного типа достаточно определить σ_p .

Кольцевые растягивающие усилия N_p на единицу сечения оболочки определяются по зависимости [101]

$$N_p = (\gamma z + g)\lambda h D / 2k, \quad (2.4.3)$$

где γ – удельный вес грунта заполнения, принимаемый по [92]; z – расстояние от верха опоры до рассматриваемой точки; g – равномерно распределенная по площади опоры нагрузка; λ – коэффициент бокового давления; h – высота гофрированной секции; D – диаметр опоры; k – коэффициент, учитывающий неоднородность заполнения оболочки грунтом, принимается $k = 1,05$ [92].

Кольцевые растягивающие напряжения от давления грунта заполнения на единицу сечения в стенке оболочки из тонколистового гофрированного металла можно найти по формуле [101, 106]

$$\sigma_p = N_p/\xi t, \quad (2.4.4)$$

где N_p – кольцевые растягивающие усилия; ξ – коэффициент волнистости гофрированного металла, $\xi = 1,18$ [58]; t – толщина оболочки.

При расчете кольцевых растягивающих усилий для опор контурного типа с армирующим элементом следует учесть, что армоэлемент при воздействии на опору вертикальной нагрузки будет испытывать трехосное сжатие (подобно стабилometру).

В разд. 2.3 были получены зависимости для определения расчетного коэффициента β_p , учитывающего распределение вертикальной нагрузки на грунт заполнения и армоэлемент, благодаря чему снижается давление грунта на внутренние поверхности стенок оболочки. Поэтому кольцевые растягивающие усилия N'_p на единицу сечения оболочки опоры с армирующим элементом предлагается определять по зависимости

$$N'_p = N_p \beta_p = ((\gamma z + g)\lambda h D / 2k) \beta_p, \quad (2.4.5)$$

где N_p – кольцевые растягивающие усилия в опоре с грунтовым ядром, уплотненным механическим способом, полученные по зависимости (2.4.3); β_p – расчетный коэффициент, учитывающий распределение нагрузки на грунт заполнения и армирующий элемент.

Тогда для опоры с армирующим элементом кольцевые растягивающие напряжения от давления грунта заполнения на единицу сечения в стенке оболочки из тонколистового гофрированного металла будут выражаться следующим образом:

$$\sigma'_p = N'_p / \xi t. \quad (2.4.6)$$

Итак, мы получили теоретические зависимости (2.4.5), (2.4.6) для определения кольцевых растягивающих усилий и кольцевых растягивающих напряжений от давления грунта заполнения на внутренние стенки оболочки опоры с учетом армирующего элемента.

2.5. Обоснование потерь полезной энергии при использовании разрядно-импульсных технологий в геотехнике

Снижение энергозатрат в РИТ – одно из важнейших направлений развития данного метода, позволяющее решать важные технологические задачи фундаментостроения. Уменьшение расходов энергии не только ведет к удешевлению производства, но и со-

здает предпосылки для разработки нового технологического оборудования с меньшими массогабаритными параметрами, что наиболее актуально для военного строительства.

Наличие аналогии между динамическим воздействием ЭВ и бризантных ВВ позволяет заменить разряд эквивалентным количеством ВВ и произвести оценку факторов взрыва в забое скважины:

$$R = k\sqrt[3]{C}, \quad (2.5.1)$$

где R – радиус формируемой полости, см; C – масса ВВ, кг; k – коэффициент, учитывающий изменение свойств грунта при воздействии ВВ.

Я. Д. Гильман преобразовал формулу (2.5.1) и предложил определять радиус R уширения ствола сваи, устраиваемой при помощи силового действия разряда, как

$$R = 1,82 \cdot 10^{-3} k\sqrt[3]{W}, \quad (2.5.2)$$

где W – общая энергия разряда, Дж.

ЭВ сходен с взрывом ВВ не только по воздействию на окружающую среду, но и по ряду физических и химических процессов, сопровождающих данное явление. Поэтому снизить энергозатраты можно путем сокращения потерь и перераспределения энергии взрыва по заданным направлениям.

Известно, что энергия ВЭР в жидкости трансформируется в сверхвысокие импульсные гидравлические давления, приводящие к появлению сверхзвуковой УВ, мощных кавитационных процессов, инфра- и ультразвуковых излучений, механических резонансных явлений с амплитудами, мощных электромагнитных полей, интенсивных импульсных световых, тепловых, ультрафиолетовых, рентгеновских и др. излучений. Данное явление получило название электрогидравлического эффекта.

Энергия на емкости накопителя РИУ выражается известной формулой (1.4.5).

Формирование электрического разряда в жидкости связано со значительными потерями энергии – как на стадии формирования пробоя, так и на стадии взаимодействия факторов ЭВ с окружающей средой [43]. Диаграмма распределения энергии импульсного электрического разряда в воде показана на рис. 2.5.1.

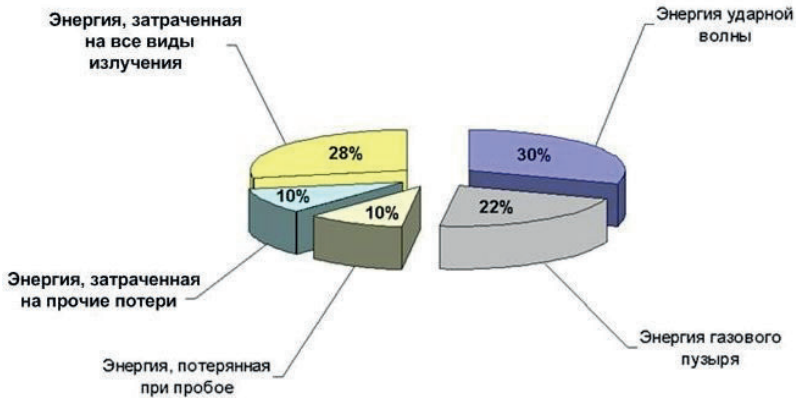


Рис. 2.5.1. Распределение энергии импульсного разряда в воде

Как видно, общие потери могут составлять более 48 % от удельной энергии электрического тока, вводимого в разрядный канал. Если пренебречь всеми видами излучения, то на изготовление сваи-РИТ задействуется лишь 52 % энергии. Ее условно и будем считать полезной энергией.

Полезная энергия $W_{\text{пол}}$ выражается зависимостью

$$W_{\text{пол}} = S \frac{1}{\rho_0 C_0} \int_0^{\tau} P^2 dt + \frac{4}{3} P_0 R_{\Gamma\text{max}}^3, \quad (2.5.3)$$

где S – площадь сферы, см^2 ; $\rho_0 C_0$ – волновое сопротивление воды; P – давление на фронте УВ при разряде, Па; P_0 – гидростатическое давление ПГП, Па; $R_{\Gamma\text{max}}^3$ – максимальный радиус газового пузыря, см.

При производстве свайных работ с применением РИТ, как правило, используют коаксиальную систему разрядных устройств. Модель работы коаксиального разрядного устройства в забое скважины с указанием области распространения полезной энергии представлена на рис. 2.5.2, а. Предварительные испытания показали, что область распространения энергии взрыва от такого разрядника в основном имеет сферически симметричную форму.

Таким образом, разряды в бетонной смеси создают шарообразную камуфлетную полость (КП), которая заполняется бетоном, в результате чего свая приобретает свои геометрические очертания (рис. 2.5.2, б). Уширение сваи-РИТ по боковой поверхности называется камуфлетным уширением (КУ).

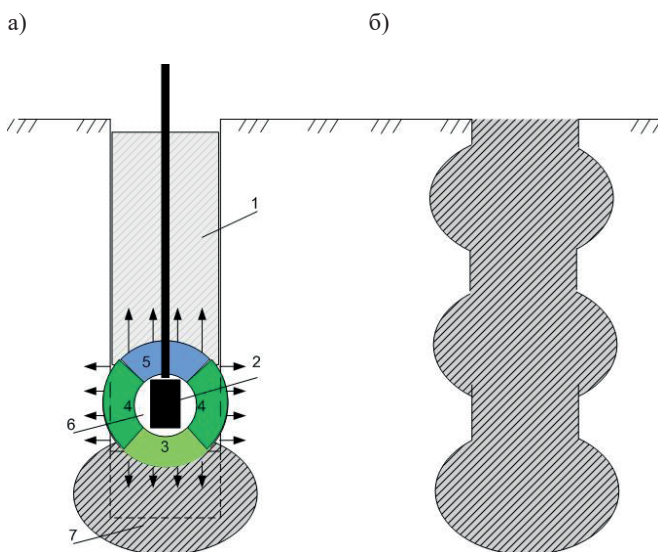


Рис. 2.5.2. Схема распределения энергии разряда при формировании КУ коаксиальным разрядником в забое скважины: а – работа разрядного устройства в забое; б – полученная свая-РИТ; 1 – скважина с бетоном; 2 – разрядное устройство; 3 – энергия, направленная на уплотнение бетона; 4 – энергия, направленная на уплотнение грунта; 5 – потери энергии, связанные с кавитацией; 6 – потери энергии, связанные с диспергированием бетона; 7 – КУ скважины

В работе [77] приведена зависимость изменения объема КУ в грунте от количества разрядов (рис. 2.5.3). График показывает, что наиболее эффективны первые 6...7 разрядов, а затем идет незначительное увеличение КУ, т. е. разрядное устройство работает практически вхолостую.



Рис. 2.5.3. Зависимость изменения объема КУ от количества последовательных разрядов

Основные недостатки работы коаксиальных разрядных устройств обусловлены их конструктивными особенностями и имеют следующие причины:

- разогрев раствора в межэлектродной области за счет токов ионной проводимости (более 10 % потерь);
- электрический пробой парогазовой системы с образованием локального канала разряда (2...3 % потерь);
- выделение энергии в виде сферического ЭВ с деформациями в окружающей среде (до 30 % потерь);
- завершение процесса восстановления свойств среды.

Основные отрицательные моменты применения данных разрядников:

- часть энергии импульса затрачивается на диспергирование и кавитацию, не играющие никакой роли в технологическом процессе;
- значительное удаление разрядника от стенок скважины приводит к потерям импульсов давления от ПГП;
- при восстановлении свойств среды с каждым последующим разрядом на одном горизонте потери энергии, связанные с диспергированием, возрастают, пока не доходят до максимума.

Среднее арифметическое распределение потерь энергии ЭВ при изготовлении сваи-РИТ отражено на рис. 2.5.4.

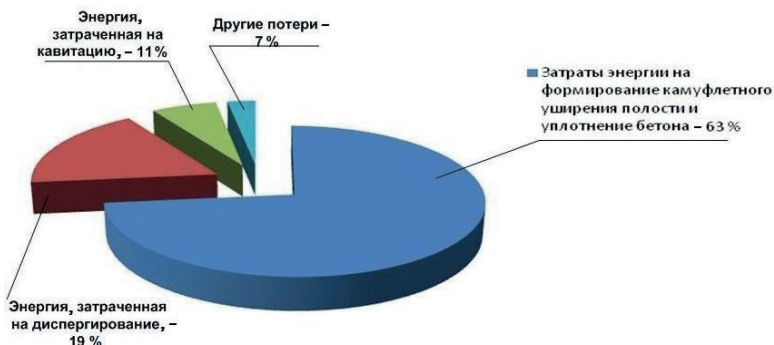


Рис. 2.5.4. Распределение энергии ЭВ при изготовлении сваи-РИТ

Энергетический баланс этой стадии процесса может быть представлен в виде выражения

$$W_{\text{пол}} = A - \sum_1^n (W_1 W_2 W_3), \quad (2.5.4)$$

где A – полезная работа, Дж; W_1 – потери энергии при кавитации бетонной смеси, Дж; W_2 – потери на диспергирование бетонной смеси в забое скважины, Дж; W_3 – тепловые потери и все виды излучения, Дж; n – порядковый номер импульса.

Таким образом, потери энергии определяются в основном созданным вокруг разрядника пространством между условным краем взрыва и объектом воздействия (в данном случае – стенкой скважины), что отражается на эффективности работы всей установки. Поэтому даже при эффективной работе коаксиального разрядного устройства потери полезной энергии могут составлять 35...40 %.

Как было отмечено выше, потери полезной энергии в разряднике при создании сваи-РИТ могут возникать как на стадии формирования локального канала при пробое межэлектродного промежутка, так и в процессе формирования КУ.

В работе [115] представлена оптимальная конструкция электродной системы, позволяющая сократить потери на предпробивной стадии до 3...5 %.

Энергетический баланс этой стадии процесса можно описать формулой

$$W_w = A + W_E + W_\tau + W_{из}, \quad (2.5.5)$$

где W_w – энергия, выделенная в канале разряда; A – работа, связанная с упругим расширением канала; W_E – внутренняя энергия продуктов в канале; W_τ – потери энергии за счет теплопроводности стенок канала; $W_{из}$ – потери энергии, связанные со световым, звуковым и др. излучением из канала.

Доля энергии, затрачиваемая на формирование УВ:

$$\eta_a = \frac{A}{W} \leq 40 \%, \quad (2.5.6)$$

где A – работа, связанная с упругим расширением канала разряда; W – общая энергия разряда.

Затраты на формирование плазмы определяются из выражения

$$\eta_c = \frac{W_E}{W} \leq 60 \%, \quad (2.5.7)$$

где W_E – внутренняя энергия продуктов в канале разряда; W – общая энергия разряда.

Это связано с большими затратами энергии на диссоциацию и ионизацию вещества в канале разряда. Однако энергия W_E в дальнейшем переходит в энергию пульсации ППП, которую также следует рассматривать как основной воздействующий фактор давления в среде.

Результаты исследований формирования пробоя цементных и бетонных растворов показывают, что структура потерь энергии импульса в стадии зажигания и развития разряда напрямую зависит от конструкции рабочей камеры разрядника, длины межэлектродного промежутка и энергии импульса [55–63]. Методики расчета потерь энергии импульса в предпробивной стадии и способы сокращения данных потерь были учтены при создании разрядных устройств и проведении лабораторного эксперимента (см. разд. 3.3.3).

Таким образом, основная причина потерь энергии при изготовлении свай-РИТ может заключаться в конструкции и электрической схеме разрядного устройства. В связи с этим необходимо разработать новый принцип распределения энергии ЭВ, который позволил бы избежать потерь при изготовлении свай-РИТ и повысить эффективность процесса.

2.6. Теоретическое обоснование применения кумулятивного эффекта в работе разрядного устройства

Известно, что если заряд взорвать в небольшой области (точечный взрыв), то от эпицентра распространяется имеющая сферическую форму УВ, и те частицы среды, которых она достигает, приобретают скорости по направлению взрыва. Очевидно, что модули скоростей всех частиц, расположенных на равных расстояниях от центра взрыва, одинаковы (рис. 2.6.1, а), поэтому такой взрыв во все направления от центра дает одинаковую плотность кинетической энергии [19, 21].

Если тем или иным способом энергию взрыва перераспределить в пространстве таким образом, чтобы в некотором направлении плотность кинетической энергии была существенно больше, чем в остальных, то в этом направлении частицы среды могут получить более высокую скорость (рис. 2.6.1, б), и в среде возникнет струя [117].

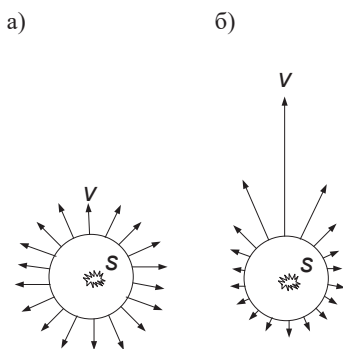


Рис. 2.6.1. Схематичное изображение взрыва в жидкости: а – сферически симметричный взрыв; б – энергия взрыва перераспределена в пространстве

Эффект концентрации энергии в определенном направлении и определенном месте называется *кумуляцией*, а часто возникающая при этом струя – кумулятивной.

При подводном взрыве в определенных условиях с поверхности воды поднимается мощный узкий водяной выброс, который принято называть султаном. Это и есть кумулятивная струя. Установлено, что она возникает при быстром схлопывании углубления.

При взрыве бризантного ВВ под водой половина энергии уходит на создание УВ. Второй этап связан с эволюцией образовавшегося при взрыве газового пузыря, который также несет половину энергии [68]. Эволюция приводит к схлопыванию пузыря и образованию струи, которая выходит на свободную поверхность в момент, когда там образовалась воронка. В результате из воронки вырывается кумулятивная струя, дающая султан всплеска с довольно большой энергией. Если взрыв происходит в толще жидкости, то султана может не быть, а энергия газового пузыря переходит в кавитацию [117].

Аналогичная ситуация возникает с электрическим разрядом в забое с бетонной смесью: при первых разрядах энергия ППП производит уплотнение стенок скважины, образуя КУ, а затем вся полезная энергия расходуется на диспергирование и кавитацию.

В. В. Майером описан небольшой опыт, в котором на лабораторной установке электроды мини-разрядного устройства заводятся в стеклянную колбу с резиновым патрубком. При этом создается так называемое кумулятивное углубление, где область взрыва ограничивается объемом жидкости в трубке, поэтому существенная доля энергии разряда расходуется только на схлопывание углубления и выброс жидкости в трубке.

Основываясь на этом эксперименте, предположим, что электроды разрядного устройства для изготовления сваи-РИТ также можно расположить в закрытой камере, имитирующей кумулятивное углубление (рис. 2.6.2). Тогда через отверстия мощная кумулятивная струя с пробивной силой будет воздействовать на окружающую среду, образуя шипы, что обеспечит повышение эффективности технологического процесса изготовления сваи-РИТ.

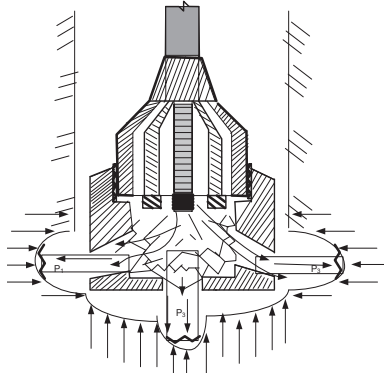


Рис. 2.6.2. Схема разрядного устройства для создания кумулятивного эффекта

Однако здесь встает ряд практических проблем: каковы должны быть размеры формируемой камеры и диаметр отверстий и способна ли кумулятивная струя пробивать зернистую среду?

Для более подробного рассмотрения этих и других вопросов обратимся к теории М. А. Лаврентьева, который наглядно объяснил сущность кумулятивного эффекта, решив задачу о столкновении двух струй (рис. 2.6.3).

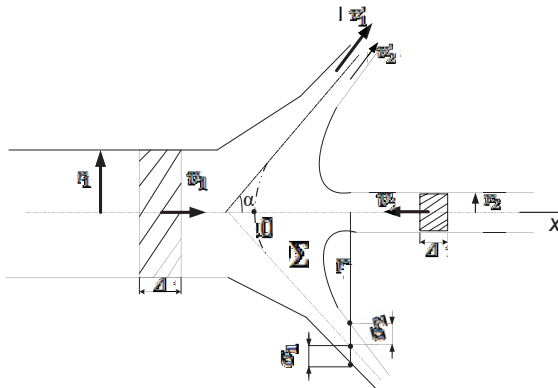


Рис. 2.6.3. Схема соударения жидких струй, движущихся навстречу

Необходимо найти соотношения между скоростями v_1 и v_2 . Согласно теории М. А. Лаврентьева жидкости идеальны, а модули их скоростей v'_1 и v'_2 после столкновения равны модулям скоростей v_1 и v_2 до столкновения.

Из условия стационарности движения следует, что граница раздела жидкостей Σ неподвижна и давление на нее со стороны первой струи равно давлению со стороны второй струи.

Используя уравнение Бернулли, получаем:

$$p_1 + \rho g h_1 + \frac{\rho v_1^2}{2} = p_2 + \rho g h_2 + \frac{\rho v_2^2}{2}, \quad (2.6.1)$$

где p_1, p_2 – давление, создаваемое потоками жидкости; ρ – плотность жидкости; g – ускорение свободного падения; h_1, h_2 – высота участка жидкости; v_1, v_2 – скорости потоков жидкости.

Сократив переменные, можно записать

$$\frac{\rho_1 v_1^2}{2} = \frac{\rho_2 v_2^2}{2}. \quad (2.6.2)$$

Отсюда искомое соотношение между скоростями струй v_1 и v_2 :

$$v_1 = (\rho_2 / \rho_1)^{\frac{1}{2}} v_2. \quad (2.6.3)$$

Введем обозначения:

$$\psi = (\rho_2 / \rho_1)^{1/2} = v_1 / v_2. \quad (2.6.4)$$

Основываясь на гидродинамической теории кумулятивного эффекта, можно решить задачу о пробивании кумулятивной струей препятствия (в нашем случае – зернистой среды).

Пусть кумулятивная струя имеет некоторую длину l и налетает на препятствие со скоростью u (рис. 2.6.4):

$$u = v_1 + v_2. \quad (2.6.5)$$

Применив формулу (2.6.4), получаем:

$$v_2 = v_1 / \psi. \quad (2.6.6)$$

Скорость струи, согласно теории кумулятивного эффекта, будем считать настолько большой (несколько километров в секунду), что допустимо представление о твердых материалах как об идеальных жидкостях (например, пробивание кумулятивной струей брони танка).

Спустя небольшое время после удара струи о препятствие процесс проникновения приблизится к стационарному (рис. 2.6.4, б, в).

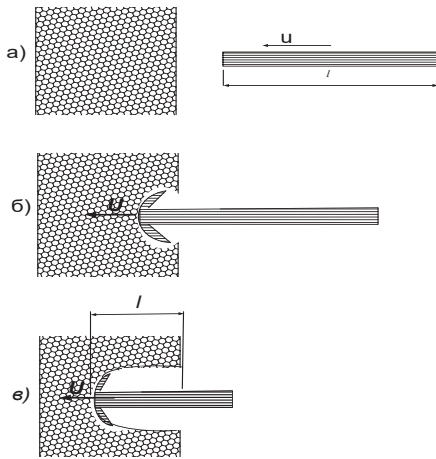


Рис. 2.6.4. Схема процесса пробивания кумулятивной струей зернистой среды

В качестве цели зададимся вопросом: способна ли кумулятивная струя пробить зернистую среду и на какую глубину она проникнет в препятствие?

Сравнив рис. 2.6.3 и 2.6.4, можно прийти к выводу, что на них изображен один и тот же процесс, только при воздействии струи на препятствие (грунт) условная левая струя остается неподвижна.

Выберем такую систему отсчета, в которой левая струя неподвижна. Тогда правая струя налетает на левую со скоростью

$$u = (1 + 1/\psi)v_1. \quad (2.6.7)$$

Обозначим скорость проникновения правой струи как U , а границу между средами (грунтом и бетонной смесью) в выбранной системе отсчета примем за точку 0.

Из (2.6.7) находим, что если кумулятивная струя имеет начальную скорость u , то скорость проникновения ее в препятствие

$$U = u\psi(1 + \psi). \quad (2.6.8)$$

Таким образом, исходя из (2.6.8), скорость проникновения кумулятивной струи в препятствие определяется только скоростью самой струи.

Если плотность препятствия и струи одинакова, то $\lambda = 1$ и скорость проникновения в два раза меньше скорости струи:

$$U = u/2. \quad (2.6.9)$$

Струя движется со скоростью u , а проникает в препятствие со скоростью U . Значит, она исчезает со скоростью $(u - U)$. Время действия струи можно найти из выражения

$$t = l / (u - U), \quad (2.6.10)$$

где l – длина струи.

Глубина проникновения струи составит

$$L = U \cdot t = Ul / (u - U). \quad (2.6.11)$$

Подставив выражение (2.6.8), получаем:

$$L = \psi l. \quad (2.6.12)$$

Таким образом, глубина проникновения напрямую не зависит от скорости кумулятивной струи, а определяется ее длиной и отношением плотностей струи и препятствия: если эти плотности одинаковы, то глубина проникновения равна длине струи.

Возникновение кумулятивного эффекта при электрическом разряде в жидкости создает предпосылки для поисков возможности его применения в технологическом оборудовании при производстве геотехнических работ. Это требует теоретического обоснования конструкции разрядного устройства с кумулятивной выемкой.

2.7. Теоретическое обоснование конструктивных особенностей разрядного устройства с кумулятивной выемкой

В электрогидравлических технологиях различают несколько стадий развития процесса:

- формирование токопроводящего канала разряда между электродами;
- выделение в канале разряда энергии накопителя;
- энерговыделение, характеризующееся развитием УВ и ПГП (рис. 2.7.1).

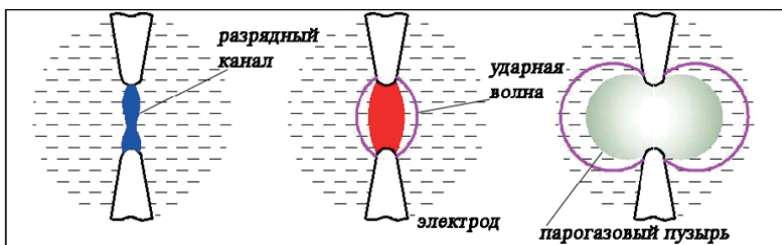


Рис. 2.7.1. Механизм формирования УВ и ПГП при импульсном электрическом разряде в воде

Благодаря своим физическим свойствам УВ обладает большой проникающей способностью и проходит через среду, оказы-

вая разрушающее воздействие на стенки скважины. ПГП образуется в заключительной стадии разряда и растет до момента уравновешивания давления внутри и снаружи пузыря. Затем ПГП начинает пульсировать, и жидкость на границе приобретает высокую скорость.

Длительность существования ПГП при энергиях импульса $1...10$ кДж составляет $10^{-2}...10^{-3}$ с, а период ее пульсации можно оценить по известной формуле Виллиса:

$$T_n = 1,13 \frac{\sqrt{\rho_0} \sqrt[3]{W_n}}{\sqrt[6]{P_0^5}}, \quad (2.7.1)$$

где W_n – энергия, затрачиваемая на образование ПГП, Дж; ρ_0 – плотность жидкости, г/см³; P_0 – внешнее давление среды, Па.

Если ПГП образуется в ограниченном пространстве, то объем формируемой камеры должен быть сопоставим с размерами пузыря.

Средний радиус ПГП с точностью, достаточной для практических расчетов, можно оценить по формуле Рэлея:

$$r_{cp} \approx 0,62 \sqrt[3]{\frac{W_n}{P_0}}. \quad (2.7.2)$$

Максимальную скорость расширения ПГП, достигнутую за время, равное 1/4 пульсации, можно рассчитать как

$$V_{max} = \frac{1}{4} \sqrt{\frac{2P_1}{3\rho_0}}, \quad (2.7.3)$$

где P_1 – давление внутри ПГП,

$$P_1 = 0,26 \sqrt{\frac{\rho_8 U_0^2}{l_{pn} L}}, \quad (2.7.4)$$

где U_0 – напряжение; ρ_{δ} – плотность среды; L – индуктивность; l_{pn} – межэлектродный промежуток.

Учитывая вышеизложенное, схематично рассмотрим образование ПГП в закрытом пространстве с кумулятивной выемкой (рис. 2.7.2).

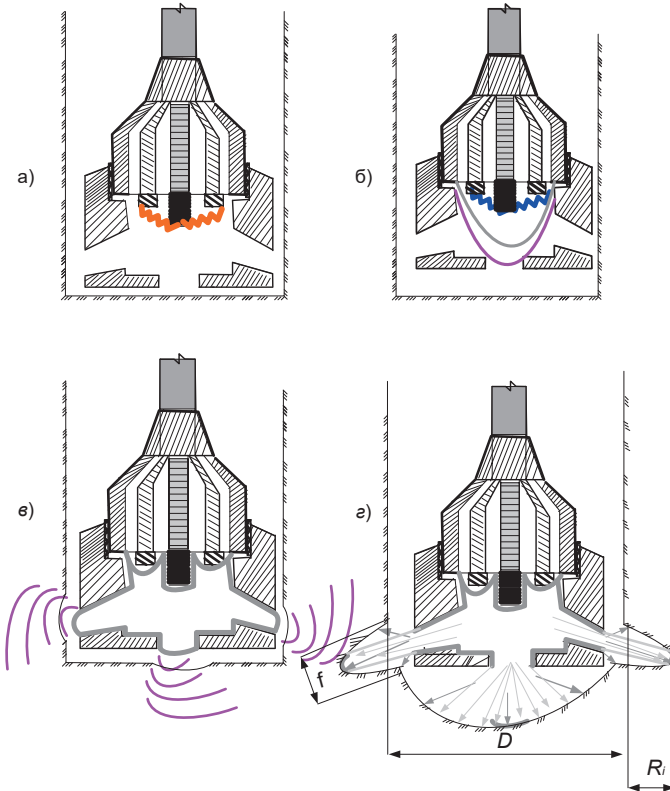


Рис. 2.7.2. Механизм формирования ПГП и УВ при импульсном электрическом разряде в закрытом пространстве с кумулятивной выемкой:
 а – формирование токопроводящего канала разряда между электродами;
 б – выделение в канале энергии накопителя; в – энергосвободное развитие УВ и ПГП, формирование кумулятивной струи;
 г – пробивание кумулятивной струей окружающей среды

Следует заметить, что разряд, равно как и взрыв ВВ, имеет стохастический характер воздействия на объект, поэтому экспериментальные исследования на предмет оценки потерь энергии могут давать большой разброс значений. Вместе с тем, согласно оценкам, использование потерь на полезную работу может повысить эффективность разрядного устройства на 20...30 %. Выразится это не только в пробивании кумулятивной струей окружающей среды, но и в повышении давления на фронте ППП при разряде.

Для расчета параметров, влияющих на формирование сваи, примем скорость движения кумулятивной струи $u \approx 5 \cdot 10^3$ м/с.

Давление, развиваемое кумулятивной струей при ударе о препятствие, согласно уравнению Бернулли можно оценить выражением

$$P_{\text{кк}} = \frac{\rho_{\delta} u^2}{2} \approx 7 \cdot 10^8 \text{ Па}, \quad (2.7.5)$$

где ρ_{δ} – плотность среды; u – начальная скорость кумулятивной струи.

Сопоставив данный показатель с расчетами давления ППП в работе [43] ($P_1 \approx 3,5 \cdot 10^8$ Па), можно сделать вывод, что за счет формирования кумулятивной струи давление ППП увеличится примерно в два раза в сравнении с (2.7.4):

$$P_{\text{кк}} \geq zP_1, \quad (2.7.6)$$

где z – коэффициент, учитывающий повышение давления за счет образования кумулятивной струи.

Тогда значение давления в зависимости от расстояния может быть рассчитано по формуле

$$P_R = \frac{r}{R_i} \left[P_{\text{кк}} \left(\frac{r_0}{r} \right)^3 - P_0^* + \frac{1}{2} r^2 \rho_{\delta} \left(1 - \frac{r^3}{R_i^3} \right) \right], \quad (2.7.7)$$

где P_0^* – сумма атмосферного давления P_0 и давления от столба бетонного раствора $P_{ст}$, Па; r – средний радиус ПГП на стадии расширения, см; P_1 – давление в ПГП, Па; R_i – расстояние, на которое увеличивается КУ от края забоя, см; r_0 – радиус канала разряда перед его расширением за счет испарения стенки канала, см; ρ_δ – плотность среды, г/см³.

Если рассматривать канал разряда как исходный размер ПГП [45], то $r_0 \approx 0,1$ см, $P_1 \approx 3,5 \cdot 10^8$ Па. Примем $r \approx 2...2,5$ см, $r_0 \approx 0,20...0,25$ см. На стадии расширения ПГП использование кумулятивной выемки дает основание пренебречь P_0^* . Тогда для оценочных расчетов при принятых параметрах источника импульсов, длине рабочего промежутка и свойствах бетонного раствора выражение (2.7.7) будет иметь следующий вид:

$$P_R = \frac{r_0 P_{кв}}{R_i}. \quad (2.7.8)$$

Максимальный радиус КУ от одного разряда для R_2 и R_3 (рис. 2.7.3) составит

$$R_2 = 1,82 \cdot 10^{-3} k \sqrt[3]{W^2}. \quad (2.7.9)$$

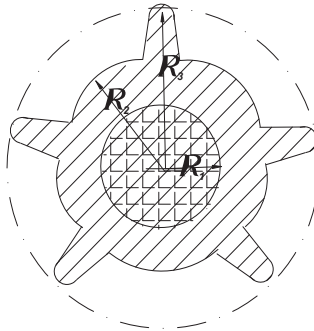


Рис. 2.7.3. Поперечный разрез сваи-РИТ с шипами: R_1 – первоначальный радиус пробуренной скважины; R_2 – радиус бокового уширения; R_3 – радиус сваи по длине шипа

Максимальный радиус при формировании шиповидного уширения от одного импульса:

$$R_3 = \frac{2r_0 P_{\text{кв}}}{P_R}. \quad (2.7.10)$$

Формула (2.7.10) отражает снижение затрат энергии на изготовление сваи-РИТ с шипами, что ведет к увеличению КПД разряда K_p у разрядников с формируемой камерой:

$$K_p = \frac{zW_{\text{пол}}}{W}, \quad (2.7.11)$$

где $W_{\text{пол}}$ – полезная энергия разряда с учетом непроизводительной потери; W – полная энергия разряда.

При этом увеличение диаметра скважины идет по направлениям потоков кумулятивных струй.

На работу разрядного устройства влияют также характеристики грунтов: коэффициент уплотнения, модули деформации и осадки. Исходя из этого, необходимо учитывать особенности зернистой среды, так как характеристики грунта в зависимости от его вида и состояния имеют широкий спектр изменений.

Модуль деформации определяют на основании данных испытания грунта специальным штампом (ГОСТ 20276–99), используя выражение

$$E = (1 - \nu^2) \omega d \frac{\Delta P}{\Delta h}, \quad (2.7.12)$$

где ν – коэффициент Пуассона, $\nu \approx 0,3$; ω – безразмерный коэффициент, принимается $\omega = 0,8$; d – диаметр штампа, см; ΔP – приращение давления на прямолинейном участке зависимости осадки грунта от приложенной нагрузки, Па; Δh – глубина осадки, см.

Произведя замену составляющих $\frac{\Delta P}{\Delta h}$, получаем:

$$E = \frac{(1 - \nu^2) \omega 2r_0 P_{\text{кв}}}{\Delta R_i}. \quad (2.7.13)$$

Определение E требует отдельного рассмотрения, так как при повышенном давлении от ПГП на стенки скважины грунт может переходить в пластичное состояние. Кроме того, перед этим он подвергается воздействию УВ. Для оценочных расчетов можно принять $E = E^H$, где E^H – минимальный модуль сжимаемости грунта.

Увеличение радиуса скважины при приложении n импульсов с применением кумулятивного эффекта может быть определено как сумма последовательных воздействий от каждого импульса:

$$\sum_1^n \Delta R_i \approx \sum_1^n \frac{(1 - \nu^2) \omega P_{\text{кв}} r_0}{E^H N_i}, \quad (2.7.14)$$

где N_i – номер импульса; n – количество импульсов.

Оценка изменения радиуса скважины начальным диаметром 5 см для водонасыщенных песков ($E^H \approx 1,5 \cdot 10^7$ Па) при начальном давлении ПГП $P_1 \approx 3,5 \cdot 10^8$ и $r_0 = 0,1$ см представлена в табл. 2.7.1.

Таблица 2.7.1

Изменение радиуса КУ с каждым последующим импульсом

| n | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 |
|-------------------|-----|-----|-----|------|------|-----|-----|
| ΔR_i , см | 3,2 | 1,3 | 1,1 | 0,84 | 0,67 | 0,5 | 0,1 |

Из табл. 2.7.1 следует, что при подаче 7 импульсов $\sum_1^7 \Delta R_i \approx 7,71$ см. Таким образом, максимальный диаметр скважины в зоне воздействия увеличился более чем в 4 раза по сравнению с исходным и составил примерно 21 см.

Очевидно, что кумулятивная струя за счет своей скорости первоначально создает пробивной эффект, и КП при первом разряде расширяется на максимально возможное расстояние.

Представленная методика расчета требует экспериментальной проверки в реальных скважинах или на специальных стендах, моделирующих поведение грунта в различных условиях.

Разрядное устройство с кумулятивной выемкой создает направление энергии по потокам, усиливая действие электрогидравлического эффекта более чем в два раза за счет сокращения потерь и создания кумулятивной струи.

При этом формируется тело сваи с шиповидными уширениями (см. рис. 2.7.3), максимальным диаметром которой будет расстояние между краями шипов, почти в четыре раза превышающее диаметр скважины. Очевидно, что несущая способность сваи при такой геометрической конфигурации будет формироваться за счет взаимодействия ее боковой поверхности и грунта основания. Это дает выигрыш в несущей способности новой сваи.

2.8. Обоснование повышения несущей способности свай-РИТ с шипами

Предварительные испытания по определению несущей способности свай-РИТ с шипами показали, что при каждом повышении нагрузки сначала идет некоторая просадка, а затем наступает стабилизация деформаций. После снятия нагрузки свая-РИТ с шипами возвращается практически в исходное положение. Это свидетельствует о том, что система «свая-РИТ с шипами – грунт» работает в стадии упругих деформаций. За счет этого возможно повышение несущей способности по сравнению с другими видами свай.

Увеличение несущей способности свай-РИТ с шипами можно выразить через повышающий коэффициент $k_{ш}$. Для обоснования данного коэффициента целесообразно рассмотреть методики расчета несущей способности других видов свай.

2.8.1. Анализ расчетно-нормативной базы определения несущей способности свай

Несущая способность любой сваи определяется расчетным сопротивлением грунта под ее нижним концом и по боковой поверхности (рис. 2.8.1).

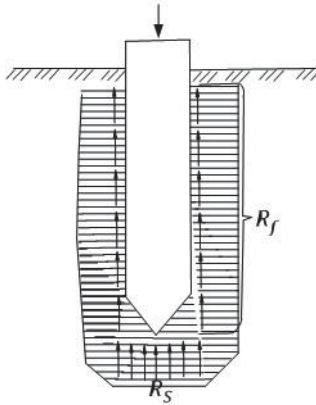


Рис. 2.8.1. Схема передачи нагрузки на грунт висячей забивной сваей

Погружение свай без выемки грунта (например, при создании фундаментов из забивных свай) позволяет обеспечить их высокую несущую способность – значительно выше, чем у незабивных свай. Это связано с образованием ЗУ грунта в околосвайном пространстве [84–88].

На первом этапе погружения под нижним концом забивной сваи происходят упругие деформации грунта, и свая опускается на какое-то расстояние. При достижении в грунте предельных напряжений наступает этап пластических деформаций, сопровождаемый нарушением структуры грунта. В результате грунт из-под нижнего конца сваи вытесняется ее стволом в стороны. Вокруг сваи в грунте происходит формирование ЗУ, которая учитывается при определении несущей способности сваи увеличением расчетного сопротивления грунта под ее острием (СП 24.13330.2011, табл. 7.2).

Экспериментальными исследованиями установлено, что размер ЗУ под нижним концом забивной сваи составляет примерно два ее диаметра.

Так, исследование взаимодействия забивной сваи с грунтовым основанием, представленное в работе [94], показало, что плотность преобразованного грунта вблизи сваи составляет $1,91 \text{ г/см}^3$

(при исходной плотности $1,65 \text{ г/см}^3$). При этом размеры уширенной зоны достигают приблизительно двух диаметров сваи.

Согласно опытным данным, приведенным в [38], в схожих грунтовых условиях при энергетических параметрах $U = 30 \text{ кВ}$, $C = 10 \text{ мкФ}$ ($W = 4,5 \text{ кДж}$) после подачи 15 разрядов были получены аналогичные результаты (рис. 2.8.2). Первоначальная плотность грунта $\rho = 1,66 \text{ г/см}^3$ после уширения сваи возросла до $1,89 \text{ г/см}^3$. Размеры ЗУ составили два диаметра сваи.

Сравнение результатов изменения плотности окружающего грунта при погружении забивной сваи и сваи-РИТ показывает хорошее совпадение.

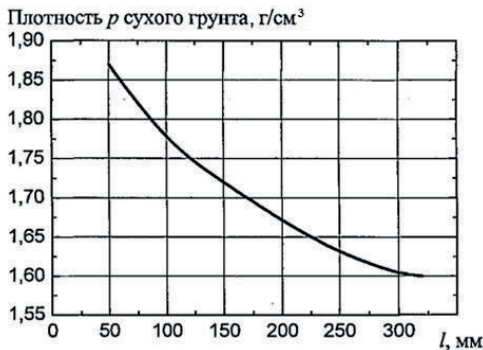


Рис. 2.8.2. Изменение плотности грунта с удалением от стенок скважины

Несущая способность висячей забивной сваи в [96] определяется по формуле

$$F_d = \gamma_c \left(\gamma_{cR} \cdot RA + u \sum \gamma_{cf} \cdot f_i \cdot h_i \right), \quad (2.8.1)$$

где γ_c – коэффициент условий работы свай в грунте; R – расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи, кПа; A – площадь поперечного сечения ствола сваи (брутто), м²; U – периметр поперечного сечения ствола сваи, м; f_i – расчетное сопротивление i -го слоя грунта основания на боковой поверхности сваи; h_i – толщина

i -го слоя грунта, соприкасающегося с боковой поверхностью сваи, m ; γ_{cR} , γ_{cf} – коэффициенты условий работы грунта под нижним концом сваи и на боковой поверхности сваи соответственно.

Образование КУ у свай-РИТ происходит за счет накопления пластических деформаций грунтом, окружающим источник возмущений. Размеры ЗУ в значительной степени определяются энергетическими параметрами разряда.

После осуществления серий импульсов на заданном уровне разрядно-импульсной обработкой (РИО) ствол сваи-РИТ приобретает форму, позволяющую максимально использовать возможности грунтового основания.

С учетом положений СП 50-102–2003 и ТР 50-180–06 несущая способность висячих свай-РИТ по грунту F_d кН (тс) определяется по формуле

$$F_d = \gamma_{кк} \gamma_{crit} \left(\gamma_{cR} R_{rit} A_{rit} + \gamma_{cf} \sum u_{rit} \cdot f_i \cdot h_i \right), \quad (2.8.2)$$

где $\gamma_{кк}$ – коэффициент надежности свайного основания по ответственности сооружения; γ_{crit} – коэффициент условий работы свай-РИТ.

Рекомендуемый метод определения несущей способности свай-РИТ по грунту отличается от изложенного в [95] введением повышающих коэффициентов $\gamma_{кк}$ и γ_{cf} , учитывающих надежность свайного основания и условия работы грунта по боковой поверхности сваи.

Предварительные испытания свай-РИТ с шипами показали, что их реальная и расчетная несущая способность отличаются. Таким образом, развитие геометрии ствола предполагает различие между несущей способностью свай разной конфигурации. Устранить существенное различие между реальной и расчетной несущей способностью можно путем создания модели изменения НДС грунта по боковой поверхности и под нижним концом сваи-РИТ с шипами. Это позволит разработать уточненную инженерную методику расчета несущей способности таких свай.

В первую очередь необходимо рассмотреть изменения НДС грунта под нижним концом сваи-РИТ с шипами.

2.8.2. Расчет несущей способности грунта под нижним концом висячей сваи-РИТ с шипами

Как было указано выше, при погружении забивной сваи формируется ЗУ, достигающая двух диаметров сваи.

Создаваемое в основании НДС грунта в конечном итоге определяет его расчетное сопротивление под нижним концом забивной сваи. При погружении забивной сваи грунт уплотняется и вытесняется в стороны и вверх, происходит внутренний выпор – необратимые пластические деформации. Природное геостатическое НДС массива, в который погружается свая, под влиянием геодинамических напряжений преобразуется в новое НДС [97].

При бурении скважины для устройства буровой сваи природное НДС грунта изменяется иным образом. Со стороны забоя скважины снимается вертикальная составляющая бытового давления вышележащих слоев грунта. В результате односторонней разгрузки, несмотря на относительно небольшие размеры сечения скважины, происходят изменение НДС грунта и его разуплотнение в основании скважины. После заполнения скважины бетонной смесью с объемной массой большей, чем у грунта, разуплотнение основания приостанавливается. Однако давлением столба бетонной смеси вернуть грунт в исходное НДС невозможно. Если целенаправленно изменять НДС массива под нижним концом буровой сваи для улучшения строительных свойств грунта, можно увеличить несущую способность сваи.

Наиболее легко можно управлять изменением НДС массива в основании сваи за счет уплотнения грунта: например, с помощью технологии «песконасос» [77], путем втрамбовывания в грунт щебня или тощего бетона, устройства КУ с одновременным заполнением их бетоном, а также проведения РИО бетонной смеси в основании буровых свай.

При достаточно тщательной РИО в забое скважины можно уплотнить грунт на каждом горизонте по стволу буровой сваи и изменить НДС массива в зоне, прилегающей к нижнему концу сваи-РИТ. При этом в локальной зоне влияния ЭВ происходит поворот главных осей эллипсоида напряжений.

Для вычисления остаточных напряжений, вызванных пластическими деформациями, в [97] предложено определять НДС массива на ветви нагружения по нелинейному деформированию, а на ветви разгрузки – по линейному, полагая, что модули деформации при нагрузке и разгрузке различны:

$$E_p \geq E_n. \quad (2.8.3)$$

Если принять закон формирования по нелинейному уравнению

$$\tau = \tau_0 \gamma^{n/2}, \quad (2.8.4)$$

где τ_0 – предельное сопротивление сдвигу; γ – удельный вес грунта; n – пористость грунта, а объемное напряжение по линейному уравнению

$$\sigma = k\varepsilon, \quad (2.8.5)$$

где k – модуль объемного сжатия; ε – коэффициент упругости, то в условиях компрессионного сжатия зависимость между нагрузкой $\sigma = p$ и реактивными напряжениями на контакте «бетонная смесь – грунт скважины» $\sigma_2 = \sigma_3$ можно выразить в виде

$$\sigma'_2 = \sigma'_3 = \frac{k(\alpha\sigma'_1)^{\frac{2-n}{n}} - 2\frac{\tau_0^n}{2}}{k(\alpha\sigma'_1)^{\frac{2-n}{n}} - 4\tau_0^n}, \quad (2.8.6)$$

где α – расчетное значение угла внутреннего трения,

$$\alpha = \frac{1}{\sqrt{3}} \cdot \frac{1-2\nu}{1-\nu}, \quad (2.8.7)$$

где ν – коэффициент Пуассона.

$$\sum_1^n \Delta R_i \approx \sum_1^n \frac{(1-\mu^2)\omega P_1 r_0}{E^H N_i}. \quad (2.8.8)$$

В результате целенаправленной РИО грунта свай-РИТ можно создать НДС околосвайного массива, аналогичное состоянию грунта около забивной сваи. Тогда для расчета несущей способности свай-РИТ по грунту можно использовать известные таблицы расчетных значений сопротивления грунта R под нижним концом забивной сваи.

Чтобы управлять НДС грунта, нужно установить закономерности изменения его физико-механических характеристик на околосвайном участке при комплексном электродинамическом воздействии. В настоящее время эту задачу решить весьма сложно. Для расчета несущей способности свай, изготовленных с помощью электрических разрядов, используют теорию расчета размеров, создаваемых КП. Отсюда следует, что размеры ЗУ пропорциональны размерам КП. Зная объем КП, образованной серией ЭВ, по формуле (2.8.8) можно определить радиус полости, а затем, пользуясь законами геометрического подобия, найти радиус ЗУ.

Было подтверждено [85], что ЗУ грунта вокруг центра взрыва не зависит от его масштаба, а показатель протреливаемости не зависит от глубины и является функцией физико-механических свойств конкретного грунта.

В нашем случае прямо воспользоваться законом геометрического подобия (например, используя радиус КП, образуемой единичным ЭВ) было бы неверно, так как объемы КП, возникающих при каждом ЭВ, не одинаковы. Для сопоставления размеров прогнозируемых уширений свай-РИТ и ЗУ грунта, формируемых в результате серии ЭВ, необходимо выявить универсальную единицу измерения, позволяющую сопоставлять и анализировать результаты воздействия последовательных ЭВ, независимо от запасаемой энергии, напряжения, емкости накопителей, индуктивности контура, количества ЭВ, частоты их следования, величины разрядного промежутка, состава и свойств бетонной смеси и других факторов.

КП, создаваемые каждым ЭВ, заполняются бетонной смесью, что фактически можно наблюдать по ее осадке в устье скважины. Так как КУ формируются серией из N взрывов дискретно, с интервалами между ЭВ в несколько секунд, можно точно измерить и вычислить объем бетона, израсходованного на заполнение

каждой единичной КП. Суммируя эти объемы, несложно вычислить или замерить объем КП. Таким образом, определяя общий расход бетона за N ЭВ, можно вычислить объем КП, формируемой в основании сваи. В принципе, КП такого же размера можно было бы получить в результате одного мощного взрыва. Во всех случаях объем КП после N взрывов будет равен объему бетонной смеси, заполнившей N схлопывающихся единичных КП. Наиболее достоверно объем бетонной смеси определяется по ее осадке в устье скважины.

Поиск оптимального критерия для сопоставления результатов прогнозирования КУ свай-РИТ и образующихся ЗУ привел к тому, что на основе закона геометрического подобия в качестве единицы измерения было предложено использовать радиус R_i условно образуемой на данный момент КП. Этот радиус в результате каждого i -го ЭВ увеличивается на величину ΔR_i , монотонно уменьшающуюся с каждым очередным ЭВ и в итоге стремящуюся к нулю.

В дальнейшем можно оперировать радиусом КП, при формировании которой в прилегающем массиве грунта создается НДС, соответствующее НДС под погруженной на ту же глубину забивной свайей. Чтобы определить размер ЗУ простым умножением, важно знать радиус КП и коэффициент пропорциональности для данного вида грунта.

Для проверки высказанной гипотезы при соблюдении вышеуказанных условий были выполнены экспериментальные исследования с маловлажным и влажным песчаным грунтом в лотке диаметром 2 м с энергиями в накопителях от 3,6 кДж. За счет роста КУ в абсолютных единицах (мм) было зафиксировано увеличение ЗУ с ростом числа ЭВ. При этом размеры границ ЗУ, ранее абсолютно несопоставимые при рассмотрении различных экспериментов или различного количества ЭВ, с использованием универсальной единицы измерения R_i приобрели значения, полностью отвечающие закону геометрического подобия и стремящиеся к нулю.

Определить размеры зоны НДС грунта можно, сопоставив их с размерами КП. Для простоты расчета возьмем модель НДС условной забивной сваи. Предположим, что забивная свая и свая-

РИТ, под которой НДС грунта видоизменяется до состояния, подобного НДС под нижним концом забивной сваи в этом же грунте, будут обладать примерно одинаковой несущей способностью.

Итак, зададимся размерами ЗУ под нижним концом сваи-РИТ, где НДС грунта видоизменяется в результате РИО до состояния, аналогичного НДС под нижним концом забивной сваи в этом же грунте.

Диаметр ЗУ в основании забивной сваи составляет

$$D_{3y} = (2...2,5) d_{3,c}. \quad (2.8.9)$$

Допускаем, что диаметры забивной сваи и скважины равны:

$$d_{3,c} = d_{6,c}. \quad (2.8.10)$$

Таким образом, вокруг КП, образуемой в результате серии ЭВ, грунт уплотняется в зоне диаметром

$$D_{3y} = (3...3,5) d_{6,c}. \quad (2.8.11)$$

Подставляя в (2.8.11) известные значения, несложно вычислить диаметр и объем КП, которую необходимо создать серией ЭВ в основании свайчей сваи-РИТ:

$$D_{\text{КП}} = 0,67 d_{3,c}. \quad (2.8.12)$$

Следовательно, чтобы создать в основании сваи-РИТ НДС, как у забивной сваи, необходимо сформировать КП с объемом $D_{\text{КП}}$.

Учитывая, что прирост несущей способности сваи-РИТ с шипами происходит за счет НДС по боковой поверхности, необходимо рассмотреть напряжения в данной области.

2.8.3. Обоснование прироста несущей способности грунта по боковой поверхности свайчей сваи-РИТ с шипами

Ряд исследований показывает, что несущая способность буронабивных свай реализуется не одновременно. Работа основания

под нижним концом начинается лишь после смещения сваи и срыва касательных сил по боковой поверхности [94].

Б. В. Дерягин, анализируя теорию трения, подчеркивает, что она может строиться только на основе учения об атомно-молекулярном строении тел [116]. Внешнее трение должно включать не только член, зависящий от шероховатости материалов, но также силу прижимания, которую можно рассматривать как суммарную силу молекулярного взаимодействия между контактирующими поверхностями. С увеличением продолжительности контакта отмечается увеличение коэффициентов трения, а также рост различий между трением покоя и трением движения.

В процессе уплотнения через определенное время грунт приобретает новую структуру, и в дальнейшем его влажность и плотность меняются мало, что и обуславливает небольшое изменение величины трения при увеличении длительности воздействия постоянной внешней нагрузки.

Особенности поведения грунта в забоях шахтных выработок и днищах котлованов были рассмотрены К. Терцаги [97]. При диаметрах современных буровых опор 0,8...1,5 м уже следует учитывать набухание в забое скважины при разгрузке грунта. Было обнаружено, что у длинных буровых свай основная несущая способность определяется силами взаимодействия боковой поверхности с грунтом, и только при сравнительно больших осадках (в эксперименте – до 24,3 мм) в работу включается сопротивление грунта под торцом сваи.

Исследования тензометрических свай показали, что при достижении предельных значений сил трения на пяту сваи передается нагрузка в размере 10...15 % от общей. После преодоления стволом сваи бокового сопротивления грунта на пяту передается нагрузка, равная разнице между внешней нагрузкой и усилием по боковой поверхности. Анализ проведенных опытов позволяет сделать вывод, что возможности пяты в восприятии внешней нагрузки остаются во многих случаях неиспользованными.

В буронабивных сваях-РИТ бетон обрабатывается серией импульсов, меняющих НДС грунта, в результате которых формируется геометрия скважины и происходит заполнение ослабленных участков основания бетоном. Изменение диаметра скважины

позволяет косвенно судить о модуле деформации грунта и степени заземления в грунте участков свай.

Если рассмотреть скважину как расширяющийся цилиндр, то между напряжениями и деформациями предположительно существует линейная зависимость, удовлетворяющая закону Гука. Для определения модуля упругости ЗУ справедлива формула Ляме:

$$E = (1 + \mu)d_0 \frac{\Delta P}{\Delta d}, \quad (2.8.13)$$

где d_0 – начальный диаметр скважины; ΔP – приращение давления на участке пропорциональных деформаций; Δd – приращение диаметра скважины на участке пропорциональных деформаций.

Когда давление в цилиндре становится равным величине сцепления, а затем превосходит ее, в среде вокруг цилиндра возникают пластические деформации. Формируется область пластического состояния с радиусом $R_{з\mu}$, за которой следует упругая зона. Таким образом, расход бетона, геометрия скважины, площадь поперечного сечения и упругая составляющая расширения скважины являются основными факторами, влияющими на силу прижима и определяющими расчетное сопротивление по боковой поверхности свай.

Имея сведения о форме боковой поверхности свай, полученной в результате работы разрядного устройства, можно косвенно судить о приросте несущей способности свай за счет ее выгодной геометрической конфигурации и НДС окружающего грунта. Для учета геометрии тела свай-РИТ с шипами, характеризующейся переменной площадью взаимодействия боковой поверхности с массивом, нужно вводить коэффициент $k_{ш}$, способствующий уточнению реальной несущей способности данной свай.

Значение коэффициента $k_{ш}$ для определенного вида грунта можно вывести на основе сравнения результатов статических испытаний свай-РИТ и аналогичных испытаний свай-РИТ с шипами. Таким образом, коэффициент прироста несущей способности будет определяться выражением

$$k_{\text{ш}} = \frac{F_{d\text{cp.СРШ}}}{F_{d\text{cp.СР}}}, \quad (2.8.14)$$

где $F_{d\text{cp.СРШ}}$ – несущая способность сваи-РИТ с шипами по результатам испытаний горизонтальной статической нагрузкой, тс; $F_{d\text{cp.СР}}$ – то же сваи-РИТ.

С учетом вышеизложенного формула расчета несущей способности сваи-РИТ с шипами приобретает следующий вид:

$$F_d = k_{\text{ш}} \cdot R_{\text{кк}} A_{\text{crit}} \left(a_{\text{сR}} R_{\text{rit}} A_{\text{rit}} + \gamma_{\text{сf}} u_{\text{irit}} f_i h_i \right), \quad (2.8.15)$$

где R – расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи-РИТ (СП 24.13330.2011, табл. 7.2), тс/м²; $\gamma_{\text{сf}}$ – коэффициент условий работы грунта на боковой поверхности сваи-РИТ (СП 50-102–2003, табл. 7.5); A – площадь основания (принимается по площади поперечного сечения сваи-РИТ в зоне КУ), м²; u_i – периметр поперечного сечения сваи; f_i – расчетное сопротивление i -го слоя грунта на боковой поверхности сваи (СП 24.13330.2011, табл. 7.3), кПа (т/м²); h_i – толщина слоя грунта, соприкасающегося с боковой поверхностью сваи, м.

Для ввода коэффициента $k_{\text{ш}}$ целесообразно выполнить натурные опыты по определению несущей способности свай-РИТ с шипами.

2.8.4. Теоретическое обоснование расчетной модели поверхностного фундамента

За основу расчета предельной несущей способности грунтового основания поверхностного фундамента военного железнодорожного моста в работе [13] принята расчетная схема М. Е. Харра. Определение несущей способности поверхностного фундамента на горизонтальной площадке основано на теории предельного равновесия (рис. 2.8.3).

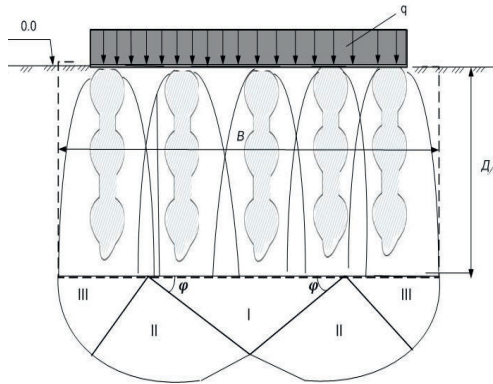


Рис. 2.8.3. Расчетная схема для определения несущей способности основания

При данной схеме размещение осей армоэлементов рекомендуется осуществлять таким образом, чтобы ЗУ покрывали всю площадь горизонтального сечения основания (рис. 2.8.4).

Тогда расстояние между осями смежных свай составит

$$a = 0,866D, \quad (2.8.16)$$

где D – диаметр ЗУ вокруг свай.

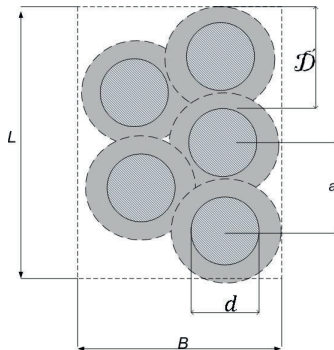


Рис. 2.8.4. Схема к определению расстояния между грунтовыми сваями

Методика, представленная в [13], довольно полно учитывает прочностные и деформационные характеристики грунтовых оснований, а расчет несущей способности в ней рассматривается как расчет условно массивного фундамента.

При этом продольные усилия в армоэлементах от расчетных нагрузок не должны превышать несущей способности свай по грунту. Проверка выполнения этого условия устраняет возможность просадок свай относительно окружающего грунта.

Такой расчет не исключает, однако, исчерпывания несущей способности фундамента в целом, связанного с перемещением свай совместно с окружающим грунтом как единого массива, что может привести к недопустимо большим осадкам и кренам фундамента. Вероятность появления таких осадков и кренов тем больше, чем больше свай в фундаменте и меньше расстояния между ними.

В связи с этим целесообразно проверять несущую способность условно массивного фундамента, состоящего из фундаментной плиты, свай и некоторого объема окружающего грунта. При этом отказ от расчетной схемы свайного ростверка и размещение свай по условию обеспечения безопасных деформаций плитно-свайного фундамента позволят полнее использовать работу плиты и грунта, существенно снизив расчетное количество свай усиления (рис. 2.8.5).

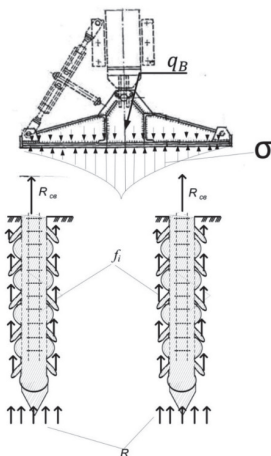


Рис. 2.8.5. Расчетная схема комбинированного фундамента

Применение данной методики требует учета взаимодействия между элементами комбинированного фундамента и грунтом. Комбинированный фундамент является частным случаем комбинации свай с фундаментом на естественном основании и представляет собой сочетание двух типичных фундаментов, широко используемых в строительстве, – плиты и свай. В отличие от обычных свайных фундаментов, где почти вся нагрузка передается через сваи грунту, в комбинированном свайно-плитном фундаменте обе составляющие воспринимают значительную долю действующей нагрузки.

Методика расчета поверхностного фундамента с армированным основанием как комбинированного ранее в мостостроении не рассматривалась. При особых обстоятельствах строительство временных мостов на жестких опорах может вестись по типовым проектам. В этом случае отсутствие данных о геологических условиях, дефицит строительных материалов и техники делают данный подход наиболее оправданным с технико-экономической точки зрения.

Представленные в данной главе материалы позволяют сделать следующие выводы.

1. Анализ параметров РИТ показывает, что для формирования грунтового ядра в металлической гофрированной оболочке следует использовать периодический режим разряда, близкий к критическому, который позволяет максимально увеличить гидравлический КПД и долю электрической энергии, приходящейся на гидравлический поток, – основной фактор, формирующий стенки скважины. Рекомендуемые параметры РИТ: емкость накопителя – 150 мкФ и более; рабочее напряжение – 5...10 кВ; число разрядов на первом горизонте – 8...10; на последующих – 7...8.

2. Проведенные теоретические исследования позволили разработать модель разрядно-импульсного уплотнения насыпного грунта в замкнутом объеме металлической гофрированной оболочки опоры, характеризующуюся неравнозначным воздействием факторов электрического разряда (ППП, УВ сжатия и т. д.) на формирование армоэлемента и ограничивающее его пространство. При формировании армоэлемента на основе вяжущего образуются три зоны цементации с разной степенью плотности.

3. Впервые научно обоснован теоретический коэффициент β , учитывающий распределение нагрузки на армирующий элемент и грунт заполнения. Получены зависимости (2.3.9), (2.3.10) для определения расчетного коэффициента β_r , учитывающего снижение давления грунта на стенки оболочки за счет армирующего элемента и силовых полей, образующихся в процессе разрядно-импульсного уплотнения ядра заполнения тела опоры.

4. Получены теоретические зависимости (2.4.5), (2.4.6) для определения кольцевых растягивающих усилий и напряжений от давления грунта на внутренние стенки оболочки опоры с учетом армирующего элемента. Согласно расчетам максимальные растягивающие усилия в оболочке будут иметь место на высоте $1/3H$ от низа опоры.

5. В результате теоретических исследований установлено, что при изготовлении армоэлементов на основе свай-РИТ до 48 % полезной энергии импульса уходит на различные потери, сократить которые можно за счет внедрения новых конструкций разрядных устройств.

6. Описана модель работы разрядного устройства закрытого типа, позволяющая проследить этапы развития импульса в формируемой камере и выявить возможность перераспределения потоков энергии по заданным направлениям.

7. Впервые научно обоснована возможность применения кумулятивного эффекта при производстве свайных работ и представлена математическая модель воздействия кумулятивной струи на зернистую среду (2.6.12).

8. Установлено, что действие кумулятивной струи на окружающий грунт увеличивает радиус поперечного сечения свай-РИТ, формируя ее эффективную геометрическую конфигурацию.

9. Получены теоретические зависимости (2.8.9), (2.8.11) для расчета радиуса зон изменения НДС грунта в основании свай-РИТ и забивной сваи, что позволяет на стадии проектирования свай-РИТ вычислять объем условной КП и задавать величину осадки бетонной смеси в устье скважины в процессе формирования КУ.

10. Получена теоретическая зависимость (2.7.9) для расчета радиуса уширения свай-РИТ с учетом воздействия кумулятивной струи.

11. Обоснован повышающий коэффициент $k_{ш}$ для расчета несущей способности сваи-РИТ по грунту (2.8.14).

12. Полученные теоретические зависимости и выводы требуют проверки экспериментальными исследованиями.

Глава 3. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ СИСТЕМЫ «СВАЯ – ГРУНТ»

3.1. Порядок планирования и постановка задач исследований

3.1.1. Цели исследований

Экспериментальные исследования имели следующие цели:

- изучение НДС системы «свая – грунт»;
- совершенствование конструктивно-технологических решений по укреплению грунтового основания объектов дорожно-мостовой инфраструктуры;
- расширение области применения опор контурного типа из МГЭ с грунтовым ядром, усиленным армирующим элементом по РИТ, и самих свай-РИТ.

Исследования проводились в две стадии:

- 1) исследование опор контурного типа из МГЭ с грунтовым ядром, усиленным армирующим элементом по РИТ;
- 2) исследование создания несущего основания для поверхностных фундаментов искусственных сооружений с использованием элементов с развитой боковой поверхностью.

На 1-й стадии решались следующие задачи:

- определение напряжений от статически приложенной вертикальной нагрузки в металлической гофрированной оболочке, заполненной дренирующим грунтом с послойным уплотнением и имеющей грунтовое ядро, усиленное армоэлементом;
- исследование осадок металлической гофрированной оболочки и грунтового ядра заполнения, уплотненного механическим способом и с помощью РИТ, от статически приложенной вертикальной нагрузки;
- оценка влияния РИТ на физико-механические свойства грунта заполнения;
- проверка выдвинутых теоретических предпосылок о повышении несущей способности опоры контурного типа, усиленной армоэлементом, и о возможном увеличении ее высоты.

1-я стадия экспериментальных работ

Модельный эксперимент был проведен в 3 этапа (табл. 3.1.1).

Таблица 3.1.1

Этапы и объем экспериментальных исследований

| Наименование эксперимента | Число опытов в серии | Этапы и объем исследований |
|--------------------------------|----------------------|--------------------------------------------------------------------------------------------|
| <i>Подготовительный период</i> | | |
| | | Исследование физико-механических характеристик грунта заполнения тела опоры |
| <i>1-й этап</i> | | |
| Модельный однофакторный | 5 | Определение напряжений в гофрированной металлической оболочке от статической нагрузки |
| | 5 | Определение величин осадок грунта заполнения и металлической оболочки |
| | 5 | Определение остаточных деформаций от статической нагрузки |
| | | Исследование физико-механических характеристик грунта заполнения тела опоры |
| <i>2-й этап</i> | | |
| Модельный однофакторный | 1 | Исследование напряжений от величины энергии разряда в гофрированной металлической оболочке |
| | | Определение напряжений в оболочке от статической нагрузки |
| | 5 | Определение величин осадок грунта заполнения и оболочки |
| | 5 | Определение остаточных деформаций от статической нагрузки |

| Наименование эксперимента | Число опытов в серии | Этапы и объем исследований |
|---------------------------|----------------------|-----------------------------------------------------------------------------|
| | | Определение предела прочности армирующего элемента на сжатие |
| | | Исследование физико-механических характеристик грунта заполнения тела опоры |
| | 1 | Оценка расчетных значений напряжений в оболочке от статической нагрузки |
| <i>3-й этап</i> | | |
| Модельный | | Определение напряжений в пустой оболочке от статической нагрузки |
| | | Определение осадки пустой оболочки от статической нагрузки |
| | | Обоснование коэффициентов перехода от модели к натурному образцу опоры |
| | 4 | Сравнение теоретических и экспериментальных исследований 1-го и 2-го этапов |

На *подготовительном этапе* определялись физико-механические характеристики грунта заполнения тела опоры в начальной стадии, которые затем уточнялись после каждого этапа.

Определение физико-механических свойств грунта модели производилось по результатам лабораторных исследований в соответствии с действующими ГОСТами [28–33]. Контроль плотности и модуля деформации грунта осуществлялся согласно руководствам к лабораторным и полевым занятиям по инженерной геологии и грунтоведению [83, 84]. С целью обеспечения достоверности полученных расчетных и нормативных характеристик грунта число определений анализируемого параметра составляло не менее шести [23].

Доверительная вероятность расчетных значений характеристик грунта модельной установки принята равной 0,95 [33]. Расчетные характеристики (угол внутреннего трения, коэффициент сцепления, модуль деформации) были получены с учетом их нормативных значений и коэффициента надежности по грунту k_r , устанавливаемого в зависимости от числа определений и значения доверительной вероятности в соответствии с [33].

Первый этап включал в себя следующие работы: модель опоры контурного типа устанавливалась на лоток, тело опоры заполнялось грунтом послойно (толщина слоя – 20...25 мм). Каждый уложенный слой уплотнялся поверхностным вибратором до заданной плотности, контроль осуществлялся пенетрометром статического действия. Верх опоры заполнялся щебнем фракцией до 1 см на глубину 2,5 см.

Было проведено две серии опытов. В первой серии нагрузка на опору изменялась ступенями по 500 кг. Каждая ступень нагрузки выдерживалась не менее 5 мин [107]. Во второй серии модель опоры нагружалась сразу максимальной нагрузкой 3000 кг, а затем разгружалась полностью для выявления характера остаточных деформаций. Отсчеты по измерительным приборам производились после стабилизации деформации грунта заполнения тела опоры. Критерием затухания деформации являлось отсутствие увеличения отсчета по измерительным приборам за последние 2 мин наблюдений. После этого осуществлялось снятие показаний приборов и датчиков сопротивления (тензодатчиков) и регистрация данных в журнале испытаний.

Осадка грунтового ядра заполнения и металлического каркаса определялась как среднее арифметическое из показаний приборов. В первой и во второй сериях при загрузке опоры дополнительно производилась фиксация осадки модели через одинаковые промежутки времени (1...2 мин). Это позволило уточнить физико-механические свойства грунта основания по методике, предложенной А. В. Матвеевым [71].

Показания тензодатчиков снимались в следующем порядке: сначала снимали показания датчиков на пустой гофрированной оболочке. Эти показания приравнивали к нулю и принимали за нулевой отсчет. Затем оболочка заполнялась грунтом. Показания датчиков позволяли определить напряжения в оболочке, возникающие

от собственного веса грунта. После загрузки опоры вертикальной нагрузкой показания снимали на каждой ступени нагружения, после стабилизации деформации грунтового ядра заполнения. Показания каждого датчика снимали не менее трех раз. В журнале испытаний регистрировалось то значение, которое высвечивалось на табло наибольшее количество раз.

На втором этапе по центру опоры с помощью РИТ создавался армирующий элемент.

Модель опоры устанавливалась на лоток, металлический гофрированный каркас заполнялся грунтом на высоту 5 см, над моделью устанавливался столик из уголков размером 20 × 20 мм, предназначенный для крепления обсадной трубы. После этого по центру опоры устанавливалась обсадная труба с закрепленным в ней разрядником, нижний конец которого выступал из трубы на 1,5 см. Тело опоры заполнялось грунтом с такими же физико-механическими характеристиками, что и на первом этапе. В обсадную трубу подавался цементный раствор состава цемент/песок/вода (Ц:П:В = 1:3:0,6). Затем с помощью РИУ производилось 8 разрядов на каждом горизонте. Длительность одного разряда составляла 50...70 мс. После отстрела на одном горизонте разрядник вместе с обсадной трубой приподнимался на новый горизонт, где также производилось 8 разрядов. Шаг между горизонтами составлял 10 см. Показания тензодатчиков снимались сразу после завершения разрядно-импульсных работ. Следующие показания были сняты после завершения схватывания цементного раствора – через 5 ч.

Загрузка модели производилась ступенями по 500 кг, как на первом этапе. После проведения третьей серии опытов модель сразу подвергалась максимальной нагрузке 3000 кг. Снятие показаний приборов и регистрация их в журнале проводились аналогично первому этапу. Это позволило провести сравнительный анализ воздействия на металлическую оболочку опоры давления грунтового ядра, уплотненного механическим способом и с помощью РИТ.

После завершения второго этапа созданный по центру опоры армирующий элемент был подвергнут испытанию для определения предела прочности на сжатие в лаборатории АОЗТ «Проммолит».

Третий этап исследований заключался в теоретическом обосновании коэффициентов перехода от модели опоры контурного типа к натурному образцу и сопоставлении полученных теоретических и экспериментальных данных по определению напряжений, возникающих в металлической гофрированной оболочке от внутреннего давления грунтового ядра заполнения, воспринимающего внешнюю вертикальную статически приложенную нагрузку.

В процессе выполнения модельного эксперимента изучалось НДС грунтового ядра и металлической оболочки модели опоры из МГЭ от воздействия вертикальной нагрузки. Были построены графики зависимости между вертикальной нагрузкой и напряжениями, возникающими в металлическом каркасе по высоте опоры, а также экспериментально определен коэффициент β_p , учитывающий влияние армоэлемента, позволяющего снизить давление грунта на стенки оболочки от нагрузки, передаваемой на опору. Кроме того, проводилось сравнение осадок грунтового основания и металлического каркаса опор с грунтовым ядром, уплотненным механическим способом, и с ядром, усиленным армирующим элементом.

Необходимое число испытаний в каждом опыте определялось исходя из требуемой точности и надежности измерений по известной методике [50, 87]. Это позволило проверить достоверность принятой ранее физической модели опоры контурного типа из МГЭ с грунтовым ядром, усиленным созданными по РИТ армоэлементами, и полученных на основе модели теоретических зависимостей для определения предельной и расчетной несущей способности опоры.

2-я стадия экспериментальных работ

На этой стадии решались следующие задачи:

- проверка эффективности новой конструкции разрядного устройства и возможности преобразования энергии импульса в кумулятивный эффект;
- исследование процесса формирования кумулятивной струи и характера ее воздействия на окружающий грунт;
- изучение процессов уплотнения грунта и образования нового элемента усиления при работе разрядного устройства с формируемой камерой;

- закрепление результатов испытаний разрядного устройства, получение опытного образца нового несущего элемента с развитой боковой поверхностью;
- определение несущей способности элемента с развитой боковой поверхностью;
- сравнение теоретических результатов с экспериментальными.

Теоретическое обоснование использования разрядного устройства с формируемой камерой (кумулятивной выемкой) для создания несущих элементов с дополнительными шиповидными образованиями приведено в разд. 2.6, 2.7.

В эксперименте изучались следующие факторы:

- диаметр боковых проточек разрядного устройства d ;
- число боковых проточек n ;
- диаметр формируемой камеры D (рис. 3.1.1).

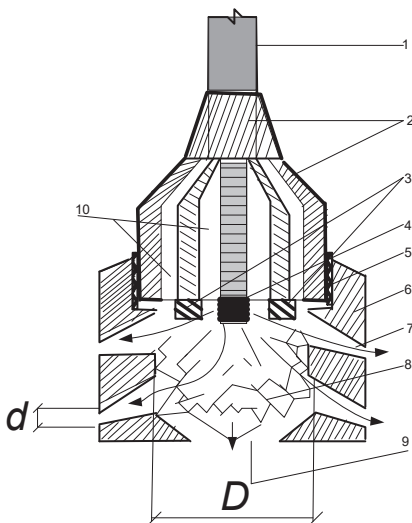


Рис. 3.1.1. Конструкция разрядного устройства с формируемой камерой:
 1 – высоковольтный кабель; 2 – корпус разрядника; 3 – отрицательный электрод; 4 – положительный электрод; 5 – резьбовое крепление;
 6 – металлический корпус формируемой камеры; 7 – боковые проточки;
 8 – формируемая камера; 9 – выходное отверстие;
 10 – межэлектродное расстояние

В качестве критериев оценки степени воздействия кумулятивной струи ЭВ на окружающую среду были приняты (рис. 3.1.2):

- диаметр КУ сваи $d_{КУ}$;
- ширина сваи по дополнительным шипам $b_{св}$;
- диаметр шипа $d_{ш}$.

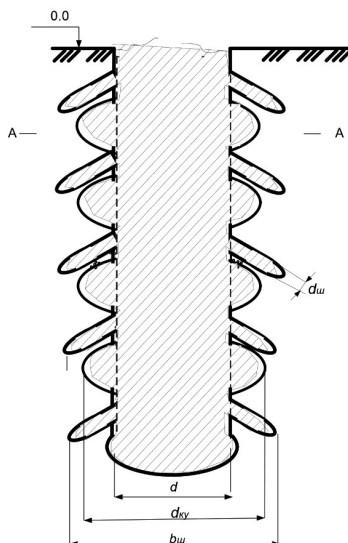


Рис. 3.1.2. Критерии оценки работы разрядного устройства закрытого типа:
 d – диаметр забоя; $d_{ш}$ – диаметр шипа; $d_{КУ}$ – диаметр КУ сваи;
 $b_{ш}$ – диаметр сваи по ширине шипов

Для решения поставленных задач требовалось провести предварительную проверку сконструированных разрядных устройств и выбрать оптимальный режим работы генератора импульсных токов (ГИТ).

3.1.2. Оборудование и материалы

Исследования осуществлялись в научной лаборатории Военно-транспортного университета железнодорожных войск Российской Федерации.

Для модельного эксперимента первой стадии были изготовлены две модели опор контурного типа из МГЭ диаметром 300 мм, высотой 320 мм и толщиной 0,25 мм. Расстояние между ребрами составляло 130 мм. Для изготовления моделей оболочек использовалась сталь марки 09Г2Д.

Эксперименты проводились в малом пространственном грунтовом лотке, представляющем собой ящик из многослойной фанеры размерами в плане 70×120 см и глубиной 60 см, скрепленный и усиленный уголками и заполненный песком средней крупности. Ящик установлен на металлическое основание. С каждой наибольшей стороны ящика по центру установлено по швеллеру размерами 20×13 см, которые соединяются поперечными швеллерами с помощью накладок и являются силовой установкой.

Для обеспечения жесткости основания под модель опоры поперек ящика устанавливались два уголка размерами 75×75 мм, которые крепились к швеллерам. На уголки ставилась металлическая плита толщиной 1 см, на которую опирался металлический гофрированный каркас.

Для подсоединения измерительной аппаратуры к швеллерам крепилась металлическая планка, на которой фиксировались датчики часового типа, показывающие осадку грунта заполнения тела опоры и осадку металлического каркаса с точностью до 0,01 мм. Под опорой также были установлены два датчика часового типа, фиксирующие прогиб металлической плиты основания опоры.

Для определения физико-механических характеристик грунта применялась полевая лаборатория Литвинова. Изучение сопротивляемости грунта деформированию и определение основных характеристик сжимаемости выполнялись на приборе П10-С. Модель опоры заполнялась песком средней крупности, гранулометрический состав которого приведен в табл. 3.1.3. Характеристики грунта модельной установки представлены в прил. 2. Грунт заполнения применялся с учетом требований типовых проектов [100, 101].

Загружение модели опоры центрально приложенной вертикальной нагрузкой осуществлялось гидравлическим домкратом грузоподъемностью 3 т, обеспечивающим плавное увеличение прилагаемой нагрузки и стабильное давление на ступенях нагружения. Для вертикальной передачи нагрузки на модель домкрат

крепился на металлическом каркасе в двух точках. Контроль нагрузки осуществлялся с помощью образцового переносного динамометра сжатия типа ДОСМ-5-0,2 с точностью измерений до 2 кгс.

Для измерения напряжений, возникающих в металлическом каркасе опоры от давления грунта заполнения, было установлено 11 тензодатчиков, которые условно делились на две группы. Первая группа включала вертикальные датчики № 1, 2, 3, 4, 7, 8, расположенные перпендикулярно выпуклым гофрам, а вторая группа – горизонтальные датчики № 5, 6, 9, 10, которые располагались на выпуклых гофрах, параллельно им. Такое расположение позволяло определить лимитирующие напряжения, возникающие в оболочке от давления грунта. Схема расположения тензодатчиков представлена в прил. 3.

По высоте опоры датчики располагались следующим образом:

- вертикальные: № 1, 2, 7, 8 – на высоте $1/3H$ от верха и низа опоры; № 3, 4 – на высоте $1/2H$ опоры;
- горизонтальные: № 5, 6 – на высоте $1/2H$ опоры; № 9, 10 – на высоте $1/3H$ от низа опоры.

Для контроля сжимающих напряжений на вогнутых гофрах был установлен датчик № 11 на высоте $1/2H$ опоры. База тензодатчиков составляла 20 мм, сопротивление – $200,7 \pm 0,3$ Ом. Датчики подсоединялись к прибору проводами малого сечения.

Измерение напряжений в гофрированной оболочке производилось прибором ИДЦ1, который включался в сеть через источник питания БЗ-713,6, способный осуществлять регулировку напряжения. Источник питания поддерживал постоянное напряжение 12 В.

Для изготовления армирующего элемента по центру опоры устанавливалась обсадная труба наружным диаметром 6 см, внутренним диаметром 5,4 см и высотой 50 см. В трубе жестко крепился электрический разрядник диаметром 2,7 см и длиной 112 см, нижний конец которого выступал из трубы на 1,5 см. Межэлектродный промежуток δ разрядника составлял 8 мм. Для приготовления цементного раствора использовался цемент марки М-400. Характеристики цемента приведены в прил. 4.

ВЭР создавался с помощью стационарной РИУ по схеме ГИТ. Устройство ГИТ и порядок работы на нем подробно описаны в [13, 17, 77]. Принципиальная схема представлена на рис. 3.1.3.

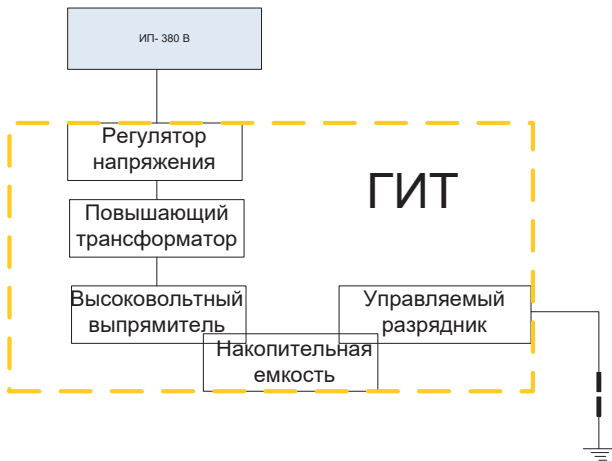


Рис. 3.1.3. Принципиальная схема ГИТ

РИУ была подключена к трехфазной электрической сети напряжением 380 В. Технические данные установки указаны в табл. 3.1.2.

Подводимое к ГИТ напряжение изменялось при помощи регулятора. Общее напряжение было подведено через автомат, расположенный на щитке. Включение автомата происходило по показаниям вольтметра и загоранию сигнальной лампочки на лицевой стороне РИУ.

Величина тока в цепи измерялась амперметром. Конденсатор-накопитель подключался к выпрямителю с помощью управляемого разрядника.

Электрический разрядник соединялся с пультом управления через коаксиальный высоковольтный кабель с заземленной защитной оболочкой. Управление магнитного пускателя было вынесено на рабочий пульт (рис. 3.1.4). Высоковольтная часть установки, заземленная на специальный контур, находилась в отдельном помещении.

Рабочие параметры ГИТ

| Параметр | Значение |
|-------------------------------|--------------|
| Амплитуда напряжения, кВ | 1,5...10 |
| Разрядная емкость, мкФ | 50...150 |
| Энергия в импульсе, Дж | 450...17 000 |
| Частота импульсов в секунду | 1 |
| Тип конденсаторов | ИК 10...50 |
| Тип разрядного устройства | Коаксиальный |
| Межэлектродный промежуток, мм | 4...5 |



Рис. 3.1.4. Панель управления РИУ

Для проведения исследований был сооружен лабораторный стенд (рис. 3.1.5). Основные элементы стенда:

- металлический лоток емкостью 1,7 м³;
- электрический разрядник закрытого типа;
- приспособление для крепления разрядника.

Характеристики стенда:

- корпус – металлический, сварной, прямоугольной формы;
- толщина стенок корпуса – 3 мм;
- лицевая сторона корпуса – оргстекло толщиной 6 мм;
- рабочий объем лотка – 1,7 м³;
- размеры лотка: длина – 1600 мм, ширина – 1100 мм, высота – 950 мм;
- испытуемый грунт – песок (табл. 3.1.3);
- размеры забоя: $d = 55$ мм, $h = 450$ мм.

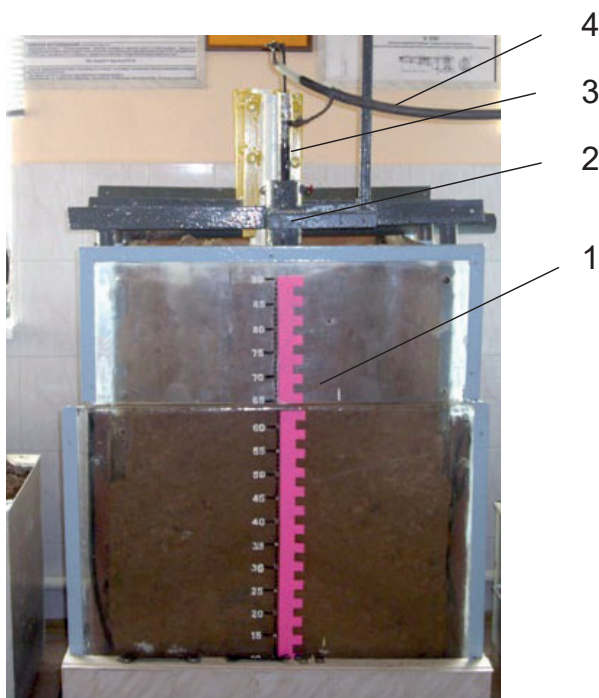


Рис. 3.1.5. Лоток для испытания разрядных устройств (общий вид):
1 – оргстекло для визуального наблюдения деформаций грунта при формировании сваи-РИТ; 2 – приспособление для крепления разрядного устройства; 3 – разрядник закрытого типа; 4 – высоковольтный кабель

Характеристики испытуемого грунта

| Наименование по ГОСТ 25100–95 | Влажность, % | Плотность, т/м | Гранулометрический состав по фракциям, % | | | | | | |
|-------------------------------|--------------|----------------|------------------------------------------|-------|---------|------------|------------|-------------|----|
| | | | 10...2 | 2...1 | 1...0,5 | 0,5...0,25 | 0,25...0,1 | 0,10...0,05 | |
| Песок средней крупности | 20...60 | 2,5 | – | 5 | 20 | 32 | 15 | 13 | 12 |

Приспособление для крепления коаксиального электрического разрядника к стенкам разрядной камеры представляет собой металлическую пластину с полым цилиндром и фиксаторами в виде хомута диаметром 40 мм.

Одним из основных элементов лабораторного стенда являются электрические разрядники (длина – 1120 мм; изоляция – вакуумная резина, $\sigma = 10$ мм) (рис. 3.1.6).



Рис. 3.1.6. Используемые электрические разрядники (общий вид):
 1 – положительный электрод (медный стержень диаметром 5 мм);
 2 – резьба для крепления насадки; 3 – отрицательный электрод (сталь Ст3);
 4 – насадки с кумулятивным углублением; 5 – корпус разрядника
 (труба диаметром 32...54 мм)

Электрический разрядник представляет собой конструкцию, состоящую из положительного и отрицательного электродов. Положительный электрод (медный стержень диаметром 5 мм, изолированный вакуумной резиной толщиной 10 мм) предназначен для подсоединения к разряднику сердцевине высоковольтного коаксиального кабеля. Отрицательный электрод состоит из металлической трубы корпуса разрядного устройства длиной 1120 мм. На трубе закреплена клемма, к которой подсоединяется наружная оплетка кабеля.

Межэлектродный промежуток разрядника этой конструкции составляет 4...5 мм и во время проведения эксперимента не изменяется. Управление ГИТ производится с пульта. Безопасность работ обеспечивается системами электрической, механической и электромагнитной блокировок, а также заземлением. При проведении испытаний все участники находятся в отдельном помещении и наблюдают за экспериментом через смотровые окна.

Для лабораторных исследований были изготовлены специальные насадки с кумулятивной выемкой с различным сочетанием основных влияющих факторов d , n , D . Конструкция насадки представлена на рис. 3.1.7, схема работы – на рис. 3.1.8.

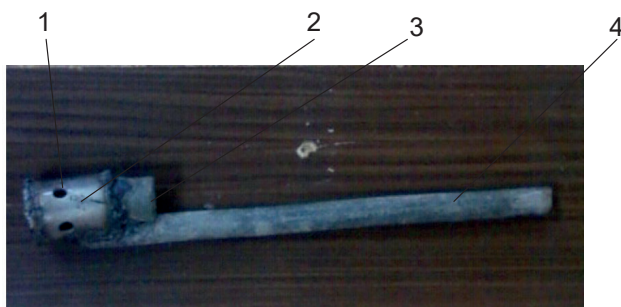


Рис. 3.1.7. Насадка с кумулятивной выемкой:

- 1 – отверстия для направления кумулятивной струи;
- 2 – металлический корпус;
- 3 – муфта для крепления разрядного устройства;
- 4 – трубка с обратным клапаном для подачи бетонной смеси

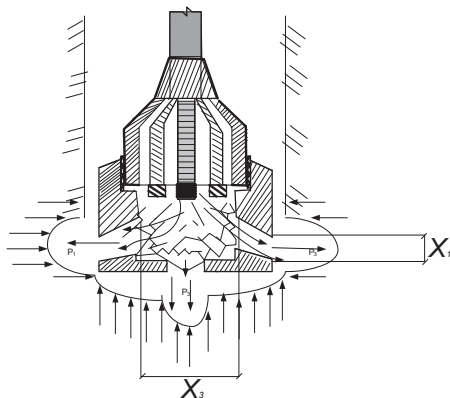


Рис. 3.1.8. Схема работы разрядного устройства закрытого типа

Оборудование, использованное в качестве контрольно-измерительной аппаратуры, показано на рис. 3.1.9, его технические характеристики приведены в табл. 3.1.4.



Рис. 3.1.9. Контрольно-измерительная аппаратура:
вверху – осциллограф универсальный С8-13;
внизу – усилитель измерительный низкочастотный У-28

Наблюдение за характером разряда и выделением энергии в разрядном канале велось путем осциллографирования тока и напряжения на запоминающем осциллографе С8-13. Исследуемые сигналы

напряжения (от делителя) и тока (от петлеобразного шунта) подавались через усилитель осциллографа на пластины трубки.

Осциллограммы тока и напряжения снимались через 5...7 разрядов на протяжении всего опыта. По осциллограммам для каждого конкретного разряда, строго совмещенного по фазе, перемножением соответствующих мгновенных значений напряжений U и тока i получали кривую мощности, графическое интегрирование которой дает полную электрическую энергию, выделяемую в канале разряда.

Таблица 3.1.4

Характеристики контрольно-измерительной аппаратуры

| Наименования | Общие параметры | Значения |
|-------------------------------------------------|----------------------------------|-------------|
| 1. Усилитель измерительный низкочастотный У-28. | Количество измерительных каналов | 16 |
| 2. Осциллограф универсальный С8-13 | Частотный диапазон, Гц | 0...1000 |
| | Максимальная скорость опроса, мс | 0,1 |
| | Погрешность измерения, % | 0,02 |
| | Температурный режим, °С | -20...+45 |
| | Разрядность АЦП | 12 разрядов |

3.2. Результаты экспериментальных исследований 1-й стадии

3.2.1. Уточнение модели напряженного состояния металлической гофрированной оболочки и деформативности опоры контурного типа

Модельные испытания проводились при заполнении тела опоры грунтом средней крупности с влажностью 10 %. Физико-механические характеристики грунта заполнения во всех сериях опытов с надежностью 95 % входили в 5%-ный доверительный интервал. Это позволило считать условия проведения испытаний в сериях опытов по определению физико-механических свойств грунта идентичными.

Для получения достоверных результатов модельных экспериментов по критерию Стьюдента в каждой серии определялось минимально допустимое число опытов (см. прил. 5).

Результаты измерений напряженного состояния гофрированной оболочки модели опоры и ее деформативности от статических нагрузок приведены в прил. 6, 7.

3.2.2. Определение напряженного состояния металлической гофрированной оболочки и деформативности опоры контурного типа с грунтовым ядром заполнения, уплотненным механическим способом

В ходе исследований было проведено две серии модельных однофакторных экспериментов.

При проведении *первой серии опытов* опора нагружалась статической нагрузкой ступенями, с шагом 500 кг.

Для измерения напряжений в гофрированной оболочке использовалось две группы тензодатчиков. Первая группа (вертикальные датчики № 1, 2, 3, 4, 7, 8) регистрировала напряжения, возникающие в металлической оболочке от вертикально-напряженного состояния грунтового массива, взаимодействующего с оболочкой за счет сил трения $F_{тр}$. Полученные результаты показали, что данные напряжения в оболочке незначительны (максимум 42 кг/см²) и не могут влиять на конструкцию опоры контурного типа, проектируемую под определенный вид нагрузки. Прогибомеры, установленные над оболочкой и грунтом заполнения тела опоры, фиксировали в целом одинаковую работу конструкции (см. прил. 8). Показания датчика сопротивления № 11 на вогнутом гофре оболочки позволили сделать вывод, что на каждом определенном уровне выпуклые и вогнутые гофры работают одинаково (либо на сжатие, либо на растяжение).

Вторая группа датчиков (горизонтальные датчики № 5, 6, 9, 10) показывала напряжения, возникающие в гофрированной оболочке от кольцевых растягивающих усилий. Эти напряжения являются лимитирующими и оказывают существенное влияние на конструкцию опоры контурного типа, проектируемую под определенный вид нагрузки. Экспериментальные исследования выявили, что

кольцевые растягивающие напряжения в оболочке возрастают с увеличением прикладываемой к опоре нагрузки и приближенно являются ее линейной функцией.

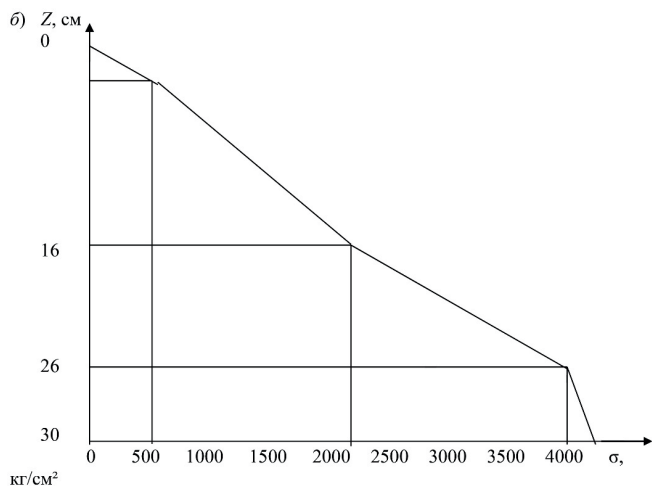
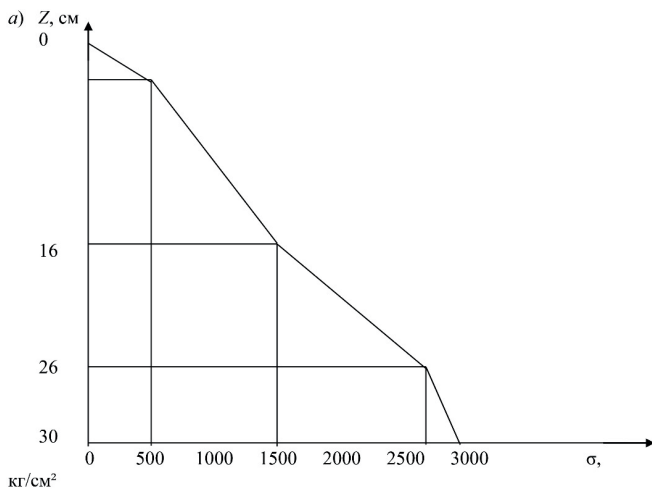


Рис. 3.2.1. Эпюры напряжений в металлической оболочке от нагрузки:
a – 2000 кг; *b* – 3000 кг

Эпюры напряжений в оболочке от нагрузки 2000 и 3000 кг представлены на рис. 3.2.1. Анализ графиков и эпюр напряжений показывает, что максимальные кольцевые растягивающие напряжения, образующиеся от вертикальной равномерно распределенной по площади опоры нагрузки, возникают на высоте $1/3H$ от основания опоры. Их величина составляет 4000 кг/см^2 .

На основании экспериментальных данных, обработанных на ЭВМ (см. прил. 9, протокол № 1), получено уравнение регрессии для кольцевых растягивающих напряжений от статической нагрузки на высоте $1/3H$ от основания опоры:

$$\sigma_p = 2006,71[6,62E - 004G + 6,10E - 003]. \quad (3.2.1)$$

Во второй серии опытов опора сразу подвергалась максимальной нагрузке 3000 кг, которая после занесения показаний приборов в журнал испытаний немедленно снималась с опоры. В этом случае напряжения составили 3982 кг/см^2 . По истечении 3 мин снова фиксировались показания приборов. Величина напряжений составила 168 кг/см^2 . Данная серия опытов позволила определить остаточные деформации конструкции, обусловленные взаимным перемещением грунтовых частиц, выжиманием из грунта воды и воздуха.

В процессе исследования были выявлены три характерные фазы:

- 1) между нагрузками и вызываемыми ими осадками наблюдается зависимость, близкая к линейной;
- 2) интенсивность нарастания осадок увеличивается, начинается выжимание грунта на высоте $1/3H$ от основания опоры;
- 3) резко возрастает осадка, что сопровождается наибольшим давлением грунта заполнения тела опоры на высоте $1/3H$ от основания.

Установлено, что через определенный промежуток времени (5 мин) остаточные напряжения в металлической гофрированной оболочке становятся равными нулю. При проведении опытов 1-й и 2-й серий наблюдалось выжимание из грунта воды. Грунт заполнения уплотнялся и оседал под действием внешней нагрузки. Вме-

сте с осадкой грунта заполнения происходила и осадка гофрированной оболочки из-за малой толщины ее стенок.

3.2.3. Определение напряженного состояния металлической гофрированной оболочки и деформативности опоры контурного типа с грунтовым ядром заполнения, уплотненным по разрядно-импульсной технологии

Исследования включали модельные однофакторные эксперименты 3-й и 4-й серий (см. прил. 6).

По завершении разрядно-импульсных работ были сняты показания двух групп датчиков сопротивления. Результаты измерений выявили возникновение в гофрированной оболочке растягивающих напряжений вследствие уплотнения грунтового ядра заполнения. При этом лимитирующими остались кольцевые растягивающие напряжения (2-я группа датчиков). Вертикальные напряжения (1-я группа датчиков) составили всего 27...31 % от горизонтальных. Наибольшее значение растягивающих напряжений было зафиксировано на высоте $1/3H$ от основания опоры. Характер напряжений, возникающих в гофрированной оболочке от воздействия ВЭР, соответствует характеру напряжений в оболочке от статического нагружения внешней нагрузкой в размере 500 кг.

По окончании схватывания цементного раствора (через 5 ч после проведения серии ВЭР) снова были сняты показания тензодатчиков. Обнаружилось, что напряжения в оболочке упали и она перестала испытывать давление от собственного веса грунта. Это объясняется уплотнением и цементацией грунтового массива, вследствие чего грунт заполнения держит собственный вес, не оказывая бокового давления на стенки оболочки.

График изменения напряженного состояния оболочки при проведении серии ВЭР и после окончания схватывания активированного электрическим разрядом цементного раствора, построенный по экспериментальным данным, представлен на рис. 3.2.2.

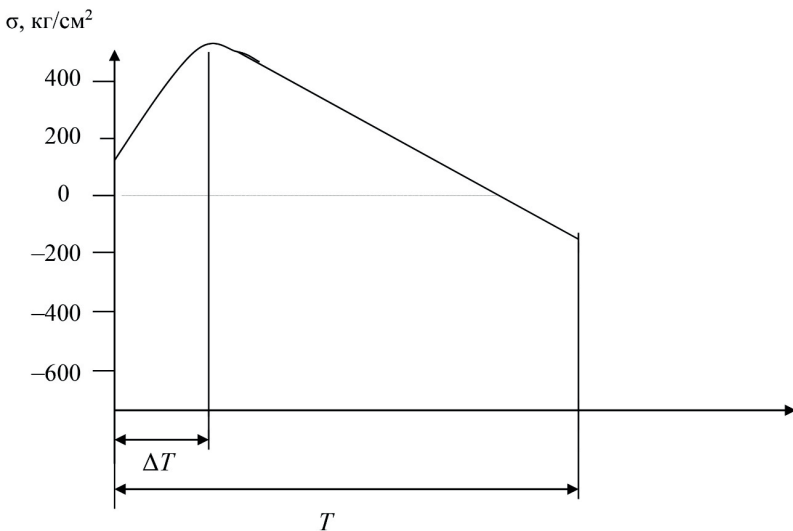


Рис. 3.2.2. График изменения напряженного состояния гофрированной оболочки при проведении серии ВЭР и после окончания срока схватывания цементного раствора на высоте $1/3H$ от основания опоры: ΔT – время проведения серии ВЭР; T – время окончания схватывания цементного раствора

После окончания схватывания цементного раствора модель опоры подвергалась статической нагрузке с шагом 500 кг (*третья серия опытов*). Анализ показаний 1-й группы датчиков сопротивления позволил сделать вывод, что рабочий массив опоры контурного типа фактически не оказывает в вертикальном направлении воздействия на оболочку. В процессе проведения модельного эксперимента не наблюдалось также осадки грунтового массива и оболочки.

Зафиксированные в ходе эксперимента кольцевые растягивающие напряжения были в 3,5...3,7 раза меньше, чем в аналогичной 1-й серии опытов. На рис. 3.2.3 представлены эпюры напряжений в оболочке от нагрузки 2000 и 3000 кг.

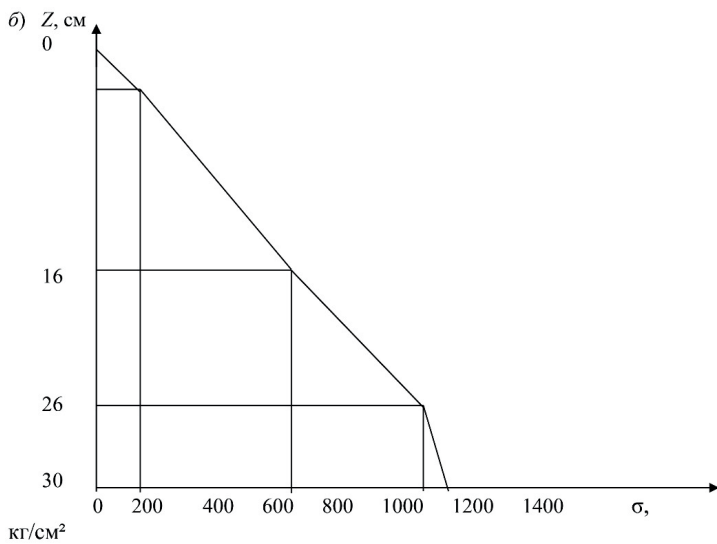
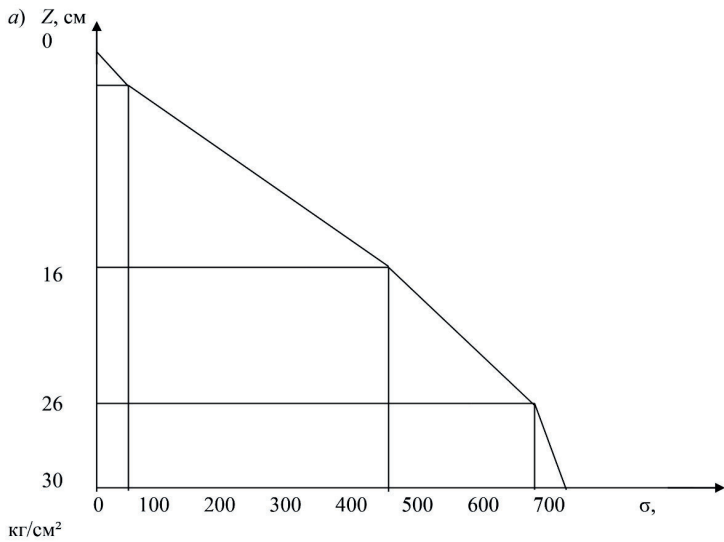


Рис. 3.2.3. Эпюры напряжений в металлической оболочке от нагрузки:
a – 2000 кг; *б* – 3000 кг

На основании экспериментальных данных получено уравнение регрессии (см. прил. 9, протокол № 2) для кольцевых растягивающих напряжений от статической нагрузки на высоте $1/3H$ от основания опоры:

$$\sigma_p = 573,14[6,28E - 004G + 5,65E - 002]. \quad (3.2.2)$$

Четвертая серия опытов проводилась с целью выявления остаточных деформаций в гофрированной оболочке опоры. Остаточных напряжений обнаружено не было. Осадок грунтового ядра заполнения и оболочки от загрузки вертикальной нагрузкой прогибомерами не зафиксировано (см. прил. 7).

После завершения модельных экспериментов 3-й и 4-й серий металлическую гофрированную оболочку демонтировали и произвели сечение грунтового массива заполнения по вертикальной плоскости.

Исследование сечения выявило три зоны цементации грунтового ядра. Грунт заполнения находился в плотном состоянии. Зоны цементации охватывали рабочий массив по всему периметру опоры.

В процессе проведения ВЭР в грунте заполнения по высоте опоры образовался гофрированный армоэлемент в виде твердого цементного стержня с шагом 10 см между гофрами. В возрасте 28 сут образец армоэлемента был подвергнут испытаниям для определения прочности на сжатие. Предел прочности составил 298 кг/см².

Таким образом, снижение кольцевых растягивающих напряжений в оболочке можно объяснить тем, что при загрузке опоры армирующий элемент воспринимает основную часть вертикальной равномерно распределенной нагрузки и передает ее непосредственно на основание, на которое установлена опора.

3.2.4. Определение напряженного состояния металлической гофрированной оболочки и деформативности опоры контурного типа без грунтового ядра заполнения

Пятая серия модельных экспериментов имела целью определение зависимости наибольших напряжений, возникающих в металлическом гофрированном каркасе, от статически приложенной вертикальной нагрузки.

На пустой металлический гофрированный каркас ставился металлический квадратный лист размерами 35×35 см и толщиной 1 см. На лист устанавливался домкрат, верхняя часть которого упиралась в силовую раму, с пружинным динамометром для измерения нагрузки. По краям оболочки располагались прогибомеры для измерения ее осадки.

Гофрированная оболочка нагружалась статической вертикальной нагрузкой до 200 кг ступенями с шагом 50 кг. В ходе эксперимента было установлено, что под внешней нагрузкой пустая оболочка работает на растяжение. Вертикальные напряжения на первых двух ступенях загрузки по всей высоте оболочки одинаковы. Распределение напряжений в верхней части опоры примерно соответствует тригонометрической функции, в средней части – носит приближенно линейный характер, в нижней части – отвечает логарифмической функции. В процессе нагружения наблюдалась осадка оболочки до 3,5 мм.

Датчиками сопротивления 2-й группы были зафиксированы горизонтальные напряжения. Деформации оболочки в горизонтальном направлении носят приближенно линейный характер. Наибольшие напряжения при загрузке возникают в средней части оболочки.

С учетом вышеуказанных факторов по результатам исследования получено уравнение регрессии (см. прил. 9, протокол № 3):

$$\sigma = 63,75[1,19E - 002G + 2,95E - 002] \times \dots \times [1,50 - 1,46E - 003G^2], 33. \quad (3.2.3)$$

Коэффициент корреляции близок к единице, следовательно, между переменными σ (Y) и p (X_1) существует тесная связь. То есть напряжения, возникающие в нижней части гофрированной оболочки, обратно пропорциональны прикладываемой вертикальной нагрузке.

Также была отмечена осадка модели гофрированной оболочки при фиксированной статически приложенной вертикальной нагрузке (см. прил. 7).

3.2.5. Уточнение методик расчета металлической гофрированной оболочки опоры контурного типа с армирующим элементом

В целях проверки адекватности расчетной схемы и теоретических зависимостей для определения напряжений, возникающих в металлической гофрированной оболочке от давления грунтового ядра заполнения, воспринимающего вертикальную равномерно распределенную нагрузку, было выполнено сравнение расчетов по указанным зависимостям с результатами модельных экспериментов.

Сопоставление теоретических расчетов с экспериментальными данными проводилось по наибольшим (кольцевым растягивающим) напряжениям, испытываемым металлической гофрированной оболочкой в процессе эксплуатации.

Таблица 3.2.1

Сравнение теоретических и эмпирических значений напряжений, возникающих в металлической гофрированной оболочке опоры контурного типа от воздействия вертикальной равномерно распределенной нагрузки

| № ступени нагрузки | Нагрузка, кг | Горизонтальные кольцевые растягивающие напряжения на различных расстояниях от верха опоры, кг/см ² | | | | | |
|--------------------|--------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------|-----------------------------------------------------------------------------------------------|---------|-------|---------|
| | | Эмпирические значения | | Теоретические значения: $N_p = (\gamma z + g)\lambda HD / 2k;$ $\sigma_p = N_p / \xi t$ | | | |
| | | 16 см | 26 см | 16 см | % откл. | 26 см | % откл. |
| 0 | 0 | 34 | 50 | 36 | 10 | 56 | 12 |
| 1 | 500 | 378 | 693 | 404 | 7 | 724 | 4 |
| 2 | 1000 | 756 | 1354 | 772 | 2 | 1288 | 1 |
| 3 | 1500 | 1133 | 1984 | 1257 | 11 | 2100 | 6 |
| 4 | 2000 | 1511 | 2677 | 1580 | 4 | 2854 | 7 |
| 5 | 2500 | 1890 | 3339 | 1907 | 1 | 3578 | 7 |
| 6 | 3000 | 2268 | 3710 | 2310 | 2 | 3786 | 2 |

Сравнение для модели опоры контурного типа с грунтовым ядром заполнения, уплотненным механическим способом, представлено в табл. 3.2.1. Данные показывают хорошую сходимость расчетов по полученным зависимостям и по результатам маломасштабного эксперимента. Наибольшее отклонение напряжений не превышает 12 %, что с надежностью 0,95 входит в 10%-ный доверительный интервал. Это подтверждает достоверность предлагаемого подхода к определению напряжений, возникающих в оболочке.

Для модели опоры контурного типа с грунтовым ядром, уплотненным с помощью РИТ, сравнение расчетов по теоретическим зависимостям с результатами опытов приведено в табл. 3.2.2. Наибольшее отклонение лимитирующих напряжений составило 15 %, что с надежностью 0,95 входит в 10%-ный доверительный интервал.

Таблица 3.2.2

Сравнение теоретических и эмпирических значений напряжений, возникающих в металлической гофрированной оболочке опоры контурного типа, усиленной армирующим элементом, от воздействия вертикальной равномерно распределенной нагрузки

| № ступени нагрузки | Нагрузка, кг | Горизонтальные кольцевые растягивающие напряжения на различных расстояниях от верха опоры, кг/см ² | | | | | |
|--------------------|--------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------|----------------------------------------------------------------------------------------------------|---------|--------|---------|
| | | Эмпирические значения | | Теоретические значения: $N_p = (\gamma z + g)\beta\lambda HD / 2k;$ $\sigma_p = N_p / \xi t$ | | | |
| | | 16 см | 26 см | 16 см | % откл. | 26 см | % откл. |
| 0 | 0 | 0 | 0 | 12,8 | – | 35 | – |
| 1 | 500 | 109 | 210 | 122,9 | 13 | 232,9 | 11 |
| 2 | 1000 | 210 | 395 | 228,9 | 9 | 421,9 | 7 |
| 3 | 1500 | 311 | 580 | 336,8 | 8 | 601,9 | 4 |
| 4 | 2000 | 437 | 665 | 445,8 | 2 | 764,8 | 15 |
| 5 | 2500 | 529 | 850 | 553 | 4 | 953,8 | 12 |
| 6 | 3000 | 647 | 1060 | 660,9 | 2 | 1140,8 | 8 |

Анализ напряженного состояния металлической гофрированной оболочки показывает, что отклонение экспериментальных значений от теоретических начинается с третьей ступени загрузки. Это объясняется тем, что в процессе разрядно-импульсного уплотнения грунтового ядра и образования армирующего элемента происходит цементация грунта по всему периметру оболочки. Следовательно, повышается коэффициент сцепления грунта, в результате чего увеличивается несущая способность грунтового ядра. Поэтому для случая опоры контурного типа, сооружаемой с помощью РИТ, отклонение теоретических данных от эмпирических позволяет говорить об адекватности модели и реального объекта. Следует также отметить, что предлагаемые зависимости и здесь дают хорошую сходимость с результатами модельных экспериментов.

Таблица 3.2.3

Расчетное значение коэффициента β_p , учитывающего понижение напряжений в металлической гофрированной оболочке, по результатам экспериментальных исследований

| № опыта | Горизонтальные кольцевые растягивающие напряжения на различных расстояниях от верха опоры, кг/см ² | | | | Коэффициент понижения напряжений в оболочке $\beta = \frac{\sigma_s}{\sigma_T}$ |
|------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------|-------------------------------------|-------|------------------------------------------------------------------------------------|
| | Эмпирические значения σ_s | | Теоретические значения σ_T : | | |
| | 16 см | 26 см | 16 см | 26 см | |
| 1 | 601 | 985 | 2310 | 3786 | 0,2602 |
| 2 | 647 | 1060 | 2310 | 3786 | 0,2800 |
| 3 | 693 | 1136 | 2310 | 3786 | 0,3001 |
| 4 | 693 | 1137 | 2310 | 3786 | 0,3003 |
| 5 | 601 | 986 | 2310 | 3786 | 0,2604 |
| Среднее значение $\bar{\beta}$ | | | | | 0,28 |
| Расчетное значение $\beta_p = \bar{\beta} \pm \Delta\beta$ | | | | | 0,28 \pm 0,02 |

По экспериментальным данным получен коэффициент β_p , учитывающий понижение напряжений в металлической оболочке за счет разрядно-импульсного уплотнения и создания армоэлемента. Значения коэффициента для каждого опыта при максимальной нагрузке 3000 кг представлены в табл. 3.2.3. Расчетное значение коэффициента β_p с вероятностью 0,95 составляет $0,28 \pm 0,02$.

По результатам теоретических и экспериментальных исследований была построена номограмма для определения коэффициента β в зависимости от количества разрядов и энергии, выделяемой при ВЭР (рис. 3.2.4).

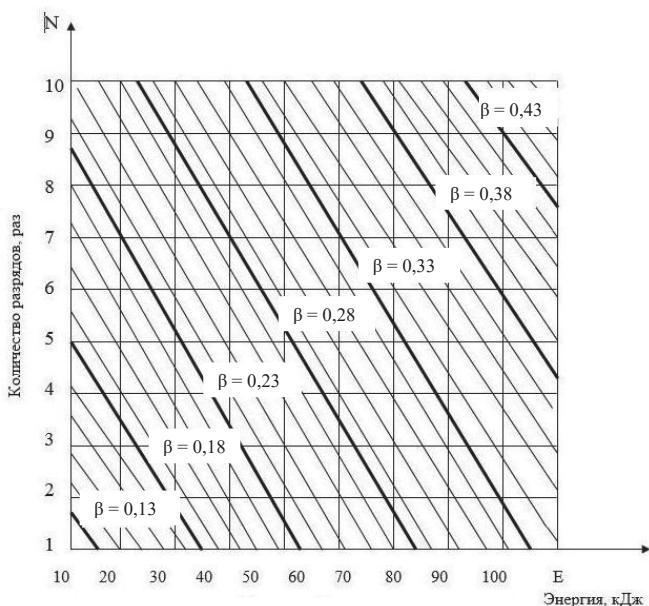


Рис. 3.2.4. Зависимость коэффициента β от количества разрядов и выделяемой при ВЭР энергии

Как отмечалось ранее, для выявления характера изменения физико-механических характеристик грунтового ядра заполнения опоры в ходе проведения модельных экспериментов определялись

основные расчетные показатели грунта заполнения. Характеристики грунта модельной установки приведены в прил. 2.

Было проведено сравнение расчетных значений характеристик грунта заполнения для опор с грунтовым ядром двух типов: уплотненным механическим способом и с помощью РИТ. Анализ показал, что при механическом уплотнении ядра и последующем загрузении опоры вертикальной равномерно распределенной нагрузкой физико-механические характеристики грунта меняются незначительно. Применение же разрядно-импульсного уплотнения с образованием в ядре армирующего гофрированного элемента приводит к существенному изменению расчетных значений характеристик грунта заполнения. При выполнении серии электрических импульсных разрядов происходит закрепление и уплотнение грунтового ядра. Грунт осушается, значительно увеличиваются угол его внутреннего трения, удельное сцепление и модуль деформации, уменьшается коэффициент пористости, а следовательно, возрастает несущая способность.

Характеристики грунта, рассчитанные согласно СП 22.13330.2011, с надежностью 0,95 входящие в 5%-ный доверительный интервал, представлены в прил. 2.

3.2.6. Обоснование условий подобия модели и прототипа опоры контурного типа из металлических гофрированных элементов

Для условий моделирования плоской и осесимметричной задач механики грунтов из уравнений равновесия и путем обычных приемов теории подобия – введением масштабных множителей (α_l – длин; α_σ – напряжений; α_n – связности; α_γ – удельного веса грунта; α_s – перемещений) – были получены три условия подобия систем уравнений модели и прототипа:

$$\alpha_n = \alpha_\sigma; \alpha_\sigma = \alpha_\gamma \cdot \alpha_l; \alpha_s = \alpha_l. \quad (3.2.4)$$

Первое условие подобия используется для связных грунтов (при $C_0 \neq 0$), второе условие дает известное соотношение между числами моделирования грунтов прототипа и модели:

$$\frac{\sigma_{\text{п}}}{\gamma_{\text{п}} \cdot l_{\text{п}}} = \frac{\sigma_{\text{м}}}{\gamma_{\text{м}} \cdot l_{\text{м}}}, \quad (3.2.5)$$

т. е. равенство их безразмерных напряжений.

Третье соотношение системы при определенных условиях остается постоянным, что позволяет легко определять перемещения (осадки) прототипа.

Соблюдение условий подобия модели и натурального образца требует равенства углов внутреннего трения и коэффициентов сцепления испытываемых грунтов: $\phi_{\text{о.п}} = \phi_{\text{о.м}}$; $C_{\text{о.п}} = C_{\text{о.м}}$.

Изменение влажности среднезернистых песков также сказывается на их прочностных и деформационных характеристиках. Поэтому для исключения влияния этого фактора целесообразно проводить испытания при одинаковой степени влажности песка.

Опытным путем установлено, что для статического нагружения моделей с размерами 30 см и более условия моделирования при работе песчаного грунта весьма близки к линейным. Поэтому для перехода от напряженного состояния модельной металлической гофрированной оболочки, испытывающей давление от грунта заполнения, к напряженному состоянию оболочки прототипа необходимо ввести масштабные коэффициенты $K_{\text{м(оп)}}$ и $K_{\text{т(оп)}}$, учитывающие размеры модели (при условии одинаковых физико-механических характеристик грунта заполнения опоры). Коэффициент $K_{\text{м(оп)}}$ учитывает соотношение размеров оболочек модели и прототипа, а $K_{\text{т(оп)}}$ – соотношение их толщин.

Размеры опоры выбирались на основе теории подобия и физического моделирования. Определяющими условиями являлись:

- 1) предельно допустимый объем грунта, взаимодействующий с металлической гофрированной оболочкой;
- 2) предельно допустимые ошибки измерений;
- 3) возможность создания в теле опоры армирующего элемента с помощью РИТ;
- 4) габариты испытательного лотка.

Согласно первому условию минимальные линейные размеры модели опоры для песчаных грунтов находятся в пределах 5...10 см. По второму условию масштабный коэффициент должен быть

$K_M < 27,1$. Третье условие определяет минимальные размеры рабочего разрядника.

Исходя из соблюдения вышеизложенных требований и для удобства перехода от параметров модели к параметрам оригинала, при проведении модельных экспериментов был принят коэффициент моделирования $K_{M(оп)} = 10$.

Модель опоры была изготовлена из металлического гофрированного листа. Использовалась сталь марки 09Г2Д. Размеры модели: диаметр – 30 см, высота – 32 см, толщина стенки – 0,25 мм. $K_{T(оп)} = 10$.

Сложность решаемой задачи заключалась в том, что при испытании модели опоры контурного типа необходимо одновременное подобие оригиналу как самой опоры, так и параметров грунта заполнения.

При статическом действии нагрузки на песчаный грунт заполнения в условиях плоской задачи с учетом геометрического подобия модели и оригинала переход от силовых параметров модели (прилагаемых к ней усилий) к аналогичным характеристикам прототипа осуществляется по известной формуле:

$$G_{п} = K_M^2 \cdot G_M. \quad (3.2.6)$$

Согласно результатам модельных испытаний интенсивность давления грунта на глубине Z от поверхности засыпки натурной опоры при соблюдении условий подобия будет определяться по выражению

$$\sigma_{гп} = \sigma_{гМ} \cdot K_{M(оп)}, \quad (3.2.7)$$

где $\sigma_{гМ}$ – горизонтальная составляющая интенсивности давления грунта на глубине Z ; $K_{M(оп)}$ – масштабный коэффициент моделирования опоры.

Кольцевые растягивающие напряжения в стенке оболочки из тонколистового гофрированного металла будут определяться по выражению

$$\sigma_{р.п} = \sigma_{р.М}, \quad (3.2.8)$$

где $\sigma_{р.п}$, $\sigma_{р.м}$ – кольцевые растягивающие напряжения в стенке оболочки прототипа и модели соответственно.

Основной характеристикой гидродинамических явлений при разряде в процессе разрядно-импульсного уплотнения грунтового ядра заполнения опоры и создания армирующего элемента является соотношение между тремя пространственными масштабами – длиной разрядного промежутка δ , характерным радиусом канала r_0 и характерной длиной волны λ . Это соотношение можно охарактеризовать двумя безразмерными параметрами:

$$\ddot{M} = R_0 / \lambda; \quad \ddot{N} = \delta / \lambda. \quad (3.2.9)$$

\ddot{M} и \ddot{N} представляют собой гидродинамические критерии подобия. Разным их значениям соответствуют различные в гидродинамическом отношении разряды. При $\ddot{M} = \text{idem}$ и $\ddot{N} = \text{idem}$ разряды могут различаться только за счет безразмерной функции $f(x)$, характеризующей режим выделения энергии в канале. Функция $f(x)$ зависит не только от \ddot{M} , но и от параметра $\dot{I} = R_{\text{yn}} / \sqrt{LC}$ – коэффициента разрядного тока, также влияющего на режим выделения энергии в канале.

Таким образом, разряды с одинаковыми значениями \ddot{M} , \ddot{N} и \dot{I} описываются одинаковыми уравнениями. Эти критерии подобия целесообразно выделить через обычные параметры, задаваемые в экспериментах, – C , U , L , δ .

Тогда имеем:

$$\ddot{M} \sim (U^2 / \delta L)^{1/4}; \quad (3.2.10)$$

$$\ddot{N} \sim \delta \sqrt{LC}; \quad (3.2.11)$$

$$\dot{I} \sim \delta \sqrt{LC} \cdot L. \quad (3.2.12)$$

Отсюда следует, что для подобия разрядов необходимо постоянство величин $U^2 / \delta L$, δ / \sqrt{LC} и $\delta / L^{3/2} C^{1/2}$, что приводит

к следующему подобию двух цилиндрических разрядов в одной и той же среде:

$$U_1^2 / U_2^2 = \delta_1 / \delta_2 = \sqrt{C_1} / \sqrt{C_2}; \quad (3.2.13)$$

$$L_1 = L_2. \quad (3.2.14)$$

Для случая сферической модели разряды подобны, если одинаковы параметры

$$\ddot{M} \sim U^2 / L^{3/2} C^{1/2}; \quad (3.2.15)$$

$$\ddot{I} \sim L^{-3/2} C^{-1/2}. \quad (3.2.16)$$

Отсюда:

$$U_1^2 / U_2^2 = L_1^{3/2} L_2^{3/2} = C_1 / C_2, \quad (3.2.17)$$

где $U_1, U_2, L_1, L_2, C_1, C_2$ – соответственно напряжение, индуктивность и емкость, используемые для уплотнения грунтового ядра и создания армоэлемента в модели и прототипе натурной опоры.

Подобие разрядов означает не только совпадение безразмерных функций, но также и равенство абсолютных значений величин, характеризующих начальные значения и характер изменения физических параметров разряда и расширения канала, взятых в соответствующие моменты времени. Равными оказываются характеристики волн сжатия и параметры газового пузыря, определяемые в соответствующих точках в соответствующие моменты.

Задача становится поставленной достаточно корректно, если задана $f(x)$, т. е. режим выделения энергии в канале разряда. Таким образом, все разряды с одним режимом выделения энергии $f(x) = \text{idem}$ подобны. Для более точного подобия разрядов при формировании армирующего элемента в модели и натурной опоре необходимо соблюдение следующего равенства (с учетом линейных зависимостей параметров армоэлемента и оборудования РИТ):

$$E_{уд.п} = E_{уд.м} \cdot K_{раз.м}, \quad (3.2.18)$$

где $E_{уд.м}$, $E_{уд.п}$ – удельные энергии, идущие на единицу объема при формировании армоэлемента в модели и прототипе соответственно; $K_{раз.м}$ – коэффициент, учитывающий линейные зависимости параметров армоэлемента в модели и натурной опоре, $K_{раз.м} = 10$.

Зная удельную энергию и размеры создаваемого армирующего элемента, по известным зависимостям $E_0 = CU^2/2$ и $E_n = E_0 \cdot \eta$ можно определить параметры C , U и величину энергии, необходимую для получения в натурной опоре подобного армоэлемента с такими же характеристиками, как в модели.

3.3. Результаты экспериментальных исследований 2-й стадии

3.3.1. Выбор параметров работы лабораторной установки

Предварительная проверка разрядных устройств и выбор режима работы ГИТ производились на специальном стенде, представляющем собой металлический короб с приспособлением для крепления разрядника и смотровым окном (рис. 3.3.1).

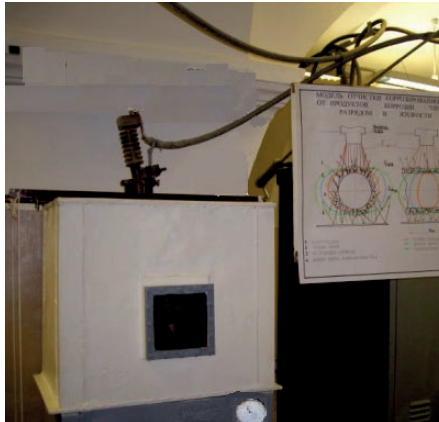


Рис. 3.3.1. Камера для испытания разрядных устройств

Проверка разрядных устройств включала:

- установку испытуемого разрядника с насадкой для формирования кумулятивного эффекта;
- подачу напряжения на электроды разрядника;
- фиксацию показаний прибора.

Определение оптимальных параметров работы ГИТ осуществлялось при испытании различных разрядных устройств. Опыты проводились при напряжении 3, 5, 7 и 9 кВ. В качестве жидкой среды использовалась вода с удельным сопротивлением $\rho = 500 \text{ Ом}\cdot\text{см}$, соответствующим удельному сопротивлению бетонной смеси. На каждое испытуемое разрядное устройство подавалась серия из 3...4 импульсов с разным напряжением.

Оптимальный режим работы ГИТ указан в табл. 3.3.1, примерные параметры насадок разрядников для формирования кумулятивного эффекта – в табл. 3.3.2.

Таблица 3.3.1

Оптимальные параметры работы ГИТ

| Параметр | Значение |
|-----------------------------------------|----------------|
| Рабочее напряжение U , кВ | 7 |
| Емкость конденсаторов C , мкФ | 100 |
| Индуктивность цепи L , МГц | 4,5 |
| Энергия одного импульса E , Дж | ≈ 2500 |
| Межэлектродный промежуток $l_{пр}$, мм | 4...5 |

Таблица 3.3.2

Эффективные показатели насадок для формирования кумулятивной струи

| Показатель | Значение |
|----------------------------------------|----------|
| Количество рядов, шт. | 1 |
| Количество отверстий в одном ряду, шт. | 3...7 |
| Размер формируемой камеры, мм | 30...70 |
| Размер выходного отверстия, мм | 10...20 |

Данные исследования позволили определить взятую за основу величину энергии разряда для проведения основного этапа эксперимента. Кроме того, был установлен интервал варьирования при выборе насадок.

Теоретическое обоснование применения разрядных устройств закрытого типа показывает, что энергию разряда можно делить на потоки и задавать им направление, благодаря чему будет изменяться геометрическая конфигурация сваи-РИТ. При этом возникает задача добиться максимально возможного эффекта от воздействия электрического разряда на окружающий грунт, тем самым повлияв на повышение несущей способности свай данной категории.

Для возможности сопоставления результатов работы различных разрядных устройств предварительно было изготовлено 7 образцов свай с использованием разрядного устройства коаксиального типа без насадки (рис. 3.3.2).

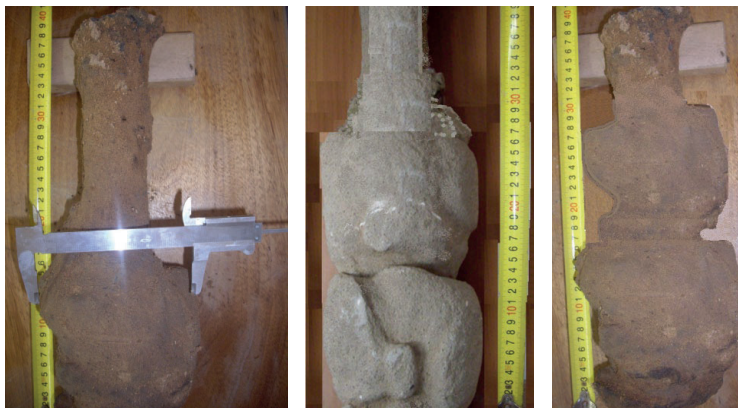


Рис. 3.3.2. Опытные образцы свай, изготовленные коаксиальным разрядником без специальной насадки

Для определения зависимости величины КУ сваи-РИТ от числа разрядов стандартным разрядником коаксиального типа при исходных параметрах ГИТ было изготовлено 5 контрольных образцов свай-РИТ.

Для получения образцов использовалась следующая технология: подготовленный песок в лотке заранее смачивался водой до влажности 50...60 % (песок с более низкой влажностью поглощает воду из твердеющей смеси, и коаксиальный разрядник дает отказы). Затем с помощью специального бура диаметром 55 мм продельвался забой глубиной 450...500 мм, куда устанавливался разрядник, жестко закрепленный специальным креплением. В забой заливался цементно-песчаный раствор и производилась серия из 8...15 разрядов. Затем раствор подливался, разрядник поднимался на новый горизонт (на 100 мм вверх) и процедура повторялась.

Для работ применялся цемент марки М 400. Минералогический состав цемента представлен в табл. 3.3.3, состав бетонной смеси – в табл. 3.3.4.

В результате были получены образцы, которые в дальнейшем помогут провести сравнительный анализ потерь энергии при изготовлении свай-РИТ без шипов и с шипами (табл. 3.3.5).

Таблица 3.3.3

Минералогический состав используемого цемента

| Вид цемента | Состав, % по массе | | | |
|-----------------|--------------------|------------------|------------------|-------------------|
| | C ₃ S | C ₂ S | C ₃ A | C ₄ AF |
| Портланд-цемент | 58 | 17 | 8 | 12 |

Таблица 3.3.4

Состав бетонной смеси

| Компоненты | Масса, кг | В/Ц |
|------------|-----------|-----|
| Цемент | 1,0 | 0,9 |
| Песок | 3,0 | |

**Результаты опытов по формированию уширения сваи
коаксиальным разрядником без насадки**

| Характеристики опытной серии | | № опыта | | | | | | |
|-----------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------|---------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 |
| Диаметр сква- жины: 55 мм; глубина: 500 мм | Общее число разрядов на одном горизонте | 15 | 13 | 11 | 10 | 9 | 8 | 7 |
| | Конечный диаметр сваи D_{\min}/D_{\max} | 90/101 | 90/99 | 88/96 | 87/94 | 86/93 | 85/92 | 84/89 |

Максимальный диаметр полученной сваи при наибольшем количестве разрядов на одном уровне (до 15) составил 101 мм, что в 2,2 раза больше первоначального диаметра забоя. Однако проведенные обмеры свай показали, что при 7 разрядах забой увеличился в два раза, причем затраты полезной энергии были в два раза меньше (рис. 3.3.3).

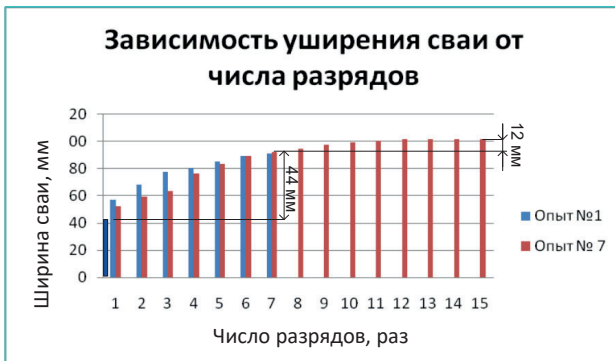


Рис. 3.3.3. Зависимость увеличения ширины сваи от числа разрядов

Анализ результатов экспериментальных исследований подтверждает следующие теоретические предположения:

- силовое воздействие разряда на стенки скважины с каждым последующим импульсом затухает из-за сформированного НДС грунта и увеличения расстояния до среды воздействия;
- на определенном этапе импульс перестает формировать КУ, а вся полезная энергия начинает полностью расходоваться на диспергирование бетонной смеси и кавитацию.

Таким образом, при изготовлении свай-РИТ не весь объем полезной энергии расходуется на формирование КП и, как следствие, КУ. Потери энергии могут превышать 50 %, что влияет на экономическую составляющую производства работ.

3.3.2. Изготовление свай-РИТ с шипами



Рис. 3.3.4. Стенд с установленным разрядным устройством:
1 – емкость для подачи твердеющей смеси;
2 – бетоновод; 3 – разрядник

Испытания новых разрядных устройств закрытого типа проводились согласно плану эксперимента. Образцы свай-РИТ с шипами изготавливались с помощью разрядника закрытого типа при исходных параметрах ГИТ. Испытательный стенд показан на рис. 3.3.4.

Порядок проведения эксперимента:

- в качестве модели несущего основания подготавливался лоток с песком;
- в песке пробуривалась скважина (забой) диаметром 55 мм и глубиной 450...500 мм;
- в забой устанавливался разрядник с испытуемой насадкой, жестко закрепленный специальным креплением;
- емкость с твердеющей смесью крепилась на уровне горизонта грунта и смесь по специальной трубке подавалась внутрь насадки, в формируемую камеру разрядного устройства;
- заполнение формируемой камеры твердеющей смесью осуществлялось порционно (за счет работы обратного клапана);
- находящаяся в емкостях конденсаторов энергия подавалась на электроды разрядника, и ВЭР происходил внутри насадки в формируемой камере;
- через боковые проточки и нижнее выходное отверстие насадки энергия УВ и ППП воздействовала на окружающий грунт, образуя КП, которые одновременно под высоким давлением заполнялись твердеющей смесью из цементно-песчаного раствора;
- после 7...8 разрядов разрядник поднимался на новый горизонт (на 100 мм вверх), где повторно производилась серия из 7...8 разрядов;
- разрядник извлекался из забоя, образовавшая пустота вручную заполнялась твердеющей смесью, для скрепления образованного элемента внутрь вставлялся уголок из тонкого металла размером $10 \times 10 \times 500$ мм.

Через трое суток опытный образец раскапывался и извлекался из грунта, изучались характер и степень образования КУ, производились замеры и взвешивание (рис. 3.3.5).

Основные показатели образцов несущих элементов с развитой боковой поверхностью приведены в табл. 3.3.6.



Рис. 3.3.5. Степень различия геометрической конфигурации свай при смене разрядных устройств

Таблица 3.3.6

Результаты опытов по формированию уширения свай коаксиальным разрядником со специальной насадкой

| Параметры сваи | № опытной серии | | | | | | | |
|------------------------------------------------------|-----------------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
| | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 |
| Диаметр в месте КУ, мм | 65 | 90 | 85 | 75 | 80 | 85 | 72 | 99 |
| Диаметр в месте шиповидного образования $D_{ш}$, мм | 250 | 120 | 150 | 160 | 160 | 185 | 110 | 120 |

Анализ результатов предварительных испытаний показал, что в первом опыте наблюдалось незначительное увеличение ствола сваи (65 мм). При этом диаметр шипов достиг максимально возможной величины (250 мм). Это говорит о том, что почти вся энергия импульса получила направление по боковым проточкам за счет узости нижнего выходного отверстия насадки.

Максимальный радиус КУ у сваи-РИТ с шипами составляет 99 мм (8-й опыт), а у прототипа – 101 мм (6-й опыт). При этом

свая-РИТ с шипами имеет дополнительное уширение в виде шипов $d = 120$ мм, что существенно увеличивает ее потенциал.

Исследования характера и степени воздействия на грунт разрядников закрытого типа с различными насадками, а также оценка их эффективности в зависимости от диаметра боковых проточек d , числа проточек n и диаметра формируемой камеры D проводились в описанной выше последовательности с рядом отличий:

- песок в лотке имел влажность 15...20 %;
- конструкция разрядника предусматривала крепление специальных насадок с определенными параметрами;
- твердеющий раствор заливался не в забой, а по трубке через обратный клапан подавался в формируемую камеру разрядника, после чего на разрядник подавалось напряжение и производился разряд;
- после поступления в формируемую камеру новой порции твердеющей смеси процесс повторялся;
- после серии из 7...8 разрядов разрядник поднимался на новый горизонт.

Для решения поставленных задач необходимо определить наиболее эффективную комбинацию параметров разрядного устройства.

В целях исследования зависимости степени воздействия факторов электрогидравлического эффекта от конструкции разрядного устройства были проведены лабораторные испытания. Опыты осуществлялись последовательно, путем замены насадок согласно матрице планирования, представленной в табл. 3.3.8 следующего раздела.

3.3.3. Определение степени влияния конструкции разрядного устройства на КПД импульса. Трехфакторный эксперимент

Установлению зависимости изменения размеров и геометрической конфигурации свай-РИТ от конструкции разрядного устройства была посвящена 2-я серия модельных экспериментов. Цель исследований состояла в определении оптимальных параметров разрядного устройства при заданных рабочих параметрах ГИТ.

В настоящей работе предложена методика планирования эксперимента, сформированная в результате системного анализа [117–120], которая в данном аспекте является наиболее объективной для прогнозирования эффективности работы разрядного устройства при изготовлении свай-РИТ с шипами.

Для определения оптимальных параметров работы разрядника закрытого типа определены следующие факторы эксперимента:

- $x_1 = d$ (диаметр боковых проточек);
- $x_2 = n$ (количество боковых проточек);
- $x_3 = D$ (диаметр формируемой камеры).

Сочетание выбранных факторов определяет процесс закономерного распределения потоков энергии импульса в формируемой камере разрядного устройства. Интервалы варьирования факторов установлены на подготовительном этапе эксперимента.

Условием формирования кумулятивной струи являются адекватные размеры кумулятивной выемки (формируемой камеры). Для объективности исследования определим размеры ПГП по формуле (2.7.2). Исходя из принятых параметров ГИТ (табл. 3.1.2), радиус ПГП может составлять от 17...22 мм. Поэтому целесообразно принять диаметр формируемой камеры в пределах данных показателей: $50 \geq r \geq 34$ мм.

Для проведения исследований был использован статистический метод планирования трехфакторного эксперимента с применением линейного множественного регрессионного и корреляционного анализа, позволившего получить максимально приближенную математическую модель влияния факторов на принятые оценочные параметры: y_1 – диаметр КУ свай; y_2 – диаметр свай по ширине шипов; y_3 – диаметр шипа.

Таким образом, основным показателем, выражающим перераспределение энергии и формирование кумулятивной струи, является y_2 , величина которого зависит от сопоставимости взаимодействующих между собой факторов.

Число уровней варьирования для каждого фактора указано в табл. 3.3.7. Схема полнофакторного эксперимента предусматривает одновременное варьирование всех исследуемых факторов на двух уровнях: верхнем (максимальное значение рассматриваемого фактора) и нижнем (минимальное значение).

Исходя из этого, определим необходимое число опытов:

$$N = 2^k. \quad (3.3.1)$$

Следовательно, для заданных условий необходимо провести 8 экспериментов (табл. 3.3.8).

Таблица 3.3.7

Уровни варьирования факторов

| Факторы | Уровни факторов | | | Интервал варьирования |
|-----------------------------------------|-----------------|----|----|-----------------------|
| | -1 | 0 | 1 | |
| Диаметр боковых проточек x_1 , мм | 4 | 7 | 10 | 3 |
| Количество боковых проточек x_2 , шт. | 3 | 5 | 7 | 2 |
| Диаметр формируемой камеры x_3 , мм | 34 | 42 | 50 | 8 |

Таблица 3.3.8

Матрица планирования и эксперимента

| № опыта | x_4 | x_5 | x_6 | y_1 | y_2 | y_3 |
|---------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 1 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 |
| 1 | 4 | 3 | 50 | | | |
| 2 | 4 | 7 | 34 | | | |
| 3 | 10 | 3 | 34 | | | |
| 4 | 10 | 7 | 50 | | | |
| 5 | 4 | 3 | 34 | | | |
| 6 | 4 | 7 | 50 | | | |
| 7 | 10 | 3 | 50 | | | |
| 8 | 10 | 7 | 34 | | | |
| b | | | | | | |

Общий эксперимент и обработка его результатов проводились в соответствии с методикой полнофакторного эксперимента. В каждой точке факторного пространства опыты повторялись трижды.

Для компенсации влияния случайных погрешностей каждый эксперимент дублировался несколько раз. В настоящем исследовании проведено 4 параллельных эксперимента для каждой строки матрицы планирования. При такой постановке общий эксперимент отличается повышенной точностью, а математическая обработка данных становится проще.

Для каждой строки матрицы планирования по результатам n параллельных \bar{y}_i экспериментов находят среднее арифметическое значение параметра оптимизации:

$$\bar{y}_i = \frac{1}{n} \sum_{u=1}^n y_{iu}, \quad (3.3.2)$$

где u – номер параллельного эксперимента; y_{iu} – значение параметра оптимизации в u -м параллельном эксперименте i -й строки матрицы.

С целью оценки отклонений параметра оптимизации от его среднего значения для каждой строки матрицы планирования вычислялась дисперсия s_i^2 эксперимента по данным n параллельных экспериментов:

$$s_i^2 = \frac{1}{n-1} \sum_{u=1}^n (y_{iu} - \bar{y}_i)^2. \quad (3.3.3)$$

Ошибка эксперимента определяется как корень квадратный из дисперсии:

$$s_i = + \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{u=1}^n (y_{iu} - \bar{y}_i)^2}. \quad (3.3.4)$$

В случае большого рассеяния ошибка будет значительной. Рассеяние результатов эксперимента определяется в основном погрешностями измерений. Для проверки сомнительных (резко выделяющихся) результатов используют специальные критерии.

В работе использовался критерий Шарлье для небольшого числа наблюдений в ряду ($10 < N < 20$).

Согласно теореме Бернулли число результатов, превышающих по абсолютному значению среднее арифметическое значение на величину $K_{ш} \cdot S_i$, составит [93]:

$$K_{ш} \cdot S_i = N [1 - \Phi(K_{ш})], \quad (3.3.5)$$

где $\Phi(K_{ш})$ – значение нормированной функции Лапласа для $x = K_{ш}$ [118].

С помощью критерия Шарлье $K_{ш} \cdot S_i = 0,39 \cdot 1,96$ результаты верхней и нижней границы каждого ряда были проверены на выполнение неравенства $|x_i - \bar{x}| > K_{ш} \cdot S_i$. Неравенство во всех экспериментах не выполнялось, следовательно, грубых погрешностей в рядах наблюдений не было.

На следующем этапе осуществлялась реализация плана. Для оптимизации значений основных факторов, влияющих на конфигурацию сваи, был реализован план Бокса В3, в рамках которого использовался статистический метод с применением плана регрессионного анализа, позволяющего при помощи полинома второго порядка получить конкретные значения функции отклика \hat{y} :

$$\hat{y} = b_0 + \sum_{i=1}^k b_i x_i + \sum_{i < j} b_{ij} x_i x_j + \sum_{i=1}^k b_{ii} x_i^2, \quad (3.3.6)$$

где b_0, b_{ij}, b_{ii} – теоретические коэффициенты регрессии; x_i, x_j – независимые изменяемые факторы.

Цель эксперимента – нахождение численных значений уравнения регрессии, которые позволят выбрать оптимальные факторы и связать их в параметры эффективности разрядного устройства.

Задача множественного регрессионного анализа состоит в построении в $(p + 1)$ -мерном пространстве такого уравнения плоскости, отклонения результатов наблюдений y_i от которого были бы минимальными. То есть следует вычислить значения коэффициентов b_0, b_i в линейном полиноме

$$\hat{y} = b_0 + \sum_{i=1}^k b_i x_i, \quad (3.3.7)$$

что равносильно минимизации выражения

$$\sum_{i=1}^k (y_i - \hat{y}_i)^2 = \sum_{i=1}^k \left[y_i - (b_0 + b_1 x_{i1} + b_2 x_{i2} + \dots + b_p x_{ip}) \right]^2, \quad (3.3.8)$$

где \hat{y}_i – вычисляемые предсказываемые выровненные значения исследуемой характеристики; b_0, b_{ij}, b_{ii} – теоретические коэффициенты регрессии; x_i – независимый изменяемый фактор.

Для отыскания минимума выражения (3.3.8) необходимо найти частые производные по всем неизвестным b_0, b_1, \dots, b_p и приравнять их нулю. Каждый коэффициент уравнения регрессии можно найти по формуле

$$b_j = \sum_{i=0}^n c_{ij} \cdot \sum_{i=1}^n y_i x_{ij}, \quad (3.3.9)$$

где c_{ij} – элементы обратной матрицы.

В результате проведения всех этих операций получаем полином первой степени с известными коэффициентами b_0, b_1, \dots, b_p . Этот полином является аппроксимацией функции $y = f(x_1, x_2, \dots, x_p)$, вид которой неизвестен.

При расчетах статистически незначимые коэффициенты не были исключены из моделей ввиду возможной неадекватности последних.

Проверка значимости множественного уравнения регрессии состоит из вычисления остаточной дисперсии:

$$\bar{S}_{\text{ост}}^2 = \frac{\sum_{i=0}^n (y_i - \hat{y}_i)^2}{n - p - 1}, \quad (3.3.10)$$

где n – общее число опытов; p – количество независимых факторов; y_i – среднее значение параметров оптимизации по параллельным опытам; \hat{y}_i – расчетные значения параметров оптимизации для каждого опыта.

Проверка на адекватность производилась с помощью критерия Фишера \hat{F} :

$$\hat{F} = \frac{\bar{S}_y^2}{\bar{S}_{\text{ост}}^2}, \quad (3.3.11)$$

где $\bar{S}_{\text{ост}}^2$ – остаточная дисперсия, определяемая по (3.3.10); \bar{S}_y^2 – дисперсия среднего:

$$\bar{S}_y^2 = \frac{1}{n} \sum_{j=1}^n S_{ij}^2, \quad (3.3.12)$$

где S_{ij}^2 – дисперсия каждого опыта.

Считается, что уравнение (3.3.9) предсказывает результаты опытов лучше среднего, если \hat{F} достигает границы значимости или превышает ее.

Значимость коэффициентов регрессии b_0, b_1, \dots, b_p проверяется по критерию Стьюдента:

$$\hat{t} = \frac{b_i}{\bar{S}_{ij}}, \quad (3.3.13)$$

где \bar{S}_{ij} – погрешность коэффициентов регрессии:

$$\bar{S}_{ij} = \sqrt{\bar{S}_{\text{ост}}^2 \cdot c_{ij}}, \quad (3.3.14)$$

где c_{ij} – диагональный элемент матрицы, обратной матрице нормальных уравнений.

Вычисленное значение \hat{t} сравнивается с табличным при числе степеней свободы $\nu = n - p - 1$.

Вычислим парные коэффициенты корреляции, характеризующие тесноту связи между двумя величинами – функцией отклика y и одним из факторов x_j .

Для изучения тесноты связи между функцией отклика y и несколькими факторами x_1, x_2, \dots, x_p используется коэффициент множественной корреляции R . Он служит и для оценки качества предсказания: чем больше R , тем лучше качество предсказаний данной моделью опытных данных:

$$R = \sqrt{1 - \frac{n-1}{n-p-1} \left[1 - (R^0)^2 \right]}, \quad (3.3.15)$$

где

$$R^0 = \sqrt{1 - \frac{\sum_{i=1}^n (y_i - \bar{y})^2}{\sum_{i=1}^n (y_i - y)^2}}. \quad (3.3.16)$$

Значимость коэффициента множественной корреляции проверяется по t -критерию Стьюдента:

$$\hat{t} = \frac{R}{\bar{S}_R} \geq t_{(n-p-1)}^T, \quad (3.3.17)$$

где \bar{S}_R – среднеквадратическая погрешность R :

$$\bar{S}_R = \frac{(1 - R^2)}{\sqrt{n - p - 1}}. \quad (3.3.18)$$

Значимость R проверяется и по F -критерию Фишера:

$$\hat{F}_R = \frac{R^2(n-p-1)}{(1-R^2)p}. \quad (3.3.19)$$

Полученное значение \hat{F}_R сравнивается с табличным F^T при выбранном уровне значимости и числа степеней свободы $\nu_1 = n - p - 1$ и $\nu_2 = p$. Если расчетное значение \hat{F}_R превышает табличное, то гипотеза о равенстве R нулю отвергается и связь считается статистически значимой.

На основании проведенных исследований был построен график зависимости взаимодействующих факторов.

Обработка экспериментальных данных производилась на ЭВМ в соответствии с применяемыми методиками [120] при помощи статистических пакетов NCSS 2000 и PASS 2000.

В ходе обработки данных трехфакторного эксперимента на основе методов математической статистики модель вида (3.3.7) оказалась незначимой. В связи с этим было принято решение перейти от квадратичного полинома к линейному (3.3.8). Кроме того, оказалось, что в нашем случае возведенное в квадрат математическое значение фактора не дает истинного представления о направленности его воздействия на функцию отклика.

В итоге с помощью NCSS 2000 была получена математическая модель, адекватность которой подтверждена по критерию Фишера при 10%-ном уровне значимости. Результаты работы пакета представлены в прил. 10.

Результаты лабораторных исследований приведены в табл. 3.3.9.

Таблица 3.3.9

Результаты лабораторных исследований

| № опыта | x_1 | x_2 | x_3 | y_1 | y_2 | y_3 |
|----------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 1 | 2 | 3 | 4 | 8 | 9 | 10 |
| 1 | – | – | + | 120 | 200 | 35 |
| 2 | – | + | – | 100 | 140 | 8 |
| 3 | + | – | – | 120 | 120 | 20 |
| 4 | + | + | + | 90 | 250 | 30 |
| 5 | – | – | – | 100 | 100 | 20 |
| 6 | – | + | + | 150 | 200 | 25 |
| 7 | + | – | + | 100 | 250 | 30 |
| 8 | + | + | – | 130 | 130 | 20 |
| <i>b</i> | | | | | | |

Таким образом, уравнения регрессии приняли следующий вид:

$$y_1 = -97,96 + 30,3125x_1 + 2,97x_2 + \dots \\ \dots + 4,51x_3 - 0,63x_1x_2 - 0,68x_1x_3 + 0,08x_2x_3; \quad (3.3.20)$$

$$y_2 = -109,11 - 11,98x_1 + 23,91x_2 + \dots \\ \dots + 5,08x_3 - 0,63x_1x_2 + 0,47x_1x_3 - 0,39x_2x_3; \quad (3.3.21)$$

$$y_3 = -6,30 + 0,83x_1 - 5,23x_2 + \dots \\ \dots + 1,17x_3 - 0,46x_1x_2 - 0,62x_1x_3 + 0,16x_2x_3. \quad (3.3.22)$$

Анализ формул позволяет оценить влияние каждого фактора на размер поперечного сечения сваи. Графики влияния параметров разрядного устройства на размеры сваи-РИТ с шипами представлены в прил. 10.

Принятая методика проведения лабораторных исследований позволила проверить теоретические положения и достоверность результатов, полученных в ходе теоретических исследований (см. прил. 10).

3.3.4. Статические испытания свай

Цели проведения испытаний:

- получение данных, необходимых для обоснования коэффициента прироста несущей способности свай-РИТ с шипами;
- проверка отличия реальной несущей способности свай от расчетной.

Для получения достоверных результатов модельных экспериментов по критерию Стьюдента определялось минимально допустимое число опытов. При малом числе статических испытаний для определения несущей способности свай использовалась известная методика [10] с учетом информации, полученной в предыдущих опытах. Расчет количества испытаний представлен в прил. 11.

Расчет несущей способности свай и расчет свай по деформациям выполнялись согласно методике, представленной в [115].

Согласно [119] теоретический расчет несущей способности свай по грунту является приближенным и может использоваться только как предварительный. Окончательное значение несущей способности принимается с учетом результатов статических испытаний на строительной площадке.

Для проверки свай в лабораторных условиях использовался метод испытания статической вдавливающей нагрузкой.

Установка для испытания свай включает (рис. 3.3.6):

- устройство для нагружения сваи (домкрат);
- опорную конструкцию для восприятия реактивных сил (систему балок);
- устройство для измерения передающегося на сваю давления (динамометр);
- устройство для измерения перемещений сваи в процессе испытания (прогибомер).

Устройство в полной мере обеспечивает соосную и центральную передачу нагрузок на сваю, возможность передачи нагрузок ступенями и постоянство давления на каждой ступени.

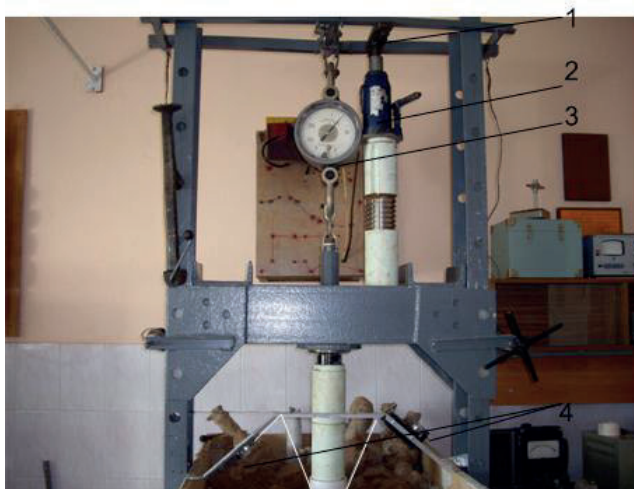


Рис. 3.3.6. Установка для испытания свай статической нагрузкой:
1 – опорная конструкция; 2 – домкрат; 3 – динамометр; 4 – прогибомер

Во время испытаний наибольший прогиб инвентарной конструкции, служащей упором для домкрата, составлял не более 0,004 ее расчетного пролета.

Прогибомер, регистрирующий перемещения сваи, обеспечивал погрешность измерений не более 0,1 мм. Для измерения осадки сваи на равных расстояниях от нее (0,7 м) было симметрично установлено два прибора. Перемещение сваи определялось как среднее арифметическое значение их показаний. Для связи прогибомеров со сваей использовалась стальная проволока диаметром 0,3 мм. Перед началом испытаний проволока была подвергнута предварительному растяжению грузом 4 кгс в течение 2 сут. Груз на проволоке во время испытаний составлял 1...1,5 кгс.

Пределы измерений и цена деления динамометра выбирались исходя из наибольшей предусмотренной испытаниями нагрузки на сваю (1 тс) с запасом не более 30 %.

Все измерительные приборы были протарированы и периодически поверялись согласно паспортным данным. Непосредственно перед экспериментом проводилась внеочередная проверка задействованных приборов.

Сваи изготавливались по описанным выше техническим условиям и имели те же размеры, что и в предыдущих опытах.

Конструкция испытательного устройства и порядок работ соответствовали программе испытаний.

Для предотвращения разрушения головы сваи (рис. 3.3.7) использовался специальный металлический стакан, отклонение от горизонта составляло не более 1/100.



Рис. 3.3.7. Оголовок испытываемой сваи-РИТ с шипами

Перед каждым нагружением сваи визуально осматривались на наличие сколов и трещин, способных повлиять на результаты эксперимента.

Испытуемый грунт имел такие же характеристики, как и в ранее проведенных экспериментах. Влажность грунта составляла 40...50 % и поддерживалась через три дренажные скважины, пробуренные на равных расстояниях от оси сваи (0,4 м). Время, затрачиваемое на замачивание грунта, устанавливалось ориентировочно из расчета не менее 3 ч.

Принятые размеры скважины: диаметр – 55 мм, длина – $0,8l$ (l – глубина погружения сваи).

Эксперименты осуществлялись в соответствии с требованиями [117, 119] и программой испытаний.

Сваи нагружались ступенчато, переход к следующей ступени нагружения осуществлялся после полной стабилизации осадки. Осадка измерялась индикатором часового типа с ценой деления 0,01 мм.

Реактивные усилия, возникающие при нагружении сваи, передавались через систему балок на опорную балку.

Перед нагружением сваи брались нулевые отсчеты по всем приборам. На каждой ступени нагружения показания всех приборов фиксировались (рис. 3.3.8).



Рис. 3.3.8. Прогибомер 6-ПАО для замера осадки свай

За критерий условной стабилизации деформации принималась скорость осадки сваи на данной ступени нагружения, не превышающая 0,1 мм за последние 30 мин наблюдений.

За частное значение предельного сопротивления испытываемой сваи принималась нагрузка, при которой было прекращено дальнейшее нагружение.

Эксперимент продолжался до разрушения свай (рис. 3.3.9).



Рис. 3.3.9. Свае-РИТ с шипами после испытаний

При расчетах несущей способности свай по результатам лабораторных испытаний были учтены требования СП 24.13330.2011 «Свайные фундаменты».

Статические испытания показали, что свае-РИТ частично потеряла несущую способность при нагрузке около 550 кг, а разрушение произошло при нагрузке около 900 кг. Свае-РИТ с шипами частично потеряла несущую способность при нагрузке около 660 кгс, а разрушение образцов происходило в пределах 1000...1200 кгс (рис. 3.3.10).

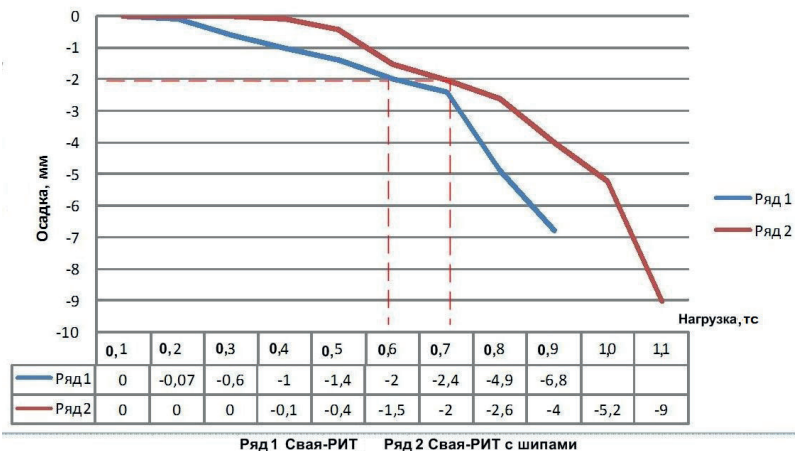


Рис. 3.3.10. Зависимость «нагрузка – осадка» для свай-РИТ

Процесс потери несущей способности свай-РИТ с шипами имел три этапа:

- 1) 700...750 кгс – надлом шиповидных уширений (рис. 3.3.11);
- 2) 800...900 кгс – полная потеря несущей способности (нарушение созданной структуры грунта, выход из стадии упругого НДС);
- 3) 1000...1200 кгс – полное разрушение образца.



Рис. 3.3.11. Надлом шиповидных уширений свай-РИТ

На рис. 3.3.12 представлен график изменения осадки сваи-РИТ с шипами во времени (по ступеням нагружения), показывающий, что при каждом нагружении в течение часа шла некоторая просадка, а затем наступала стабилизация несущей способности. После нагрузки 700 кгс происходило явное увеличение глубины просадки сваи и времени, необходимого на стабилизацию несущей способности.

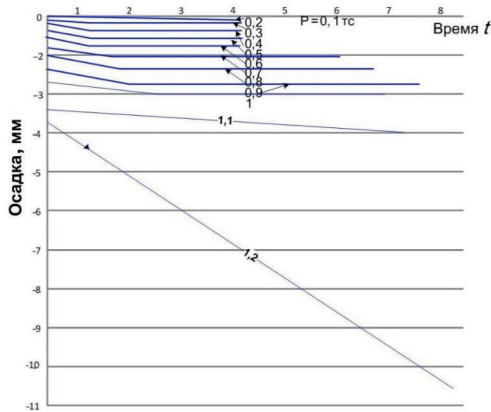


Рис. 3.3.12. Изменение осадки сваи-РИТ с шипами во времени (по ступеням нагружения)

Сопоставив графики, представленные на рис. 3.3.10 и 3.3.12, можно сделать вывод, что при нагрузке порядка 660 кгс свая-РИТ с шипами имеет некоторый запас по несущей способности, необходимый для работы и дальнейшей стабилизации.

Аналогичный момент у простой сваи-РИТ, изготовленной в равных условиях, наступил в пределах 550 кгс.

Отсюда, опираясь на теоретические исследования, можно выразить коэффициент прироста несущей способности. Подставив численные значения в зависимость (2.8.14), получаем:

$$k_{ш} = \frac{F_{d\text{cp.срш}}}{F_{d\text{cp.ср}}} = \frac{660}{550} = 1,2. \quad (3.3.23)$$

Таким образом, экспериментально подтвердилось, что конфигурация сваи-РИТ с шипами, полученная путем подбора оптимальных параметров разрядников различного вида, более выгодна для применения в геотехнике.

Эксперимент показал, что несущая способность сваи-РИТ с шипами на 15...20 % выше, чем у обычной сваи-РИТ, изготовленной в аналогичных условиях.

Влияние шипов на повышение несущей способности сваи по грунту позволяет создавать геоблоки с меньшими трудовыми и энергетическими затратами, поскольку для изготовления такой сваи требуется в 1,5 раза меньше импульсов.

3.3.5. Сопоставление результатов теоретических и экспериментальных исследований

С целью проверки адекватности полученных теоретических зависимостей для определения размеров поперечного сечения и несущей способности сваи-РИТ с шипами, а также НДС грунта вокруг нее было выполнено сравнение результатов теоретических расчетов с данными модельных экспериментов.

Согласно теоретическим данным, максимальный радиус поперечного сечения сваи увеличивается с 55 до 210 мм (табл. 2.7.1). Замеры опытных образцов показывают, что диаметр поперечного сечения может достигать до 250 мм (табл. 3.3.6).

Обработка результатов эксперимента (см. прил. 10) показала, что наилучшее сочетание значений, попадающих в ширину допустимого интервала, имеет разрядное устройство с параметрами, испытанными в 6-м опыте (см. табл. 3.3.6). Таким образом, сопоставление значений радиуса поперечного сечения модели и расчетных значений 185/210 дает сходимость 88 %.

По результатам расчетов несущая способность свай для лабораторных условий определена равной 0,35 т. Статические испытания показали, что реальная несущая способность сваи-РИТ составляет 0,55 т, сваи-РИТ с шипами – 0,65 т. Разница между расчетным и выявленным значениями заложена в методику как запас прочности. Однако рассматриваемая модель предназначена для перехода к несущей способности основания под поверхностный фундамент, определяемой, как правило, в условиях плоской

задачи [121, 122], поэтому отклонение теоретических результатов и зависимостей от эмпирических данных для поверхностного фундамента с прямоугольной формой подошвы позволяет говорить об адекватности модели.

Несущая способность сваи определяется значением НДС грунта в ее основании и по боковой поверхности: чем больше ЗУ грунта, тем выше несущая способность сваи (рис. 3.3.13). Следовательно, чтобы использовать для практических расчетов влияние НДС грунта на несущую способность сваи, необходимо знать размеры ЗУ на практике. Контролировать ЗУ по закону геометрического подобия можно за счет КП.

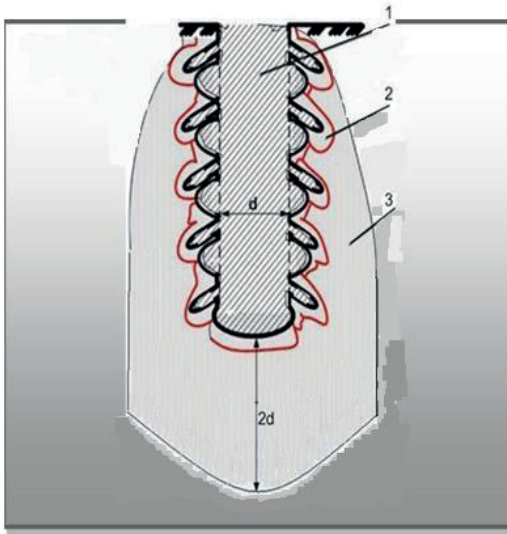


Рис. 3.3.13. Структура массива, уплотненного одиночной свай-РИТ с шипами: 1 – элемент усиления грунта; 2 – зона цементации грунта; 3 – ЗУ грунта (НДС)

Допустим, что КП имеет форму шара. Тогда ее объем составит

$$V_{\text{КП}} = \frac{1}{6} \pi D_{\text{КП}}^3 = 0,06 \pi d_{\text{бс}}^3. \quad (3.3.24)$$

При заполнении КП бетонной смесью уровень смеси в устье скважины понижается на величину Δh , объем которой определяется как

$$V_{\Delta h} = \frac{\pi d_{\text{бс}}^2}{4} \Delta h. \quad (3.3.25)$$

Поскольку $d_{\text{зс}} = d_{\text{бс}}$ (п. 2.8.2), после подстановки в (2.8.12) и выполнения преобразований получим один из основных параметров РИО основания сваи-РИТ – величину осадки бетонной смеси в устье скважины:

$$\Delta h = 0,2d_{\text{бс}}, \quad (3.3.26)$$

которая при производстве работ контролируется так же легко, как отказ у забивных свай.

Контроль осадки бетонной смеси на практике даст возможность использовать в расчетах несущей способности грунта таблицы с расчетными сопротивлениями забивных свай. Данный подход сокращает количество операций в теоретических расчетах и делает методику расчета несущих оснований из армоэлементов на основе РИТ близкой к действительности.

3.3.6. Обоснование условий подобия модели и прототипа сваи-РИТ с шипами

Теория физического моделирования прочности сооружений в условиях плоской задачи для среды, подчиняющейся условию упругости Ш. Кулона, была разработана В. А. Флориным [123].

Для условий моделирования плоской и осесимметричной задач механики грунтов из уравнений равновесия и путем обычных приемов теории подобия – введением масштабных множителей (α_l – длин; α_s – напряжений; α_γ – удельного веса; α_n – связности; α_s – осадки) – были получены условия подобия систем уравнений модели и прототипа [94–95]:

$$\alpha_\sigma = \alpha_n; \alpha_\sigma = \alpha_\gamma \cdot \alpha_l; \alpha_s = 1/\alpha_l. \quad (3.3.27)$$

Первое условие подобия используется для связных грунтов (при $C_0 \neq 0$), второе условие дает известное соотношение [94, 107, 124] между числами моделирования грунтов прототипа и модели:

$$\frac{\sigma_{\Pi}}{\gamma_{\Pi} l_{\Pi}} = \frac{\sigma_{\text{М}}}{\gamma_{\text{М}} l_{\text{М}}}, \quad (3.3.28)$$

т. е. равенство их безразмерных напряжений.

Третье соотношение при определенных условиях остается постоянным [80, 94, 107], что позволяет легко определять осадки прототипа.

Согласно [71, 108, 107] соблюдение условий подобия модели и натурального образца требует равенства углов внутреннего трения и коэффициентов сцепления испытуемых грунтов: $\varphi_{\text{о.п}} = \varphi_{\text{о.м}}$; $C_{\text{о.п}} = C_{\text{о.м}}$.

На прочности и деформационных характеристиках среднезернистых песков сказывается также изменение влажности [84]. Поэтому для исключения влияния данного фактора необходимо проводить испытания при одинаковой степени влажности.

Опытным путем установлено [94, 107], что для статического нагружения моделей с размерами 300 мм и более условия моделирования при работе песчаного грунта весьма близки к линейным. Поэтому для перехода от НДС системы «свая-РИТ с шипами – грунт» к НДС прототипа необходимо введение масштабных коэффициентов k_m и k_t , учитывающих размеры модели (при условии одинаковых физико-механических характеристик грунта). Коэффициент k_m учитывает отношение размеров модели свай-РИТ с шипами к размерам свай в реальных условиях, коэффициент k_t – увеличение рабочих параметров разрядного устройства и ГИТ.

Размеры свай-РИТ выбирались на основе теории подобия и физического моделирования [2]. Определяющими условиями являлись:

- предельно допустимый объем грунта, взаимодействующего со свайей;
- предельно допустимые ошибки измерений;
- возможность создания армирующего элемента с помощью разрядного устройства закрытого типа;
- габариты испытательного лотка.

По первому условию для песчаных грунтов минимальные линейные размеры модели должны находиться в пределах 50...100 мм [7]. Согласно второму условию масштабный коэффициент $k_m \leq 27,1$ [80]. Третье условие определяет минимальные размеры используемого разрядника.

Исходя из соблюдения вышеуказанных требований и для удобства перехода от параметров модели к параметрам оригинала, при проведении модельных исследований был принят $k_m = 10$.

Модель сваи-РИТ с шипами изготавливалась способом, описанным в п. 3.3.2, с параметрами ГИТ, указанными в табл. 3.1.2.

Размеры модели: высота – 450 мм, диаметр поперечного сечения в месте КУ – 90 мм, диаметр сечения по ширине шипов – 150 мм. Первоначальный диаметр забоя – 55 мм. Следовательно, $k_l = 10$.

Сложность заключалась в том, что при испытаниях необходимо одновременное подобие оригиналу и самой сваи, и параметров разрядника. При статическом действии нагрузки на сваю в условиях плоской задачи с учетом геометрического подобия модели и оригинала переход от силовых параметров модели к аналогичным характеристикам прототипа осуществляется по известной формуле [80]

$$G_{\Pi} = K_M^2 \cdot G_M. \quad (3.3.29)$$

Согласно результатам модельных испытаний НДС грунта от боковой поверхности сваи на глубине Z при соблюдении условий подобия будет определяться по выражению

$$\sigma_m = \sigma_{rM} \cdot K_{mcb}, \quad (3.3.30)$$

где σ_{rM} – составляющая НДС грунта на глубине Z ; k_{mcb} – масштабный коэффициент моделирования сваи-РИТ с шипами.

Основной характеристикой гидродинамических явлений при разряде в процессе разрядно-импульсного уплотнения грунта и создания армирующего элемента является соотношение между тремя пространственными масштабами: длиной разрядного промежутка l_{pn} , характерным радиусом канала r_0 и характерной длиной волны λ [1].

Обоснование условия подобия электрического разряда аналогично представленному в п. 3.2.6 и описывается зависимостями (3.2.9)–(3.2.18).

Результаты проведенных лабораторных исследований позволяют сделать следующие выводы.

1. Экспериментально подтверждены модель разрядно-импульсного уплотнения грунтового ядра заполнения в оболочке опоры и способ сооружения опор контурного типа с помощью РИТ. В ходе эксперимента выявлено три зоны цементации грунтового ядра: сильная – 2...3 см, умеренная – 3...5 см, слабая – 2...3 см. Также подтверждены эффективность новой конструкции разрядного устройства и модель образования кумулятивной струи. В ходе эксперимента получены дополнительные шиповидные КУ, повышающие несущую способность свай-РИТ по грунту.

2. Сравнение результатов экспериментальных и теоретических исследований НДС металлической гофрированной оболочки показывает хорошую сходимость, что позволяет говорить об адекватности принятой расчетной модели и теоретических зависимостей. Напряжения от давления грунта, возникающие в оболочке, усиленной армоэлементом, в 3,5 раза меньше, чем в оболочке с ядром, уплотненным механическим способом. Осадочных явлений в опоре с армоэлементом не наблюдается.

3. Получен расчетный коэффициент β_p , учитывающий снижение в оболочке напряжений от вертикальной нагрузки, происходящее за счет разрядно-импульсного уплотнения грунта и создания армирующего элемента. С вероятностью 0,95 $\beta_p = 0,28 \pm 0,02$.

4. РИТ уплотнения грунта заполнения способствует изменению его физико-механических характеристик: в ЗУ грунт осушается, увеличиваются угол его внутреннего трения, удельное сцепление и модуль деформации. Наблюдается цементация грунта по периметру опоры.

5. Свая-РИТ с шипами по сравнению с прототипом имеет более высокую несущую способность за счет геометрической конфигурации, обеспечивающей лучшее взаимодействие с НДС грунта. Свая в поперечном сечении на уровне шипов в 1,5...2 раза шире по месту сечения основного КУ. Теоретический расчет радиуса поперечного сечения по формуле (2.7.14) показал хорошую

сходимость с модельными образцами, что позволяет говорить об адекватности принятой методики расчета поперечного сечения и ЗУ по объему затраченного бетона.

6. Получен коэффициент прироста несущей способности сваи-РИТ с шипами $k_{ш}$, учитывающий повышение несущей способности сваи за счет дополнительной площади опирания. С вероятностью 0,95 $k_{ш} = 1,2 \mp 0,02$.

7. В результате обоснования условий подобия модели и прототипа опоры контурного типа получены масштабные коэффициенты моделирования деформативности опоры от статической равномерно распределенной нагрузки, которые с надежностью 0,95 при погрешности 10 % позволяют экстраполировать результаты модельных испытаний на оригинал.

Глава 4. ПРЕДЛОЖЕНИЯ ПО ПРАКТИЧЕСКОМУ ПРИМЕНЕНИЮ СПОСОБА ПОВЫШЕНИЯ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ СИСТЕМЫ «СВАЯ – ГРУНТ» ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ ОБЪЕКТОВ ТРАНСПОРТНОЙ ИНФРАСТРУКТУРЫ

4.1. Методика повышения эксплуатационной надежности и экономичности опор контурного типа из металлических гофрированных элементов путем уплотнения грунтового ядра с помощью разрядно-импульсной технологии

На основании проведенных теоретических и экспериментальных исследований изготовления армирующих элементов для усиления грунтового массива выработана последовательность расчета опор контурного типа.

Основные предпосылки расчета:

- передача усилий осуществляется через грунт заполнения и армирующий элемент;
- грунт заполнения и армоэлемент не воспринимают растягивающих усилий;
- грунт заполнения постоянно обжат внутри оболочки, следовательно даже при отсутствии усилий вдоль линии действия силы не происходит разуплотнения массива и изменения прочностных характеристик грунта;
- радиус уплотнения грунта равен половине диаметра опоры;
- воспринимаемая армоэлементом нагрузка передается непосредственно на основание;
- давление грунта от его веса и нагрузки на поверхности насыпки в любом сечении по высоте оболочки секции определяется без учета арочного эффекта из-за незначительной жесткости стенок оболочки в вертикальном направлении;
- высота опоры ограничена устойчивостью конструкции (допустимая высота для опоры диаметром 3,0 м по данным [101]);
- сбор нагрузок по подошве промежуточной опоры из МГЭ высотой 6,0 м в зависимости от опираемых пролетных строений производится по данным [101].

Исходные данные для расчетов: D – диаметр опоры; H – высота опоры; G – вертикальная сосредоточенная нагрузка на опору; $r_{\text{упл}}$ – радиус уплотнения; U – напряжение (до 10 кВ); C – емкость (150 мкФ и более); A – число горизонтов.

*Расчет опоры контурного типа из МГЭ
с армирующим элементом*

1. Расчет давления грунта на внутренние поверхности стенок оболочки.

1.1. Определение нагрузки, равномерно распределенной по площади поперечного сечения опоры:

$$g = \frac{G}{F}, \quad (4.1.1)$$

где G – вертикальная нагрузка; F – площадь поперечного сечения опоры.

1.2. Определение интенсивности давления грунта на глубине Z от поверхности засыпки:

$$\sigma_z = (\gamma Z + g)\beta + \frac{H}{W}; \quad (4.1.2)$$

$$\sigma_r = \sigma_z \cdot \lambda, \quad (4.1.3)$$

где σ_z , σ_r – соответственно вертикальная и горизонтальная составляющие интенсивности давления грунта на глубине Z ; γ – удельный вес грунта заполнения (принимается по СН 200–62); β – коэффициент, учитывающий понижение интенсивности давления грунта за счет армирующего элемента; $\frac{H}{W}$ – добавка от изгибающего момента; λ – коэффициент бокового расширения.

Номограмма для определения коэффициента β в зависимости от количества разрядов и выделяемой при ВЭР энергии представлена на рис. 3.2.4.

2. Определение кольцевых усилий в стенках оболочки.

2.1. Определение кольцевых растягивающих усилий на единицу высоты сечения стенки:

$$N_p = \sigma_r \cdot h \frac{D}{2} \cdot K, \quad (4.1.4)$$

где h – высота гофрированной секции; D – диаметр опоры; K – коэффициент, учитывающий неоднородность заполнения опоры грунтом, принимается $K = 1,05$ [93].

2.2. Определение кольцевых растягивающих напряжений в стенке оболочки от давления грунта заполнения:

$$\sigma_p = \frac{N_p}{\xi \cdot t}, \quad (4.1.5)$$

где ξ – коэффициент волнистости гофрированного металла, $\xi = 1,18$ [41]; t – толщина стенки оболочки (0,20 и 0,25 см).

3. Проверка прочности стыков на смятие.

3.1. Определение усилия на один болт:

$$S = \frac{N_p}{n'}, \quad (4.1.6)$$

где n' – количество болтов, $n = 13$ [41].

3.2. Проверка на смятие кромок отверстий:

$$\frac{S}{t \cdot d} \leq m_2 \cdot R_{cm}, \quad (4.1.7)$$

где m_2 – коэффициент условий работы соединения при расчете на смятие, $m_2 = 1,0$; R_{cm} – расчетное сопротивление для болтового соединения при работе кромок стыкуемых элементов на смятие (для стали марки 15сп принимается 3300 кг/см^2 , марки 09Г2Д – 4200 кг/см^2); d – номинальный диаметр болта, $d = 1,6 \text{ см}$.

Если условие (4.1.7) не выполняется, необходимо уменьшить высоту опоры.

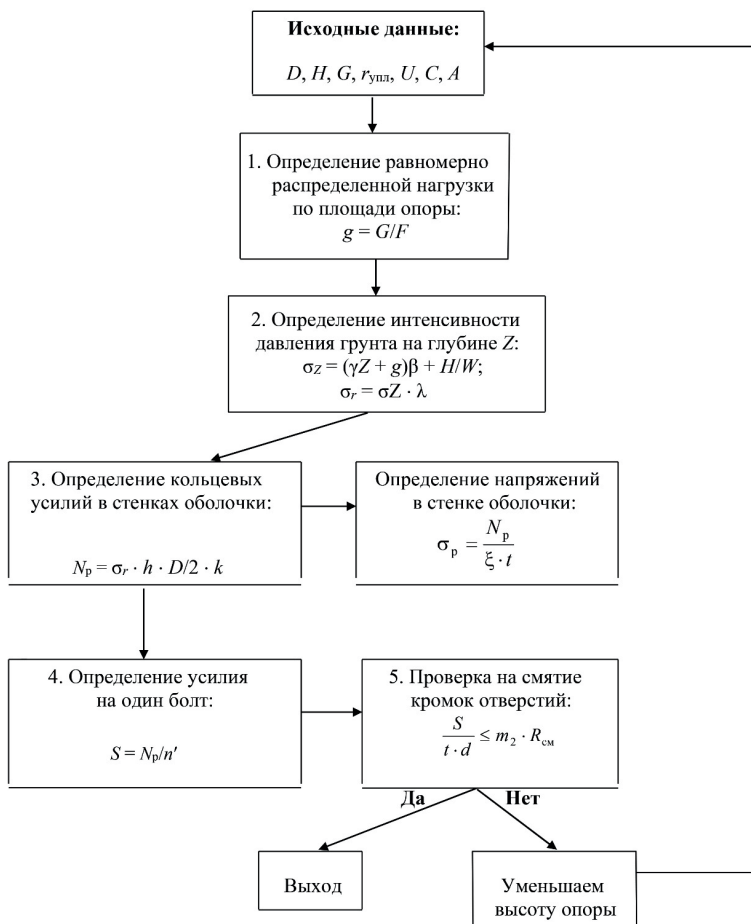


Рис. 4.1.1. Структурно-логическая схема методики

Структурно-логическая схема методики представлена на рис. 4.1.1. Методика позволяет за счет армирующего элемента уве-

личить высоту опоры (устоя) или повысить воспринимаемую опорами нагрузку (установить пролетные строения с бóльшим L_{pn}). Для сравнения в табл. 4.1.1 представлены существующие и полученные по данной методике высоты в зависимости от нагрузки для опоры диаметром 3 м.

Методика нашла применение при расчете металлических опорных стаканов, сооружаемых с помощью РИТ в ходе строительных работ, проводимых организацией ЗАО «СевЗапТрансстрой».

Таблица 4.1.1

Высота опоры контурного типа из МГЭ в зависимости от применяемых пролетных строений

| Диаметр и количество цилиндрических секций, м × шт. | Сочетание расчетных пролетов, м | Высота опоры, м | |
|-----------------------------------------------------|---------------------------------|------------------------------------|------------------------------------------------|
| | | существующая (по типовому проекту) | предлагаемая (с учетом усиления армоэлементом) |
| 3,0 × 1 | 18 × 18 | 3,2 | 5,0 |
| | 23 × 23 | 3,2 | 5,0 |
| | 33,6 × 36,6 | 1,4 | 3,2 |

4.2. Методика проектирования оснований поверхностных фундаментов, усиленных сваями-РИТ с шипами

Последовательность проектирования разработана на основании теоретических и экспериментальных исследований изготовления свай-РИТ для усиления земляного массива.

Исходные данные: B – ширина фундамента; L – длина фундамента; d – диаметр сваи; q_B – эксплуатационная нагрузка.

4.2.1. Определение технологических параметров

Исходя из введенных коэффициентов подобия, принимаются следующие энергетические параметры ГИТ:

- напряжение $U = 10$ кВ;

- разрядная емкость $C = 500...600$ мкФ;
- энергия разряда $W \geq 4,5$ кДж;
- частота подачи импульсов – 2 Гц и менее;
- количество импульсов – 7...10;
- межэлектродный промежуток – 35...40 мм;
- диаметр скважины $D_c = 110...250$ мм.

Характеристики бетонной смеси:

- водоцементное отношение В/Ц = 0,8;
- состав – П:Ц = 3:1 (П – песок; Ц – цемент).

4.2.2. Определение конструктивных элементов поверхностного фундамента

Глубина скважин D_f (м) определяется по формуле

$$D_f = d_{f_n} + 0,5, \quad (4.2.1)$$

где d_{f_n} – расчетная глубина промерзания грунта, м.

Поверхностный фундамент на основании, укрепленном сваями-РИТ, можно рассчитывать по деформациям [124]. Расчет осадки комбинированного свайно-плитного фундамента базируется на совместном рассмотрении жесткости свай и плиты, определяемой отношением q_B/S , где q_B – нагрузка, S – осадка.

Расчет производится на основе определения частных значений жесткости группы свай и ростверка и коэффициента их взаимодействия, используемого для определения коэффициента жесткости всего фундамента. Жесткость группы свай рассчитывается как

$$K_p = \eta_w K_1 n, \quad (4.2.2)$$

где η_w – коэффициент эффективности работы свай в свайном поле; n – число свай, принятое для расчета фундамента; K_1 – жесткость одиночной сваи:

$$K_1 = E^H \frac{d}{I_s}, \quad (4.2.3)$$

где E^H – минимальный модуль деформации грунта; d – диаметр сваи; I_s – коэффициент влияния, зависящий от отношения длины сваи к ее диаметру l/d и коэффициента жесткости сваи

$$\lambda = \frac{E_p}{E^H}, \quad (4.2.4)$$

где E_p – модуль деформации материала сваи.

Коэффициент I_s определяется по табл. 4.2.1 [124].

Таблица 4.2.1

Значения коэффициента влияния I_s

| l/d | λ | | |
|-------|-----------|-------|-------|
| | 100 | 1000 | 10000 |
| 10 | 0,200 | 0,145 | 0,139 |
| 25 | 0,145 | 0,088 | 0,080 |
| 50 | 0,130 | 0,062 | 0,046 |

Число свай n определяется на основе двух факторов.

1. С учетом несущей способности, выбранной для фундамента сваи:

$$n = \frac{\sum q_B}{F_k}, \quad (4.2.5)$$

где $\sum q_B$ – сумма нагрузок, действующих на фундамент; F_k – допустимая нагрузка на сваю.

Для комбинированных свайно-плитных фундаментов рекомендуется принимать $F_k = F_d/2$, где F_d – несущая способность сваи, рассчитываемая по формуле (2.8.15).

Рекомендуемая последовательность определения несущей способности армоэлемента:

- задается начальный диаметр ствола сваи (скважины);

- определяется максимальный диаметр ствола сваи D_n от последующих импульсов, что дает геометрические размеры поперечного сечения формируемого шиповидного уширения:

$$D_n = 2\sum_1^n \Delta R_i \approx 2\sum_1^m \frac{(1-\mu^2)\omega P_{\text{кв}} r_0}{E^H N_i}, \quad (4.2.6)$$

где R_i – радиус КП; m – количество импульсов; μ – коэффициент Пуассона; ω – безразмерный коэффициент, $\omega = 0,8$; $P_{\text{кв}}$ – давление, создаваемое кумулятивной струей (принимается $P_{\text{кв}} = 7 \cdot 10^8$ Па); r_0 – радиус канала разряда; E^H – модуль деформации грунта; N_i – номер импульса;

- по табл. 7.2 СП 24.13330.2011 принимается расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи (в этом случае пользуемся формулой для контроля зоны уширения);

- по СП 50-102–2003 принимаются коэффициенты условий работы грунта под нижним концом и по боковой поверхности армоземента.

2. Выбор технически и экономически оправданного расстояния между сваями в группе.

На основе имеющегося опыта рекомендуется принимать $a = d + R_{\text{упл}}$. В этом случае число свай определяется по формуле

$$n = B \frac{L}{a^2}, \quad (4.2.7)$$

где B и L – соответственно ширина и длина фундамента.

Коэффициент η_w определяют по формуле

$$\eta_w = 1,1v \cdot n. \quad (4.2.8)$$

Этой же формулой можно воспользоваться при указанных выше значениях λ и L/d для определения η_w при $a/d = 3$ и $a/d = 10$, введя в (4.2.8) дополнительный коэффициент 1,3 (при $a/d = 3$ – в знаменатель, а при $a/d = 10$ – в числитель).

Жесткость плиты K_c :

$$K_c = \frac{E^H \mu F}{(1 - \mu^2) m_0}. \quad (4.2.9)$$

где F – площадь плиты; m_0 – коэффициент, зависящий от отношения L/B и определяемый по табл. 4.2.2 [124].

Таблица 4.2.2

Значения коэффициента m_0

| | | | | | | | |
|-------|------|------|------|------|------|------|------|
| L/B | 1 | 1,5 | 2 | 3 | 5 | 7 | 10 |
| m_0 | 0,88 | 0,87 | 0,86 | 0,83 | 0,77 | 0,73 | 0,67 |

Осадка комбинированного фундамента, м:

$$S_f = \frac{\sum q_B}{K_f}, \quad (4.2.10)$$

где $\sum q_B$ – сумма нагрузок на фундамент, тс/м; K_f – общая жесткость фундамента, $K_f = K_p + K_c$.

При этом часть нагрузки, воспринимаемая сваями, рассчитывается из выражения

$$P_p = \frac{K_p}{K_f}, \quad (4.2.11)$$

а часть нагрузки, воспринимаемая плитой, –

$$P_c = \frac{K_c}{K_f} \sum P. \quad (4.2.12)$$

Определение перемещения инъектора по высоте скважины Δh :

$$l \geq \Delta h \leq D_n, \quad (4.2.13)$$

где l – высота насадки разрядника.

Расчет числа горизонтов:

$$n_r = \frac{D_f}{\Delta h}. \quad (4.2.14)$$

Сущность методики заключается в том, что расчет осадки опоры моста, укрепленного сваями-РИТ с шипами, рассматривается как расчет осадки грунтового массива с усредненным (эффективным) модулем деформации.

Данная методика легла в основу создания программного пакета для расчета поверхностного фундамента.

4.2.3. Программный пакет для проектирования поверхностного фундамента опоры на армированном основании

Разработанный программный пакет предназначен для расчета конструкции поверхностного фундамента с совместной работой армоэлементов. С его помощью можно определять расчетное давление в уровне подошвы плиты (башмака) и осадки фундамента. Блок-схема расчета поверхностного фундамента по предлагаемому методу представлена на рис. 4.2.1.

Программа выполняет расчеты поэтапно, учитывает изменения нагрузок на фундамент, содержит табличные и визуальные средства анализа получаемых решений и позволяет рассчитывать поверхностные фундаменты на грунте, армированном сваями любого типа (рис. 4.2.2).

Описание пакета приведено в прил. 12.

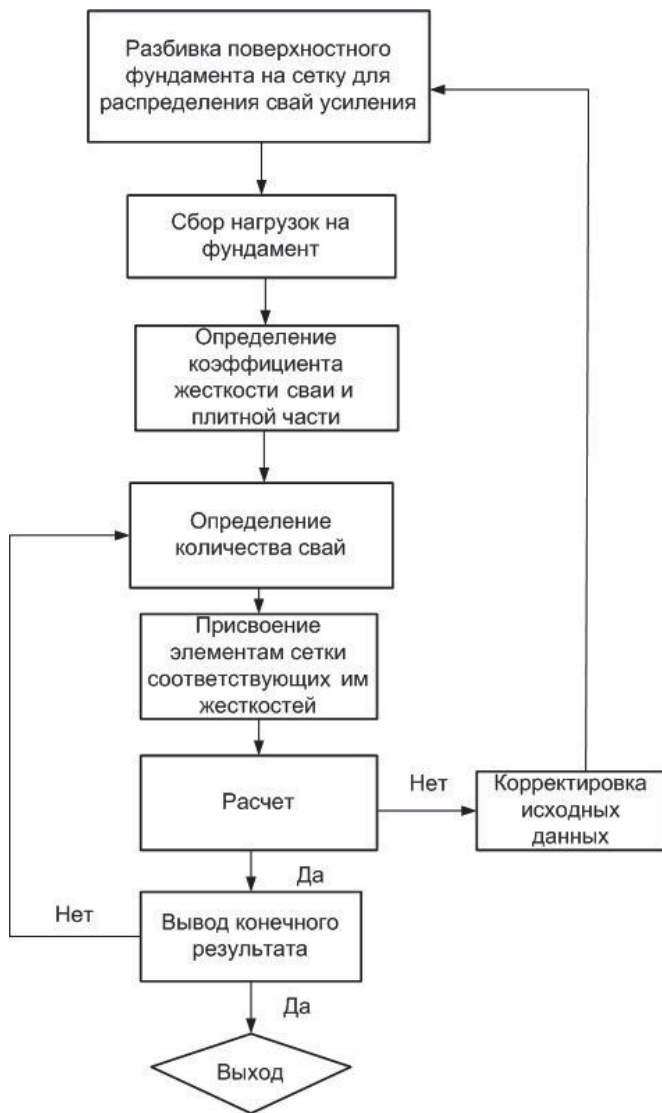


Рис. 4.2.1. Блок-схема расчета поверхностного фундамента по предлагаемому методу

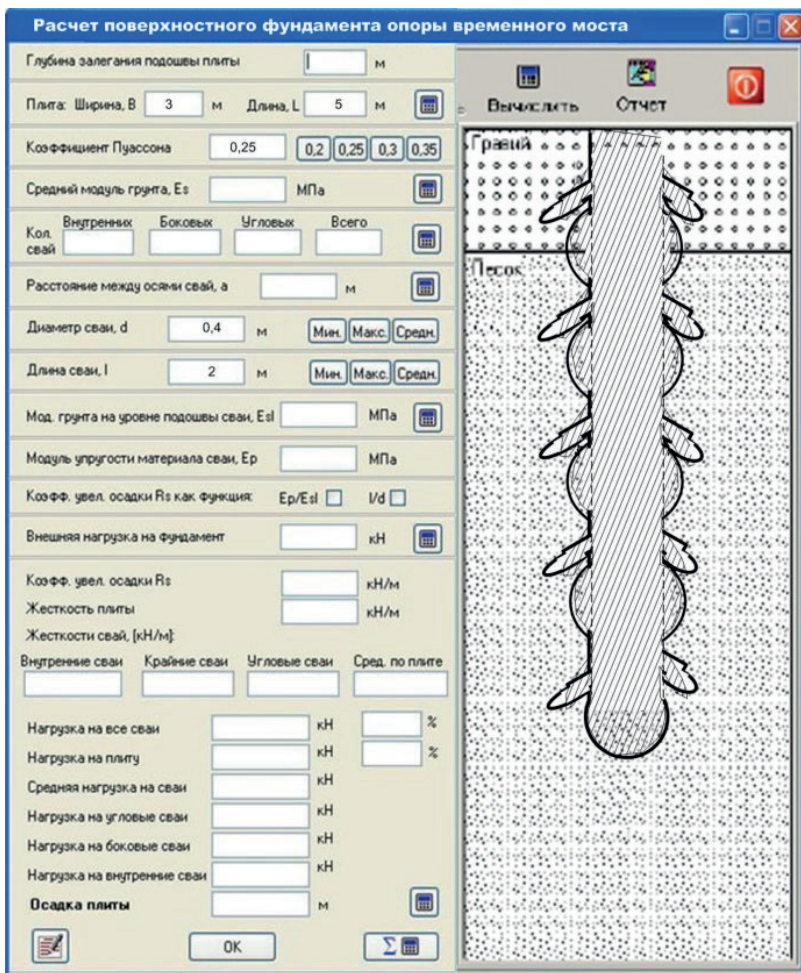


Рис. 4.2.2. Окно программы для расчета поверхностного фундамента

4.3. Усиление грунтового основания с применением разрядно-импульсной технологии

Работы по созданию свай-РИТ с шипами можно осуществлять с применением буровых установок. Данный способ предполагает изготовление геотехногенного блока из свай.

Схема, отражающая общую технологическую последовательность производства работ, представлена на рис. 4.3.1.

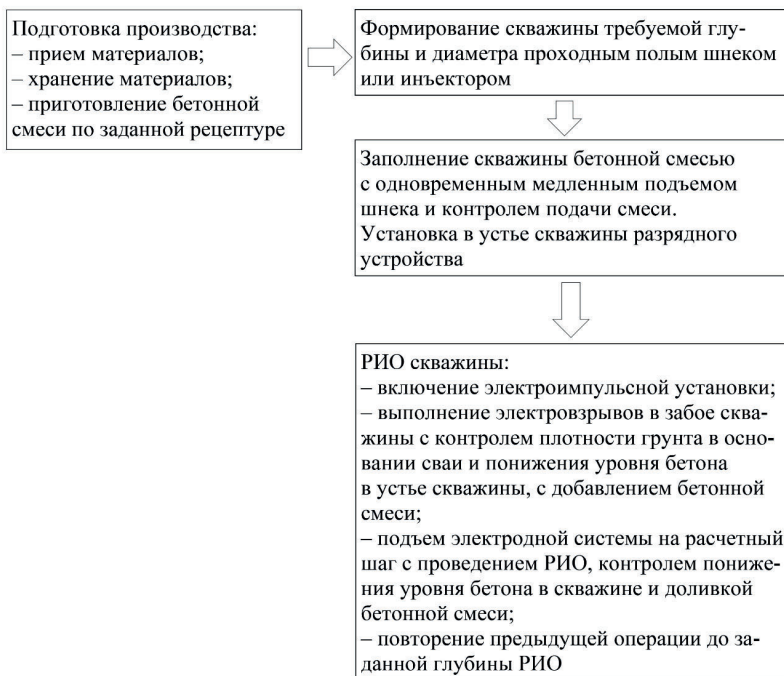


Рис. 4.3.1. Технологическая последовательность изготовления свай-РИТ с шипами

Способ реализуется с помощью инъектора (рис. 4.3.2). На заданную точку в вертикальном или наклонном положении устанавливается обсадная труба, оборудованная разрядником и обратными

клапанами, на конец которой посредством резьбового крепления навинчивается насадка с формируемой камерой (рис. 4.3.2, *a*). В нижнее выходное отверстие насадки вставляется на посадочный штырь теряемый конусообразный бетонный наконечник, а на верхний конец обсадной трубы жестко крепится вибропогружатель.

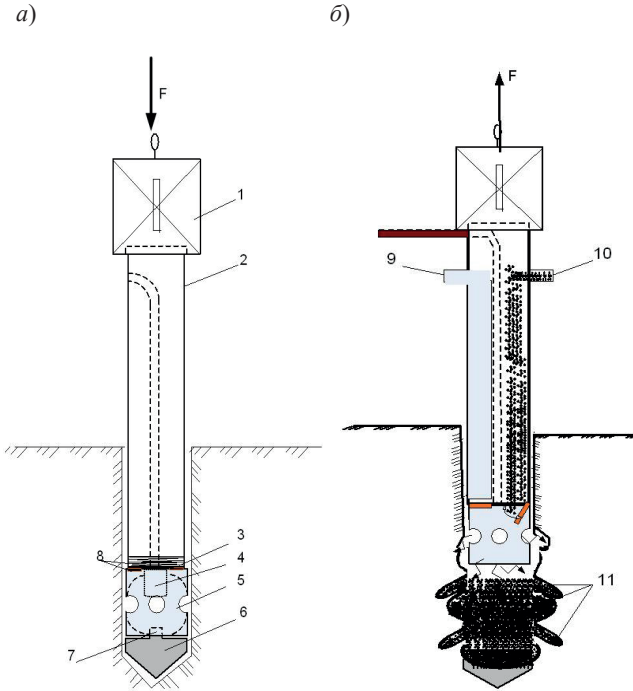


Рис. 4.3.2. Работа иньектора при изготовлении свай-РИТ с шипами:
a – погружение на проектную отметку; *б* – работа на новом горизонте:
 1 – вибропогружатель; 2 – обсадная труба; 3 – резьбовое крепление;
 4 – разрядник; 5 – насадка с формируемой камерой; 6 – теряемый конусообразный бетонный наконечник; 7 – посадочный штырь; 8 – обратный клапан;
 9 – канал для подачи воды; 10 – канал для подачи бетонной смеси;
 11 – шип сваи

Вибропогружатель запускается, и производится погружение обсадной трубы на расчетную глубину. Затем вибропогружатель

останавливается и по каналу для подачи бетонной смеси подается твердеющий материал. Через обратный клапан смесь поступает внутрь насадки с формируемой камерой, где при срабатывании разрядника подвергается воздействию серии ВЭР.

За счет энергии УВ и ППП отделяется теряемый бетонный наконечник. При каждом последующем срабатывании разрядника происходит формирование тела и геометрической конфигурации сваи. После серии разрядов обсадную трубу под действием статической выдерживающей нагрузки поднимают на новый горизонт (рис. 4.3.2, б), при этом высота подъема h превышает высоту насадки с формируемой камерой. Затем процесс повторяется. После изготовления сваи иньектор устанавливают на новую отметку.

Свай-РИТ с шипами могут оснащаться арматурным каркасом, который задавливается вибратором до момента отверждения раствора. Такие сваи можно применять как для фундаментов строящихся сооружений, так и для усиления фундаментов уже существующих объектов.

Описанный способ требует минимума тяжелой строительной техники и времени, а также имеет широкий спектр грунтов применения, что позволяет расширить область применения типовых конструкций поверхностных фундаментов [125]. Все это в совокупности обеспечивает снижение трудозатрат и сокращение временных показателей восстановительных работ.

Возможный вариант практической реализации процесса показан на рис. 4.3.3.

Техническим результатом является разработка нового решения, позволяющего создавать армоэлементы на основе свай-РИТ с шипами, обладающие повышенной несущей способностью по грунту, и устранять недостатки в работе технологического оборудования при экономии энергоресурсов и материалов.

Основные преимущества описанного способа перед прототипом:

- в обводненных грунтах обсадная труба препятствует оплыванию стенок скважины и заполнению объема сжиженной грунтовой массой;

- в теле свай-РИТ с шипами отсутствуют пустоты и слабые места, снижающие несущую способность;
- способ применим в маловлажных грунтах, так как бетонная смесь до воздействия импульса не контактирует с грунтом и не обезвоживается;
- конструкция иньектора по сравнению с буровым способом предполагает совмещение ряда операций, что повышает технологичность и снижает трудоемкость работ;
- за счет уменьшения числа импульсов на каждом горизонте сокращается расход электроэнергии.

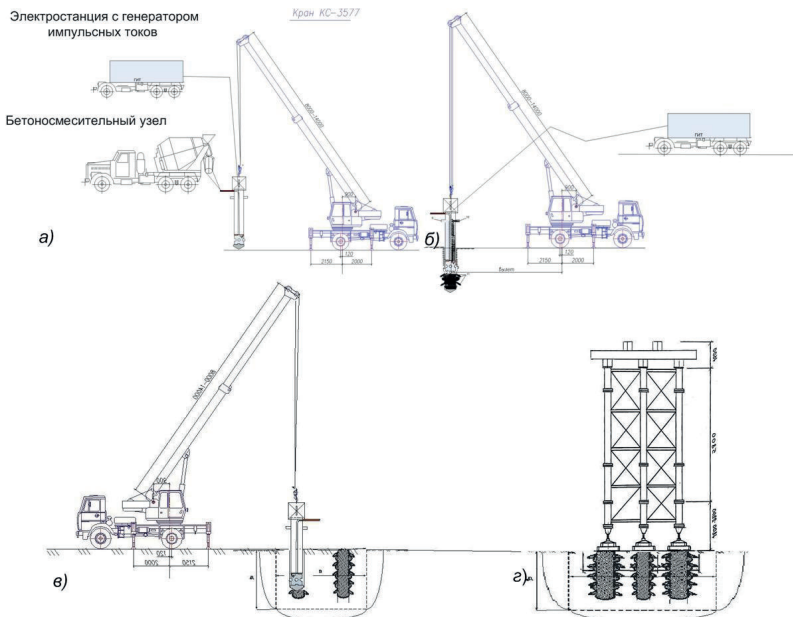


Рис. 4.3.3. Усиление грунта под опору из имущества ИМИ-60:

- а* – установка иньектора на проектную отметку;
б – формирование армоэлемента на основе свай-РИТ с шипами;
в – перемещение иньектора на новую отметку;
г – установка опоры моста с фундаментами башмачного типа

4.4. Конструктивные решения по совершенствованию способа армирования грунта

Изготовление армирующих элементов осуществляется с использованием серийно выпускаемого специального оборудования, основу которого составляют высоковольтные электрические разрядники, позволяющие формировать армирующие элементы различной конфигурации. Разрядники должны быть удобными и надежными в эксплуатации, а также обеспечивать создание армирующих элементов с оптимальной геометрией при наименьших затратах энерго-ресурсов и времени.

Для реализации этих задач были разработаны технические предложения по совершенствованию способа армирования грунта и конструкций электрических разрядников.

4.4.1. Предложения по совершенствованию электрических разрядников для создания армирующих элементов

1. *Разрядник для создания набивных армирующих элементов* представлен на рис. 4.4.1.

Через полость внешнего токовода 2 подают твердеющую смесь до заполнения забоя, а на положительные 3–5 и отрицательные 8, 9 электроды одинаковой высоты (в зависимости от выбранного межэлектродного промежутка) подается электрическая энергия. Серия импульсов воздействует на бетонную смесь и стенки скважины, уплотняя их и образуя гофры. Установка гасящих колец 11 в виде трехлепестковых секций 12 на $2/3$ высоты отрицательного токовода и расположение положительных 3, 4 и отрицательных 8, 9 электродов по периметру тоководов отличаются простотой конструкции. Это освобождает сечение разрядника, облегчая прохождение смеси и повышая производительность работ.

Отрицательный токовод на $1/3$ высоты в верхней части разрядника соприкасается с внутренней поверхностью корпуса. Это придает порции раствора дополнительную кинетическую энергию и позволяет беспрепятственно достигать забоя скважины через промежутки в трехлепестковых секциях.

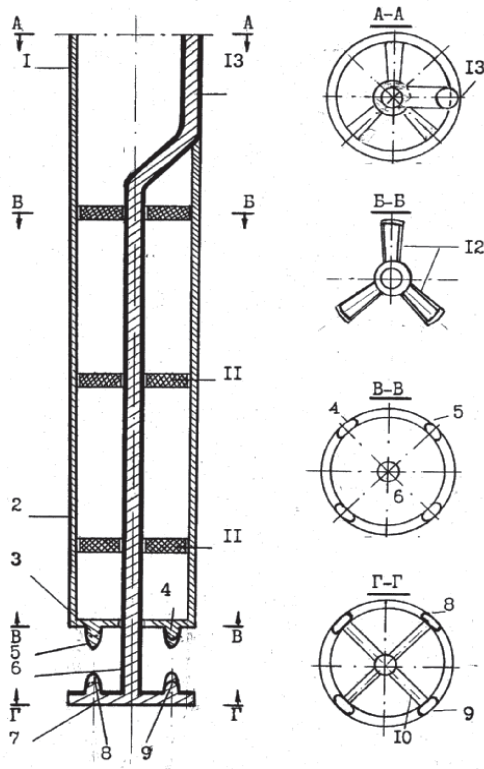


Рис. 4.4.1. Разрядник для создания набивных армирующих элементов:
 1 – трубчатый корпус; 2 – внешний токовод; 3–5 – положительные электроды; 6 – внутренний токовод; 7 – цилиндрическое основание; 8, 9 – отрицательные электроды; 10 – перегородка; 11 – гасящие кольца; 12 – трехлепестковая секция; 13 – стержень внутреннего токовода

Использование разрядника обеспечивает сокращение числа импульсов с 10...15 до 5...10 и снижение энергоемкости процесса на 25...30 %. Простота конструкции повышает надежность работы устройства. Расширение сечения корпуса для облегчения прохождения твердеющей смеси за счет изменения конструкции гасящих колец и электродов увеличивает производительность разрядника на 10...15 %.

2. Разрядник для создания набивных армирующих элементов (П. м. № 010158) представлен на рис. 4.4.2.

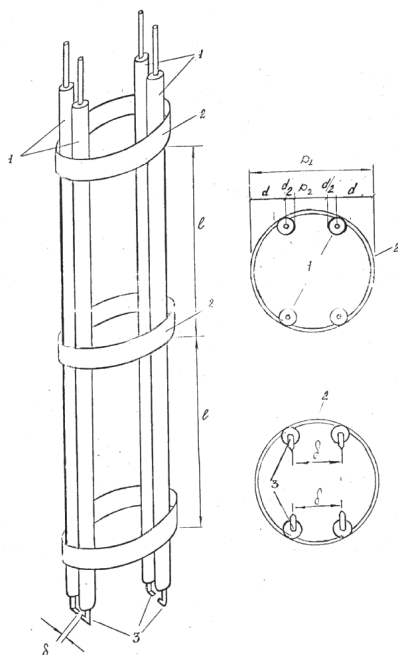


Рис. 4.4.2. Разрядник для создания набивных армирующих элементов: 1 – вертикальные тоководы; 2 – цилиндрическое кольцо; 3 – электроды

Разрядник работает следующим образом. На РИУ подают рабочее напряжение и одновременно на обоих парах электродов 3 осуществляют ВЭР. В забое производят 7...10 импульсов. В результате воздействия электрического разряда происходит уплотнение стенок скважины и твердеющей смеси. Забой приобретает округлую форму.

После этого разрядник поднимают на новый горизонт H_2 . Зарядив силовой блок электрической энергией на одной из пар электродов (например, на левой) производят серию из 7...10 импульсов. В результате воздействия УВ и гидродинамического потока

с фронтом высокого давления на горизонте по периметру образуется гофр. Однако из-за разного радиуса распространения энергии с левой стороны формируется гофр значительно большей толщины и ширины, чем с правой.

Разрядник поднимают на новый уровень *НЗ*. Электрическую энергию подают на противоположную пару электродов (в нашем случае – правую) и производят 7...10 импульсов. Теперь гофр справа значительно толще и шире, чем слева. Таким образом формируют ствол армирующего элемента на полную высоту.

Простота конструкции повышает надежность и удобство эксплуатации разрядника, обеспечивает свободную подачу раствора в забой. Число затрачиваемых разрядов сокращается на 25...40 %, а время сооружения сваи – на 20...30 %, тем самым снижаются энергоемкость и трудоемкость процесса.

3. Разрядник для создания армирующих элементов с эллипсообразными гофрами (П. м. № 027061) представлен на рис. 4.4.3.

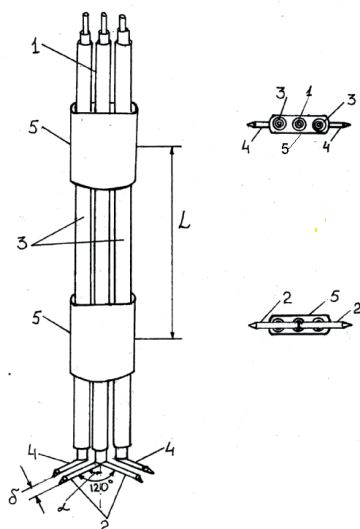


Рис. 4.4.3. Разрядник для создания армоэлементов с эллипсообразными гофрами: 1 – положительный электрод; 2, 4 – отгибы; 3 – отрицательные электроды; 5 – втулки

На РИУ подают рабочее напряжение и одновременно на двух парах ответвленных электродов осуществляют ВЭР. В забое производят 7...10 импульсов. Под воздействием УВ и гидродинамического потока с фронтом высокого давления на горизонте по периметру образуется гофр, который из-за направленного в противоположные стороны действия энергии разряда принимает эллипсо-грушевидную форму [60]. Затем разрядник поднимают на новый горизонт и опять производят серию из 7...10 импульсов. Так формируют ствол армирующего элемента на полную высоту.

С помощью данных армоэлементов можно создавать каркасную конструкцию в толще грунта, армируя и закрепляя его.

Надежное и удобное устройство позволяет возводить армирующие элементы принципиально новой формы. При этом число затрачиваемых разрядов сокращается на 15...20 %, время сооружения свай – на 15...25 %, снижаются расходы электроэнергии и трудоемкость работ.

Применение предложенных разрядников для создания армирующих элементов в опорах контурного типа (например, в опорах военных мостов) позволит получить выигрыш во времени, понизить материалоемкость и энергоемкость работ по уплотнению грунтового ядра заполнения, сделать процесс более удобным и экономичным, а также обеспечит возможность создания армирующих элементов различной конфигурации с определенной степенью уплотнения грунта заполнения.

4. *Разрядник для создания буронабивных свай-РИТ с шипами (пат. № 84027)* показан на рис. 4.4.4.

Техническая задача изобретения состоит в создании конструкции разрядника, позволяющей с использованием максимума полезной энергии УВ и ППП создавать буронабивные сваи с шипами по боковым граням, обладающие повышенной несущей способностью, за счет чего можно добиться снижения затрат энергоресурсов, сокращения трудоемкости и времени производства свайных работ.

Разрядник для создания буронабивных свай-РИТ с шипами имеет металлический корпус, один положительный электрод и два отрицательных, жестко соединенных с высоковольтным кабелем,

который посредством резьбового соединения помещен внутрь металлического отражателя, выполненного в виде полого цилиндра. Внутренняя полость отражателя образует формируемую камеру с выходным отверстием в нижней части и конусообразными проточками для создания шипов, расположенными по боковым стенкам с расширением к формируемой камере. Проточки идут рядами, в шахматном порядке.

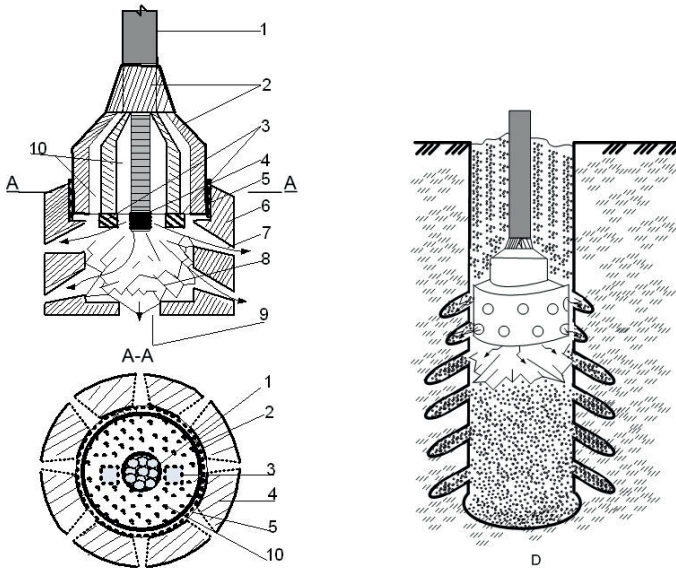


Рис. 4.4.4. Разрядник для создания буронабивных свай-РИТ с шипами:

- 1 – высоковольтный кабель; 2 – металлический корпус;
- 3 – отрицательный электрод; 4 – положительный электрод;
- 5 – резьбовое соединение; 6 – металлический корпус отражателя;
- 7 – конусообразные проточки; 8 – формируемая камера;
- 9 – выходное отверстие; 10 – диэлектрик

Работы производятся следующим образом: в забой пробуренной скважины опускают разрядник на заданную глубину. Скважину заполняют твердеющей смесью. На РИУ подают рабочее

напряжение и осуществляют ВЭР. Энергия разряда, преобразованная в формируемой камере в УВ и ППП, в виде гидродинамического потока механически воздействует на грунт через конусообразные проточки. Уменьшение диаметра отверстий проточек на выходе усиливает давление потока, тем самым повышая эффективность его действия. За счет этого дальнейшее ускорение потока и использование его инерционных сил приходится на формирование шиповидных уширений ствола сваи. Гидродинамический поток из выходного отверстия формируемой камеры способствует уплотнению твердеющей смеси.

Конструкция разрядника обеспечивает возведение буронабивных свай-РИТ принципиально новой формы, характеризуется надежностью и удобством. Резьбовое соединение формируемой камеры позволяет производить смену насадок и создавать сваи различной конфигурации.

Число затрачиваемых электрических разрядов и время работ сокращаются на 15...25 %, тем самым снижаются энергоемкость и трудоемкость процесса. Кроме того, при создании геотехногенных блоков количество сооружаемых свай уменьшается на 10...15 %, что также положительно сказывается на стоимости и сроках строительства [61].

4.4.2. Предложения по сооружению опор контурного типа с использованием разрядно-импульсной технологии

Наиболее сложным и ответственным этапом при сооружении опор контурного типа является качественное уплотнение грунтового ядра заполнения. К тому же этот процесс наиболее трудоемок и требует значительного времени.

Автором настоящей монографии разработаны и предложены различные способы сооружения опор контурного типа с помощью РИТ, подтвержденные положительными решениями по заявкам на патенты.

1. *Способ сооружения опоры контурного типа с грунтовым ядром, уплотняемым электрическими разрядниками (П. м. № 006832)*, заключается в формировании с помощью разрядников сплошного силового поля (рис. 4.4.5).

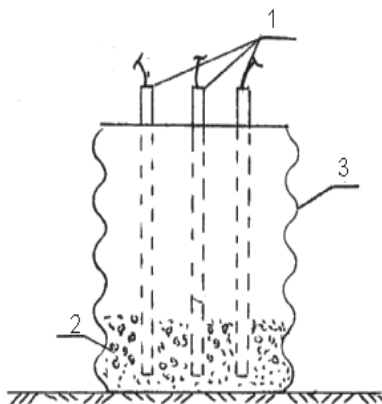


Рис. 4.4.5. Сооружение опоры контурного типа из МГЭ с грунтовым ядром, уплотняемым электрическими разрядниками:
 1 – разрядники; 2 – грунт заполнения; 3 – опора

Порядок производства работ:

- 1) подготовить площадку для сборки звеньев из первичных МГЭ;
- 2) проверить комплектность МГЭ и соответствие их марок требованиям проекта, подготовить монтажный инструмент;
- 3) подготовить основание, выполнить устройство щебеночной подушки под опору;
- 4) подготовить строповочные приспособления, установить на выносные опоры кран для монтажа;
- 5) произвести разметку осей секций, доставить собранные оболочки в зону действия крана;
- 6) собрать звенья (из четырех МГЭ каждое) и объединить их в секции;
- 7) установить собранные секции в проектное положение при строгом геодезическом контроле;
- 8) установить над опорой каркас, предусматривающий жесткое крепление в ее теле трех разрядников;
- 9) определить места размещения разрядников, исходя из требуемого радиуса уплотнения;

10) установить в забое в проектное положение разрядники, размещенные в металлических трубах диаметром 150 мм, и жестко зафиксировать их;

11) заполнить оболочку песком средней крупности при помощи крана К-162, оборудованного грейфером;

12) осуществить подачу воды по трубопроводу и произвести серию из 8...10 ВЭР с заданной частотой;

13) переместить металлические трубы с разрядниками вверх, на расчетный горизонт;

14) подать электроэнергию с помощью РИУ и произвести 7...8 разрядов;

15) осуществить уплотнение ядра заполнения на всю высоту опоры по расчетному числу горизонтов, контролируя плотность грунта плотномером-влажномером Ковалева;

16) заполнить верх опоры на высоту 25...30 см щебнем фракцией 3 см;

17) установить опорные брусья;

18) выполнить каменную отсыпку вокруг опоры из камня крупностью 15...25 см.

2. Способ сооружения опоры контурного типа из МГЭ с армирующим элементом (А. с. № 19848) заключается в формировании армоэлемента и создании нескольких силовых полей разной плотности, снимающих с оболочки часть растягивающих усилий (рис. 4.4.6).

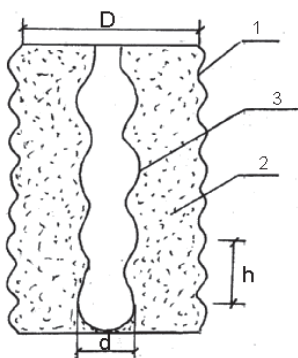


Рис. 4.4.6. Сооружение опоры контурного типа из МГЭ с армирующим элементом: 1 – металлический гофрированный каркас; 2 – грунт заполнения; 3 – армирующий элемент

Последовательность выполнения работ:

1) подготовить площадку для сборки звеньев из первичных МГЭ;

2) проверить комплектность МГЭ и соответствие их марок требованиям проекта, подготовить монтажный инструмент;

3) подготовить основание, выполнить устройство щебеночной подушки под опору;

4) подготовить строповочные приспособления, установить на выносные опоры кран для монтажа;

5) произвести разметку осей секций, доставить собранные оболочки в зону действия крана;

6) собрать звенья (из четырех МГЭ каждое) и объединить их в секции;

7) установить собранные секции в проектное положение при строгом геодезическом контроле;

8) установить над опорой каркас, предусматривающий крепление по центру опоры обсадной трубы диаметром 150...250 мм;

9) установить в забое обсадную трубу с зафиксированным в ней разрядником таким образом, чтобы разрядник был на 1...3 см ниже трубы;

10) заполнить оболочку песком средней крупности при помощи крана К-162, оборудованного грейфером;

11) заполнить обсадную трубу на 1/2 высоты цементным раствором с В/Ц = 0,5 (раствор подавать с помощью кубла) и произвести в забое 8...10 разрядов;

12) переместить обсадную трубу с разрядником на один горизонт вверх и снова осуществить 7...8 разрядов;

13) сформировать армоэлемент согласно расчетному числу горизонтов, контроль плотности грунта осуществлять плотномер-влажномером Ковалева;

14) заполнить верх опоры на высоту 25...30 см щебнем фракцией 3 см;

15) установить опорные брусья;

16) выполнить каменную отсыпку вокруг опоры из камня крупностью 15...25 см.

3. *Конструкция опоры контурного типа, заполненной щебеночным балластом (П. м. № 012694), отличается использованием*

в качестве материала для тела опоры щебеночного балласта или бетонного боя с пустотами, послойно заполняемыми под давлением цементным раствором, активированным по РИТ до состояния монолита (рис. 4.4.7).

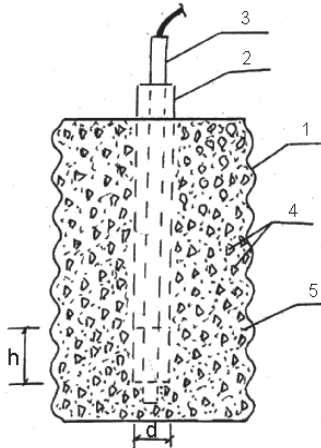


Рис. 4.4.7. Конструкция опоры контурного типа, заполненной щебеночным балластом: 1 – металлический гофрированный каркас; 2 – обсадная труба; 3 – электрический разрядник; 4 – щебеночный балласт или бетонный бой; 5 – цементный раствор

Порядок устройства опоры:

- 1) собрать каркас из МГЭ и установить его в проектное положение на подготовленное основание;
- 2) установить по центру опоры обсадную трубу с находящимся в ней разрядником;
- 3) заполнить тело опоры щебеночным балластом или бетонным боем;
- 4) подать в обсадную трубу под давлением цементный раствор и после ее заполнения произвести серию ВЭР;
- 5) приподнять обсадную трубу с разрядником на высоту h и повторить процесс;
- 6) заполнить опору цементным раствором согласно расчетному числу горизонтов.

Такая конструкция опоры позволяет исключить наиболее трудоемкую операцию уплотнения дренирующего грунта и предполагает повышение несущей способности опоры на 40...50 %, увеличение срока ее службы, а также сокращение общей трудоемкости и продолжительности работ. Активация цементного раствора электрическим разрядом снижает время набора цементом прочности на 30...40 %. Создание единого монолитного тела с металлической гофрированной оболочкой переводит опору в разряд капитальных сооружений.

Все рассмотренные способы позволяют увеличить высоту опор контурного типа, улучшить их эксплуатационные характеристики и повысить срок службы.

4.4.3. Конструкция сваи-РИТ с шипами (пат. № 85496)

Известно, что энергия ВЭР в жидкой среде преобразуется в энергию ПГП и УВ, производящих механическую работу по формированию КУ в грунте. Используя это явление, с помощью разрядников с формируемой камерой можно создавать сваи-РИТ различной геометрической конфигурации (в зависимости от области применения), служащие элементами армирования грунта.

Технической задачей изобретения является повышение несущей способности сваи по грунту за счет изменения ее геометрической конфигурации.

Задача решается путем разработки разрядного устройства с формируемой камерой и выходными отверстиями, обеспечивающего использование максимума полезной энергии ПГП и УВ в специально заданных направлениях. Шипы, полученные в результате работы такого разрядника, создают дополнительное сопротивление вертикальным и горизонтальным нагрузкам при работе в массиве слабого грунта, что повышает несущую способность сваи.

Свая имеет цилиндрический ствол по диаметру скважины или забоя, КУ размером в 1,5...2 раза шире ствола и шипы, выпирающие на 2...2,5 диаметра ствола (рис. 4.4.8).

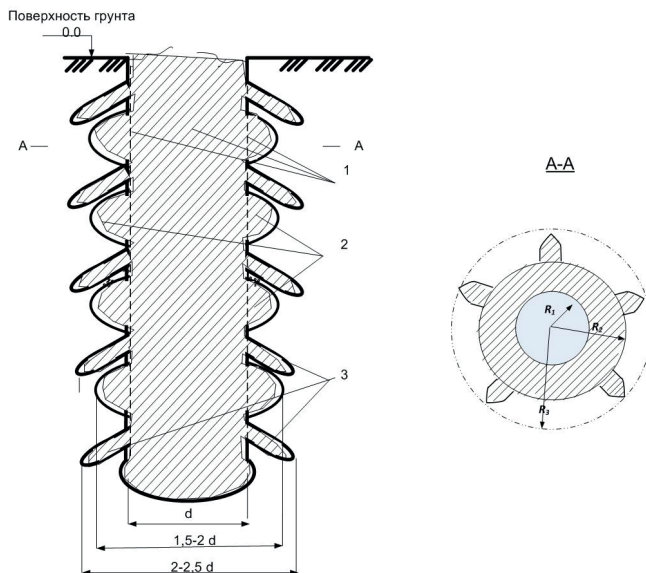


Рис. 4.4.8. Конструкция сваи-РИТ с шипами:
 1 – цилиндрический ствол; 2 – КУ; 3 – шипы

Влияние шипов на несущую способность свай было оценено экспериментально. Для этого создавались одинаковые условия за-
 давливания свай с шипами и без шипов с измерениями их осадок
 (п. 3.3.4).

4.4.4. Лежневый фундамент (пат. № 84028)

Конструкция удовлетворяет военно-техническим требова-
 ниям и может быть использована для возведения поверхностных
 фундаментов при строительстве или восстановлении искусствен-
 ных сооружений в капитальном и военном мостостроении на сла-
 бых обводненных грунтах, а также в качестве фундамента опор
 временных мостов.

Технические задачи изобретения:

- повышение несущей способности лежневого фунда-
 мента;

- расширение области применения фундаментов данного типа в слабых грунтах и на мелководье;
- увеличение сроков эксплуатации конструкций, устраиваемых на лежневых фундаментах, исходя из военно-технических требований временного восстановления.

Задачи решаются следующим образом: при устройстве лежневого фундамента слабый грунт дополнительно армируется путем сооружения параллельных пар элементов усиления, на головки которых укладываются щебеночная подушка и лежни из дерева или железобетона, причем лежни укладываются только в местах, где сформированы усиливающие элементы (рис. 4.4.9).

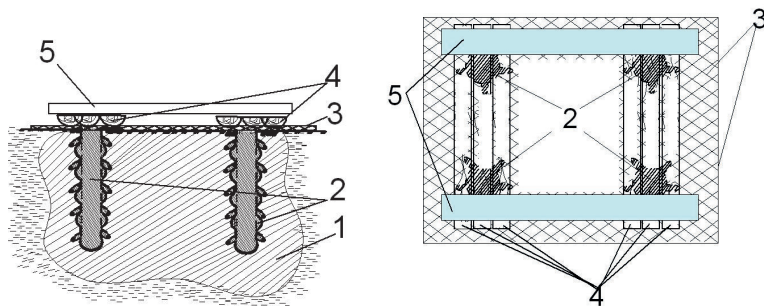


Рис. 4.4.9. Конструкция лежневого фундамента:

1 – несущий геомассив; 2 – элемент усиления грунта;
3 – щебеночная подушка; 4 – лежень; 5 – балка опирания надстройки опоры

4.4.5. Конструкция фундамента эстакады РЭМ-500 (заявка на полезную модель)

Конструкция удовлетворяет военно-техническим требованиям и может применяться при возведении временных сборно-разборных металлических эстакад для пропуска рельсового и колесного транспорта в условиях слабых и размывных грунтов водотоков.

Техническая задача полезной модели состоит в повышении эксплуатационной надежности фундаментов опор без изменения конструкции эстакады.

Задача решается за счет того, что фундамент (башмак) опоры передает нагрузку основанию через искусственно созданный массив, состоящий из уложенного на грунт габионного матраца (щебень, заключенный в сетку-рабицу) и параллельных пар элементов усиления грунта на основе свай-РИТ. При этом площадь щебеночной подушки больше площади башмака опоры в 1,5...2 раза (рис. 4.4.10).

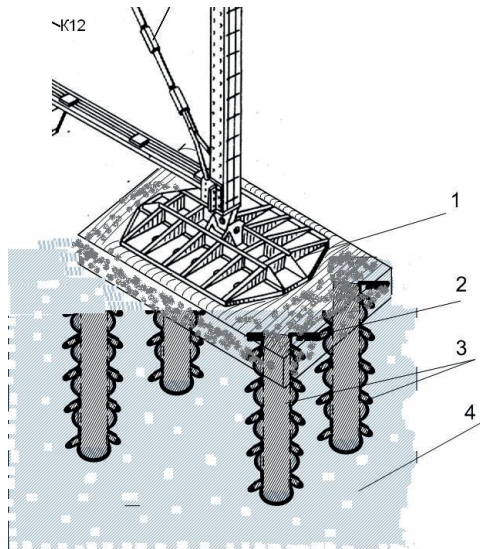


Рис. 4.4.10. Поверхностный фундамент эстакады РЭМ-500:
 1 – башмак эстакады; 2 – габионный матрац;
 3 – армоэлементы на основе РИТ; 4 – несущий геомассив

Устройство элементов усиления обеспечивает создание армированного массива и повышение несущей способности грунта при снижении материалоемкости и повышении темпов производства работ по сравнению с буровым способом [17]. Достигается это тем, что технология уплотнения грунта включает нагнетание мелкозернистого бетона через иньектор с разрядником в виде перфорированной трубы. Подача бетона для устройства элементов усиления осуществляется непрерывно, в пульсирующем режиме.

При установке инъекторов расстояние между осями элементов усиления выбирают из диапазона 5...7 диаметров скважины при глубине инъектирования 2...3 м.

4.4.6. Буровой способ усиления грунтового основания с применением малогабаритной техники

Предлагаемая технология позволяет создавать как свайные фундаменты из буронабивных свай-РИТ, так и геотехнические блоки под поверхностные фундаменты, а также усиливать существующие фундаменты опор мостов, пострадавших при чрезвычайных ситуациях.

Бурение скважин под сваи-РИТ выполняется буровыми станками (механизмами), имеющимися в распоряжении железнодорожных войск [119]. При этом могут использоваться полые герметичные шнеки, которые одновременно являются и буром, и обсадной трубой, поскольку резцы работают так, что через внутреннюю полость шнека можно просунуть разрядник и произвести РИО устья скважины (рис. 4.4.11).

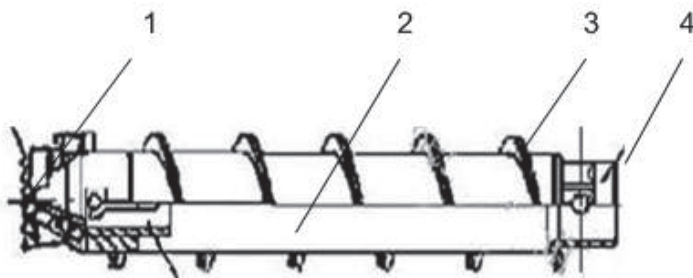


Рис. 4.4.11. Секция полого шнека для проходки скважины:
1 – сменные резцы; 2 – бетон; 3 – буровые лопасти; 4 – переходник

Сущность технологии заключается в следующем: полым шнеком пробуривают скважину до проектной глубины заложения основания сваи. После этого выполняют небольшой подъем шнековой колонны на 10...20 см, причем на нижнем конце колонны открываются резцы, через которые в скважину подается цементный

раствор или мелкозернистый бетон. Затем скважина поэтапно обрабатывается серией ВЭР. Подъем шнека может осуществляться также путем реверсивного движения шнековой колонны.

Данное оборудование можно устанавливать на малогабаритные технические средства, что повышает мобильность перевозок и маневренность на объекте производства работ (рис. 4.4.12).

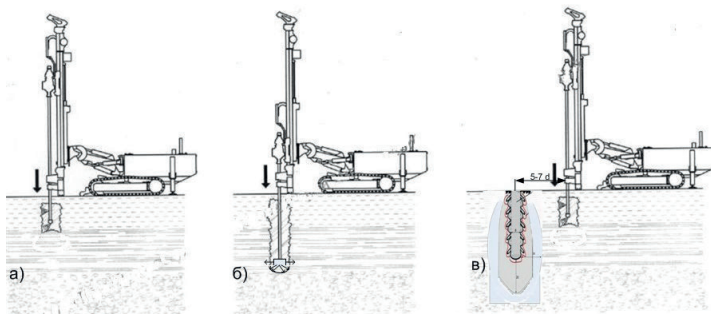


Рис. 4.4.12. Закрепление грунта армоэлементами на основе свай-РИТ с шипами с помощью малогабаритной установки

4.5. Техничко-экономическая оценка эффективности применения опор контурного типа из металлических гофрированных элементов с грунтовым ядром, усиленным по разрядно-импульсной технологии

Техничко-экономическая оценка показывает, что при сооружении опор по данной технологии трудозатраты на самый сложный и ответственный процесс – уплотнение грунтового ядра – снижаются на 40 %. Однако на общие трудозатраты на возведение опоры предлагаемый способ существенного влияния не оказывает. Сметная стоимость таких опор увеличивается за счет применяемого цементного раствора и энергии, необходимой для ВЭР.

В табл. 4.5.1 приведены тактико-технические показатели сооружения опор контурного типа по типовому проекту и предлагаемому способу.

Таблица 4.5.1

Тактико-технические показатели сооружения опор контурного типа

| № п/п | Наименования показателей | Конструкция опоры | | % отн. |
|-------|---------------------------------------------------------------|----------------------------------------------|-------------------------------------------------|--------|
| | | Опора по типовому проекту 351Р – 1 (3,0 × 1) | Опора, усиленная армирующим элементом (3,0 × 1) | |
| 1 | Сочетание опираемых пролетных строений, м | 18 + 18 | 18 + 18 23 + 23 | – |
| 2 | Объем лесоматериала, м ³ | 1,01 | 1,01 | – |
| 3 | Объем металла, кг | 1979 | 2001 | 101 |
| 4 | Срок сооружения опоры, ч | 10,1 | 8,6 | 15 |
| 5 | Срок уплотнения грунтового ядра, ч | 2,5 | 1,5 | 40 |
| 6 | Трудозатраты на сооружение опоры, чел. ч | 53,75 | 54,15 | 101 |
| 7 | Трудозатраты на уплотнение ядра заполнения тела опоры, чел. ч | 12,5 | 7,5 | 40 |
| 8 | Объем цементного раствора, м ³ | – | 8,2 | – |
| 9 | Объем грунта, м ³ | 132 | 132 | – |
| 10 | Общие трудозатраты, чел. ч | 66,25 | 61,65 | 93 |
| 11 | Ориентировочная сметная стоимость опоры, руб. | 512 | 556 | 9,3 |

Примечания

1. Технические показатели приведены для опор высотой 4,2 м.
2. Трудозатраты и срок сооружения опоры даны по типовым проектам [100, 101].
3. Трудозатраты на сооружение армирующего элемента приведены по результатам испытаний [13].
4. Ориентировочная сметная стоимость указана в ценах 1990 г. [103].

Техническая эффективность сооружения опор контурного типа состоит в следующем:

- с использованием армирующих элементов при одном и том же диаметре оболочки и тех же пролетах можно увеличить высоту опоры на 1...3 м (20...40 %);
- увеличение высоты опоры позволяет при том же диаметре оболочки поставить пролеты большей длины и сократить число опор на пойменном участке.

Разрядно-импульсное уплотнение грунта заполнения тела опоры и формирование армирующего элемента в определенных случаях способны привести к изменению конструкции опоры (вместо двух оболочек возможно сооружение только одной), в результате чего трудозатраты, материалоемкость и сроки возведения опор сократятся в 1,5...2 раза.

Показатели технической эффективности предлагаемых опор указаны в табл. 4.5.2.

Таблица 4.5.2

Технико-экономическая эффективность сооружения опор контурного типа из МГЭ

| Диаметр и количество цилиндрических секций, м × шт. | Опора по типовому проекту 351Р – 1 | | Опора с армирующим элементом | | Выигрыш в высоте ΔН | % отн. |
|-----------------------------------------------------|-------------------------------------------|-----------------|-------------------------------------------|-----------------|---------------------|--------|
| | Сочетание опираемых пролетных строений, м | Высота опоры, м | Сочетание опираемых пролетных строений, м | Высота опоры, м | | |
| 2,0 × 2 | 18,0 + 18,0 | 3,2 | 23,0 + 32,0 | 4,2 | 1,0 | 20 |
| | 23,0 + 32,0 | 2,3 | 33,6 + 33,6 | 3,2 | 0,9 | 25 |
| | 33,6 + 33,6 | 2,3 | | | | |
| 3,0 × 2 | 18,0 + 18,0 | 7,8 | 18,0 + 18,0 | 10,6 | 2,8 | 25 |
| | 23,0 + 32,0 | 6,9 | 23,0 + 32,0 | 8,7 | 1,8 | 20 |
| | 33,6 + 33,6 | 4,2 | 33,6 + 33,6 | 6,9 | 2,7 | 30 |

| Диаметр и количество цилиндрических секций, м × шт. | Опора по типовому проекту 351Р – 1 | | Опора с армирующим элементом | | Выигрыш в высоте ΔН | % отн. |
|-----------------------------------------------------------|----------------------------------------------------|--------------------|----------------------------------------------------|--------------------|---------------------|-----------|
| | Сочетание опираемых пролетных строений, м | Высота опоры, м | Сочетание опираемых пролетных строений, м | Высота опоры, м | | |
| 3,0 × 1 | 18,0 + 18,0 | 3,2 | 23,0 + 32,0 | 5,0 | 1,8 | 30 |
| | 23,0 + 32,0 | 1,4 | 33,6 + 33,6 | 3,2 | 1,8 | 40 |
| | 33,6 + 33,6 | 1,4 | | | | |

В ходе практических испытаний данной технологии в военной части было предложено использовать опоры контурного типа с грунтовым ядром, уплотненным по РИТ, на суходоле. Мост сооружался на дальнем обходе. При этом рассматривалось два варианта:

- деревянные сборные блочные опоры высотой 6 м на свайном фундаменте;
- опоры контурного типа высотой 6 м на суходоле (схема сборки – 3,0 × 1).

Применение опор контурного типа только на суходоле позволило снизить трудоемкость восстановления на 13 % и сократить количество задействованного личного состава на 30 %.

Предлагаемые опоры могут сооружаться бескрановым способом и при необходимости многократно использоваться при восстановлении мостов, особенно в горной и пустынной местностях, а также в условиях острого дефицита леса.

В ряде случаев использование РИТ для усиления грунтового массива незаменимо.

Как показали исследования, проведенные на кафедре АДМТ СПбГАСУ, применение поверхностных фундаментов на усиленном основании позволит значительно сократить трудозатраты и сроки сооружения устоев и опор вне русла реки, сэкономить дефицитные пило- и лесоматериалы.

Техническая эффективность предлагаемого способа заключается в снижении трудозатрат на наиболее технологически сложный процесс формирования свайного элемента на 25...30 % по сравнению с прототипом. При этом общие трудозатраты на создание несущего основания уменьшаются за счет применения методики расчета комбинированного фундамента при определении оптимального количества свайных элементов под плитой поверхностного фундамента. Это позволяет сократить каждый пятый свайный элемент в общей системе геомассива. Кроме того, сметная стоимость таких фундаментов понижается за счет минимизации количества разрядов на каждом горизонте и существенной экономии электроэнергии.

Таким образом, общая техническая эффективность предложенных решений выражается в сокращении сроков, трудоемкости и себестоимости работ при сооружении поверхностных фундаментов с использованием электрического разряда.

В табл. 4.5.3 представлены показатели технико-экономической эффективности возведения свай-РИТ по сравнению с другими технологиями. Согласно приведенным данным, сроки сооружения набивной и грунтонабивной свай, выполненных по РИТ, снижаются на 10 % по сравнению с обычной технологией. Срок сооружения свай-РИТ с шипами сокращается на 6 % по сравнению с прототипом (грунтонабивной сваей-РИТ), при этом поверхность соприкосновения сваи с грунтом увеличивается на 30...40 %, что приводит к повышению несущей способности сваи на 20...30 %.

Таблица 4.5.3

Технико-экономические показатели возведения свайных элементов для укрепления грунта

| Показатели | Типы свай | | | | Экономия*, % |
|-------------------------------------------------|--------------|---------------------|-----------------------|-------------------|-----------------|
| | Буронабивная | Буронабивная по РИТ | Грунтонабивная по РИТ | Свай-РИТ с шипами | |
| Срок возведения четырех свай с одной стоянки, ч | 4,33 | 4,5 | 3,2 | 3,0 | $\frac{31}{33}$ |

Окончание табл. 4.5.3

| Показатели | Типы свай | | | | Экономия*, % |
|--------------------------------------------------------|--------------|---------------------|-----------------------|-------------------|----------------------|
| | Бурунабивная | Бурунабивная по РИТ | Грунтонабивная по РИТ | Свая-РИТ с шипами | |
| Трудоемкость возведения одной сваи, чел. ч | 13,06 | 13,05 | 7,3 | 6,9 | $\frac{49}{49}$ |
| Площадь соприкосновения сваи с грунтом, м ² | 3,78 | 5,1 | 4,8 | 5,6 | $\frac{48}{9}$ |
| Несущая способность сваи, тс | 30...40 | 40...50 | 40...50 | 50...60 | $\frac{30...40}{20}$ |

* В числителе – экономия по сравнению с бурунабивной свайей, в знаменателе – по сравнению со свайей-РИТ.

Таблица 4.5.4

Сравнение способов усиления оснований на 10 опор условного мостового перехода

| Способы армирования грунта | Время проведения работ, ч | Трудоемкость, чел. ч | Стоимость, % от базовой |
|----------------------------|---------------------------|----------------------|-------------------------|
| По С. И. Никитину | 150 | 390 | 100 |
| Втрамбованными материалами | 180 | 430 | 105 |
| Неткаными материалами | 210 | 490 | 168 |
| Грунтонабивными сваями-РИТ | 130 | 370 | 98 |
| Сваями-РИТ с шипами | 90 | 290 | 88 |

В табл. 4.5.4 приведено сравнение предлагаемого способа усиления основания с несколькими известными способами. Анализ показывает, что усиление массива грунта посредством свай-РИТ имеет некоторое экономическое преимущество перед другими технологиями, ранее разработанными для объектов дорожной инфраструктуры. Так, время усиления основания для фундаментов 10 опор автодорожного моста может сократиться на 20...80 ч, а трудоемкость работ – на 20...50 и даже 120 чел. ч.

Таким образом, основные технико-экономические показатели подтверждают целесообразность усиления оснований свайными элементами, сформированными разрядно-импульсным способом.

В ряде конкретных ситуаций усиление пылеватых, слабопесчаных, сильно набухающих и болотистых грунтов сваями-РИТ при капитальном строительстве или восстановлении в чрезвычайных ситуациях объектов дорожно-транспортной инфраструктуры является единственно возможным и достаточно перспективным способом.

Анализ и сравнение существующих технологий усиления и уплотнения грунтов свидетельствуют, что разрядно-импульсное армирование характеризуется более высокими показателями, улучшенной несущей способностью создаваемых свайных элементов и меньшей трудоемкостью производства работ.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

На основании проведенных теоретических и экспериментальных исследований расчетов и сооружения опор контурного типа из МГЭ с армирующими элементами получены следующие научные и практические результаты.

1. Впервые разработана методика повышения эксплуатационной надежности и экономичности мостовых сооружений, которая заключается в перераспределении нагрузки на грунт заполнения и армирующий элемент, что обеспечивает снижение давления грунта на стенки оболочки. Обоснована и экспериментально подтверждена модель процесса разрядно-импульсного уплотнения грунтового ядра в замкнутой металлической оболочке опоры, в ходе которого под воздействием формируемых факторов ВЭР при периодическом, близком к критическому режиму разряда образуются три зоны цементации с разной степенью плотности.

2. Предложен способ уплотнения грунтового ядра заполнения опоры контурного типа с помощью РИТ, испытанный в лабораторных условиях и подтвержденный данными других исследователей. Технология основана на образовании армирующего элемента, воспринимающего часть вертикальной нагрузки и снимающего 60 % кольцевых растягивающих напряжений с внутренней поверхности металлической гофрированной оболочки.

Практическая значимость способа заключается в следующем:

– уменьшение напряжений позволяет при одном и том же диаметре оболочки и тех же пролетах увеличить высоту опоры на 1...3 м (20...40 %);

– увеличивая высоту опоры, при одном и том же диаметре оболочки можно поставить пролеты большей длины и сократить число опор на пойменном участке, что значительно расширяет область применения таких опор в современном мостостроении.

3. Теоретические и лабораторные исследования позволили усовершенствовать конструкции опор контурного типа мостов и технологическое оборудование для сооружения опор с армирующими элементами. Новизна технических решений подтверждена следующими патентами: «Разрядник для создания гофрированных набивных разрядно-импульсных свай» (пат. № 003817); «Разрядник для создания набивных разрядно-импульсных свай» (пат. № 003820); «Разрядник для создания набивных свай» (пат. № 027061); «Устройство для создания

опор контурного типа» (пат. № 006832); «Конструкция опоры контурного типа с армирующим элементом» (А. с. № 19848); «Конструкция опоры контурного типа» (пат. № 012694).

4. Данные экспериментальных исследований подтвердили теоретическое обоснование модели НДС насыпного грунта в металлической гофрированной оболочке. Получены расчетные зависимости (2.3.9), (2.3.10) для определения численного значения коэффициента β_p , учитывающего уменьшение давления грунта на стенки оболочки за счет армирующего элемента, созданного по РИТ. С надежностью 0,95 $\beta_p = 0,28 \pm 0,02$. Сходимость теоретических и экспериментальных значений коэффициента β составила 31,8 %.

5. Разработаны теоретические зависимости (2.4.5), (2.4.6) для расчета кольцевых растягивающих усилий и напряжений, возникающих в оболочке от давления грунта, усиленного армирующим элементом. Экспериментально подтверждено, что наибольшее давление в оболочке возникает на высоте $1/3H$ от основания опоры. Осадочных явлений в опоре с грунтовым ядром, уплотненным с помощью РИТ, не наблюдалось.

6. Эксперименты показали, что уплотнение грунтового ядра по РИТ значительно улучшает эксплуатационные качества опор контурного типа из МГЭ. Применение РИТ изменяет физические характеристики грунта заполнения: грунт становится плотным и осушается, значительно увеличиваются угол его внутреннего трения, удельное сцепление и модуль деформации, происходит цементация грунта по всему периметру металлической оболочки.

7. Предлагаемая методика может быть использована для разработки типовых проектов опор контурного типа из МГЭ, усиленных армоэлементом, при сооружении железнодорожных и дорожных мостов, а также для индивидуального проектирования опор.

Теоретические и экспериментальные исследования эксплуатационной надежности и экономичности объектов дорожно-мостовой инфраструктуры с усиленным грунтовым основанием на основе теории зернистых сред позволили получить следующие научные и практические результаты.

1. По результатам анализа существующих методов и подходов разработана система оценки повышения эксплуатационной надежности и экономичности конструктивных элементов объектов дорожно-мостовой инфраструктуры на основе исследуемых методов и моделей. Сформированы и обоснованы модель работы

разрядного устройства закрытого типа и математическая модель воздействия кумулятивной струи на зернистую среду.

2. Обоснована более эффективная конструкция свай-РИТ с шипами, несущая способность которой на 20 % выше по сравнению с прототипом, изготовленным в аналогичных условиях. Получен коэффициент прироста несущей способности $k_{ш} = 1,2$, что позволяет скорректировать и уточнить методику расчета несущей способности по грунту одиночной свай-РИТ с шипами.

3. Выработана методика проектирования грунтовых оснований, усиленных сваями-РИТ с развитой боковой поверхностью, для объектов дорожно-мостовой инфраструктуры, обеспечивающая повышение их эксплуатационной надежности и экономичности. Методика заключается в расчете осадки поверхностного фундамента при совместном рассмотрении жесткости (отношения нагрузки к осадке) свайных элементов и плиты, что исключает возможность просадки всего геомассива относительно окружающего грунта. В расчетах также учитывается коэффициент прироста несущей способности $k_{ш}$ предложенных свай.

С помощью данной методики можно проектировать свай-РИТ с заданными геометрическими размерами и несущей способностью, что станет основой для разработки способов увеличения несущей способности грунтовых оснований в целях повышения экономичности и надежности дорожно-мостовых сооружений.

4. Разработан новый способ изготовления свай-РИТ с шипами. Найденные технические решения позволили применить разрядное устройство новой конструкции, способное перераспределять полезную энергию разряда в заданном направлении и более эффективно воздействовать на окружающий скважину грунт. Технические результаты заключаются в устранении недостатков работы технологического оборудования и существенном экономическом эффекте: экономия энергоресурсов – 15...20 %, строительных материалов – 25...30 %. Достоверность данных определяется сходимостью теоретических и практических расчетов с доверительной вероятностью 0,95.

5. Предложены технологические решения по повышению эксплуатационной надежности и экономичности конструктивных элементов объектов дорожно-мостовой инфраструктуры, позволяющие сократить время и трудоемкость строительных работ, значительно улучшить эксплуатационные характеристики транспортных

сооружений, а также расширить область применения поверхностных фундаментов. Кроме того, строительные организации смогут обходиться без сваебойного оборудования, что даст выигрыш при маневре строительными подразделениями.

6. Практические рекомендации по реализации нового способа укрепления грунта позволяют применять для строительства дорожно-мостовых сооружений поверхностные фундаменты на основаниях со слабой несущей способностью. Предлагаемая методика проектирования грунтовых оснований, усиленных сваями-РИТ с шипами, наиболее близко отражает условия совместной работы фундаментов и свай. Она позволяет сформировать геомассив с более широким шагом расстановки свай в грунте, что значительно повышает надежность и экономичность объектов дорожно-мостовой инфраструктуры с усиленным грунтовым основанием на основе теории зернистых сред.

Таким образом, научные, научно-технические и практические результаты научно-исследовательской работы обеспечивают:

- расширение области применения конструктивных элементов объектов дорожно-мостовой инфраструктуры;
- оснащение проектных организаций современным методологическим аппаратом, позволяющим производить расчет конструктивных элементов дорожно-мостовых сооружений с учетом всех вероятностных факторов;
- внедрение в деятельность строительных организаций научно обоснованных рекомендаций по сооружению элементов объектов дорожно-мостовой инфраструктуры;
- совершенствование и развитие теоретических основ расчета конструктивных элементов дорожно-мостовых сооружений с учетом современных научных подходов к их проектированию и условиям эксплуатации.

Дальнейшие исследования могут иметь следующие направления:

- разработка технологии укрепления грунта с помощью РИТ против подмыва фундаментов искусственных сооружений в русле реки;
- использование свайных элементов на основе РИТ в качестве основания под транспортные коммуникации на слабых грунтах.

Термины и определения

Грунтовое основание – массив грунта, на который передаются нагрузки от фундамента здания или сооружения.

Камуфлетное уширение – полость в грунте, образованная за счет подземного взрыва.

Кумулятивный эффект (эффект Монро) – усиление действия взрыва путем его концентрации в заданном направлении. Достигается применением заряда с кумулятивной выемкой (как правило, конической формы), обращенной в сторону поражаемого объекта.

Лежневый фундамент – фундамент, в котором нагрузка от надстройки передается на грунтовое основание через лежни, уложенные непосредственно на грунт или подсыпку.

Метод (от греч. *méthodos* – путь исследования) – 1. Способ достижения какой-либо цели, решения конкретной задачи. 2. Совокупность приемов или операций практического или теоретического освоения действительности.

Моделирование – исследование каких-либо явлений, процессов или систем путем построения и изучения их моделей.

Модель (от лат. *modulus* – мера, образец) – в широком смысле: любой образ, аналог какого-либо объекта, процесса или явления, используемый в качестве его «заместителя», «представителя».

Параметр – величина, характеризующая какое-либо свойство системы, элемента, явления, процесса (например, время срабатывания тормозной системы транспортного средства).

Пароголовая полость – полость, образованная в результате импульсного электрического пробоя (при возникновении ударной волны, фронт которой распространяется в жидкости со сверхзвуковой скоростью, среда вокруг канала разряда смещается, образуя полость).

Поверхностный фундамент – фундамент, не заглубленный в грунт.

Разрядно-импульсные технологии – технологии, основанные на использовании взрывообразного преобразования электрической энергии в другие ее виды.

Свая-РИТ (армоэлемент) – буронабивная свая, изготовленная с применением РИТ, предназначенная для армирования грунтового основания опор контурного типа.

Система (от греч. *sýstēma* – целое, составленное из частей; соединение) – множество элементов, находящихся в отношениях и связях друг с другом, образующих определенную целостность, единство.

Системный анализ – совокупность методологических средств, используемых для подготовки и обоснования решений по сложным проблемам политического, социального, экономического, научного и технического характера. Опирается на системный подход, а также ряд математических дисциплин и современных методов управления. Основная процедура анализа –

построение обобщенной модели, отображающей взаимосвязи реальной ситуации.

Системный подход – 1. Направление методологии научного познания и социальной политики, в основе которого лежит рассмотрение объектов как систем. Ориентирует исследование на раскрытие целостности объекта, выявление многообразных типов связей в нем и сведение их в единую теоретическую картину. 2. Методология комплексного исследования сложных объектов природы, техники и общества как систем, т. е. как объединений элементов, связанных комплексом (системой) отношений и выступающих по отношению к внешней среде как единое целое.

Укрепление грунта – искусственное целенаправленное улучшение инженерного поведения грунтового массива в соответствии с требованиями различных видов строительства.

Фундамент мелко заложения – фундамент с глубиной заложения менее 6 м.

Фундамент поверхностного опирания – фундамент, установленный непосредственно на грунтовое основание, обладающее расчетной несущей способностью, достаточной для его эксплуатации.

Электроосмос – движение жидкости через капилляры или пористые диафрагмы при наложении внешнего электрического поля. Одно из основных электрокинетических явлений.

Библиографический список

1. Исследование энергии электрического разряда для дробления, бурения скальных пород и производства строительных материалов / Л. М. Алимов [и др.]. Л. : Изд-во Ленингр. командного училища железнодорожных войск и воен. сообщений им. М. В. Фрунзе, 1975. 236 с.
2. *Алабужаев П. М., Геронимус В. Б., Мишкевич Л. М.* Теория подобия и размерностей моделирования. М. : Высш. шк., 1968. 225 с.
3. *Арсентьев В. В.* К теории развития канала импульсного электрического разряда в жидкой среде // Сб. докл. IV Межвуз. науч. конф. по пробую диэлектриков и полупроводников (Томск, февраль 1963 г.). М. : Энергия, 1964. С. 54–62.
4. *Арсентьев В. В.* К теории мощных электрических разрядов в жидкой среде : автореф. дис. ... канд. физ.-мат. наук. Ростов н/Д, 1966. 23 с.
5. *Самарин Д. Г.* Совершенствование способа устройства буроинъекционных свай в маловлажных грунтах с использованием электрических разрядов : дис. ... канд. техн. наук. Томск, 2005. 167 с.
6. *Атоян В. Р.* Тепловые установки для ускоренного твердения бетонов. Тепловой расчет. Саратов : СПИ, 1989. 65 с.
7. *Баловнев В. И.* Физическое моделирование резания грунтов. М. : Машиностроение, 1969. 159 с.
8. *Механика грунтов, основания и фундаменты / В. Г. Березанцев [и др.].* М. : Трансжелдориздат, 1961. 340 с.
9. *Бирюков О. Р.* Организация восстановления движения на ФВАД в оборонительной операции : дис. ... канд. техн. наук. Л. : ВАТТ, 1990. 189 с.
10. *Богданов Т. М.* Опоры в безлесных районах : дис. ... канд. техн. наук. Л. : ВТА, 1951.
11. *Бойко Н. В., Моисеев Ю. Н.* Фундаменты из набивных конических свай, устраиваемых в пробитых скважинах // Основания, фундаменты и механика грунтов. 1981. № 6. С. 3–6.
12. *Васильев П. В.* Лес и древесина в будущем. М. : Лесная пром-сть, 1973. 160 с.
13. *Веprinяк И. А.* Обоснование применимости электрогидроэффекта при усилении грунтовых оснований поверхностных фундаментов опор военных железнодорожных мостов : дис. ... канд. техн. наук. СПб. : ВАТТ, 1996. 222 с.
14. *Веprinяк И. А., Гаврилов Г. Н., Петров К. В.* Разработка и применение разрядно-импульсной технологии для строительства и реконструкции зданий и сооружений // Тез. метод. докл. Рос. науч.-практ. конф. (Санкт-Петербург, 12–13 апр. 1995 г.). СПб. : Знание, 1995. С. 49–55.
15. *Веprinяк И. А., Гаврилов Г. Н., Петров К. В.* Разработка технологии и технических средств по усилению оснований и фундаментов в экстремальных условиях // Тез. докл. науч.-техн. конф. (Санкт-Петербург, 7–8 дек. 1994 г.). СПб. : Знание, 1995. С. 64–67.

16. *Веприяк И. А.* Усиление грунтов с применением разрядно-импульсной технологии // Науч.-техн. сб. стат. адъюнктов и соискателей. 1995. Вып. 25 (36). С. 12–16.
17. *Веприяк И. А.* Усиление грунтов с применением разрядно-импульсной технологии // Науч.-техн. сб. стат. адъюнктов и соискателей. 1995. Вып. 26 (37). С. 23–27.
18. *Гаврилов Г. Н., Петров К. В., Райков Е. Н.* Основы применения электрического разряда в капитальном строительстве и при восстановлении железнодорожных объектов. СПб. : ВАТТ, 2000.
19. *Гаврилов Г. Н., Тренихин В. В.* Применение электроимпульсной технологии для производства работ при строительстве и реконструкции ИССО. СПб. : ВГУ ЖДВ, 1994.
20. Об оценке полного гидродинамического КПД электрического разряда в воде / Г. Н. Гаврилов [и др.] // Журнал технической физики. 1977. Т. 47. Вып. 7. С. 1506–1509.
21. *Гаврилов Г. Н., Врублевская Т. Н., Чепелев В. В.* Результаты исследования по применению импульсной энергии для разрушения, бурения и уплотнения материалов // Импульсные методы обработки материалов. Минск, 1973. С. 53–55.
22. *Гаврилов Г. Н., Егоров А. Л., Коровин С. К.* Электрогидроимпульсная технология в горном деле и строительстве. М. : Недра, 1991. С. 146.
23. *Гольдштейн М. Н.* Механические свойства грунтов. М. : Стройиздат, 1973. С. 373.
24. *Гольдштейн М. Н., Царьков А. А., Черкасов И. И.* Механика грунтов, основания и фундаменты. М. : Транспорт, 1981. 320 с.
25. *Горбунов-Посадов М. И.* Устойчивость фундаментов на песчаном основании. М. : Госстройиздат, 1962. 96 с.
26. *Григорьев Б. М., Никифоров А. Т., Шаманский В. М.* Восстановление железнодорожного моста по старой оси. Л. : ВАТТ, 1983. С. 241.
27. ГОСТ 25100–82. Грунты. Классификация. Введ. 1982–06–30. М. : Изд-во стандартов, 1982.
28. ГОСТ 12536–79. Грунты. Методы лабораторного определения гранулометрического (зернового) и микроагрегатного состава. Введ. 1980–07–01. М. : Стандартиформ, 2008.
29. ГОСТ 20276–85. Грунты. Методы полевого определения характеристик деформируемости. Введ. 1985–07–01. М. : Изд-во стандартов, 1985.
30. ГОСТ 5180–84. Грунты. Методы лабораторного определения физических характеристик. Введ. 1985–07–01. М. : Стандартиформ, 2005.
31. ГОСТ 12071–84. Грунты. Отбор, упаковка, транспортирование и хранение образцов. Введ. 1985–07–01. М. : Изд-во стандартов, 1994.
32. ГОСТ 12248–2010. Грунты. Методы лабораторного определения характеристик прочности и деформируемости. Введ. 2012–01–01. М. : Стандартиформ, 2011.

33. *Долідзе Д. Е.* Испытание конструкций и сооружений. М. : Высш. шк., 1975.
34. *Егоров А. И., Львович Л. Б., Мирочник Н. С.* Опыт проектирования и строительства фундаментов из буринъекционных свай // Основания, фундаменты и механика грунтов. 1982. № 6. С. 18–22.
35. ЕТТ-Мост–82. Единые общие тактико-технические требования на низководные железнодорожные мосты на жестких опорах. М. : Воениздат, 1985.
36. Железнодорожные войска в локальных войнах / ФСЖВ России. М., 1998.
37. *Зарецкий Ю. К.* Вязкопластичность грунтов и расчеты сооружений. М. : Стройиздат, 1988. 350 с.
38. *Иванов П. Л.* Уплотнение малосвязанных грунтов взрывом. М. : Недра, 1983.
39. *Иванов Ф. М., Виноградова О. А., Мананов Н. Г.* Справочник лаборанта-дорожника. М. : Транспорт, 1964. 199 с.
40. ПВКМ–79. Инструкция по проектированию железнодорожных временных и краткосрочных мостов и труб. М., 1982.
41. ВСН 176–78. Инструкция по проектированию и постройке металлических и гофрированных водопропускных труб. М., 1979. С. 81.
42. Информационно-технический бюллетень железнодорожных войск. 1964. № 19. С. 77.
43. Информационно-технический бюллетень железнодорожных войск. 1976. № 2. С. 48.
44. Информационно-технический бюллетень железнодорожных войск. 1980. № 5. С. 56.
45. Информационно-технический бюллетень железнодорожных войск. 1985. № 9. С. 55.
46. Информационно-технический бюллетень военных сообщений. 1987. № 11. С. 3.
47. *Кандауров И. И.* Механика зернистых сред и ее применение в строительстве. Л. : Госстройиздат, 1966. С. 212, 320.
48. *Кандауров И. И.* Теория дискретного распределения вертикальных напряжений и сжатия в однородных и многослойных грунтовых основаниях. Л. : Госстройиздат, 1959.
49. *Кирпичев М. В.* Теория подобия. М. : Изд-во АН СССР, 1953. 96 с.
50. *Костерин Э. В.* Основания и фундаменты. М. : Высш. шк., 1978. 375 с.
51. *Колоколов Н. П.* Металлические гофрированные трубы под насыпями. М. : Транспорт, 1973.
52. А. с. 699105 СССР. Способ изготовления фундамента / В. И. Крутов, А. Г. Божко, Ю. В. Власов, В. Л. Рафальзук, Р. П. Эйдук, К. М. Джумаев. Заявл. 15.08.77. Оpubл. 25.11.79. Бюл. № 43.
53. *Кузнецова Т. В.* Химическая физика вяжущих. М. : Высш. шк., 1989.
54. *Квитко А. В., Петров К. В.* Направления совершенствования поверхностных фундаментов опор // Сб. воен.-науч. ст. акад. Вып. 33 (45). СПб. : ВАТТ, 2000. С. 82–86.

55. *Квитко А. В., Петров К. В.* Разрядно-импульсная технология и ее перспективы для строительства и восстановления искусственных сооружений // Сб. воен.-науч. ст. акад. Вып. 34 (46). СПб. : ВАТТ, 2001. С. 12–17.
56. *Квитко А. В.* Создание опор контурного типа военных мостов с использованием разрядно-импульсной технологии : Военно-научная работа : Девиз «Мост». СПб. : ВАТТ, 1998. 121 с.
57. *Квитко А. В., Петров К. В.* Электрические разрядники для производства строительных работ : тез. докл. // Темат. сб. по мат-лам науч.-практ. конф. акад. Т. 4. 2000. СПб. : ВАТТ. С. 34–39.
58. *Квитко А. В., Петров К. В.* Устройство для возведения набивных гофрированных разрядно-импульсных свай // Сб. воен.-науч. ст. акад. Вып. 34 (46). СПб. : ВАТТ, 2001. С. 46–52.
59. Разрядник для создания гофрированных набивных разрядно-импульсных свай : положит. решение по заявке № 2000103778/20/003817 / А. В. Квитко [и др.]. СПб., 2000.
60. Разрядник для создания набивных разрядно-импульсных свай : положит. решение по заявке № 2000103780/20/003820 / А. В. Квитко [и др.]. СПб., 2000.
61. Разрядник для создания набивных свай : положит. решение по заявке № 2000125209/20/027061 / А. В. Квитко [и др.]. СПб., 2000.
62. Разрядник для устройства временного крепления выработки при сооружении тоннеля : положит. решение по заявке № 2000125209/20/027061 / А. В. Квитко [и др.]. СПб., 2000.
63. Устройство для создания опор контурного типа : положит. решение по заявке № 2001106098/20/006832 / А. В. Квитко [и др.]. СПб., 2001.
64. Конструкция опоры контурного типа с армирующим элементом : положит. решение по заявке № 2001112270/20/012695 / А. В. Квитко [и др.]. СПб., 2001.
65. Конструкция опоры контурного типа : положит. решение по заявке № 2001112269/20/012694 / А. В. Квитко [и др.]. СПб., 2001.
66. *Квитко А. В., Петров К. В.* Электрические разрядники для создания буронабивных свай с удлиненными гофрами. М. : Деп. в ЦВНИИ МО РФ. Спр. № 20724. Вып. 9. Сер. Б. 2000.
67. *Лапшин Ф. К.* Расчет свай по предельным состояниям. Саратов : Изд-во Саратов. ун-та, 1979. 152 с.
68. *Ляхов Г. Н., Полякова Н. И.* Волны напряжений в плотных средах и нагрузке на сооружения. М. : Недра, 1987.
69. *Мальшев М. В., Болдырев Г. Г.* Механика грунтов. Основания и фундаменты. М. : АСВ, 2004. 328 с.
70. *Матвеев А. В.* Теоретические основы и практические решения прогнозирования осадок оснований поверхностных фундаментов опор военных железнодорожных мостов : дис. ... д-ра техн. наук. Л. : ВАТТ, 1991. 415 с.
71. *Матвеев А. В.* Исследование прочности и деформативности песчаных оснований незаглубленных фундаментов опор временных и краткосрочных железнодорожных мостов : дис. ... канд. техн. наук. Л. : ВАТТ, 1977. 220 с.

72. Механика грунтов, основания и фундаменты / К. Н. Мацавей [и др.]. М. : Воениздат, 1988.
73. *Наугольных К. А., Рой Н. А.* Электрические разряды в воде. М. : Наука, 1971.
74. Организация восстановления железных дорог / Н. Ф. Гусаров [и др.]. Л. : ВАТТ, 1987. 326 с.
75. Отчет о производственно-технологических испытаниях опытных опор объекта 3316 в/ч 77043. Ярославль, 1976.
76. *Петров К. В., Квитко А. В., Ярошенко С. В.* К вопросу применения новых конструктивных решений при строительстве, восстановлении и техническом прикрытии мостовых переходов на железных дорогах : тез. докл. // Темат. сб. по мат-лам науч.-практ. конф. акад. Т. 4. СПб. : ВАТТ, 2000. С. 56–63.
77. *Петров К. В.* Обоснование способа обработки суспензий электрическим разрядом при изготовлении железобетонных конструкций в военном мостостроении : дис. ... канд. техн. наук. СПб. : ВАТТ, 1992.
78. *Погорелов А. В.* Геометрическая устойчивость оболочек. М. : Наука, 1966.
79. Проект деревянных унифицированных сборных блочных опор временных железнодорожных мостов под пролетные строения с ездой по верху пролетами до 33,6 м. Ч. 2. Надстройки из пиленого лесоматериала. Л. : Ленгипротрансмост, 1972.
80. *Райков Е. Н.* Методика расчета грунтовых оснований поверхностных фундаментов устоев военных железнодорожных мостов : дис. ... канд. техн. наук. СПб. : ВАТТ, 1996.
81. *Райнхарт Д. С., Пирсон Д.* Поведение металлов при импульсных нагрузках. М. : Изд-во иностр. лит., 1958. 296 с.
82. *Румишинский Л. З.* Математическая обработка результатов. М. : Наука, 1971. С. 191.
83. Руководство к лабораторным и полевым занятиям по инженерной геологии и грунтоведению / В. И. Архипов [и др.]. Л. : ВАТТ, 1963. 236 с.
84. *Рыжков А. М.* Определение прочности и деформативности грунтов в строительстве. Киев : Будівельник, 1976.
85. Физика взрыва и действие его на конструкции / А. Г. Рябинин [и др.]. Л. : Изд-во Ленингр. командного училища железнодорожных войск и воен. сообщений им. М. В. Фрунзе, 1974.
86. *Снитко Н. К.* Статическое и динамическое давление грунтов и расчет подпорных стенок. М. : Госстройиздат ; Л. : Госстройиздат, Ленингр. отд-ние, 1963. С. 20.
87. *Снитко Н. К.* Строительная механика грунтов. Л. : ВТА, 1947.
88. *Снитко Н. К.* Расчет подпорной стенки. Л. : ВАТТ, 1968.
89. СП 63.13330.2012. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003. Введ. 2013-01-01. М. : Минстрой России, 2015.

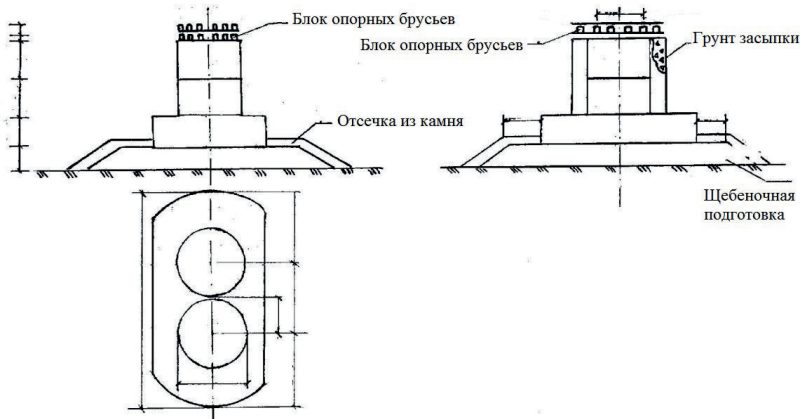
90. *Соколовский В. В.* Теория пластичности. М. ; Л. : Гос. изд-во техн.-теорет. лит., 1950. 396 с.
91. Справочник по элементарной математике, механике и физике. Минск : Госиздат БССР, 1960. С. 129.
92. Проектирование подпорных стен и стен подвалов. М. : Стройиздат, 1990. (Справ. пособие к СНиП).
93. СНиП 2.05.03–84*. Мосты и трубы. Введ. 1986–01–01. Зарег. Росстандартом в качестве СП 35.13330.2010. М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1985. URL: <http://docs.cntd.ru/document/1200000252>
94. *Строганов А. С., Иванов И. С.* Моделирование оснований сооружений и его практические результаты // Основания, фундаменты и механика грунтов. 1995. № 4. С. 2–5.
95. *Строганов А. С.* Основные уравнения и некоторые задачи линейно-упруго-вязкого деформирования, вязко-пластичного и пластичного течения грунтов // Тр. III Всесоюз. симп. по реологии грунтов. Ереван, 1980. С. 119–136.
96. *Тернер Д.* Вероятность, статистика и исследование операций. М. : Статистика, 1976. 430 с.
97. *Терцаги К.* Теория механики грунтов. М. : Госстройиздат, 1961. 507 с.
98. Технологическая карта. Сооружение водопропускной трубы из гофрированной стали. Введ. 1976–07–14. М. : Оргтрансстрой, 1976.
99. ТУПМ–56. Технические условия проектирования мостов и труб на железных дорогах нормальной колеи. М. : Трансжелдориздат, 1957. С. 95.
100. Типовой проект. Опоры временных железнодорожных мостов в условиях вечной мерзлоты. Ч. 1. Опоры на естественном основании. № 351Р–1. МПС. Л. : Ленгипротрансмост, 1986.
101. Типовой проект. Опоры временных железнодорожных мостов на скальном основании. № 403ТР. МПС. Л. : Ленгипротрансмост, 1981.
102. *Трофименков Ю. Г., Воробков Л. Н.* Полевые методы исследования строительных свойств грунтов. М. : Стройиздат, 1981. 215 с.
103. УПН–79. Укрупненные плановые нормы трудоемкости и заработной платы на основные виды строительно-монтажных работ. НИС. В/ч 12662. М., 1979.
104. *Федоров А. А.* Обоснование предельного перемещения опор при эксплуатации военных металлических железнодорожных эстакад. Л. : ВАТТ, 1988. С. 213.
105. *Флорин В. А.* Основы механики грунтов. В 2 т. Т. 1. Л. ; М. : Госстройиздат, Ленингр. отд-ние, 1959. С. 257.
106. *Царев М. С., Никитин С. И., Ларионов Н. М.* Проектирование фундаментов промежуточных опор постоянных мостов. СПб. : ВТУ ЖДВ, 1999.
107. *Цытович Н. А.* Механика грунтов. М. : Высш. шк., 1983. С. 228.
108. *Шутенко Л. Н., Гильман А. Д., Лупан Ю. Т.* Основания и фундаменты : Курсовое и дипломное проектирование. Киев : Выща шк., 1989. 328 с.

109. *Эпов Б. А.* Основы взрывного дела. М. : Воениздат, 1974. С. 143.
110. *Юсупов М. А., Кук И. Р.* Изготовление элементов опор свайно-эстакадных мостов : (Опыт Исет. 3-да мостовых железобетонных конструкций треста «Уралтранстром»). М., 1975. 8 с. (Экспресс-информация / Центр. ин-т нормат. исслед. и науч.-техн. информ. «Оргтрансстрой» М-ва транспортного стр-ва).
111. *Юткин Л. А.* Электрогидравлическое дробление : (Стенограмма лекции... для инж.-техн. работников предприятий и учреждений строит. пром-сти). В 2 т. Л., 1959–1960. (Строит. пром-сть / Общество по распространению полит. и науч. знаний РСФСР. Ленингр. дом науч.-техн. пропаганды).
112. *Юткин Л. А.* Электрогидравлический эффект. М. ; Л. : Mashfiz, Ленингр. отд-ние, 1955. 51 с.
113. *Гаврилов Г. Н.* Электрогидравлический эффект и его применение в горно-буровом деле // Сб. науч.-техн. конф. Вып. 4. Л. : ВАТТ 1989. С. 35–43.
114. *Юткин Л. А.* Электрогидравлический эффект и некоторые возможности его применения. Л. : Ленингр. дом науч.-техн. пропаганды, 1959. С. 48. (Строительство и промышленность ; вып. 2).
115. *Самарин Д. Г.* Совершенствование способа устройства буринъекционных свай в маловлажных грунтах с использованием электрических разрядов : дис. ... канд. техн. наук. Томск, 2005.
116. *Дерягин Б. В.* Что такое трение? М. : Изд-во АН СССР, 1963.
117. *Адлер Ю. П., Маркова Е. В., Грановский Ю. В.* Планирование эксперимента при поиске оптимальных условий. М. : Наука, 1976.
118. *Вентцель Е. С.* Теория вероятностей. М. : Наука, 1969.
119. ГОСТ 24026–80. Исследовательские испытания. Планирование эксперимента. Термины и определения. Введ. 1981–01–01. М. : Изд-во стандартов, 1991.
120. *Максимей И. В.* Имитационное моделирование на ЭВМ. М. : Радио и связь, 1988.
121. Исследование прочности песчаных оснований / В. Г. Березанцев [и др.]. М. : Трансжелдориздат, 1958. 140 с.
122. *Соколовский В. В.* Статика сыпучей среды. 3-е изд. М. : Физматгиз, 1960.
123. *Флорин В. А.* Основы механики грунтов. В 2 т. Т. 1. Л. ; М. : Госстройиздат, Ленингр. отд-ние, 1959.
124. ТСН 50-304–2001 г. Москвы (МГСН 2.07–01). Основания, фундаменты и подземные сооружения. Введ. 2003–04–22. М. : ГУП НИИАЦ, 2003.
125. *Лагунов С. А.* Разрядно-импульсная технология и перспективы ее применения при техническом прикрытии и восстановлении искусственных сооружений. СПб. : ВАТТ, 2008.
126. *Harr M. E.* Mechanics of Particulate Media: A Probabilistic Approach. New York : McGraw-Hill, 1977. 480 p.

ПРИЛОЖЕНИЯ

Приложение 1

Конструкция опоры из металлических гофрированных элементов



Характеристики грунта модельной установки

| Характеристики | Расчетные значения | | |
|--------------------------------------------------------------------------|-------------------------|-----------------|---------------|
| | Грунт заполнения | В сериях опытов | |
| | | 1–2 | 3–4 |
| Тип грунта | Песок средней крупности | | |
| Максимальный размер фракции d_{\max} , мм | 2,2 | 2,2 | 2,2 |
| Плотность твердых частиц ρ_s , г/см ³ | 2,65 | 2,65 | 2,67 |
| Плотность грунта ρ , г/см ³ | 1,77 | 1,79 | 1,82 |
| Плотность сухого грунта ρ_d , г/см ³ | 1,54 | 1,59 | 1,65 |
| Удельный вес грунта γ , кН/м | 16,24 | 16,27 | 17,92 |
| Удельный вес сухого грунта γ_d , кН/м | 15,11 | 15,67 | 16,98 |
| Коэффициент пористости e | 0,657 | 0,626 | 0,591 |
| Плотность сложения | Средняя | | |
| Влажность W , % | 10 | 8,18 | 7,71 |
| Полная влагоемкость W_n , % | 19,6 | 24,05 | 28,55 |
| Степень влажности S_r | 0,51 | 0,34 | 0,27 |
| Степень влажности | Средняя | Малая | |
| Модуль деформации E_0 , МПа: – испытание на сжатие; – пенетрация | 22,3 25 ± 1 | 15,4 16 ± 1 | 5,23 9 ± 1 |
| Угол внутреннего трения ϕ_0 , град., (испытание на сдвиг) | 29,4 | 30,2 | 34,4 |
| Угол естественного откоса ϕ' , град. | 26,2 | 27,1 | 28,4 |
| Коэффициент сцепления C_0 , кПа (испытание на сдвиг) | 7 ± 1 | 8 ± 1 | 10 ± 1 |
| Плотность грунта ρ , г/см ³ | 1,77 | 1,77 | 1,8 |
| Модуль деформации E_0 , МПа | 24 | 15,5 | 8 |
| Угол внутреннего трения ϕ_0 , град. | 28 | 29 | 33 |
| Удельное сцепление C_0 , кПа | 6 | 7 | 9 |

**Схема расположения датчиков сопротивления (тензодатчиков)
для измерения напряжений от давления грунта в металлической
гофрированной оболочке**

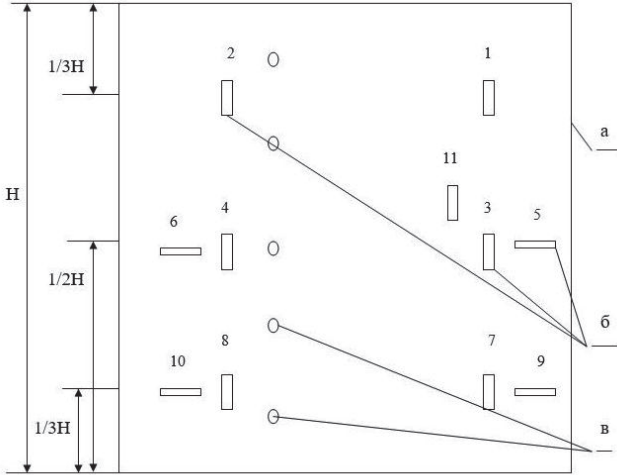


Схема расположения датчиков:

- a – развернутый металлический гофрированный лист из стали марки 09Г2Д;
- $б$ – тензодатчики (рядом указаны их номера);
- $в$ – отверстия для постановки болтов; H – высота опоры

**Характеристики используемого цемента
(АО «Пикалевский цемент», марка 400)**

| Химический состав, % | | | | | |
|----------------------------|-------------------------------------------|-------------------------------|------------------|-----------------|-------------|
| SiO ₂ | Al ₂ O ₃ | F ₂ O ₃ | CaO | | |
| 25,7 | 6,45 | 5,21 | 56,1 | | |
| Минералогический состав, % | | | | | |
| C ₃ S | C ₂ S | C ₃ A | C ₄ F | Гипс | Прочие фазы |
| 56,0 | 18,1 | 6,3 | 16,5 | 1,8 | 0,3 |
| Нормальная густота | Удельная поверхность, см ² /кг | Сроки схватывания, ч | | Активность, МПа | |
| | | Начало | Конец | Изгиб | Сжатие |
| 25,4 | 2,8 | 1...30 | 4...35 | 4,8 | 34,7 |

Определение минимального числа опытов в сериях модельных испытаний с использованием результатов предыдущих опытов

При определении напряжений, возникающих в металлической гофрированной оболочке опоры контурного типа от давления грунта заполнения под действием статической равномерно распределенной нагрузки, принимаем доверительную вероятность $P = 0,95$ и задаемся доверительным интервалом $E = 10 \%$. Исходим из предположения о нормальном распределении исследуемой характеристики.

Среднеквадратичное отклонение выборки от Y_i в рассматриваемой серии из n опытов (принимаем $n > 4$):

$$S_n = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (Y_i - \bar{Y}_n)^2}{n-1}}. \quad (1)$$

Действительное среднеквадратичное отклонение среднего арифметического \bar{Y} :

$$S_n^* = \frac{S_n}{\sqrt{n}} = \sqrt{\frac{1}{n-1} \cdot \left(\frac{\sum_{i=1}^n Y_i^2}{n} - \bar{Y}_n^2 \right)}. \quad (2)$$

Определяем критерий Стьюдента:

$$t_i = \frac{E\bar{Y}_n}{S_n^*}. \quad (3)$$

Количество степеней свободы:

$$f = N - 1, \quad (4)$$

где N – количество опытов в серии.

По графику Рафалеса-Ламарки находим соответствующее значение доверительной вероятности P . Если $P < 0,95$, то добавляем дополнительный опыт в данной серии и повторяем расчет.

Результаты расчетов по определению минимального числа опытов в серии представлены в таблице.

**Результаты расчетов по определению минимального
числа опытов в серии**

| № серии | № опыта | Y_i | Y_i^2 | $\frac{\sum_1^n Y_i^2}{n_i}$ | $\sum_1^n Y_i$ | $\frac{\sum_1^n Y_i}{n_i}$ | \bar{Y}^2 | S_n^* | E_i | t_i | P_i |
|---------|---------|-------|---------|------------------------------|----------------|----------------------------|-------------|---------|-------|-------|-------|
| 1 | 1 | 2,67 | 7,13 | 7,13 | 2,67 | 2,67 | 7,12 | | | | |
| | 2 | 2,46 | 6,05 | 6,59 | 5,13 | 2,56 | 6,57 | | | | |
| | 3 | 2,57 | 6,60 | 6,59 | 7,70 | 2,56 | 6,58 | | | | |
| | 4 | 2,80 | 7,84 | 6,90 | 10,5 | 2,62 | 6,89 | 0,073 | 0,26 | 3,16 | 0,90 |
| | 5 | 2,60 | 6,76 | 6,87 | 13,1 | 2,62 | 6,84 | 0,057 | 0,26 | 4,59 | 0,97 |
| 2 | 1 | 1,74 | 3,02 | 3,02 | 1,74 | 1,74 | 3,02 | | | | |
| | 2 | 1,90 | 3,61 | 3,31 | 3,64 | 1,82 | 3,31 | | | | |
| | 3 | 1,70 | 2,89 | 3,17 | 5,34 | 1,78 | 3,16 | | | | |
| | 4 | 1,64 | 2,69 | 3,05 | 6,98 | 1,74 | 3,04 | 0,058 | 0,18 | 3,10 | 0,90 |
| | 5 | 1,80 | 3,24 | 3,09 | 8,78 | 1,56 | 3,08 | 0,047 | 0,18 | 3,83 | 0,95 |
| 3 | 1 | 2,69 | 7,23 | 7,23 | 2,68 | 2,68 | 7,23 | | | | |
| | 2 | 2,43 | 5,90 | 5,95 | 4,13 | 2,14 | 5,93 | | | | |
| | 3 | 2,58 | 6,65 | 6,94 | 7,02 | 2,12 | 6,92 | | | | |
| | 4 | 2,80 | 7,84 | 7,88 | 9,80 | 2,45 | 7,86 | 0,072 | 0,25 | 3,02 | 0,90 |
| | 5 | 2,50 | 6,25 | 6,75 | 12,48 | 2,53 | 6,74 | 0,053 | 0,25 | 4,48 | 0,96 |
| 4 | 1 | 1,67 | 2,73 | 3,13 | 1,76 | 1,76 | 3,13 | | | | |
| | 2 | 1,80 | 3,24 | 3,47 | 3,53 | 1,74 | 3,22 | | | | |
| | 3 | 1,60 | 2,56 | 3,06 | 5,29 | 1,69 | 2,52 | | | | |
| | 4 | 1,63 | 2,65 | 2,96 | 7,05 | 1,82 | 2,64 | 0,055 | 0,13 | 3,08 | 0,90 |
| | 5 | 1,75 | 3,06 | 3,75 | 8,81 | 1,74 | 3,05 | 0,044 | 0,13 | 3,56 | 0,95 |
| 5 | 1 | 1,21 | 1,44 | 1,44 | 1,20 | 1,20 | 1,44 | | | | |
| | 2 | 1,26 | 1,58 | 1,51 | 2,46 | 1,23 | 1,51 | | | | |
| | 3 | 1,30 | 1,69 | 1,57 | 3,76 | 1,25 | 1,57 | | | | |
| | 4 | 1,32 | 1,74 | 1,61 | 5,08 | 1,27 | 1,61 | 0,026 | 0,13 | 5,00 | 0,95 |

**Результаты опытов по измерению напряженного состояния
металлической гофрированной оболочки при статическом нагружении
модели опоры контурного типа***

| № серии | № опыта | № группы датчиков | | | | | | | | | | | | | | | Напряжения в оболочке на глубине h от верха опоры, кг/см ² | | | Примечания |
|-------------------------------------------|---------|-------------------|--------|----|-----|----|-----|----|-----|----|-----|----|-----|----|------|-------|-------------------------------------------------------------------------|----|----|-------------------------------------|
| | | № датчика | 1 | | 2 | | 3 | | 4 | | 7 | | 8 | | 6 см | 16 см | 17 | 18 | | |
| 1 | 2 | Нагрузка | Отечет | Δ | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 | 13 | 14 | 15 | 16 | 17 | 18 | 19 | |
| <i>1-я группа датчиков (вертикальные)</i> | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 1 | 1-5 | 0 | 650 | 0 | 664 | 0 | 629 | 0 | 640 | 0 | 706 | 0 | 672 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | Пустая оболочка. Заполненная песком |
| | | 500 | 650 | 0 | 664 | 0 | 628 | -4 | 640 | -4 | 706 | 0 | 674 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| | | 1000 | 650 | -2 | 664 | -3 | 624 | 0 | 636 | 0 | 708 | 2 | 676 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| | | 1500 | 648 | -2 | 661 | -2 | 624 | 0 | 636 | 0 | 710 | 2 | 679 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| | | 2000 | 646 | 0 | 659 | 0 | 624 | 0 | 636 | 0 | 712 | 2 | 681 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| | | 2500 | 646 | 0 | 659 | 0 | 624 | 0 | 636 | 0 | 714 | 2 | 682 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| | | 3000 | 646 | 0 | 659 | 0 | 624 | 0 | 636 | 0 | 716 | 2 | 683 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 2 | 1-5 | 0 | 650 | -4 | 664 | -5 | 629 | -5 | 640 | -4 | 706 | 10 | 672 | 9 | -67 | -84 | 168 | 0 | 0 | Модель опоры, домкрат |
| | | 3000 | 646 | 2 | 659 | 3 | 624 | 2 | 636 | 2 | 716 | -6 | 705 | -6 | 42 | 67 | -100 | 0 | 0 | 0 |
| | | 0 | 648 | 2 | 662 | 2 | 626 | 3 | 638 | 2 | 710 | -4 | 676 | -3 | 25 | -17 | -68 | 0 | 0 | 0 |
| | | 0 | 650 | 0 | 666 | 0 | 629 | 0 | 640 | 0 | 706 | 0 | 672 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |

| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 | 13 | 14 | 15 | 16 | 17 | 18 | 19 |
|-----------------------------------------------|-----|--------|-----|------|-----|------|-----|------|-----|------|-----|-----|----|----|----|------|------|------------------------------------|
| <i>2-я группа датчиков (сориентированные)</i> | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | | Датчик | 5 | Δ | 6 | Δ | 9 | Δ | 10 | Δ | 11 | Δ | | | | | | |
| | | 0 | 700 | 20 | 679 | 2 | 620 | 3 | 660 | 3 | 404 | 0 | | | | 34 | 50 | Пустая обложка. Заполненная песком |
| | | 0 | 702 | 28 | 681 | | 623 | | 663 | | 404 | | | | | | | |
| 1 | 1-5 | 0 | 702 | 20 | 681 | 23 | 620 | 41 | 660 | 41 | 418 | 0 | | | | 0 | 0 | Модель опоры, домкрат |
| | | 500 | 724 | 28 | 704 | 27 | 661 | 40 | 701 | 42 | 418 | 0 | | | | 378 | 693 | |
| | | 1000 | 752 | 17 | 731 | 17 | 701 | 37 | 743 | 37 | 418 | 0 | | | | 756 | 1354 | |
| | | 1500 | 769 | 23 | 748 | 24 | 738 | 41 | 780 | 38 | 418 | -3 | | | | 1133 | 1984 | |
| | | 2000 | 792 | 22 | 772 | 22 | 779 | 41 | 818 | 42 | 415 | -5 | | | | 1511 | 2677 | |
| | | 2500 | 814 | 23 | 794 | 23 | 820 | 38 | 860 | 40 | 410 | -2 | | | | 1890 | 3339 | |
| | | 3000 | 837 | 23 | 817 | 23 | 858 | 38 | 900 | 40 | 408 | | | | | 2268 | 3710 | |
| 2 | 1-5 | 0 | 702 | 135 | 681 | 136 | 620 | 237 | 660 | 237 | 418 | -10 | | | | 2276 | 3982 | Модель опоры |
| | | 3000 | 837 | -123 | 817 | -129 | 857 | -227 | 897 | -228 | 408 | 7 | | | | 2117 | 3814 | |
| | | 0 | 714 | -12 | 688 | -7 | 650 | -10 | 669 | -9 | 415 | 3 | | | | 159 | 168 | Через 5 мин |
| | | 0 | 702 | -12 | 681 | -7 | 620 | -10 | 660 | -9 | 418 | | | | | | | |

* Отрицательные величины характеризуют работу конструкции на сжатие, положительные – на растяжение.

| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 | 13 | 14 | 15 | 16 | 17 | 18 | 19 | |
|---|-----|---------------------------------------------|-----|---|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|----|----|----|----|------|------|----------------------------------|--|
| | | <i>2-я группа датчиков (горизонтальные)</i> | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | | Датчик | 5 | Δ | 6 | Δ | 9 | Δ | 10 | Δ | 11 | Δ | | | | | | | |
| | | 0 | 701 | | 679 | 0 | 690 | 7 | 566 | 8 | 404 | 0 | | | | 0 | 122 | Пустая оболочка. Заполн. песком. | |
| | | 0 | 701 | | 679 | | 697 | | 574 | | 404 | | | | | | | | |
| | | 0 | 716 | | 696 | 17 | 720 | 23 | 599 | 25 | 404 | 0 | | | | 270 | 403 | После ВЭР Через 4 ч после ВЭР | |
| | | 0 | 700 | | 677 | -19 | 688 | -25 | 565 | -26 | 404 | 0 | | | | -294 | -430 | | |
| 3 | 1-5 | 0 | 700 | | 677 | | 688 | | 565 | | 404 | 0 | | | | 109 | 210 | Модель опоры, домкрат | |
| | | 500 | 706 | | 684 | 6 | 700 | 11 | 578 | 13 | 404 | 0 | | | | 210 | 395 | | |
| | | 1000 | 712 | | 690 | 6 | 711 | 11 | 589 | 11 | 404 | 0 | | | | 311 | 580 | | |
| | | 1500 | 719 | | 696 | 6 | 722 | 12 | 600 | 10 | 404 | 0 | | | | 437 | 665 | | |
| | | 2000 | 726 | | 704 | 8 | 734 | 12 | 610 | 11 | 404 | 0 | | | | 529 | 850 | | |
| | | 2500 | 732 | | 709 | 5 | 745 | 11 | 621 | 11 | 404 | 0 | | | | 647 | 1060 | | |
| | | 3000 | 739 | | 716 | 7 | 756 | 12 | 634 | 13 | 404 | 0 | | | | | | | |
| 4 | 1-5 | 0 | 700 | | 677 | | 688 | | 565 | | 404 | | | | | 647 | 1060 | Модель опоры | |
| | | 3000 | 739 | | 715 | | 756 | | 634 | | 404 | | | | | -617 | 1060 | | |
| | | 0 | 700 | | 678 | | 688 | | 565 | | 404 | | | | | 0 | 0 | Через 5 мин | |
| | | 0 | 700 | | 677 | | 688 | | 565 | | 404 | | | | | | | | |

* Отрицательные величины характеризуют работу конструкции на сжатие, положительные – на растяжение.

**Результаты опытов по измерению напряженного состояния
металлической гофрированной оболочки при статическом нагружении
пустой модели опоры контурного типа***

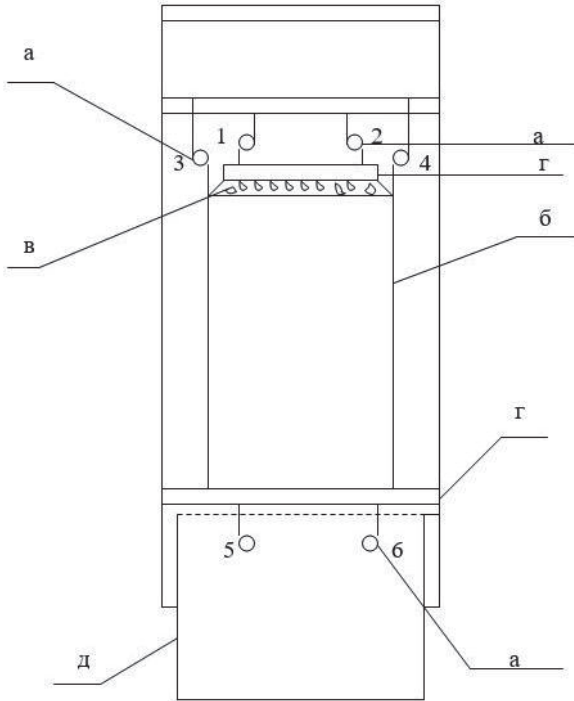
| № серии | № опыта | № группы датчиков | | | | | | | | | | | | Напряжения в оболочке на глубине <i>h</i> от верха опоры, кг/см ² | | | Примечания | | |
|---------------------------------------------|---------|-------------------|--------|--------|-----|--------|-----|--------|-----|--------|-----|--------|------|------------------------------------------------------------------------------|-------|-------|------------|-----|-----------------|
| | | № датчика | | Отсчет | | Отсчет | | Отсчет | | Отсчет | | Отсчет | | 6 см | 16 см | 26 см | | | |
| 1 | 2 | Нагрузка | Отсчет | Δ | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 | 13 | 14 | 15 | 16 | 17 | 18 | 19 |
| <i>1-я группа датчиков (вертикальные)</i> | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 1 | 1-4 | Датчик | 1 | Δ | 2 | Δ | 3 | Δ | 4 | Δ | 7 | Δ | 8 | Δ | | | | | |
| | | 0 | 638 | 2 | 579 | 2 | 612 | 2 | 612 | 2 | 690 | 2 | 688 | 2 | 0 | 0 | 0 | 0 | Пустая оболочка |
| | | 50 | 640 | 7 | 581 | 7 | 614 | 7 | 614 | 7 | 692 | 7 | 700 | 7 | 34 | 34 | 34 | 34 | |
| | | 100 | 647 | 8 | 588 | 8 | 621 | 8 | 621 | 10 | 699 | 10 | 707 | 10 | 118 | 118 | 118 | 118 | |
| | | 150 | 655 | 13 | 596 | 13 | 631 | 13 | 631 | 13 | 709 | 16 | 717 | 16 | 135 | 168 | 168 | 168 | |
| | | 200 | 668 | | 609 | | 644 | | 644 | | 725 | | 733 | | 218 | 218 | 218 | 269 | |
| <i>2-я группа датчиков (горизонтальные)</i> | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 1 | 1-4 | Датчик | 5 | Δ | 6 | Δ | 9 | Δ | 10 | Δ | 11 | Δ | | | | | | | |
| | | 0 | 700 | 4 | 740 | 4 | 698 | 0 | 620 | 0 | 380 | 0 | 67,2 | 0 | 67,2 | 0 | 0 | 0 | Пустая оболочка |
| | | 50 | 704 | 3 | 744 | 4 | 698 | 0 | 620 | 0 | 380 | 2 | 134 | 0 | 134 | 0 | 0 | 0 | |
| | | 100 | 707 | 5 | 747 | 5 | 698 | 7 | 620 | 7 | 378 | 5 | 218 | 118 | 218 | 118 | 118 | 118 | |
| | | 150 | 712 | 6 | 752 | 6 | 705 | 14 | 627 | 14 | 373 | 7 | 319 | 353 | 319 | 353 | 353 | 353 | |
| | | 200 | 718 | | 758 | | 719 | 14 | 641 | 14 | 367 | 7 | 319 | 353 | 319 | 353 | 353 | 353 | |

* Отрицательные величины характеризуют работу конструкции на сжатие, положительные – на растяжение.

Результаты опытов по статическому нагружению модели опоры контурного типа из МГЭ

| № серии, опыта | Давление, кг | Осадка опоры, мм | | | | | | Средняя осадка, мм | Примечания |
|--------------------------------------------------|--------------|------------------|------|------|------------|------|------|--------------------|-------------------------|
| | | Прогибомеры | | | | | | | |
| | | Верхние (+) | | | Нижние (-) | | | | |
| | | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | | |
| <i>Типовая опора</i> | | | | | | | | | |
| 1-я серия. 1-5-й опыт | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | Модель опоры, домкрат |
| | 500 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | |
| | 1000 | 0,5 | 0,5 | 0,45 | 0,45 | 0,2 | 0,2 | 0,3 | |
| | 1500 | 1,2 | 1,2 | 1,15 | 1,15 | 0,2 | 0,2 | 0,8 | |
| | 2000 | 1,4 | 1,4 | 1,39 | 1,38 | 0,3 | 0,3 | 1,1 | |
| | 2500 | 1,8 | 1,8 | 1,8 | 1,78 | 0,3 | 0,3 | 1,5 | |
| | 3000 | 2,25 | 2,24 | 2,22 | 2,23 | 0,4 | 0,5 | 1,8 | |
| 2-я серия. 1-5-й опыт | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | Через 5 мин |
| | 3000 | 2,23 | 2,22 | 2,23 | 2,23 | 0,4 | 0,4 | 1,9 | |
| | 0 | 0,02 | 0,01 | 0,01 | 0,01 | 0 | 0 | 0,01 | |
| | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | |
| <i>Опора, сооружаемая по РИТ</i> | | | | | | | | | |
| 1-я серия. 1-5-й опыт | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | Модель опоры, домкрат |
| | 500 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | |
| | 1000 | 0,01 | 0,01 | 0,01 | 0,02 | 0,01 | 0,01 | 0 | |
| | 1500 | 0,06 | 0,06 | 0,05 | 0,06 | 0,06 | 0,06 | 0 | |
| | 2000 | 0,06 | 0,06 | 0,06 | 0,06 | 0,06 | 0,06 | 0 | |
| | 2500 | 0,08 | 0,08 | 0,07 | 0,07 | 0,08 | 0,08 | 0 | |
| | 3000 | 0,09 | 0,09 | 0,07 | 0,08 | 0,08 | 0,09 | 0 | |
| 2-я серия. 1-5-й опыт | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | Через 5 мин |
| | 3000 | 0,1 | 0,1 | 0,09 | 0,09 | 0,1 | 0,1 | 0 | |
| | 0 | 0,01 | 0,01 | 0,01 | 0,01 | 0,01 | 0,01 | 0 | |
| | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | |
| <i>Пустой металлический гофрированный каркас</i> | | | | | | | | | |
| 1-я серия. 1-4-й опыт | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | Модель каркаса, домкрат |
| | 50 | 0 | 0 | 0,6 | 0,6 | 0 | 0 | 0,6 | |
| | 100 | 0 | 0 | 1,1 | 1,1 | 0 | 0 | 1,1 | |
| | 150 | 0 | 0 | 2,31 | 2,29 | 0 | 0 | 2,3 | |
| | 200 | 0 | 0 | 3,49 | 3,51 | 0 | 0 | 3,5 | |

Схема расположения датчиков часового типа (прогибомеров) для определения осадочных деформаций металлической оболочки и грунтового заполнения тела опоры



- Схема расположения датчиков:
а – прогибомеры (рядом указаны номера датчиков);
б – модель опоры контурного типа;
в – грунт заполнения тела опоры;
г – металлическая плита;
д – лоток для проведения модельных испытаний

МНОЖЕСТВЕННАЯ РЕГРЕССИЯ
Метод БРАНДОНА. Автор программы ДЕНЯК О.А.
Кафедра № 19/08.1993.

П Р О Т О К О Л № 1

Наименование таблицы исходных данных:

kv

Наименование предикторов:

X 1 - g - статическая нагрузка

Наименование отклика:

Y - ? - напряжения в гофрированной оболочке

I. ИСКЛЮЧЕНИЕ ВЫБРОСОВ ПО КРИТЕРИЮ МАКС. ОТКЛОНЕНИЯ:

Всего удалено 0 наблюдений.

Итого осталось 7 наблюдений.

II. ПРОВЕРКА ГИПОТЕЗЫ НОРМАЛЬНОСТИ РАСПРЕДЕЛЕНИЯ
ОТКЛИКА:

Гипотеза подтверждена.

IV. МНОЖЕСТВЕННАЯ РЕГРЕССИЯ:

Выбран предиктор X 1 - g - статическая нагрузка

$$Y = 1961.42 * [7.0E-4 * X 1 - 5.12E-2]$$

Кoeff. множ. корреляции 0.9971806993756654

Множественный критерий Фишера 177.5993009733796

Стандартная ошибка % 5.693658956503428

V. АНАЛИЗ ОСТАТКОВ:

Среднее - -1.197772040281312E-013

С.К.О. - 94.38433694858746

F - статистика дисперсии остатков: 1060.595805840278

При степенях свободы:

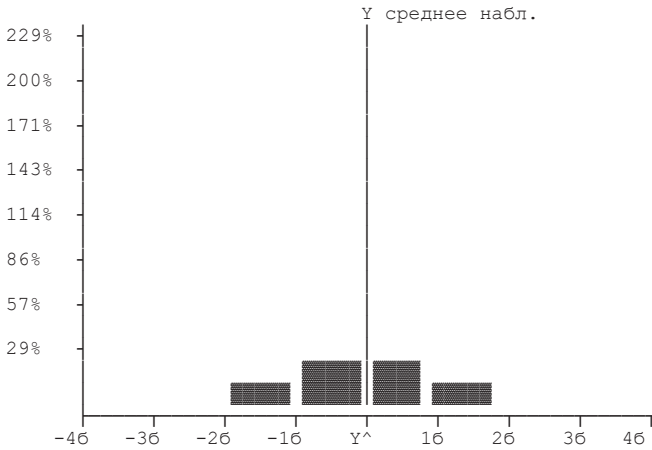
V1 = 1

V2 = 5

Проверка систематической ошибки.

Ошибка НЕ систематическая.

ОБЩАЯ ГИСТОГРАММА ОСТАТКОВ:



МНОЖЕСТВЕННАЯ РЕГРЕССИЯ
Метод БРАНДОНА. Автор программы ДЕНЯК О.А.
Кафедра № 19/08.1993.

П Р О Т О К О Л № 2

Наименование таблицы исходных данных:

kv

Наименование предикторов:

X 1 - g - статическая нагрузка

Наименование отклика:

Y - ? - напряжения в гофрированной оболочке

I. ИСКЛЮЧЕНИЕ ВЫБРОСОВ ПО КРИТЕРИЮ МАКС. ОТКЛОНЕНИЯ:

Всего удалено 0 наблюдений.

Итого осталось 7 наблюдений.

II. ПРОВЕРКА ГИПОТЕЗЫ НОРМАЛЬНОСТИ РАСПРЕДЕЛЕНИЯ
ОТКЛИКА:

Гипотеза подтверждена.

IV. МНОЖЕСТВЕННАЯ РЕГРЕССИЯ:

Выбран предиктор X 1 - g - статическая нагрузка

$$Y = 573.42 * [6.62E-4 * X_1 + 6.16E-3]$$

Кoeff. множ. корреляции .9999467510557085
Множественный критерий Фишера 9390.107526881717
Стандартная ошибка % 4.738550183497785

V. АНАЛИЗ ОСТАТКОВ:

Среднее - 7.105427357601002E-015
С.К.О. - 3.579277090390728

F - статистика дисперсии остатков: 56335.64516129028

При степенях свободы:

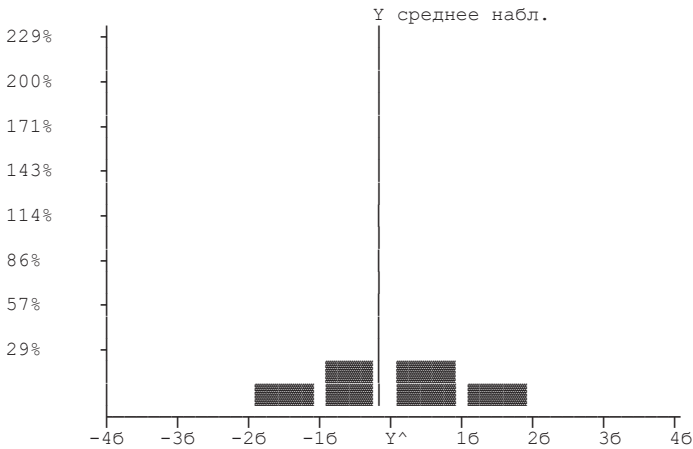
V1 = 1

V2 = 5

Проверка систематической ошибки.

Ошибка НЕ систематическая.

ОБЩАЯ ГИСТОГРАММА ОСТАТКОВ:



МНОЖЕСТВЕННАЯ РЕГРЕССИЯ

Метод БРАНДОНА. Автор программы ДЕНЯК О.А.
Кафедра № 19/08.1993.

П Р О Т О К О Л № 3

Наименование таблицы исходных данных:

kv

Наименование предикторов:

X 1 - g - статическая нагрузка

Наименование отклика:

Y - ? - напряжения в гофрированной оболочке

I. ИСКЛЮЧЕНИЕ ВЫБРОСОВ ПО КРИТЕРИЮ МАКС. ОТКЛОНЕНИЯ:

Всего удалено 0 наблюдений.
Итого осталось 7 наблюдений.

II. ПРОВЕРКА ГИПОТЕЗЫ НОРМАЛЬНОСТИ РАСПРЕДЕЛЕНИЯ ОТКЛИКА:

Гипотеза подтверждена.

IV. МНОЖЕСТВЕННАЯ РЕГРЕССИЯ:

Выбран предиктор X 1 - g - статическая нагрузка

$$Y = 63.75 * [1.19E-002 * X_1 + 2.95E-002] * [1.50 - 1.46E-003g^2] * 1,33$$

Кэфф. множ. корреляции .9999467510137685

Множественный критерий Фишера 9390.107428881313

Стандартная ошибка % 4.738550133544788

V. АНАЛИЗ ОСТАТКОВ:

Среднее - 7.105427357326702E-012

С.К.О. - 3.579244560390729

F - статистика дисперсии остатков: 56335.64516129034

При степенях свободы:

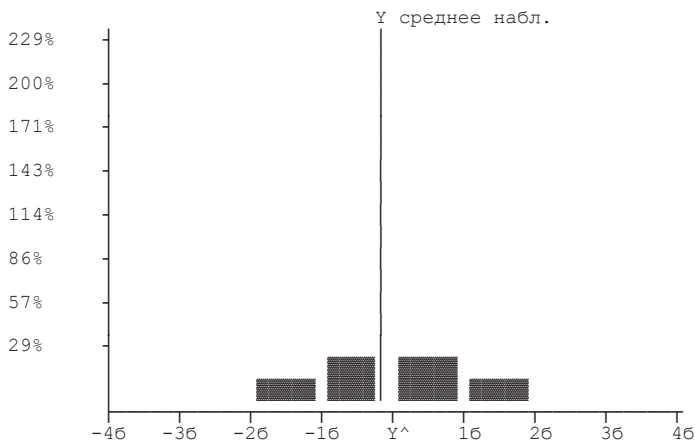
V1 = 1

V2 = 5

Проверка систематической ошибки.

Ошибка НЕ систематическая.

ОБЩАЯ ГИСТОГРАММА ОСТАТКОВ:



Результаты работы статистического пакета NCSS 2000 при построении модели зависимости геометрических размеров свай-ПИТ от параметров разрядного устройства

Response-Surface Regression Report

Page/Date/Time 1 05.10.2009 1:35:16
 Database
 Response C4

Descriptive Statistics Section

| Variable | Count | Mean | Minimum | Maximum |
|----------|-------|--------|---------|---------|
| C1 | 8 | 7 | 4 | 10 |
| C2 | 8 | 5 | 3 | 7 |
| C3 | 8 | 42 | 34 | 50 |
| C4 | 8 | 113,75 | 90 | 150 |

Hierarchical Model Summary Section

Number of Terms Removed 0
 Number of Terms Remaining 6
 R-Squared Cutoff Value 0,010000
 R-Squared of Final Model 0,887892

Coded Hierarchical Model

| | A | B | C |
|------|---|-------|-------|
| A C1 | 1 | 1(11) | 1(11) |
| B C2 | | 1 | 1(11) |
| C C3 | | | 1 |

Notes:

For off-diagonal entries:

1=u1w1, 2=u1w2, 3=u2w1, 4=u2w2, 5=u1w3,6=u3w1, 7=u2w3, 8=u3w2, 9=u3w3.

For diagonal entries:

1=u1, 2=u2, 3=u3.

Where u1=u, u2=u^2=u*u, and u3=u^3=u*u*u.

Sequential ANOVA Section

| Source Squared | df | Sequential Sum-Squares | Mean Square | F-Ratio | Prob Level | Incremental R- |
|----------------|----|------------------------|-------------|---------|------------|----------------|
| Regression | 6 | 2475 | 412,5 | 1,32 | 0,582454 | 0,887892 |
| Linear | 3 | 237,5 | 79,16666 | 0,25 | 0,858878 | 0,085202 |
| Lin x Lin | 3 | 2237,5 | 745,8333 | 2,39 | 0,436444 | 0,802691 |
| Total Error | 1 | 312,5 | 312,5 | | | 0,112108 |

ANOVA Section

| Factor Squared | df | Last Sum-Squares | Mean Square | F-Ratio | Prob Level | Term R- |
|----------------|----|------------------|-------------|---------|------------|----------|
| C1 | 3 | 2337,5 | 779,1667 | 2,49 | 0,428480 | 0,838565 |
| C2 | 3 | 237,5 | 79,16666 | 0,25 | 0,858878 | 0,085202 |
| C3 | 3 | 2137,5 | 712,5 | 2,28 | 0,444868 | 0,766816 |
| Total Error | 1 | 312,5 | 312,5 | | | 0,112108 |

Response-Surface Regression Report

Page/Date/Time 2 05.10.2009 1:35:16
 Database
 Response C4

Estimation Section

| Parameter Squared | df | Regression Coefficient | Standard Error | T-Ratio | Prob Level | Last R- |
|-------------------|----|------------------------|----------------|---------|------------|----------|
| Intercept | 1 | -97,96875 | | | | |
| C1 | 1 | 30,3125 | 12,29211 | 2,47 | 0,245258 | 0,681751 |
| C2 | 1 | 2,96875 | 18,22359 | 0,16 | 0,897193 | 0,002975 |
| C3 | 1 | 4,505208 | 2,783536 | 1,62 | 0,352331 | 0,293678 |
| C1*C2 | 1 | -0,625 | 1,041667 | -0,60 | 0,655958 | 0,040359 |
| C1*C3 | 1 | -0,6770833 | 0,2604167 | -2,60 | 0,233750 | 0,757848 |
| C2*C3 | 1 | 0,078125 | 0,390625 | 0,20 | 0,874334 | 0,004484 |

Model

$$-97.96875 + 30.3125 \cdot C1 + 2.96875 \cdot C2 + 4.505208 \cdot C3 - 0.625 \cdot C1 \cdot C2 - 0.6770833 \cdot C1 \cdot C3 + 0.078125 \cdot C2 \cdot C3$$

Optimum Solution Section

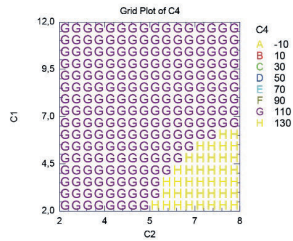
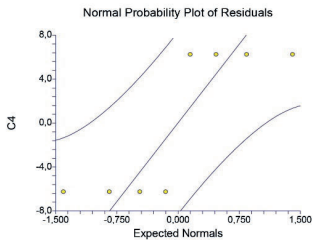
| Parameter | Maximum Exponent | Optimum Value |
|-----------|------------------|---------------|
| C1 | 1 Held Constant | 7 |
| C2 | 1 Held Constant | 5 |
| C3 | 1 Held Constant | 42 |

Function at optimum 113,75
 Number of Function Evaluations 1
 Maximum Functions Evaluations 500

Residual Section

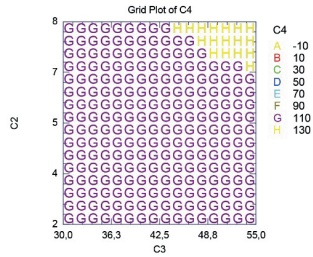
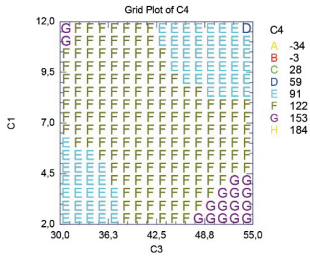
| Row | C4 | Predicted | Residual |
|-----|-----|-----------|----------|
| 1 | 120 | 126,25 | -6,25 |
| 2 | 100 | 106,25 | -6,25 |
| 3 | 120 | 126,25 | -6,25 |
| 4 | 90 | 96,25 | -6,25 |
| 5 | 100 | 93,75 | 6,25 |
| 6 | 150 | 143,75 | 6,25 |
| 7 | 100 | 93,75 | 6,25 |
| 8 | 130 | 123,75 | 6,25 |

Plots Section



Response-Surface Regression Report

Page/Date/Time 3 05.10.2009 1:35:16
 Database
 Response C4



Обработка результатов эксперимента

При определении несущей способности свай-РИТ под действием статической равномерно распределенной нагрузки принимаем доверительную вероятность $P = 0,95$, задаемся доверительным интервалом $E = 10\%$ и исходим из предположения о нормальном распределении исследуемой характеристики.

Среднеквадратическое отклонение выборки от Y_i в рассматриваемой серии из n опытов (принимаем $n > 4$):

$$S_n = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (Y_i - \bar{Y}_n)^2}{n-1}}. \quad (1)$$

Действительное среднеквадратическое отклонение среднего арифметического \bar{Y} :

$$S_n^* = \frac{S_n}{\sqrt{n}} = \sqrt{\frac{1}{n-1} \cdot \left(\frac{\sum_{i=1}^n Y_i^2}{n} - \bar{Y}_n^2 \right)}. \quad (2)$$

Определяем критерий Стьюдента:

$$t_i = \frac{E\bar{Y}_n}{S_n^*}. \quad (3)$$

Количество степеней свободы:

$$f = N - 1, \quad (4)$$

где N – количество опытов в серии.

По графику Рафалеса-Ламарки находим соответствующее значение доверительной вероятности. Если $P < 0,95$, то проводим дополнительный опыт в данной серии и повторяем расчет.

Результаты расчетов по определению минимального числа опытов в серии приведены в таблице.

**Результаты расчетов по определению минимального числа
опытов в серии**

| № серии | № опыта | Y_j | Y_j^2 | $\frac{\sum_i^n Y_j^2}{n_j}$ | $\sum_i^n Y_j$ | $\frac{\sum_i^n Y^2}{n_j}$ | \bar{Y}^2 | S_n^* | E_i | t_i | P_i |
|------------|------------|-------|---------|------------------------------|----------------|----------------------------|-------------|---------|-------|-------|-------|
| 1 | 1 | 2,67 | 7,13 | 7,13 | 2,67 | 2,67 | 7,12 | | | | |
| | 2 | 2,46 | 6,05 | 6,59 | 5,13 | 2,56 | 6,57 | | | | |
| | 3 | 2,57 | 6,60 | 6,59 | 7,70 | 2,56 | 6,58 | | | | |
| | 4 | 2,80 | 7,84 | 6,90 | 10,50 | 2,62 | 6,89 | 0,073 | 0,26 | 3,16 | 0,90 |
| | 5 | 2,60 | 6,76 | 6,87 | 13,10 | 2,62 | 6,84 | 0,057 | 0,26 | 4,59 | 0,97 |
| 2 | 1 | 1,74 | 3,02 | 3,02 | 1,74 | 1,74 | 3,02 | | | | |
| | 2 | 1,90 | 3,61 | 3,31 | 3,64 | 1,82 | 3,31 | | | | |
| | 3 | 1,70 | 2,89 | 3,17 | 5,34 | 1,78 | 3,16 | | | | |
| | 4 | 1,64 | 2,69 | 3,05 | 6,98 | 1,74 | 3,04 | 0,058 | 0,18 | 3,10 | 0,90 |
| | 5 | 1,80 | 3,24 | 3,09 | 8,78 | 1,56 | 3,08 | 0,047 | 0,18 | 3,83 | 0,95 |
| 3 | 1 | 2,69 | 7,23 | 7,23 | 2,68 | 2,68 | 7,23 | | | | |
| | 2 | 2,43 | 5,90 | 5,95 | 4,13 | 2,14 | 5,93 | | | | |
| | 3 | 2,58 | 6,65 | 6,94 | 7,02 | 2,12 | 6,92 | | | | |
| | 4 | 2,80 | 7,84 | 7,88 | 9,80 | 2,45 | 7,86 | 0,072 | 0,25 | 3,02 | 0,90 |
| | 5 | 2,50 | 6,25 | 6,75 | 12,48 | 2,53 | 6,74 | 0,053 | 0,25 | 4,48 | 0,96 |
| 4 | 1 | 1,67 | 2,73 | 3,13 | 1,76 | 1,76 | 3,13 | | | | |
| | 2 | 1,80 | 3,24 | 3,47 | 3,53 | 1,74 | 3,22 | | | | |
| | 3 | 1,60 | 2,56 | 3,06 | 5,29 | 1,69 | 2,52 | | | | |
| | 4 | 1,63 | 2,65 | 2,96 | 7,05 | 1,82 | 2,64 | 0,055 | 0,13 | 3,08 | 0,90 |
| | 5 | 1,15 | 3,06 | 3,75 | 8,81 | 1,74 | 3,05 | 0,044 | 0,13 | 3,56 | 0,95 |
| 5 | 1 | 1,21 | 1,44 | 1,44 | 1,20 | 1,20 | 1,44 | | | | |
| | 2 | 1,26 | 1,58 | 1,51 | 2,46 | 1,23 | 1,51 | | | | |
| | 3 | 1,30 | 1,69 | 1,57 | 3,76 | 1,25 | 1,57 | | | | |
| | 4 | 1,32 | 1,74 | 1,61 | 5,08 | 1,27 | 1,61 | 0,026 | 0,13 | 5,0 | 0,95 |

Минимально в математической статистике принято считать 6 определений. Однако чем больше результатов определений введено в формулу для статистического нахождения среднего значения, тем точнее оказывается результат.

В обработку вводятся результаты одной статистической совокупности, характеризующей данный массив (см. таблицу).

**Результаты опытов по статическому нагружению моделей
свай-РИТ с шипами и без них**

| № опыта | Давление, кг | Осадка свай, мм* | | Время испытания, ч | № опыта | Давление, кг | Осадка свай, мм* | | Время, ч |
|---------|-----------------|---------------------|---------------|--------------------------|---------|-----------------|---------------------|---------------|-------------|
| | | Без шипов | С ши- пами | | | | Без шипов | С ши- пами | |
| 1 | 100 | | | 2 | 4 | 100 | | | 2 |
| | 200 | 0,07 | | 2 | | 200 | 0,08 | | 2 |
| | 300 | 0,6 | 0,01 | 2 | | 300 | 0,3 | 0,01 | 2 |
| | 400 | 1,0 | 0,1 | 2 | | 400 | 0,9 | 0,2 | 2 |
| | 500 | 1,95 | 0,4 | 2 | | 500 | 1,87 | 0,9 | 2 |
| | 600 | 4,7 | 0,7 | 1 | | 600 | 3,7 | 1,7 | 1 |
| | 700 | 6,2 | 2,4 | 1 | | 700 | 6,6 | 3,0 | 1 |
| | 800 | 9,3 | 3,0 | 1 | | 800 | 10 | 3,5 | 1 |
| | 900 | | 3,5 | 1 | | 900 | | 8,0 | |
| | 1000 | | 8,1 | | | 1000 | | 10,1 | |
| 2 | 100 | | | 2 | 5 | 100 | | 0,01 | 2 |
| | 200 | 0,06 | | 2 | | 200 | 0,1 | 0,03 | 2 |
| | 300 | 0,1 | 0,01 | 2 | | 300 | 0,6 | 0,11 | 2 |
| | 400 | 0,9 | 0,1 | 2 | | 400 | 1,1 | 0,7 | 2 |
| | 500 | 1,2 | 0,4 | 2 | | 500 | 2,0 | 0,5 | 2 |
| | 600 | 2,0 | 0,7 | 1 | | 600 | 4,0 | 0,8 | 1 |
| | 700 | 4,7 | 2,0 | 1 | | 700 | 6,0 | 2,0 | 1 |
| | 800 | 8,4 | 2,4 | 1 | | 800 | 8,0 | 2,4 | 1 |
| | 900 | 9,0 | 3,0 | 1 | | 900 | | 3,9 | |
| | 1000 | | 9,3 | | | 1000 | | 8,8 | |
| 3 | 100 | | | 2 | 6 | 100 | | | 2 |
| | 200 | 0,05 | | 2 | | 200 | 0,09 | 0,01 | 2 |
| | 300 | 0,4 | 0,01 | 2 | | 300 | 0,2 | 0,09 | 2 |
| | 400 | 1,2 | 0,1 | 2 | | 400 | 1,3 | 0,1 | 2 |
| | 500 | 1,84 | 0,4 | 2 | | 500 | 2,1 | 0,4 | 2 |
| | 600 | 5,7 | 0,7 | 1 | | 600 | 5,35 | 1,1 | 1 |
| | 700 | 6,3 | 1,6 | 1 | | 700 | 6,2 | 2,6 | 1 |
| | 800 | 8,9 | 2,4 | 1 | | 800 | 9,9 | 2,7 | 1 |
| | 900 | | 3,0 | 1 | | 900 | | 5,3 | 1 |
| | 1000 | | 9,3 | | | 1000 | | 8,9 | |

* Серым цветом отмечены осадки, при которых произошло разрушение свай.

**Специальное программное обеспечение для расчета основания,
укрепленного сваями-РИТ (язык программирования Delphi)**

Формы:

```
object CalculatorEh: TCalculatorEh Left = 0 Top = 0 BorderStyle = bsNone ClientHeight = 127
  ClientWidth = 184 Color = clBtnFace Font.Charset =
  DEFAULT_CHARSET Font.Color = clWindowText Font.Height = -11 Font.Name = 'MS Sans
  Serif' Font.Style = [] OldCreateOrder = True PixelsPerInch = 96 TextHeight = 13 object SpeedBut-
  ton24: TSpeedButtonEh Tag = 12 Left = 151 Top = 52 Width = 27 Height = 23 Caption =
  'Cancel' Flat = True Font.Charset =
  DEFAULT_CHARSET
  Font.Color = clRed Font.Height = -11 Font.Name = 'MS Sans Serif' Font.Style = []
  Layout = blGlyphRight ParentFont = False Transparent = False OnClick = SpeedButton-
  Click Active = False
End.....
```

Процедуры:

```
unit CalculatorEh; interface
```

```
uses
```

```
Windows, Messages, SysUtils, Classes, Graphics, Controls, Forms, Dialogs, StdCtrls
type TCalculatorEh = class(TForm) Panel1: TPanel; SpeedButton1: TSpeedButtonEh;
  SpeedButton2: TSpeedButtonEh; SpeedButton3: TSpeedButtonEh; SpeedButton4:
  TSpeedButtonEh; SpeedButton5: TSpeedButtonEh; SpeedButton6: TSpeedButtonEh;
  SpeedButton7: TSpeedButtonEh; SpeedButton8: TSpeedButtonEh; SpeedButton9:
  TSpeedButtonEh; SpeedButton10: TSpeedButtonEh; SpeedButton11: TSpeedButtonEh;
  SpeedButton12: TSpeedButtonEh; SpeedButton13: TSpeedButtonEh; SpeedButton14:
  TSpeedButtonEh; SpeedButton15: TSpeedButtonEh; SpeedButton16: TSpeedButtonEh;
  SpeedButton18: TSpeedButtonEh; SpeedButton19: TSpeedButtonEh; SpeedButton20:
  TSpeedButtonEh; SpeedButton22: TSpeedButtonEh; SpeedButton23: TSpeedButtonEh;
  SpeedButton24: TSpeedButtonEh; spEqual: TSpeedButtonEh; TextBox: TLabel;
  OFFS_57FC: N.A. procedure SpeedButtonClick(Sender : TObject); procedure
  _PROC_004D0509(Sender : TObject); private { Private declarations } public { Public
  declarations } end;
```

```
var CalculatorEh: TCalculatorEh; {This file is generated by DeDe Ver 3.50.04 Copyright (c)
1999-2002 DaFixer} implementation {$R *.DFM} procedure TCalculatorEh.SpeedButton-
Click(Sender : TObject); begin (*004D112C 56 push esi004D112D 57 push
edi004D112E 8BFA mov edi,edx004D1130 8BF0 mov esi,eax
004D1132 8B470C mov eax,[edi+$0C]* Reference to field TCalcula-
torEh.OFFS_57FC : Byte[004D1135 8A907CFC5700 mov dl,byte ptr
[eax+$57FC7C]004D113B 8BC6 mov eax,esi004D113D 8B08 mov
ecx,[eax]* Possible reference to virtual method TCalculatorEh.OFFS_00D0
[004D113F FF91D0000000 call dword ptr [ecx+$00D0]004D1145 5F pop
edi004D1146 5E pop esi004D1147 C3 ret*)end;
0049B197 E8889CF6FF call 00404E240049B19C C645FF01 mov byte
ptr [ebp-$01],$010049B1A0 33C0 xor eax,eax0049B1A2 5A pop
edx
0049B1A3 59 pop ecx0049B1A4 59 pop ecx0049B1A5 648910
mov fs:[eax],edx
***** FINALLY
* Reference to : TIcon._PROC_0042AEF8(005763CA E8294BEBFF call 0042AEF8
005763CF 33D2 xor edx,edx005763D1 8B4314 mov eax,[ebx+$14]
* Reference to : TIcon._PROC_0042B014(005763E8 C3 ret*)end;end.
```

Оглавление

| | |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------|
| Введение | 3 |
| Глава 1. Анализ вопроса применения поверхностных фундаментов опор и способов повышения несущей способности грунтовых оснований при строительстве объектов транспортной инфраструктуры | 6 |
| 1.1. Анализ местных условий строительства транспортных объектов | 6 |
| 1.2. Анализ теории и практики применения различных конструктивных схем поверхностных фундаментов временных и краткосрочных мостов..... | 9 |
| 1.3. Анализ существующих методов и способов укрепления грунтов..... | 15 |
| 1.3.1. Физико-механическое уплотнение грунтов статическими и динамическими нагрузками | 17 |
| 1.3.2. Физико-химические методы укрепления грунтов..... | 18 |
| 1.3.3. Инъекционное закрепление грунтов..... | 18 |
| 1.3.4. Создание искусственных грунтоматериалов | 19 |
| 1.3.5. Конструктивные способы укрепления | 19 |
| 1.4. Анализ применения разрядно-импульсной технологии для укрепления грунтов..... | 24 |
| 1.4.1. Разрядно-импульсная технология как способ преобразования энергии электрического разряда в полезную работу | 24 |
| 1.4.2. Применение электроимпульсных технологий при устройстве буровых свай..... | 27 |
| 1.5. Анализ конструктивных решений фундаментов поверхностного опирания мостов и технология сооружения опор контурного типа | 31 |
| 1.6. Анализ методик расчета металлических оболочек, заполненных грунтом | 34 |
| 1.7. Анализ методик расчета уплотнения грунтовых оснований с помощью разрядно-импульсной технологии | 39 |
| Глава 2. Теоретическое обоснование способа формирования ядра заполнения опор контурного типа из металлических гофрированных элементов, сокращения потерь энергии импульса и повышения несущей способности свай-РИТ | 45 |
| 2.1. Обоснование параметров разрядно-импульсной технологии при формировании ядра заполнения опор контурного типа из металлических гофрированных элементов..... | 45 |
| 2.2. Модель процесса разрядно-импульсного уплотнения грунтового ядра в теле грунтометаллической опоры..... | 51 |

| | |
|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| 2.3. Теоретическое обоснование расчетной модели давления грунта на металлическую оболочку опоры | 56 |
| 2.4. Теоретическое обоснование напряжений в сечениях металлической гофрированной оболочки | 63 |
| 2.5. Обоснование потерь полезной энергии при использовании разрядно-импульсных технологий в геотехнике | 66 |
| 2.6. Теоретическое обоснование применения кумулятивного эффекта в работе разрядного устройства | 73 |
| 2.7. Теоретическое обоснование конструктивных особенностей разрядного устройства с кумулятивной выемкой..... | 79 |
| 2.8. Обоснование повышения несущей способности сваи-РИТ с шипами..... | 86 |
| 2.8.1. Анализ расчетно-нормативной базы определения несущей способности свай | 86 |
| 2.8.2. Расчет несущей способности грунта под нижним концом свай свай-РИТ с шипами..... | 90 |
| 2.8.3. Обоснование прироста несущей способности грунта по боковой поверхности свай свай-РИТ с шипами..... | 94 |
| 2.8.4. Теоретическое обоснование расчетной модели поверхностного фундамента | 97 |

Глава 3. Экспериментальные исследования

напряженно-деформированного состояния системы

| | |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------|
| «свая – грунт»..... | 103 |
| 3.1. Порядок планирования и постановка задач исследований..... | 103 |
| 3.1.1. Цели исследований..... | 103 |
| 3.1.2. Оборудование и материалы | 110 |
| 3.2. Результаты экспериментальных исследований 1-й стадии..... | 119 |
| 3.2.1. Уточнение модели напряженного состояния металлической гофрированной оболочки и деформативности опоры контурного типа | 119 |
| 3.2.2. Определение напряженного состояния металлической гофрированной оболочки и деформативности опоры контурного типа с грунтовым ядром заполнения, уплотненным механическим способом | 120 |
| 3.2.3. Определение напряженного состояния металлической гофрированной оболочки и деформативности опоры контурного типа с грунтовым ядром заполнения, уплотненным по разрядно-импульсной технологии..... | 123 |
| 3.2.4. Определение напряженного состояния металлической гофрированной оболочки и деформативности опоры контурного типа без грунтового ядра заполнения | 126 |

| | |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| 3.2.5. Уточнение методик расчета металлической гофрированной оболочки опоры контурного типа с армирующим элементом | 128 |
| 3.2.6. Обоснование условий подобия модели и прототипа опоры контурного типа из металлических гофрированных элементов..... | 132 |
| 3.3. Результаты экспериментальных исследований 2-й стадии | 137 |
| 3.3.1. Выбор параметров работы лабораторной установки..... | 137 |
| 3.3.2. Изготовление свай-РИТ с шипами..... | 142 |
| 3.3.3. Определение степени влияния конструкции разрядного устройства на КПД импульса. Трехфакторный эксперимент | 145 |
| 3.3.4. Статические испытания свай..... | 154 |
| 3.3.5. Сопоставление результатов теоретических и экспериментальных исследований | 161 |
| 3.3.6. Обоснование условий подобия модели и прототипа свай-РИТ с шипами | 163 |

Глава 4. Предложения по практическому применению способа повышения несущей способности системы «свая – грунт» при строительстве объектов транспортной инфраструктуры..... 168

| | |
|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| 4.1. Методика повышения эксплуатационной надежности и экономичности опор контурного типа из металлических гофрированных элементов путем уплотнения грунтового ядра с помощью разрядно-импульсной технологии..... | 168 |
| 4.2. Методика проектирования оснований поверхностных фундаментов, усиленных сваями-РИТ с шипами | 172 |
| 4.2.1. Определение технологических параметров | 172 |
| 4.2.2. Определение конструктивных элементов поверхностного фундамента | 173 |
| 4.2.3. Программный пакет для проектирования поверхностного фундамента опоры на армированном основании | 177 |
| 4.3. Усиление грунтового основания с применением разрядно-импульсной технологии..... | 180 |
| 4.4. Конструктивные решения по совершенствованию способа армирования грунта..... | 184 |
| 4.4.1. Предложения по совершенствованию электрических разрядников для создания армирующих элементов | 184 |
| 4.4.2. Предложения по сооружению опор контурного типа с использованием разрядно-импульсной технологии..... | 190 |
| 4.4.3. Конструкция свай-РИТ с шипами (пат. № 85496)..... | 195 |
| 4.4.4. Лежневый фундамент (пат. № 84028) | 196 |

| | |
|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| 4.4.5. Конструкция фундамента эстакады РЭМ-500 (заявка на полезную модель) | 197 |
| 4.4.6. Буровой способ усиления грунтового основания с применением малогабаритной техники | 199 |
| 4.5. Технико-экономическая оценка эффективности применения опор контурного типа из металлических гофрированных элементов с грунтовым ядром, усиленным по разрядно-импульсной технологии..... | 200 |
| Заключение..... | 207 |
| Термины и определения..... | 211 |
| Библиографический список..... | 213 |
| Приложения..... | 220 |

Научное издание

Квитко Александр Владимирович

**ИССЛЕДОВАНИЕ
НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО
СОСТОЯНИЯ СИСТЕМЫ «СВАЯ – ГРУНТ»**

Монография

Редактор *Т. В. Ананченко*

Компьютерная верстка *В. С. Весниной*

Подписано к печати 04.12.2019. Формат 60×84 ¹/₁₆. Бум. офсетная.

Усл. печ. л. 14,42. Тираж 500 экз. Заказ 165. «С» 90.

Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет.
190005, Санкт-Петербург, 2-я Красноармейская ул., д. 4.

Отпечатано на МФУ. 198095, Санкт-Петербург, ул. Розенштейна, д. 32, лит. А.